

Curso 2006/07
CIENCIAS Y TECNOLOGÍAS/29
I.S.B.N.: 978-84-7756-780-6

NATALIA OTERO CALVIÑO

**Filtración de aguas residuales
para reutilización**

Directores
DELIA GARCÍA CRUZ
FERNANDO DÍAZ GONZÁLEZ



SOPORTES AUDIOVISUALES E INFORMÁTICOS
Serie Tesis Doctorales

AGRADECIMIENTOS

La presente investigación se realizó en el Departamento de Ingeniería Química y Tecnología Farmacéutica de la Facultad de Química de la Universidad de La Laguna, bajo la dirección de los profesores **Dra. D^a. Delia García Cruz y Dr. D. Fernando Díaz González**, a los cuales quiero expresar mi más sincero agradecimiento por la ayuda y el apoyo recibido, mediante el cual fue posible que la presente memoria fuera una realidad.

Quisiera también agradecer:

- La ayuda prestada por la Consejería de Economía y Hacienda del Gobierno de Canarias, a través del proyecto de Innovación Tecnológica “Reutilización Agrícola de Aguas Residuales Depuradas. Obtención de Datos y Establecimiento de Modelos de Comportamiento en el Transporte y en el Almacenamiento de las Aguas Depuradas”, cofinanciado por BALTEN y el Consejo Insular de Aguas de Tenerife, que permitió la adquisición de parte del equipo analítico utilizado en este trabajo.

- Al Organismo Autónomo Local de Balsas de Tenerife (BALTEN), personalizado en D. Escolástico Aguiar González, por haber puesto sus instalaciones y operarios a nuestro servicio, y de la misma forma a D. Emilio Álvarez Hernández por la colaboración incondicional prestada en todo momento.

- A todos y cada uno de los miembros del Grupo de Investigación de Tratamiento y Reutilización de Aguas Residuales, encabezados por el Dr D. Sebastián Delgado Díaz, por el apoyo y el trato que devengó hacia mi persona, siempre de una manera muy cordial. A mi querida profesora D^a Delia García Cruz, a la que le debo todo lo que he desarrollado en el Departamento, por ser mi apoyo inicial en la Universidad, en el ámbito no solo laboral sino también personal; le agradezco toda la alegría, ayuda y comprensión que siempre me tuvo. A mis compañeros de Laboratorio con los que he pasado momentos no sólo difíciles sino también divertidos, haciendo que el trabajo diario fuese mucho más agradable. Con un cariño muy especial, a mis amigas incondicionales que siempre han estado conmigo, no solo en las buenas sino también en las malas, Nuria Regalado y Elayne Pérez, por todo su apoyo en todo momento para que siempre siguiera hacia delante.

- A Francisco Arocha y a Loli, por su colaboración en todo momento a la hora de resolver cualquier problema que se presentara con la instalación; a Ruth García De la Rosa, por toda sus ganas de trabajar y ayudar a que esta tesis fuera posible y a todos aquellas personas que colaboraron con la realización de la misma.

-Por otro lado, quisiera agradecer al Grupo de Investigación de Aceites de Fritura, encabezado por la Dra. D^a Andrea Brito Alayón, por haberme ayudado a finalizar mi Tesis Doctoral con su tiempo y dedicación y por brindarme la oportunidad de trabajar con un equipo maravilloso, con quienes he compartido muy buenos momentos y he aprendido muchas cosas. Gracias a todos y cada uno de sus miembros, por apoyarme a que terminará la tesis, y por hacerme el día a día muy agradable. A las profesoras Dra. D^a Caly y Dra. D^a Emma por su colaboración y sobre todo por el cariño que siempre dieron hacia mi persona. A las chicas que estuvieron en el grupo de Aceites (Irene, Karina, Regina, Mónica, Begoña, Beatriz) por su apoyo moral y afectivo que ayudaron en todo momento.

-Finalmente quisiera agradecer a todos los miembros del Departamento de Ingeniería Química y Tecnología Farmacéutica, por haberme brindado esta oportunidad maravillosa de poder desarrollar mi capacidad investigadora y de trabajo en equipo.

A toda mi familia,

A mis mayores tesoros:

Juan y Juan Manuel

INDICE GENERAL

**INDICE**

0 RESUMEN.....	1
----------------	---

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN.....	7
1.1 LA REUTILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.....	7
1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE UN AGUA RESIDUAL URBANA.....	10
1.3 LA REUTILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES EN ESPAÑA.....	11
1.4 TECNOLOGÍAS BÁSICAS DE TRATAMIENTO PARA REUTILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS.....	13
1.5 CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL URBANA DESTINADA PARA RIEGO AGRÍCOLA.....	15
1.6. RIESGOS DE LA REUTILIZACIÓN DE AGUA RECUPERADA.....	19
1.6.1 Etiología del riesgo	
1.6.2 Riesgos de origen microbiológico	
1.6.3 Riesgos de origen Químico	
1.6.4 Evaluación del riesgo	
1.7 SISTEMA DE REUTILIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE SANTA CRUZ DE TENERIFE.....	24
1.8 OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN.....	32
1.9 BIBLIOGRAFÍA.....	34

CAPÍTULO 2

2 EL PROCESO DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN.....	39
2.1 INTRODUCCIÓN.....	39
2.2 TIPOS DE DISPERSIONES.....	40
2.3 ESTABILIDAD COLOIDAL.....	41
2.3.1 Fuerzas de London-Van der Waals	
2.3.2 Interacción eléctrica	
2.3.3 Fuerzas de hidratación	
2.3.4 Interacción hidrofóbica	
2.3.5 Interacción estérica	



2.4 DESESTABILIZACIÓN DE COLOIDES. TEORÍAS SOBRE LA COAGULACIÓN..	52
2.4.1 Conceptos de coagulación y floculación	
2.4.2 Desestabilización de coloides	
2.5 TRANSPORTE DE PARTICULAS-CINÉTICA DE LA FLOCULACIÓN.....	60
2.6 PRINCIPALES PRODUCTOS COAGULANTES Y COADYUVANTES.....	61
2.6.1 Coagulantes	
2.6.2 Coadyuvantes	
2.7 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COAGULACIÓN.....	78
2.7.1 Tipo de coagulante	
2.7.2 Contenido de materia en suspensión (MES)	
2.7.3 pH	
2.7.4 Salinidad	
2.7.5 Temperatura del agua	
2.7.6 Tiempo de mezcla y Floculación	
2.7.7 Fuerza de agitación	
2.7.8 Presencia de núcleos	
2.7.9 Dispersión de los coagulantes	
2.7.10 Color	
2.8 INFLUENCIA EN LA COAGULACIÓN CON SALES DE Al(III) y Fe(III).....	83
2.8.1 Influencia de la dosificación de coagulante, pH y concentración coloidal	
2.9 RELACIÓN ENTRE EL TIPO DE COAGULACIÓN Y DISPERSIÓN DE LOS COAGULANTES.....	85
2.9.1 Mezcla para coagulación por adsorción-desestabilización	
2.9.2 Mezcla para coagulación de barrido	
2.10 TIPO DE MEZCLADORES Y NECESIDADES ENERGÉTICAS.....	86
2.10.1 Mezcladores mecánicos	
2.10.2 Mezcladores estáticos	
2.10.3 Condiciones óptimas de mezclado	
2.11 BIBLIOGRAFIA.....	92

CAPÍTULO 3

3 FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR.....	103
3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS OPERACIONES DE FILTRACIÓN.....	104
3.2 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE FILTRACIÓN.....	105



3.2.1 Tipo de funcionamiento	
3.2.2 Tipos de medios filtrantes y sentido del flujo durante la fase de filtración	
3.2.3 Presión actuante en la filtración	
3.2.4 Métodos de control de flujo	
3.2.5 Velocidad de filtración	
3.3 VARIABLES DEL PROCESO DE FILTRACIÓN.....	115
3.3.1 Características del medio filtrante	
3.3.2 Tipos de lechos filtrantes	
3.3.3 Velocidad de filtración	
3.3.4 Pérdida de carga admisible	
3.3.5 Características del agua a filtrar	
3.4 MECANISMOS RESPONSABLES DE LA FILTRACIÓN.....	128
3.5 MODELOS MATEMÁTICOS DE LA FILTRACIÓN.....	131
3.6 DISEÑO DE UNIDADES DE FILTRACIÓN.....	131
3.7 LAVADO DE FILTROS.....	133
3.8 BIBLIOGRAFIA.....	135

CAPÍTULO 4

4 TÉCNICA EXPERIMENTAL

4.1 MÉTODOS ANALÍTICOS UTILIZADOS.....	141
4.1.1 Medida de la Turbidez	
4.1.2 Medida de la Demanda Química de Oxígeno (DQO)	
4.1.3 Medida del pH	
4.1.4 Medida de la Materia en Suspensión (MES)	
4.1.5 Medida de la Conductividad	
4.1.6 Medida del Potencial Zeta	
4.1.7 Medida del Aluminio residual	
4.2 EXPERIENCIAS DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN A ESCALA LABORATORIO.....	145
4.2.1 Sales metálicas utilizadas como coagulantes	
4.2.2 Estudio de condiciones óptimas de mezclado	
4.2.3 Estudio de la Preoxidación-Coagulación	
4.2.4 Estudio de diferentes coagulantes en el Jar Test	
4.2.5 Estudio del efecto de la variación del pH en la coagulación	



4.3 EXPERIENCIAS DE FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR A ESCALA PLANTA PILOTO.....	154
4.3.1 Parámetros de filtración	
4.3.2 Materiales utilizados	
4.3.3 Metodología	
4.3.4 Estudios de filtración	
4.3.5 Estudio del efecto del caudal. Empleo del Método de Taguchi	
4.4 BIBLIOGRAFÍA.....	167

CAPÍTULO 5

5 EXPERIENCIAS DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN A ESCALA LABORATORIO	
5.1 COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN EN PRESENCIA DE SALES METÁLICAS.....	173
5.1.1 Estudio de condiciones óptimas de mezclado	
5.1.2 Efecto de la concentración de PAC	
5.1.3 Estudio del efecto de la Preoxidación-Coagulación	
5.2 COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN EN PRESENCIA DE POLIELECTROLITOS...	183
A) Coagulantes Catiónicos:	
• KF69/H	
• Actipol C-421	
• Flocusol	
• Flocudex	
• Flocumix	
• Fennopol K-211, K-508 y K-504	
• Cs-253 y Cs-40	
B) Coagulantes Aniónicos:	
• As-40	
• As-72	
• As-74	
• As-77	
• SS-140, SS-120 y SS-140/H	
• A-305, As-25, As-45, As-20, As-34, N-200 y As-37	
C) Coagulante Natural:	
• Chitosan	



5.3 ESTUDIO DEL EFECTO DE LA VARIACIÓN DEL pH Y DE LA CONCENTRACIÓN DE COAGULANTE EN LA COAGULACIÓN.....	216
5.4 BIBLIOGRAFÍA.....	226

CAPÍTULO 6

6 FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR. EXPERIMENTACIÓN EN PLANTA PILOTO.	
6.1 FILTRO MONOCAPA CON DIFERENTES GRANULOMETRÍAS DE ARENA....	231
6.1.1 Arena de 0.8 mm	
6.1.2 Arena de 1.4-1.6 mm	
6.1.3 Arena de 1.8-2.0 mm	
6.1.4 Arena de 2.0-2.24 mm	
6.2 FILTRO MONOCAPA CON ARENA MEZCLADA.....	242
6.2.1 Filtro de 20 cm arena mezclada	
6.2.2 Filtro de 40 cm arena mezclada	
6.3 FILTRO BICAPA: ARENA MEZCLADA-ANTRACITA.....	247
6.4 INFLUENCIA DE LA TURBIDEZ INICIAL DEL AGUA EN EL PROCESO DE FILTRACIÓN.....	249
6.4.1 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada	
6.4.2 Lecho filtrante de 40 cm de arena mezclada	
6.4.3 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita	
6.5 EMPLEO DE PUMITA COMO LECHO FILTRANTE.....	279
6.6 ESTUDIO DEL EFECTO DEL CAUDAL.....	284
➤ Lecho filtrante de 40 cm de arena mezclada	
➤ Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita	
6.7 COMPROBACIÓN DE ECUACIONES TEÓRICAS DE PÉRDIDA DE CARGA INICIAL.....	291
6.8 RELACIÓN ENTRE EL RENDIMIENTO DEL FILTRO Y LAS VARIABLES DE FILTRACIÓN.....	294
6.9 RELACIÓN ENTRE TURBIDEZ Y MES EN EL PROCESO DE FILTRACIÓN....	298
7 CONCLUSION GENERAL.....	303
8 NOMENCLATURA.....	311



ANEXOS

ANEXO I: CALIBRADOS

I CALIBRADO DE LA BOMBA PERISTÁLTICA PARA LA DOSIFICACIÓN DE COAGULANTE.....	319
I.1 CALIBRADO PARA EL POLICLORURO DE ALUMINIO (PAC).....	319
I.2 CALIBRADO PARA LOS COAGULANTES CATIÓNICOS.....	322
II. CALIBRADO DEL ROTÁMETRO	324

ANEXO II: PREPARACIÓN DE COAGULANTES

➤ **ESTUDIO DEL JAR TEST**

II.1 PREPARACIÓN DEL PAC.....	329
II.2 PREPARACIÓN DE COAGULANTES CATIÓNICOS.....	330
II.3 PREPARACIÓN DE COAGULANTES ANIÓNICOS.....	331
II.4 PREPARACIÓN DEL COAGULANTE FLOCUSOL.....	332
II.5 PREPARACIÓN DEL COAGULANTE CHITOSAN.....	333
II.6 PREPARACIÓN DEL COAGULANTE FLOCUMIX.....	334

➤ **FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR**

II.7 CÁLCULO DE LAS CONCENTRACIONES INICIALES DE LOS COAGULANTES.....	335
---	-----

II.7.1 Concentración inicial de PAC

II.7.2 Concentración inicial de coagulante catiónico

**ANEXO III: CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES FILTRANTES**

III.1 INTRODUCCIÓN.....	343
III.2 CARACTERIZACIÓN DE LA ARENA.....	343
III.2.1 Diámetro específico y coeficiente de uniformidad de la arena	
III.2.2 Porosidad del lecho filtrante de arena	
III.2.3 Densidad del material	
III.3 CARACTERIZACIÓN DE LA ANTRACITA.....	346
III.3.1 Diámetro específico y coeficiente de uniformidad de la antracita	
III.3.2 Porosidad del lecho filtrante de antracita	
III.3.3 Densidad del material	
III.4 CARACTERIZACIÓN DE LA PUMITA.....	349
III.4.1 Diámetro específico y coeficiente de uniformidad de la pumita	
III.4.2 Porosidad del lecho filtrante de pumita	
III.4.3 Densidad del material	

ANEXO IV: COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

IV.1 ESTUDIO DEL EMPLEO DE SALES METÁLICAS.....	357
IV.2 ESTUDIO DE LAS CONDICIONES ÓPTIMAS DE MEZCLADO.....	357
IV.3 METODOLOGÍA DE JAR TEST.....	359
IV.3.1 Efecto de la concentración de PAC	
IV.3.2 Estudio del efecto de la preoxidación-coagulación	
IV.3.3 Estudio de otros coagulantes	
IV.4 ESTUDIO DEL pH DE DIFERENTES COAGULANTES A DIFERENTES CONCENTRACIONES.....	390

ANEXO V: FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

V.1 FILTRO MONOCAPA CON DIFERENTES GRANULOMETRÍAS DE ARENA....	399
V.1.1 Arena de 0,8 mm	
V.1.2 Arena de 1,4-1,6 mm	
V.1.3 Arena de 1,8-2,0 mm	
V.1.4 Arena de 2,0-2,24 mm	



V.2 FILTRO MONOCAPA CON ARENA MEZCLADA.....	411
V.2.1 Filtro de 20 cm de arena mezclada	
V.2.2 Filtro de 40 cm de arena mezclada	
V.3 FILTRO BICAPA: ARENA MEZCLADA-ANTRACITA.....	415
V.4 INFLUENCIA DE LA TURBIDEZ INICIAL DEL AGUA EN EL PROCESO DE FILTRACIÓN.....	417
V.4.1 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada	
V.4.2 Lecho filtrante de 40 cm de arena mezclada	
V.4.3 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita	
V.5 EMPLEO DE PUMITA COMO LECHO FILTRANTE.....	442
V.6 ESTUDIO DEL EFECTO DEL CAUDAL.....	446
V.7 COMPROBACIÓN DE ECUACIONES TEÓRICAS DE PÉRDIDA DE CARGA INICIAL.....	447

Capítulo 0: RESUMEN



RESUMEN

La presente memoria se enmarca dentro de la línea de Investigación sobre **“Tratamiento y Reutilización de Aguas Residuales”** del *Departamento de Ingeniería Química y Tecnología Farmacéutica* de la Universidad de La Laguna. En esta investigación se lleva a cabo un estudio sobre la coagulación-filtración en lecho granular, como parte del tratamiento terciario del agua residual depurada, procedente de la Estación Depuradora de Aguas Residuales de Santa Cruz de Tenerife, para ser reutilizada en riego agrícola mediante una compleja infraestructura encargada de transportar, almacenar y distribuir el agua depurada a explotaciones agrícolas del sur de la isla.

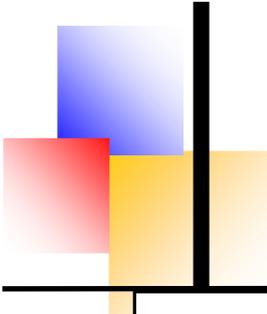
En un primer término, se han optimizado diferentes condiciones de operación y tipo de coagulantes, mediante pruebas de Jar Test, para luego ser utilizados en el proceso de filtración. Se ha seguido la eficacia del proceso de depuración del agua a través de la medida de la turbidez inicial y final del agua principalmente, además de otros parámetros físico-químicos como la demanda química de oxígeno (DQO), materia en suspensión (MES), potencial Zeta, etc.

En segundo lugar, se han seleccionado los mejores coagulantes para su aplicación a un filtro piloto, donde se estudió la influencia de otras variables, tales como material filtrante a utilizar, altura de lecho, velocidad de filtración, para poder determinar las mejores condiciones de filtración y mejorar la calidad del efluente de la Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR). Asimismo, se ha estimado la importancia que puede tener la turbidez inicial en la calidad del agua a obtener tras el proceso de filtración.

Se ha relacionado mediante ecuaciones empíricas, el rendimiento del filtro con las variables de filtración, así como la turbidez del efluente con su contenido de materia en suspensión.

En tercer lugar, se han realizado experimentos de filtración con “Pumita”, como material filtrante autóctono, dadas sus características porosas y la abundancia del mismo.

Capítulo 1: introducción



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1 INTRODUCCIÓN

LA REUTILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE UN AGUA RESIDUAL URBANA

1.3 LA REUTILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES EN ESPAÑA

1.4 TECNOLOGÍAS BÁSICAS DE TRATAMIENTO PARA REUTILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

1.5 CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL URBANA DESTINADA PARA RIEGO AGRÍCOLA

1.6. RIESGOS DE LA REUTILIZACIÓN DE AGUA RECUPERADA

1.6.1 Etiología del riesgo

1.6.2 Riesgos de origen microbiológico

1.6.3 Riesgos de origen Químico

1.6.4 Evaluación del riesgo

1.7 SISTEMA DE REUTILIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE SANTA CRUZ DE TENERIFE

1.8 OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

1.9 BIBLIOGRAFÍA



1. INTRODUCCIÓN

La presión sobre los recursos naturales, en especial el agua, es cada vez más intensa y evidencia impactos preocupantes en el ecosistema. Los planteamientos de grandes infraestructuras hidráulicas, dominantes durante el siglo XX, se muestran ineficaces para resolver el problema latente de la escasez de agua.

Es imprescindible buscar nuevas fórmulas para satisfacer la demanda de los consumidores de forma racional. La “Gestión de la Demanda” es un paso necesario pero no único. Otros principios, como una eficiente gestión de las aguas residuales urbanas, contribuirían a paliar el problema de la sequía. En lugares como Israel, el 70% de las aguas residuales son tratadas y utilizadas como agua de riego (los contaminantes se convierten así en valiosos fertilizantes), convirtiendo regiones áridas en fértiles plantaciones.

1.1 LA REUTILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

La reutilización de las aguas, cuenta ya con un importante número de realizaciones en España y ha demostrado sus ventajas:

*Posibilita un incremento sustancial de los recursos hídricos existentes en las zonas donde el efluente depurado se vierte al mar.

*Posibilita una mejor gestión de los recursos, al sustituir con aguas regeneradas volúmenes de agua de mayor calidad que pueden, de esta forma, utilizarse para fines como el abastecimiento humano.

*Reduce el aporte de contaminantes a los cursos naturales de agua.

*Se puede utilizar el agua depurada en zonas alejadas de la planta de regeneración que no tendría otra fuente de recursos hídricos.



*Aprovechamiento de los elementos nutritivos contenidos en el agua depurada.

*Mayor regularidad del agua disponible.

La recuperación de aguas residuales urbanas permite emplearlas en diferentes usos, siendo alguno de ellos los siguientes:

**Reutilización en agricultura:* Los efluentes utilizados para riego proceden de colectividades urbanas con mezcla de aguas domésticas y aguas depuradas procedentes de industrias. Las aguas residuales brutas no suelen utilizarse para riego de especies de consumo, aunque sí para riego de especies arbóreas con finalidad de producción forestal.

Las aguas residuales presentan ventajas e inconvenientes en su uso agrario frente al agua no contaminada: El agua residual aporta abundantes elementos nutritivos (es un agua fertilizada), pero conlleva riesgos sanitarios con posible contaminación de los acuíferos. Por otro lado, el agua no contaminada no presenta problemas sanitarios, el riesgo de contaminación es nulo y su poder fertilizante escaso.

**Reutilización con fines municipales y recreativos:* Este tipo de reutilización va dirigida principalmente a los siguientes usos: riego de masas forestales de propiedad pública, riego de parques y jardines públicos, riego de calles, embalsamiento para prevención de incendios municipales y forestales, y creación de lagos artificiales.

Esta reutilización conlleva una infraestructura consistente en una red de distribución doble, una para el agua potable y otra para el agua que va a ser reutilizada. Esta doble red presenta el problema de poder contaminar el agua potable, con lo cual se han de tener en cuenta criterios técnicos y sanitarios.

El consumo de agua residual para estos fines puede equilibrar la producción, siendo nulo el exceso de agua residual depurada y evitando problemas derivados del impacto medioambiental. A su vez, en determinadas épocas del año en que la producción de agua residual es mayor, el exceso generado puede ser acumulado en lagos o embalses reguladores para su uso en la extinción de incendios forestales.



**Reutilización para transporte y lavado:* Entre los usos que se puede dar al agua residual en este tipo de actividades, tenemos: lavado de materias primas (carbón, azucareras, etc.) y su transporte, lavado de productos acabados o semiacabados (pastas en papeleras, productos de laminado, pieles en curtidurías, tejidos en tintorerías, etc.), lavados de mantenimiento (vagones, suelos, calles de polígonos industriales, fachadas, etc.), lavado del gas antes de su vertido en la atmósfera.

Para este tipo de actividades, el agua residual procede del agua residual municipal de tipo doméstico y puede ser mezclada con aguas industriales. No es necesaria una calidad muy apreciable para estos fines, no obstante, el agua municipal debe ser previamente depurada con, al menos, un tratamiento secundario.

**Potabilización del agua residual:* la potabilización de las aguas residuales urbanas es la utilización más costosa que se puede llevar a cabo, ya que se exigen unos rigurosos criterios de calidad.

**Reutilización para refrigeración industrial:* la reutilización del agua para refrigeración, viene marcada por dos factores muy concretos; en primer lugar, la existencia de una carestía acusada que obliga a una reutilización indispensable por la falta de recursos hídricos y en segundo lugar, las zonas fuertemente industrializadas donde elevados volúmenes de agua que obligan a sustraer recursos para el suministro doméstico.

La refrigeración por agua se utiliza en numerosas industrias y procesos: producción de electricidad, siderurgia, petroquímica, química, industria automovilística, cementeras, incineración de residuos, etc.

**Reutilización para producción de biomasa:* el agua residual urbana puede ser empleada como fuente de nutrientes para el desarrollo y crecimiento de seres vivos. El caso más frecuente es el riego de especies agrícolas o forestales; sin embargo, y dentro de este reino vegetal, existen otras vías de aplicación que se encuentran en fase de investigación y desarrollo (tales como la producción de microalgas como aprovechamiento conjunto de la energía solar y la energía potencial del agua residual).



La producción de biomasa animal tiene hoy en día una aplicación más directa desde el punto de vista comercial, aunque su aplicación es aún muy escasa, siendo la piscicultura la técnica más empleada.

1.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE UN AGUA RESIDUAL URBANA

La composición de las aguas residuales urbanas (Tabla 1.1) es muy variable, interviniendo en ella factores específicos de la comunidad que las produce, como es el propio consumo de agua, las aguas industriales que puedan incluirse en el alcantarillado o el régimen alimentario.

*Tabla 1.1 Composición típica de agua residual doméstica no tratada.
(Metcalf y Eddy, 1995).*

CONSTITUYENTE	Concentración, ppm		
	ALTA	MEDIA	BAJA
Sólidos totales	1200	700	350
Sólidos disueltos	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Sólidos en suspensión	350	200	100
Fijos	75	50	30
Volátiles	275	150	70
Materia decantable (ml/l)	20	10	5
DBO₅	300	200	100
DQO	1000	500	250
Nitrógeno (como N)	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoníaco libre	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo Total (como P)	20	10	6
Orgánico	5	3	2
Inorgánico	15	7	4
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO₃)	200	100	50
Aceites y grasas	150	100	50



1.3 LA REUTILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES EN ESPAÑA

El cumplimiento obligatorio de la Directiva Comunitaria (91/271/CEE) relativa a las aguas residuales urbanas, unido a la ejecución del Plan Nacional de saneamiento y depuración, se traduce en España en el crecimiento de la construcción de estaciones depuradoras.

Actualmente, están en marcha más de 100 actuaciones de reutilización directa (Tabla 1.2), que cubren una demanda de, aproximadamente, 230 millones de metros cúbicos/año siendo el riego agrícola el aprovechamiento más extendido (88% del volumen total).

Tabla.1.2 Principales actuaciones de reutilización en España
(<http://medioambiente.geoscopio.com/medioambiente,2004>)

Actuación	Cuenca hidrográfica	Tratamiento EDAR	Volumen reutilizado hm ³ /año	Uso del agua regenerada
Ciudad Real	Guadiana	Secundario	2,50	Refrigeración central térmica
Jerez de la Frontera	Guadalquivir	Secundario	9,00	Riego agrícola
Almería	Sur	Secundario	7,30	Riego agrícola
Cartagena	Segura	Lagunaje	7,50	Riego agrícola
Molina del Segura	Segura	Lagunaje	4,80	Riego agrícola
Torre Vieja	Segura	Secundario	3,70	Riego agrícola
Alicante	Júcar	Secundario	4,60	Riego agrícola
Elche	Júcar	Secundario	6,30	Riego agrícola
Benidorm	Júcar	Secundario	5,10	Riego agrícola
Valencia	Júcar	Secundario	25,00	Riego agrícola
Sagunto	Júcar	Secundario	5,48	Riego agrícola
Castellón	Júcar	Secundario	6,00	Riego agrícola
Vitoria	Ebro	Secundario	5,50	Riego agrícola
Palma de Mallorca	Baleares	Secundario	24,50	Riego agrícola/Usos municipales
Tenerife	Canarias	Secundario	13,00	Riego agrícola
Gran Canaria	Canarias	Secundario	6,02	Riego agrícola
TOTAL			136,30	



Se estima que en el año 2006 más de 3.500 hm³ de aguas residuales serán tratadas, si bien una parte importante no será susceptible de reutilización directa, al tener que garantizarse los retornos a los cauces para permitir las captaciones autorizadas aguas abajo, y mantener el caudal ecológico de los ríos.

Las zonas costeras del mediterráneo y suratlántico, y los archipiélagos de Baleares y Canarias, son zonas prioritarias de actuación, debido a:

- ❑ Una fuerte demanda de recursos hídricos
- ❑ Fuerte crecimiento urbano y turístico
- ❑ Existencia de una pujante agricultura
- ❑ Dificultad de obtener recursos por las distancias entre los núcleos urbanos y las fuentes de abastecimiento.
- ❑ Dificultad de ubicar nuevos embalses reguladores.
- ❑ Deterioro de los acuíferos.
- ❑ Frecuentes sequías.

En España, carecemos aún de una normativa específica a nivel estatal sobre aguas residuales, a pesar de estar prevista tanto en la Ley de Aguas, como en el Reglamento de Dominio Público Hidráulico, que indican al Gobierno que debe “establecer las condiciones básicas para la reutilización directa de las aguas en función de los procesos de depuración, su calidad y los usos previstos”.

En el ámbito autonómico sí existen regulaciones en las que se establecen normas de carácter sanitario para el riego agrícola de las aguas depuradas.

Existe un Proyecto de Decreto del Ministerio de Medio Ambiente, estableciendo las “Condiciones para la reutilización directa de las aguas residuales depuradas”, cuyo contenido es objeto de debate político desde hace más de un año, contando con el consenso de la mayoría de las Comunidades Autónomas. Esta norma establecerá las calidades mínimas para la reutilización según los diferentes tipos de usos, así como la metodología, frecuencia de muestreo y criterios de cumplimiento de los análisis exigidos.

Los Reales Decretos Ley: 11/1995 y el 509/1996 que transcriben la Directiva Europea 92/271/CEE, apuntan que España deberá contar con sistemas colectores y



tratamientos secundarios o proceso equivalente antes del 1 de Enero del año 2006, en las poblaciones con más de 10.000 habitantes equivalentes, y en aquellas con más de 2.000 habitantes equivalentes, que viertan a aguas continentales o estuarios. Esta medida permitirá reutilizar en torno al año 2012 volúmenes de agua cercanos a los 1.200 hm³/año.

1.4 TECNOLOGÍAS BÁSICAS DE TRATAMIENTO PARA REUTILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS

El agua que ha sido alterada por el uso doméstico puede ser reutilizada siempre que se someta a un conjunto de tratamientos que permita alcanzar las características de calidad adecuada al uso que posteriormente se le dará. Este conjunto de tratamientos es lo que se conoce como “depuración”.

Cuando el agua residual va destinada a la reutilización, los objetivos de la depuración dependen del destino que se desee dar al agua depurada. Si el destino es solamente el vertido controlado, los objetivos básicos de la depuración serán la protección de la salud pública y la protección del medio ambiente. Si el destino es la reutilización en riego agrícola, los sistemas de depuración han de prevenir daños a los cultivos, a los terrenos, a los acuíferos, sistemas de regadío, etc. (Vera, 1998).

Tratamiento previo

Este tratamiento consiste en la eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares. El desbaste y dilaceración para la eliminación de sólidos gruesos y trapos, la flotación para la eliminación de grasas y aceites y el desarenado para la eliminación de la materia en suspensión gruesa son el conjunto de operaciones que se aplican en un tratamiento previo convencional.

Tratamiento primario

En este tipo de tratamiento se elimina una fracción de los sólidos en suspensión y en menor grado la materia orgánica del agua residual. Esta eliminación suele llevarse a



cabo mediante operaciones físicas tales como el tamizado y la sedimentación. El efluente del tratamiento primario suele contener una cantidad considerable de materia orgánica. El principal papel del tratamiento primario continúa siendo el de previo al tratamiento secundario.

Tratamiento secundario

El tratamiento secundario de las aguas residuales está principalmente encaminado en la eliminación de los compuestos orgánicos biodegradables, aunque a menudo se incluye la desinfección como parte del tratamiento secundario. Este tratamiento es la combinación de diferentes procesos normalmente empleados para la eliminación de estos constituyentes, e incluye el tratamiento biológico con fangos activados, tanto continuo como secuencial; reactores de lecho fijo, los sistemas de lagunaje y tratamiento con membranas.

Tratamiento terciario

Se define este tratamiento como avanzado o de recuperación del agua residual, debido a que posee un nivel de tratamiento más allá del secundario convencional, para la eliminación de constituyentes de las aguas residuales que merecen especial atención, como los nutrientes, los compuestos tóxicos, los excesos de materia orgánica y los sólidos en suspensión o disueltos. Los procesos u operaciones unitarias habitualmente empleadas en los tratamientos avanzados son la coagulación química, floculación, y sedimentación seguida de filtración, el intercambio iónico o la ósmosis inversa. También se emplea el tratamiento avanzado para diversas posibilidades de reutilización de las aguas residuales como aguas potables para las cuales es preciso conseguir efluentes de alta calidad.

Desinfección

Este tipo de tratamiento consiste en la destrucción selectiva de los organismos que causan enfermedades. No todos los organismos se destruyen durante el proceso de desinfección, punto en el que radica la principal diferencia entre éste y la esterilización, proceso que conduce a la destrucción de la totalidad de los organismos. En el campo de las aguas residuales, las tres categorías de organismos entéricos de origen humano de



mayores consecuencias en la producción de enfermedades son las bacterias, los virus y los quistes amebianos. Los métodos más empleados para llevar a cabo la desinfección son: (1) agentes químicos, (2) agentes físicos, (3) medios mecánicos, y (4) radiación.

1.5 CALIDAD DEL AGUA RESIDUAL URBANA DESTINADA PARA RIEGO AGRÍCOLA

En la planificación e instrumentación de los planes de recuperación y reutilización de aguas residuales, el factor que normalmente determina el grado de tratamiento necesario y el nivel de confianza deseado de los procesos y operaciones de tratamiento suele ser el uso a que se destina el agua.

En la actualidad, se emplean sistemas de riego para el mantenimiento de espacios recreacionales tales como parques y campos de golf. Además, el riego de espacios verdes en las zonas urbanas se ha convertido en un elemento importante en la reutilización de aguas residuales depuradas.

Por otro lado, a pesar de que los sistemas de riego se han empleado en todo el mundo durante milenios, la importancia de la calidad del agua para el riego sólo ha sido reconocida durante el presente siglo.

Se han propuesto diversos indicadores de la calidad de un agua para riego (Tablas 1.3 y 1.4). Además, a largo plazo, es importante conocer la influencia de la calidad del agua sobre la producción de los cultivos, condiciones del suelo, etc. y los indicadores se pueden aplicar tanto a aguas limpias como a aguas residuales recuperadas.

Además de estos criterios de calidad, cuando se trata de la reutilización de aguas depuradas residuales, es necesario tener en cuenta otros criterios de carácter físico-químico y biológico. En la Tabla 1.5 se dan los criterios de calidad para distintos usos y, además, el tratamiento indicado en cada caso.



Tabla 1.3 Criterios orientativos de la calidad de agua para riego.
(Westcotts y Ayers, 1989)

PROBLEMA POTENCIAL	GRADO DE RESTRICCIÓN		
	NINGUNO	MODERADO	SEVERO
Salinidad (afecta a la disponibilidad de agua para cultivo)			
Conductividad ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	<700	700-3000	>3000
Sólidos disueltos totales (mg/l)	<450	450-2000	>2000
Toxicidad específica de iones (afecta a cultivos sensibles)			
Absorción radicular (manta y goteo)			
Sodio (Na^+) (SAR)	<3	3-9	>9
Cloruro (Cl^-) (mg/l)	<140	149-350	>350
Boro (B^{3+}) (mg/l)	<0,7	07-3,0	>3,0
NH_4^+ (N, mg/l)	<5	5-30	>30
Absorción foliar (aspersión)			
Sodio (Na^+) (mg/l)	<70	>70	
Cloruro (Cl^-) (mg/l)	<106	>106	
NO_3^- (N, mg/l)	<90	90-520	>520
HCO_3^- (mg/l)	<90	90-500	>500
Cloro residual (mg/l)	<1	1-1,5	>5



Tabla 1.4 Concentraciones máximas de algunos elementos trazas, recomendadas para las aguas de riego.
(Westcotts y Ayers, 1989; MOPTMA, 1995)

Elemento	Concentración, mg/l		Efecto de altas concentraciones en el agua de riego
	Westcotts y Ayers (1989)	MOPTMA (1995)	
Aluminio	3.4	2.0	Puede reducir la cosecha en suelos con pH < 5.5
Arsénico	0.07	1.0	Toxicidad muy variable
Berilio	0.07	--	Tóxico para judías a 0.5 mg/l
Cadmio	0.007	0.05	Tóxico para judías, remolacha y nabo. Se acumula en el suelo y en las plantas.
Cobre	0.14	5	Tóxico para una serie de plantas a 0.1-1.0mg/l en solución nutritiva.
Flúor	0.7	--	Inactivado en suelos neutros y alcalinos.
Hierro	0.35	10	No es tóxico para las plantas aunque puede llegar a acidificar el suelo.
Manganeso	0.14	10	Tóxico generalmente en suelos ácidos.
Molibdeno	0.007	--	No es tóxico para las plantas en las concentraciones normales de las aguas.
Níquel	0.14	2.0	Tóxico para una serie de plantas entre 0.5 y 1 mg/l; menos tóxico en suelos alcalinos.
Plomo	0.35	0.5	Tóxico para las plantas a fuertes concentraciones.
Selenio	0.014	0.02	Tóxico para algunas plantas a concentraciones hasta de 0.025 mg/l.
Estaño	--	10.0	No absorbido por las plantas. Se desconoce la tolerancia.
Vanadio	0.07	--	Tóxico para muchas plantas a relativamente bajas concentraciones.
Zinc	0.14	10.0	La toxicidad para las plantas varía ampliamente. La toxicidad es menor a pH > 6 y en suelos de textura fina o ricos en materia orgánica.

NOTA: El 95% del conjunto de las determinaciones, no debe exceder el valor límite de los parámetros. Las determinaciones que excedan el valor límite no deben hacerlo en más del 50% de dicho límite, siendo éste el criterio inmediato de conformidad.



Tabla 1.5 Criterios de calidad de aguas residuales depuradas para su reutilización en España.
(Ministerio de Obras Públicas (MOPTMA, 1995).

USO DEL AGUA DEPURADA	CALIDAD DEL AGUA	TRATAMIENTO INDICADO
Riego de césped y plantas ornamentales con contacto directo con el público. Riego de cultivos para consumir crudos.	pH=6-9 MES<10mg/l DBO ₅ <10mg/l <10CF/100ml >0.6 mg/l Cl ₂ residual <1 NI/l	Secundario, filtración o tratamiento equivalente. Desinfección.
Riego de césped. Zonas arbóreas y otras áreas con restricción de acceso al público. Riego de huertos y frutales así como, hortalizas para consumir cocidas.	pH=6-9 MES<30mg/l DBO ₅ <30mg/l <200CF/100ml >0.3mg/l Cl ₂ residual <1 NI/l	Secundario y desinfección
Riego de cereales, cultivos industriales, forraje y pastos. ¹	pH=6-9 MES<45mg/l DBO ₅ <45mg/l <500CF/100ml >0.1 mg/l Cl ₂ residual <1 NI/l	Secundario y desinfección
Usos recreativos con posible contacto del público con las aguas (pesca, navegación...)	pH=6-9 MES<10mg/l DBO ₅ <10mg/l <200CF/100ml <1 NI/l	Secundario, filtración o tratamiento equivalente y desinfección.
Uso recreativo sin posible contacto del público con las aguas.	pH=6-9 MES<30mg/l DBO ₅ <30mg/l <100CF/100ml <1 NI/l	Secundario y desinfección
Refrigeración en circuito semicerrado.	<10 CF/100 ml	Secundario y desinfección
Refrigeración en circuito cerrado.	<10 CF/100 ml	Secundario y desinfección

NOTA: NI:huevos de nemátodos intestinales

¹Cuando el riego se realiza por aspersión, en el condicionado de la concesión se fijarán las distancias mínimas de las áreas de riego a las zonas pobladas y a las vías públicas.



1.6 RIESGOS DE LA REUTILIZACIÓN DE AGUA RECUPERADA

1.6.1 Etiología del riesgo:

El agua residual urbana es vehículo de microorganismos patógenos (virus, bacterias, protozoos, y helmintos) y, eventualmente, de sustancias químicas de carácter tóxico; este hecho crea un riesgo potencial de producción de efectos nocivos en la población o de transmisión de enfermedades por mediación del contacto, inhalación, o ingestión de aquellos vectores de riesgo sanitario.

Por otra parte, la presencia de ciertas sustancias químicas en el agua residual puede suponer riesgos para las instalaciones en los casos de reutilización industrial. Sin embargo, puesto que la casuística de este riesgo es tan variada como lo es el sector industrial, y dado que en la mayor parte de las aplicaciones de agua depurada, el riesgo fundamental (único frecuentemente) es el sanitario, este apartado se centra exclusivamente en la consideración de la problemática conexas con éste último.

Una de las modalidades más frecuentes que adopta el riesgo sanitario es la derivada de la ingestión de productos agrícolas comestibles que hayan quedado contaminados por contacto físico con agua residual (cuando la evaporación y la reiteración del riego provocan la acumulación de los vectores de riesgo en los cultivos), por absorción a través de las raíces de las sustancias tóxicas contenidas en el agua de riego o en el terreno, y por absorción de éstas a través de las hojas de las plantas. Los contaminantes químicos se pueden propagar por cualquiera de las tres vías citadas, entretanto que los microbiológicos emplean la primera de ellas.

Otra modalidad que adopta el riesgo por ingestión se relaciona con el empleo para abastecimiento humano de aguas subterráneas que hayan sido contaminadas por el uso de agua residual en riego superficial, en recarga de acuíferos o en tipos de reutilización similares a éstos.

La inhalación de vectores de riesgo se puede presentar en aquellas circunstancias en que la manipulación del agua residual produce aerosoles, cuyas partículas pueden albergar virus y bacterias patógenos, la mayor parte de los cuales poseen dimensiones similares a las que tienen las partículas respirables por el ser humano. La formación de



aerosoles es propia de sistemas de riego por aspersión, así como de otras instalaciones que realizan una enérgica aeración del agua residual, en todas las cuales es preciso, por tanto, la adopción de medidas de protección contra la propagación e inhalación de aquellos.

Finalmente, puede producirse el riesgo por contacto directo, con sus vectores causantes, por parte de las personas encargadas de labores relacionadas con los usos del agua residual, (tales como agricultores y jardineros), y por aquellas otras que constituyen los usuarios directos de zonas públicas de recreo en las que se realice algún tipo de riego con agua residual.

1.6.2 Riesgos de origen microbiológico

En todas las modalidades de riego, la última causa de riesgo, se halla en la persistencia que los vectores poseen. Los agentes microbiológicos patógenos poseen, en efecto, períodos amplios de supervivencia, según muestra la Tabla 1.6, la cual recoge valores extensamente admitidos.

Existen pruebas que indican que casi todos los agentes patógenos persisten en el suelo el tiempo suficiente para originar riesgos sanitarios a agricultores, a quienes manipulan los correspondientes productos y a sus consumidores. Aquellos vectores suelen sobrevivir en la superficie de los cultivos por períodos menores que en el suelo, debido a la protección que éste les brinda frente a los efectos biocidas de la luz solar y la desecación, pese a lo cual la supervivencia puede superar los ciclos de crecimiento del cultivo (caso frecuente en hortalizas), posibilitando la ocurrencia de infecciones entre las personas que manejan o ingieren los frutos, o entre los animales que son pastoreados en áreas en las que se aplican riegos con agua residual.

En consecuencia, la reutilización de aguas residuales exige un tratamiento previo de las mismas, que permita reducir las concentraciones de microorganismos patógenos presentes hasta los valores que las normas consideran adecuados a la erradicación de los riesgos sanitarios. En general, puede decirse que esto significa que la concentración bacteriana debe reducirse, al menos, cuatro unidades logarítmicas (en base decimal), y la de helmintos tres unidades. Los procesos de tratamiento convencionales producen



reducciones que no alcanzan los niveles requeridos, siendo preciso complementarlos con etapas de desinfección.

Tabla 1.6 *Períodos de supervivencia de ciertos agentes patógenos excretados en el suelo y las superficies de los cultivos a 20-30 ° C.*

([http:// medioambiente.geoscopio.com](http://medioambiente.geoscopio.com))

AGENTE PATÓGENO	PERÍODO DE SUPERVIVENCIA	
	EN EL SUELO	EN LOS CULTIVOS
VIRUS Enterovirus	<100 días, comúnmente < 20	< 60 días, comúnmente < 15
BACTERIAS Coliformes fecales Salmonella spp Vibrio cholera	< 70 días, comúnmente < 20 < 70 días, comúnmente < 20 < 20 días, comúnmente < 10	< 30 días, comúnmente < 15 < 30 días, comúnmente < 15 < 5 días, comúnmente < 2
PROTOZOARIOS Quistes de Entamoeba histolytica	< 20 días, comúnmente < 10	< 10 días, comúnmente < 2
HELMINTOS Huevos de Ascaris lumbricoides Larvas de anquilostomas Huevos de Taenia saginata Huevos de Trichuris trichiura	Muchos meses < 90 días, comúnmente < 30 Muchos meses Muchos meses	< 60 días, comúnmente < 30 < 30 días, comúnmente < 10 < 60 días, comúnmente < 30 < 60 días, comúnmente < 30

1.6.3 Riesgos de origen químico

El agua residual urbana es vehículo frecuentemente de sustancias tóxicas de tipo mineral u orgánico, cuya procedencia se halla en alguna de estas fuentes:



- Productos consumidos por la población.
- Corrosión de los materiales utilizados en las redes de abastecimiento y alcantarillado.
- Aguas pluviales recogidas por los sistemas unitarios.
- Vertidos industriales y del sector servicios a la red de saneamiento.

Entre los microcontaminantes minerales, los de mayor importancia son los denominados metales pesados, con especial referencia a estos: cinc, cobre, níquel, cromo, plomo, cadmio y mercurio. El orden de magnitud de ellos es muy diferente entre sí: superior a cien microgramos por litro para el primero, en el rango de las decenas de microgramo por litro para el Cu, Ni, Cr y Pb, entretanto que Cd y Hg no suelen llegar a la unidad citada.

El empleo de aguas residuales urbanas en riegos puede contribuir a la acumulación de los microcontaminantes minerales en los suelos y, específicamente, al enriquecimiento en metales pesados. Este hecho puede ser nefasto por varias razones:

Provoca potencialmente la disminución de la actividad microbiológica en el seno del terreno, reduciendo la humificación de la materia orgánica, la metabolización del nitrógeno o la degradación de los pesticidas.

La creación de estos efectos perniciosos surge no sólo de la presencia de elementos químicos no necesarios para las plantaciones (como sucede con el Ni, Cd o Co), sino por un exceso de concentración de aquellos otros que son precisos para la producción vegetal, tales como B y Cu.

En cuanto a las sustancias orgánicas microcontaminantes que transporta un agua residual urbana, merecen especial mención los detergentes, disolventes, pesticidas, y PCB, cuyo aporte al flujo residual se realiza fundamentalmente por incorporación de aguas pluviales. Una gran parte de estas sustancias orgánicas no son biodegradables significativamente en los tratamientos aerobios, debido esencialmente a la débil hidrosolubilidad de aquéllas.



La evolución de todas estas sustancias orgánicas (policíclicos aromáticos, PCB, órgano-halogenados y detergentes, entre otros) en las plantas, y las formas de introducción y contaminación de la cadena alimentaria son aún poco conocidas.

Sin embargo, la existencia de los riesgos potenciales descritos no debe conducir, según el actual estado de conocimientos, a una prohibición “a priori” de la utilización de aguas residuales para el riego de productos de consumo, pues en tal caso debiera también proscribirse el empleo de ciertas aguas superficiales de uso tradicional en riegos, así como el de diversos productos fitosanitarios. En todo caso procede una actitud prudente en relación con la reutilización de aguas residuales, no típicamente domésticas, en las que se detecten concentraciones importantes de sustancias tóxicas.

1.6.4 Evaluación del riesgo

Con independencia de la vigilancia y cautela recomendadas en la reutilización de aguas residuales con elevados contenidos de microcontaminantes orgánicos no biodegradables, el empleo de aquellas otras caracterizadas por la existencia de elementos minerales, no presenta inconvenientes insalvables, en general, si se cumple con la normativa vigente. En todo caso, deberá estudiarse la posible salinización del suelo, especialmente en zonas áridas en las que la propia agua de abastecimiento posee generalmente salinidades significativas en origen.

Las cuatro líneas de acción principales en el logro de una protección eficaz son: la depuración de las aguas residuales; la limitación de los tipos de reutilización de éstas (incluyendo la restricción de las clases de cultivos regables con ellas); la minimización de la exposición del público al contacto con aguas residuales y el fomento de la higiene. De todas ellas, han sido las dos primeras las medidas más ampliamente aplicadas en los sistemas de reutilización controlada de aguas residuales, para lo cual se han establecido en los últimos cincuenta años una serie de normas o directrices relativas a la calidad de las aguas residuales a reutilizar, así como en relación con los requisitos mínimos de tratamiento, según la clase de empleo previsto.



1.7 SISTEMA DE REUTILIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE SANTA CRUZ DE TENERIFE

La Isla de Tenerife, con una superficie de 2.058 Km² y 812.839 habitantes (ISTAC, Instituto Canario de Estadística, 2004), es la mayor de las siete islas que constituyen el Archipiélago Canario. Con una economía basada fundamentalmente en el turismo y la agricultura, presenta un balance hidrológico insular con una precipitación media anual de 343 mm/año, volumen total de precipitación de 807,6 hm³, evapotranspiración de 435,5 hm³, infiltración de 357,8 hm³ y solamente 14,3 m³ de aguas superficiales (Consejo Insular de Aguas, 2004).

La situación de los recursos hídricos de Tenerife necesita el aprovechamiento de fuentes alternativas a las tradicionales de origen subterráneo: pozos y galerías, fundamentalmente. La extracción de aguas subterráneas se realiza mediante las tradicionales galerías o túneles cuasihorizontales de pequeña sección, perforados en las laderas de las montañas sobre la cota de 500 m con el fin de drenar el terreno saturado; y por otro lado, por pozos convencionales localizados (190), en la plataforma costera bajo aquella cota, caracterizados en la mayoría de los casos por su gran diámetro (alrededor de 3m) que permiten la construcción de galerías de fondo.

Las aguas subterráneas continúan siendo la principal fuente de recursos en la Isla, representando casi el 90% de las disponibilidades totales (226 hm³ en 2004) como puede verse en la Tabla 1.7. Sin embargo, se enfrentan a dos problemas significativos: la sobreexplotación y el empeoramiento de la calidad.

Tabla 1.7 Recursos de agua, evolución reciente
(Consejo Insular de Aguas, 2004).

RECURSOS		1991	2000	2004	DISTRIBUCIÓN (%)		
		hm ³ /año	hm ³ /año	hm ³ /año	1991	2000	2004
Convencionales	Superficiales	1	0,5	0,5	0,5	0,2	0,2
	Subterráneos	203	196	197	95,8	91,0	87,0
	Manantiales	8	4	4	3,8	1,9	1,8
No convencionales	Reutilización	0	8	13	0,0	3,7	5,6
	Desalación	0	7	12	0,0	3,2	5,4
Total		212	216	226	100	100	100



El consumo está estabilizado. La agricultura, a pesar de haber experimentado una tendencia a la disminución en los últimos años, sigue siendo el principal consumidor; habiéndose incrementado las necesidades de abastecimiento (Tabla 1.8), tanto de la población habitual como de la turística.

Tabla 1.8 Consumos de agua, evolución reciente
(Consejo Insular de Aguas, 2004).

CONSUMOS	1991	2000	2004	DISTRIBUCIÓN (%)		
	hm ³ /año	hm ³ /año	hm ³ /año	1991	2000	2004
Uso agrícola	109,2	103,4	95,1	52,7%	47,8	42,0
Uso urbano	62,7	69,5	81,2	30,2%	32,1%	35,9
Uso turístico	14,1	22,3	25,0	6,8%	10,3%	11,0
Uso industrial	5,3	9,4	9,5	2,6%	4,3%	4,2
Recursos no utilizados, pérdidas en trasvases y rechazos de aguas salobres	16,0	11,9	15,6	7,7%	5,5%	6,9
Total	207,3	216,5	226,4	100	100	100

A continuación, en la Figura 1.1 puede observarse la situación actual de los consumos y recursos.

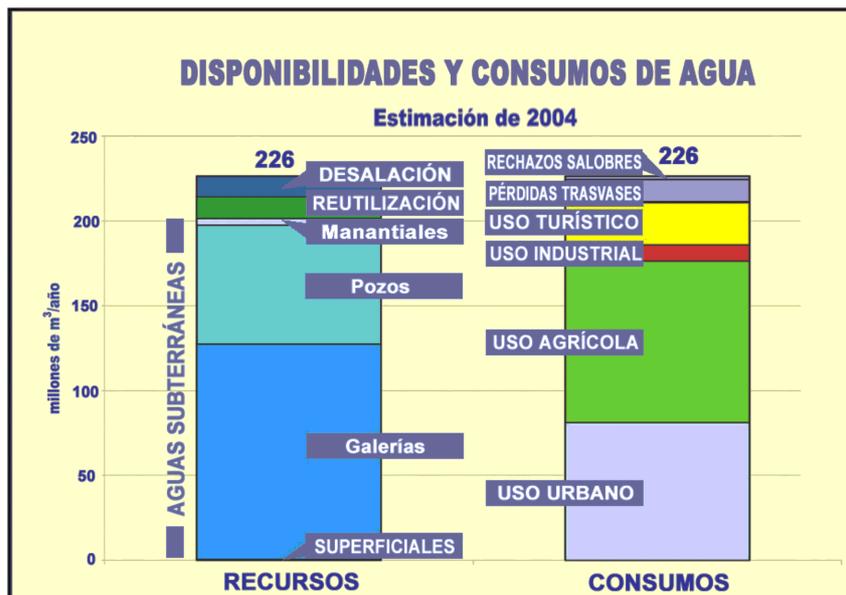


Figura 1.1 Recursos y consumos actuales. (Consejo Insular de Aguas, 2004)

La reutilización de aguas depuradas en la agricultura ha atenuado el efecto negativo que la disminución de la disponibilidad de agua subterránea ejerce en la Isla. Es por tanto la agricultura (42%) el principal usuario del agua y en consecuencia, cada actuación que se lleve a cabo en esta materia tiene especial importancia para resolver la escasez del recurso en lo que compete a la Isla de Tenerife.

En relación, a la calidad de las aguas puede decirse que aquellas procedentes de galerías se caracterizan por ser fundamentalmente “bicarbonatadas sódicas”, hecho derivado de la actividad volcánica en el subsuelo, mientras que las que proceden de pozos contienen cantidades importantes de “cloruro sódico” por efecto de la intrusión marina. La presencia del ión sodio provoca en las aguas un alto valor del índice SAR que dificulta el riego agrícola.

En Tenerife, haciendo referencia a las características medias del agua de origen subterráneo, y de acuerdo con la nueva Reglamentación de aguas de consumo (R.D. 140/2003, de 7 de febrero), no se superan las concentraciones máximas de los principales parámetros químicos.

Atendiendo a su utilidad para el regadío le corresponde la categoría C3-S1, propuesta por la clasificación del “Salinity Laboratory of United State” (U.S.S.L.), que plantea que es un tipo de agua sin problemas de sodificación, pero con peligro de



salinizar los suelos; además, considerando los criterios específicos (salinidad, alcalinidad, y toxicidad iónica), que definen su grado de aptitud, se trata de un agua cuya aplicación debe realizarse con ciertas restricciones y en condiciones adecuadas de manejo. (Consejo Insular de Aguas, 2004).

Los principales cultivos en cuanto a economía y superficie (hectáreas) son: el plátano (4.181), el tomate (1.100), la patata (3.176), la vid (11.774) y las flores y plantas ornamentales (250)(ISTAC, 2003). La platanera, tanto por su extensión como por su consumo (dotación de 15.000 m³ por ha y año), necesita un 62% del total de las disponibilidades agrícolas. Este dato muestra claramente que cualquier acción en materia hidráulica dirigida a este cultivo repercute esencialmente en el “mercado del agua” existente en la Isla.

Desde hace años, en Tenerife se está tratando de mejorar y/o actualizar las tecnologías existentes en la depuración de las aguas residuales, para poder ofrecer a los usuarios un mejor servicio (agua de mayor calidad para el riego), y a su vez contribuir de alguna manera a disminuir la dependencia de agua potable en el sector de la agricultura. Concretamente, en el año de 1984, los servicios técnicos del Cabildo Insular de Tenerife elaboraron un documento: “Estudio de Viabilidad” en el que se definió la infraestructura de reutilización de las aguas depuradas de las ciudades de Santa Cruz y La Laguna, una vez contempladas diversas alternativas que consideraron básicamente tres amplias zonas regables: Valle de San Lorenzo, Valle de Güimar y Valle de Guerra. Ponderando las necesidades hidráulicas de cada zona, los procesos de implantación del regadío con aguas depuradas, sustituyendo a aguas potables, las inversiones a realizar con motivo de las obras, los costes de depuración y los diferentes precios del agua en cada zona, se concluyó que las alternativas más ventajosas eran reutilizar las aguas urbanas de Santa Cruz en Valle de San Lorenzo y las de La Laguna en Valle de Guerra, demostrándose su viabilidad técnica y su rentabilidad económica y financiera.

Aunque ambas actuaciones se encuentran totalmente concluídas, sólo la “Reutilización Sur” es la que se encuentra funcionando, mientras que la infraestructura correspondiente a la “Norte” distribuye en la actualidad aguas blancas también destinadas al regadío. A continuación se describe la infraestructura de la “Reutilización Sur”. (BALTEN, 1993 a y b).



1.-Estación Depuradora de Aguas Residuales (EDAR):

El área metropolitana de las ciudades de Santa Cruz y La Laguna, con 357.000 habitantes, produce un volumen de aguas residuales en torno a los 40.000 m³ diarios que se recogen en dos estaciones de tratamiento primario ubicadas, a nivel del mar una (Estación de tratamiento de Los Llanos-20.000 m³/día y 2000 µS/cm), y la otra en la cota de 105 m (Estación de tratamiento de Buenos Aires), que se sitúa en cabecera del tratamiento secundario y recoge los caudales procedentes de las zonas altas de la ciudad, que son los de mejor calidad química (10.000 m³/día y 1500 µS/cm) y 10.000 m³ de los colectores de La Laguna.

La planta que está gestionada por el Ayuntamiento de Santa Cruz, realiza un tratamiento biológico por fangos activos y está dimensionada para un caudal teórico de 90.000 m³/día en tres líneas. Las aguas residuales afluentes, responden casi exclusivamente al uso doméstico por carecer esta área de un sector industrial de entidad. La carga contaminante de la entrada está en torno a los 600 mg/l de DBO₅ y el rendimiento del proceso llega hasta los 20-25 mg/l.

En la estación de tratamiento de los Llanos, situada entre la Estación de Guaguas y el Parque Marítimo, se vierte un caudal medio diario de 20.000 m³, procedente de los colectores de la zona baja de la Ciudad y de los bombeos de los Barrios de M^a Jiménez y Cueva Bermeja.

Las aguas residuales son sometidas a los procesos de: desbaste de gruesos, tamizado de finos, desengrasado, desarenado, bombeo a EDAR y a emisario submarino. El agua tratada es transportada a un depósito de aspiración de 500 m³ desde donde se bombean unos 7.000 m³/ día a la Planta Depuradora de Buenos Aires, a través de una tubería de impulsión de 2.700 m de longitud. El resto se bombea al emisario submarino situado entre la montaña del Palmetum y el Puerto de la Hondura.

La estación de tratamiento de Buenos Aires, cuyo esquema se muestra en la Figura 1.2, dispone de tres líneas de depuración con capacidad de 20.000 m³/día cada una: dos líneas en servicio que permiten tratar 40.000m³/día, y una línea de reserva, para garantizar la continuidad del proceso durante las labores de mantenimiento, reparaciones y conservación de los elementos que las componen.

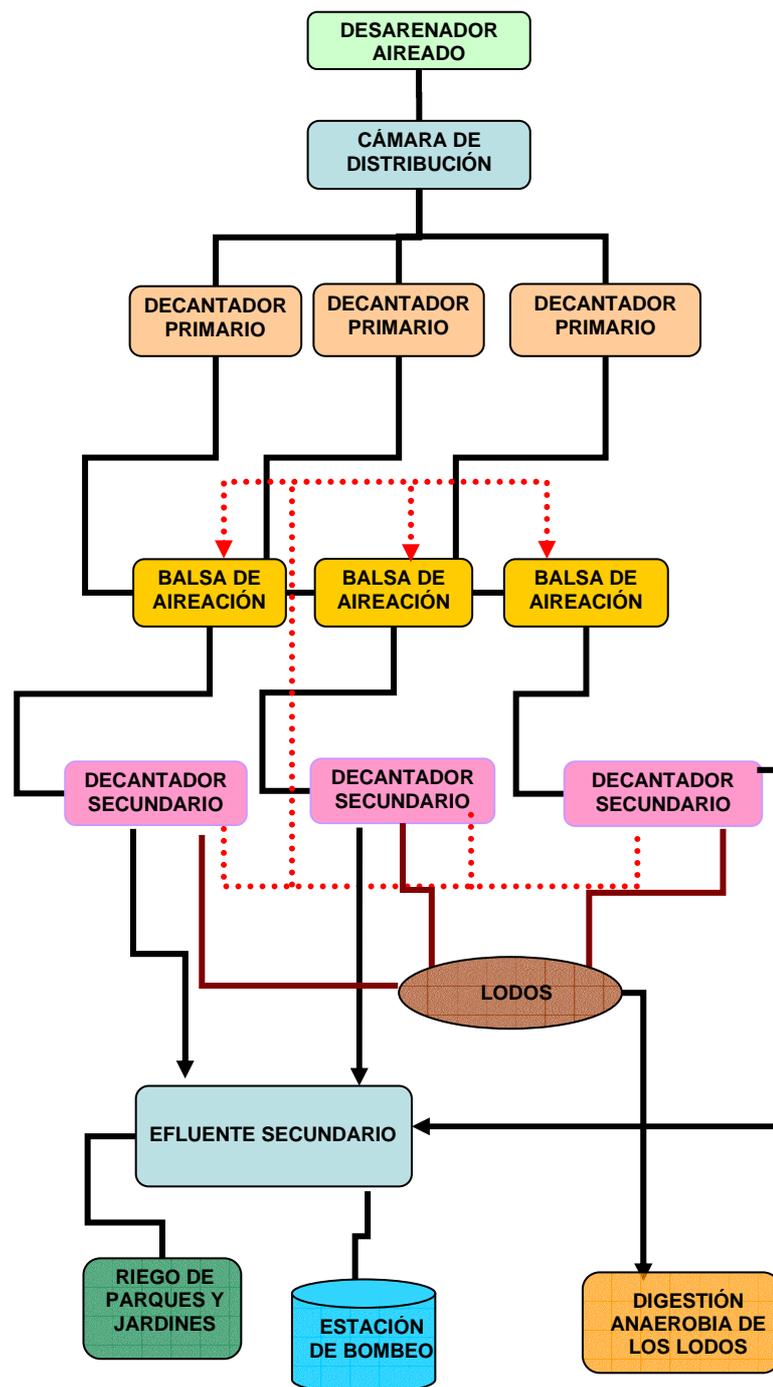


Figura 1.2 Esquema de los principales elementos de la estación depuradora de Santa Cruz de Tenerife.

El volumen total de agua tratada en la EDAR durante el año 2001 fue de unos 14.000.000 m³, de los cuales se reutilizaron 6.600.000 m³ (1.100.000 m³ en riego de jardines y limpieza de la ciudad y 5.500.000 m³ para riego agrícola en el Sur de la isla),



que supone la reutilización de casi un 50% del total, y corresponde a los caudales medios diarios: (EMMASA, 2004)

Agua tratada en la EDAR.....	40.000 m ³
Agua reutilizada en riego de jardines y limpieza de S/C.....	3.200 m ³
Agua reutilizada en riego agrícola en el Sur de la Isla.....	15.000 m ³

2.-Estación de bombeo:

El agua depurada circula por gravedad desde la EDAR hasta un depósito de hormigón armado de 15.000 m³, en dos vasos, que regula los caudales efluentes de aquella, permitiendo ser bombeados en las horas de menor coste energético.

Se cuenta con 4 grupos motobombas de 1.000 CV cada uno capaz de elevar un caudal de 600 l/s que, en 12 horas, supone los 25.000 m³/día que representan la capacidad nominal de la infraestructura.

El agua es bombeada hasta otro depósito regulador (El Tablero), de iguales características al anterior y situado a la cota de 305 m, a través de una conducción de 6.400 m de longitud, consistente en una tubería de fundición dúctil centrifugada, revestida con mortero de cemento de 800 mm de diámetro.

La estación de bombeo es el punto de inicio de la “reutilización”, gestionada por el organismo autónomo <<Balsas de Tenerife, BALTEN>>, dependiente del Cabildo Insular, quien desde el 1 de Enero de 1995 mantiene un Convenio con el Ayuntamiento de Santa Cruz que regula la entrega a BALTEN del agua depurada por parte de la empresa municipal de aguas EMMASA.

3.-Conducción de transporte:

Consiste en una larga conducción de 60 km de longitud que parte del depósito regulador de El Tablero y, por gravedad, conduce las aguas hasta la Balsa del Valle de San Lorenzo, coronada a la cota de 202 m. La tubería, también de fundición dúctil de 600 mm de diámetro y con presiones de trabajo que llegan a las 30 atmósferas, discurre



paralelamente a la Autopista TF-1 con un perfil muy irregular en dientes de sierra que ha obligado a la colocación de más de 70 ventosas y otros tantos desagües.

El caudal nominal de transporte es de 300 l/s (25.000 m³/día), lo que supone un tiempo de residencia del agua en la conducción de 16 horas ($v= 1,06$ m/s). Una estada tan larga puede originar distintos procesos que es necesario controlar con frecuentes apreciaciones de los parámetros físicos, químicos y bacteriológicos.

En los puntos kilométricos 18 y 50 existen sendas derivaciones hacia un depósito de 5.000 m³ (La Ladera de Güimar) y un embalse de 50.000 m³ (San Isidro), respectivamente, desde donde se realizan pequeñas distribuciones de agua depurada a las zonas de riego colindantes.

5.-Estación de filtrado y desinfección:

Con el objetivo de entregar al agricultor un agua con la máxima calidad que fuera económicamente viable, se construyó una planta de filtrado que garantizara la ausencia de obstrucciones en los sofisticados sistemas de riego localizado con que se cuenta en aquella zona. Esta estación está integrada por 15 filtros verticales de 2,5 m de diámetro (Figura 1.3), que funcionan en presión a través de arena (2 metros) de 1 mm de tamaño efectivo, dotados de retrolavado con mezcla de aire y agua.

La planta incorpora los elementos necesarios para producir una desinfección a base de la inyección de hipoclorito que puede efectuarse previamente o después del filtrado.



Figura 1.3 Batería de filtros a presión del Complejo de Tratamiento de aguas depuradas del Valle de San Lorenzo.



6.- Planta desaladora:

Un factor limitativo para poder incrementar el caudal reutilizado en el Valle de San Lorenzo ha sido, sin duda, la calidad química del agua efluente de la EDAR de Santa Cruz de Tenerife. Como ya se ha dicho, la ciudad presenta, según la zona de recogida del efluente de aguas residuales, dos tipos de agua. Con el fin de poder incorporar progresivamente las aguas que se recogen a nivel del mar con mayor conductividad, se ha dotado a las instalaciones de la balsa de una estación desaladora por electrodiálisis reversible con cuatro fases capaces de tratar cada una de ellas 4.000 m³/día de agua depurada. Esta planta es capaz de rebajar la salinidad del agua hasta alcanzar valores de conductividad de 450 µS/cm. Las aguas procedentes de la electrodiálisis se mezclan con las del embalse, hasta valores de conductividad de 1250 µS/ cm, valor que es apto para la agricultura.

7.-Red de distribución:

Como último eslabón del sistema se ha construido una red de riego específica para el suministro del agua depurada a las 230 explotaciones existentes en la zona. Se ha diseñado para efectuar un riego que se ha definido como la “demanda por turnos”, en el que cada agricultor podrá mantener el caudal de riego previsto en su cabezal, en algunos casos muy elevados (250 m³/hora), pero deberá hacerlo en un tiempo prefijado dentro de 85 horas a la semana, lo que provoca un caudal punta de 630 l/s.

La red consta de 42 km de tuberías de fundición dúctil de diámetros entre 100 y 500 mm. En la entrada de cada finca, se coloca un hidrante limitador de caudal y presión que es telemandado desde un centro de control situado en el embalse.

1.8 OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

Este trabajo forma parte de una Investigación sobre “*Tratamiento y Reutilización de Aguas Residuales*”, cuyo objetivo final es la mejora del efluente procedente de un tratamiento secundario de la EDAR de Santa Cruz de Tenerife, para su utilización en riego agrícola. Concretamente, en este trabajo se estudia la etapa de Coagulación-Filtración que tiene como objetivo la eliminación de la mayor parte de la materia en



suspensión que permanece en el efluente secundario, y se realiza como etapa previa a la desinfección y desalinización, que constituyen actualmente el tratamiento terciario del agua residual.

Para alcanzar los objetivos propuestos, se plantean distintos estudios:

- Selección de coagulantes, para este tipo de aguas por pruebas en Jar Test.
- Filtración directa, con los coagulantes seleccionados, en un filtro piloto para determinar la influencia de diferentes variables en el rendimiento global del proceso.



1.9 BIBLIOGRAFIA

BALTEN (1993 a). Infraestructura de depuración y reutilización de las aguas residuales de Santa Cruz de Tenerife.

BALTEN (1993 b). Proyecto de seguimiento de la implantación del regadío con aguas depuradas de la ciudad de Santa Cruz de Tenerife en el Valle de San Lorenzo. Febrero.

Consejo Insular de Aguas de Tenerife.(2004), <http://www.aquastenerife.org>

EMMASA, Empresa Municipal de Aguas, S.A, <http://www.emmasa.es>

Instituto Canario de Estadística (ISTAC). (2004) Estadísticas de la comunidad autónoma de Canarias. <http://www.gobiernodecanarias.org/istac/>

<http://medioambiente.geoscopio.com/medioambiente/>

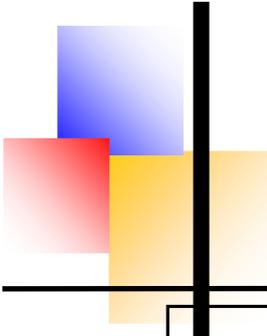
Metcalf y Eddy (1995). Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización. 2ª Edición. McGraw Hill. España.

Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. (MOPTMA). Secretaría General y Técnica. (1995). *Proyecto de Real Decreto por el que se establecen las condiciones básicas para la reutilización directa de las aguas residuales depuradas.*

Vera, L.M. (1998) *Microfiltración de agua residual depurada. Mejora del flujo de permeado por inyección de gas.* Tesis Doctoral. Universidad La Laguna. Tenerife

Westcot, D. W. y Ayers, R. S. (1989). Irrigation Water Quality Criteria. En: Hernández Suárez, M. (1989). *Manual para la reutilización de las aguas residuales urbanas depuradas de Tenerife.*

Capítulo 2: Coagulación-Floculación



CAPÍTULO 2: COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

2 EL PROCESO DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

2.1 INTRODUCCIÓN

2.2 TIPOS DE DISPERSIONES

2.3 ESTABILIDAD COLOIDAL

2.4 DESESTABILIZACIÓN DE COLOIDES. TEORÍAS SOBRE LA COAGULACIÓN

2.5 TRANSPORTE DE PARTICULAS-CINÉTICA DE LA FLOCULACIÓN

2.6 PRINCIPALES PRODUCTOS COAGULANTES Y COADYUVANTES

2.7 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COAGULACIÓN

2.8 INFLUENCIA EN LA COAGULACIÓN CON SALES DE $Al(III)$ y $Fe(III)$

2.9 RELACIÓN ENTRE EL TIPO DE COAGULACIÓN Y DISPERSIÓN DE LOS COAGULANTES

2.10 TIPO DE MEZCLADORES Y NECESIDADES ENERGÉTICAS

2.11 BIBLIOGRAFIA





2 EL PROCESO DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

Tratamientos físico-químicos previos a la filtración de agua residual depurada.

2.1 INTRODUCCIÓN

En la depuración de aguas residuales, es habitual someterlas a un tratamiento físico-químico previo a su descarga a los medios receptores (ríos, pantanos, mares, etc.), o a su reutilización siendo el más utilizado la coagulación-floculación-sedimentación-filtración.

Este tipo de tratamiento presenta grandes ventajas: una menor sensibilidad a las variaciones tanto de caudal como de composición; gran flexibilidad en el diseño de la planta y posibilidad de adaptación según las características del vertido ya que puede ser aplicado a diversos efluentes, estudiando en cada caso el producto que proporcione los mejores resultados (Aguilar y cols., 2002).

Para mejorar el proceso de coagulación-floculación, a fin de conseguir una mayor calidad del efluente y una buena y rápida sedimentación, se emplea una serie de productos llamados coadyuvantes que actúan sobre los elementos que producen interferencias en la coagulación, o mejoran el proceso de floculación, favoreciendo la formación de flóculos de mayor tamaño y densidad, aumentando, por tanto, la velocidad de sedimentación.

En las dos últimas décadas se ha profundizado en el estudio de la coagulación-floculación y en el empleo de nuevos coagulantes y coadyuvantes, tanto inorgánicos como orgánicos, para conseguir una buena eliminación de materia orgánica y sólidos en suspensión totales, en los procesos de depuración de aguas residuales urbanas y efluentes industriales (Aguilar y cols., 2002).



2.2 TIPOS DE DISPERSIONES

En cualquier sistema sólido-líquido, según el grado de dispersión de la fase sólida, se pueden distinguir (Figura 2.1) (Téllez de Peralta, 1978; Hutchison y Healy, 1990):

-dispersiones groseras, con un tamaño de partícula hasta 10^{-3} cm.

-dispersiones coloidales, estables durante largos períodos de tiempo, debido al tamaño de partícula, comprendido entre 10^{-3} y 10^{-6} cm.

-disoluciones verdaderas, con tamaño de partícula inferior a 10^{-7} cm, y que por ello no se pueden conceptuar como verdaderos sistemas sólido-líquido.

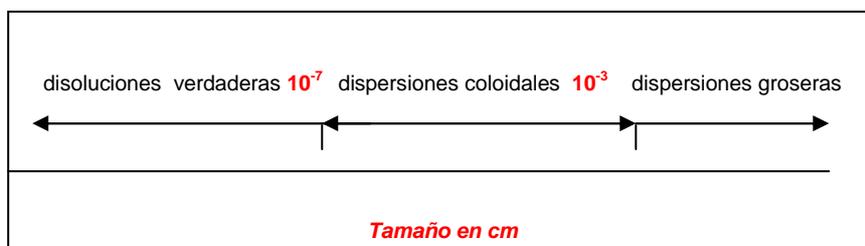


Figura 2.1 Clasificación de las dispersiones según el tamaño de las partículas.
(Téllez de Peralta, 1978; Hutchison y Healy, 1990)

Las aguas residuales son consideradas dispersiones debido a la gran cantidad de impurezas que contienen en su seno. Estas impurezas varían de tamaño en un amplio rango, que oscila entre unos 10^{-8} cm para sustancias solubles y 10^{-2} cm para la materia en suspensión.

La separación de gran parte de las impurezas tiene lugar por sedimentación. Sin embargo, debido a que muchas de éstas son demasiado pequeñas para obtener un proceso de eliminación eficiente mediante esta operación, es preciso llevar a cabo la unión de estas partículas en agregados de mayor tamaño y más fácilmente decantables con el fin de obtener una separación satisfactoria por sedimentación. Este proceso de formación de agregados recibe el nombre genérico de COAGULACIÓN.



2.3 ESTABILIDAD COLOIDAL

El término estabilidad hace referencia a la tendencia de las partículas coloidales a mantenerse en suspensión. De lo dicho, se puede deducir que los términos estabilidad y coagulación son opuestos. Así cuanto mayor es la estabilidad, más difícil es la unión de las partículas en núcleos de mayor tamaño que favorezca su eliminación por sedimentación.

Los sistemas coloidales pueden clasificarse en dos grandes grupos: Reversibles e Irreversibles (Kruyt, 1952):

-Coloides reversibles: aquéllos que son estables termodinámicamente. Como ejemplos de este tipo de coloides se puede citar las micelas de jabón y detergentes, proteínas y almidones.

-Coloides irreversibles: son coloides inestables termodinámicamente. Algunos ejemplos son las arcillas y óxidos metálicos.

En el tratamiento de aguas residuales, la coagulación corresponde principalmente a la agregación de coloides inestables (irreversibles) termodinámicamente.

Históricamente los coloides se han clasificado en: liofóbicos y liofílicos que en sistemas acuosos los términos son hidrofóbicos y hidrófilos, respectivamente. Los coloides hidrofóbicos no reaccionan con el agua. Los coloides hidrófilos reaccionan con el agua; las sustancias que producen el color son hidrofílicas. En el tratamiento del agua hay que tener en cuenta que los coloides hidrófilos pueden reaccionar químicamente con el coagulante usado en el proceso de tratamiento. Así los coloides hidrófilos requieren mayor cantidad de coagulante que los hidrofóbicos, que no reaccionan químicamente con el coagulante (Beltrán, 1980; Hutchison y Healy, 1990; Nemerow, 1991). Las principales diferencias entre los dos tipos de coloides vienen resumidas en la Tabla 2.1.

Las aguas naturales contienen los dos tipos de coloides y los mecanismos y reacciones de desestabilización dependen del tipo y predominio de dichas especies.



La estabilidad de los sistemas coloidales se debe a las interacciones existentes entre las partículas. La mayoría de los autores (Lyklema, 1990; Hutchison y Healy, 1990; O`Melia, 1991; Kusters, 1991; Gregory, 1991, 1992, 1993 a y b) hacen referencia a las siguientes:

-Fuerzas de London-Van der Waals.

-Interacción eléctrica.

-Fuerzas de hidratación.

-Interacción hidrofóbica.

-Interacción estérica.

Y otras fuerzas tales como las magnéticas y las debidas a la estructura del líquido que son específicas de algunos sistemas.

Tabla 2.1 Tipos y características de los coloides (Aguilar y cols., 2002)

CARACTERÍSTICAS	LIOFÓBICO (HIDROFÓBICO)	LIOFÍLICO(HIDROFÍLICO)
Tensión superficial	Similar al medio.	Menor que el medio.
Viscosidad	Es muy similar a la de la fase dispersante sola.	Mayor que la de la fase dispersante sola.
Reacción a los electrolitos	Adición de pequeñas cantidades de electrolito pueden producir la agregación.	Se requiere mayor cantidad de electrolito para producir la agregación.
Aplicación de un campo eléctrico	Las partículas migran en una dirección bajo la acción de un campo eléctrico.	Pueden migrar en ambas direcciones o no bajo la acción de un campo eléctrico.
Ejemplos	Óxidos metálicos, sulfuros, plata, metales.	Proteínas, almidones, gomas, virus, bacterias.



2.3.1 Fuerzas de London-Van der Waals

Son siempre de carácter atractivo y dependen de la naturaleza de las partículas y de la distancia entre ellas. Incluyen las fuerzas de Debye, Keeson y London.

Las fuerzas de Van der Waals son una propiedad de toda la materia. Su magnitud depende de la naturaleza de la partícula y del medio en que se encuentra, de la forma de las partículas y de la distancia entre sus superficies.

Las fuerzas de London son de pequeño orden y son causadas por los átomos neutros que generan un momento dipolar que fluctúa rápidamente polarizando uno a otro y, por lo tanto se atraerán (Akers y Ward, 1977).

2.3.2 Interacción eléctrica

Desde hace tiempo se ha venido observando que las partículas coloidales sólidas de una dispersión acuosa se mueven al aplicar un campo eléctrico, lo cual indica que estas partículas son portadoras de una carga eléctrica. El signo de esta carga primaria puede ser positivo o negativo, aunque la mayor parte de los coloides de las aguas residuales desarrollan una carga primaria negativa (Fair y cols., 1971; Narkis y Rebhun, 1983; Van Benschoten y Edzwald, 1990 a; Nemerow, 1991).

Esta carga negativa puede tener diversos orígenes en función de las partículas y del medio que las envuelve. Sin embargo los factores más importantes son la ionización de grupos tales como carboxilo, hidroxilo, sulfato y grupos amino que están unidos a las partículas y la adsorción diferencial de los iones de diferentes cargas de la disolución (Stumm y Morgan, 1962; Gallardo y Estelrich, 1994). El signo y magnitud de esta carga está frecuentemente afectada por el pH y el contenido iónico de la fase acuosa.

Una dispersión coloidal (fase acuosa y sólida juntas), no tiene una carga eléctrica neta, por tanto, la carga primaria de las partículas debe equilibrarse en la disolución acuosa.



A partir de la superficie de la partícula, existe una capa de iones adsorbidos dentro de los límites del sólido, del mismo signo que la partícula coloidal; y una capa de iones de signo contrario (contraiones), con número de cargas eléctricas menor que las primeras, que están fuertemente retenidos por atracción eléctrica dentro de los límites de una llamada "frontera de disolución rígida", que se desplaza con la partícula. Este conjunto tiene una carga resultante, que es la carga del coloide (Weber, 1979; Hernández, 1990; Hutchison y Healy, 1990).

La atracción electrostática de los contraiones hacia la superficie de las partículas da lugar a un gradiente de concentración, de tal modo que la agitación térmica al azar puede ocasionar que estos iones difundan desde la superficie de la partícula hacia la masa principal de la disolución, en donde su concentración es menor. Existe, por tanto, dos fenómenos competitivos (*difusión y atracción electrostática*), que extienden la carga en el agua sobre una capa difusiva, dentro de la cual la concentración en exceso de los contraiones es mayor en la zona adyacente a la superficie de la partícula y disminuye gradualmente al alejarse de la interfase sólido-agua (Weber, 1979).

El conjunto de disolución rígida y capa difusiva recibe el nombre de **doble capa** (rígida una y móvil la otra).

La primera teoría propuesta sobre la doble capa se debe a Helmholtz (1879). Esta teoría propone que una capa de contraiones estaría inmovilizada sobre la superficie por atracción electrostática de manera que la carga superficial fuera exactamente neutralizada. En este modelo el potencial eléctrico cae desde su valor en la superficie Ψ_0 , a cero en el seno de la disolución a través de la capa de contraiones. (Aguilar y cols., 2002)

Posteriormente, Gouy y Chapman (1910-17) indicaron que tales iones estaban sujetos al movimiento térmico aleatorio y, por lo tanto, no estarían inmovilizados sobre la superficie. Sugirieron que los iones que neutralizaban la carga superficial se encuentran esparcidos en la disolución, formando lo que se conoce como la doble capa. Según este modelo, el potencial eléctrico cae más lentamente. (Aguilar y cols., 2002).

En 1924, Stern observó que ni el modelo de Helmholtz ni el de Gouy-Chapman explicaban adecuadamente las propiedades de la doble capa difusa, y sugirió que la



realidad era más próxima a la combinación de ambas teorías. Así algunos iones estarían realmente inmovilizados sobre la superficie (capa rígida), pero estos iones no son suficientes para neutralizar toda la carga, siendo la carga remanente neutralizada por una capa difusa que se extiende en la disolución. En esta región, la distribución de los iones estaría determinada por el equilibrio entre las fuerzas electrostáticas y el movimiento térmico aleatorio. Por ello, el potencial próximo a la superficie de la partícula disminuye al aumentar su distancia respecto a la superficie, y llega finalmente a cero en el grueso de la disolución (Beltrán, 1980; Gallardo y Estelrich, 1994). En la Figura 2.2, se muestra esquemáticamente la doble capa originada alrededor de una partícula coloidal de carga negativa, la estructura de la misma, la distribución de la concentración de iones y el potencial electrostático.

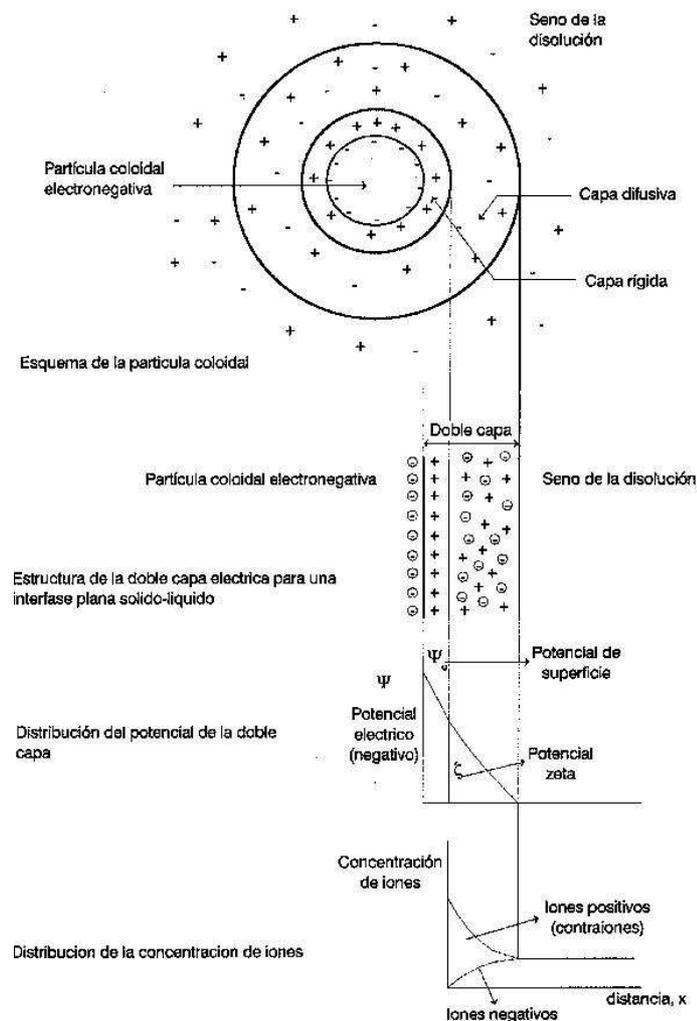


Figura 2.2 Esquema de la partícula coloidal rodeada por la doble capa eléctrica (Aguilar y cols., 2002)



En esta representación es importante destacar el concepto de plano de corte, que es una superficie imaginaria que separa la capa rígida de la capa difusa. El potencial en el plano de corte se conoce como **potencial zeta (ζ)**.

Físicamente el potencial zeta se define como el trabajo necesario para traer la unidad de carga desde el infinito al plano de corte. En otro aspecto el potencial zeta es un parámetro físico que caracteriza la carga electrostática de las partículas que, a su vez, es el origen del movimiento de éstas hacia el polo de carga opuesta cuando se encuentran bajo la acción de un campo eléctrico.

Ahora bien, los coloides se aproximan a distancia menor que la de la barrera de energía, cuando el potencial zeta baja hasta un punto llamado “punto isoelectrico”, ($Z=0$), lo que sucede sí:

- a. Se neutraliza la carga q .
- b. Se comprime incrementando el número de iones en la solución.

La neutralización de las cargas de los coloides liofóbicos, puede hacerse:

- a. Por cambio de la concentración de los iones que determinan el potencial del coloide.
- b. Por la adsorción de iones que posean una carga opuesta a las de los iones determinantes de potencial, y que sean capaces de reemplazar a éstos en la capa de Stern.

Por otro lado, incrementando la concentración del electrolito se incorporan contraiones en la capa difusa o de Gouy-Chapman, con lo cual ésta se comprime y se disminuye la magnitud de las fuerzas repulsivas, permitiendo la eliminación de la barrera de energía. Por eso, la adición de una sal neutra (electrolito indiferente) no cambia el potencial del coloide pero altera la forma de la curva de las fuerzas coulombicas, disminuyendo la distancia hasta la cual son efectivas (Arboleda, 2000). La reducción del espesor de la doble capa, sin embargo, es más importante que la reducción del potencial zeta hasta el punto isoelectrico ($Z=0$).



Los valores de parámetros electrocinéticos tales como el potencial zeta van a ser indicativos de la estabilidad de la suspensión coloidal. El potencial zeta, como parámetro relacionado con la carga de los coloides, refleja la capacidad de éstos de adsorber iones y moléculas dipolares. En el orden práctico, casi todos los coloides del agua son electronegativos, con un valor del potencial zeta, comprendido entre -14 y -30 mV. La adición del coagulante lleva a un cambio en la carga de la partícula desde negativa a positiva (Marín, 1989; Gallardo y Estelrich, 1994). En la Tabla 2.2, se muestra una relación entre los valores del potencial zeta y las características de la suspensión coloidal.

Tabla 2.2 Valores del potencial zeta y características de la suspensión
(Aguilar y cols., 2002)

VALORES DEL POTENCIAL ZETA	CARACTERÍSTICAS DE LA SUSPENSIÓN
+3 a 0 mV	Aglomeración máxima y precipitación
-1 a -5 mV	Excelente aglomeración y precipitación
-5 a -10 mV	Buena aglomeración y precipitación
-11 a -20 mV	Comienzo de la aglomeración (agregados de 2 a 100 coloides)
-21 a -30 mV	Ligera estabilidad
-31 a -40 mV	Sin agregados. Estabilidad media
-41 a -50 mV	Buena estabilidad
-51 a -60 mV	Estabilidad muy buena
-61 a -80 mV	Excelente estabilidad
-81 mV y en adelante	Estabilidad máxima

La distribución de iones se puede indicar de forma gráfica en un diagrama de ejes cartesianos (Figura 2.3).

Cuando la masa principal de la disolución contiene una concentración iónica intensa (fuerza iónica intensa), la capa difusiva es tan compacta que ocupa menor volumen y no se extiende tanto en la disolución.

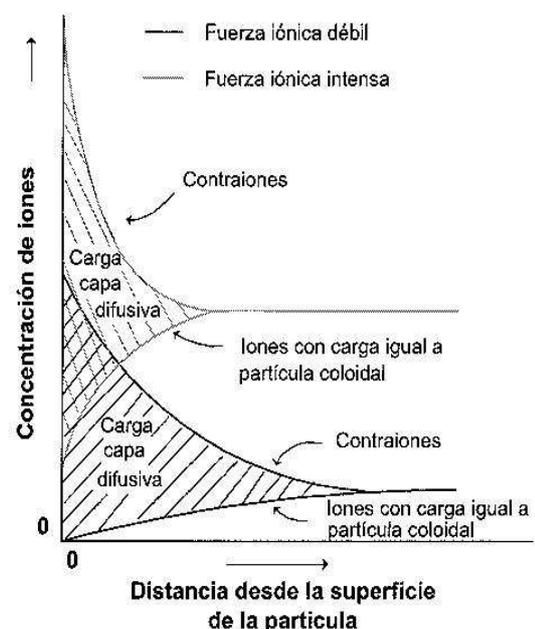
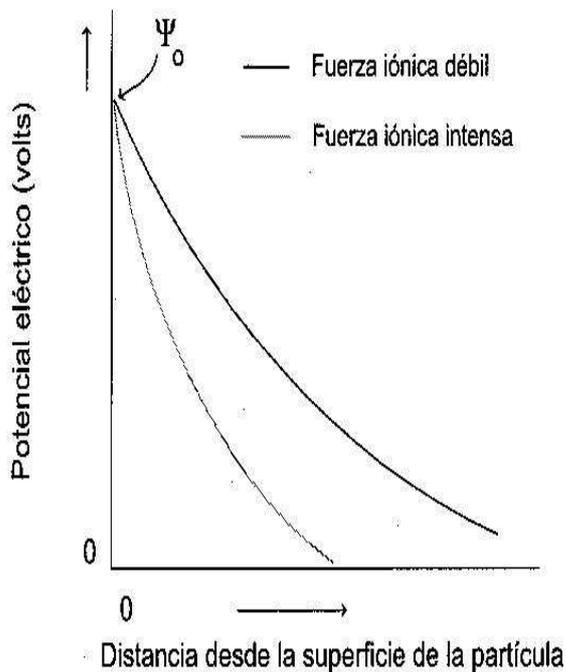


Figura 2.3 Ilustración esquemática de la doble capa eléctrica (Aguilar y cols., 2002)



También debido a la existencia de la carga primaria, existe un potencial electrostático (voltaje) entre la superficie de la partícula y la masa principal de la disolución.



Este potencial tiene un valor máximo en la superficie de la partícula y disminuye a medida que nos alejamos de la misma. Esta disminución con la distancia viene influenciada por las características de la capa difusiva, y por el número y tipo de iones presentes en la masa principal de la disolución. Para una fuerza iónica intensa, el potencial disminuye a cero a una distancia corta (Figura 2.4).

Figura 2.4 Representación gráfica del potencial eléctrico (Aguilar y cols., 2002).

Cuando se acercan mutuamente dos partículas coloidales similares, sus capas difusivas empiezan a interactuar. Se puede observar en la Figura 2.5 como para baja fuerza iónica la capa difusiva se extiende en una distancia considerable y las fuerzas de repulsión son efectivas a distancias mayores que para alta fuerza iónica, donde las partículas deben aproximarse más para que estas fuerzas actúen.

La adsorción de contraiones puede ser un fenómeno electrostático o químico. Si el fenómeno es puramente electrostático y lo que se agrega son contraiones en la capa difusa, los iones más pequeños podrán acercarse más a la superficie de la partícula y no se fijarán a puntos

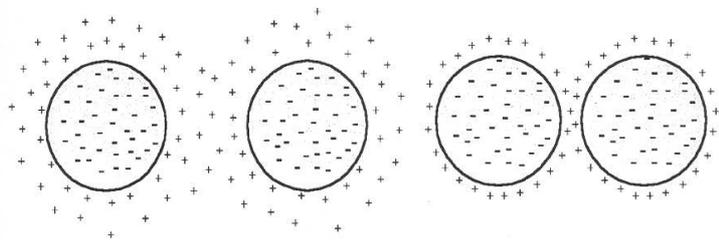


Figura 2.5 La interacción entre partículas cargadas negativamente, muestra el solapamiento de sus capas difusivas de contraiones, en soluciones de a) baja y b) alta fuerza iónica. (Aguilar y cols., 2002).



de adsorción determinados, sino que flotarán libremente a su alrededor.

En este caso:

- a. La coagulación se produce cuando el potencial zeta se hace cero.
- b. El exceso de coagulantes agregados no puede producir estabilización de la suspensión, pues los coloides no pueden adsorber más contraiones de los que su carga primaria lo permite.
- c. Cuanto mayor sea la carga del contraión más disminuirá la carga del coloide de acuerdo con la ley de Schulze Hardy que dice: “La precipitación de un coloide es efectuada por aquel ión del electrolito añadido, que tenga una carga opuesta en signo a la de las partículas coloidales y el efecto de dicho ión se incrementa tanto más cuanto mayor sea el número de cargas que posea”. (Arboleda, 2000).

2.3.3 Fuerzas de hidratación

La naturaleza del agua próxima a la superficie de una partícula puede ser muy diferente a la del conjunto de una disolución por diversas razones. Puesto que la mayoría de las partículas poseen una carga superficial y, por lo tanto, grupos iónicos superficiales, cabría esperar un cierto grado de hidratación por analogía a los iones en disolución. Algunas partículas, especialmente aquellas de origen biológico, tienen varios tipos de componentes de carácter hidrofílico en la superficie, tales como proteínas y polisacáridos.

La aproximación de dos partículas con superficies hidratadas generalmente será dificultada por una interacción repulsiva extra, distinta a la repulsión eléctrica de la doble capa. Esta repulsión extra, originada como consecuencia de la hidratación, surge esencialmente por la necesidad de las superficies de deshidratarse para que ocurra un contacto real entre las partículas. Esto implica un trabajo y, por lo tanto, un aumento de la energía libre del sistema.



La evidencia más directa de los efectos de la hidratación se encuentra en las medidas de la fuerza entre láminas de mica separadas de diferentes soluciones salinas (Aguilar y cols., 2002). A bajas fuerzas iónicas, la repulsión sigue la forma exponencial esperada para la interacción de la doble capa, pero a altas concentraciones salinas (superiores a 1mM) aparece una fuerza extra de corto alcance debido a los cationes hidratados que son adsorbidos. Esta fuerza aumenta con el grado de hidratación de los contraiones ($\text{Li}^+ \approx \text{Na}^+ > \text{K}^+ > \text{Cs}^+$) y disminuye de forma cercana a una exponencial en el rango de 1,5 a 4 nm.

El alcance de estas fuerzas de hidratación es poco apreciable comparado al de la repulsión de la doble capa, y sería de esperar que tuviera un efecto en la estabilidad coloidal, especialmente a altas fuerzas iónicas.

2.3.4 Interacción hidrofóbica

El agua está significativamente estructurada debido a los puentes de hidrógeno entre sus moléculas, que pueden formar amplios clusters de naturaleza transitoria ya que se forman y se rompen continuamente debido a fluctuaciones de energía térmica.

La presencia de superficies hidrofóbicas puede dificultar la tendencia natural de la estructura del agua imponiendo una barrera que impide el crecimiento de clusters en una dirección dada, siendo necesario el aporte de una energía extra. El agua confinada en un hueco entre dos superficies hidrofóbicas es incapaz de formar clusters mayores de un determinado tamaño. Para un hueco pequeño esto puede ser una limitación seria, produciendo un aumento de energía libre con respecto al agua pura. En otras palabras puede existir una atracción entre las superficies hidrofóbicas, como consecuencia de las moléculas de agua que migran desde el hueco hasta el seno de la disolución donde no hay restricciones por puentes de hidrógeno y una energía libre menor.

La atracción entre superficies hidrofóbicas se ha medido directamente en algunos sistemas y ha resultado ser más fuerte que las fuerzas de Van der Waals y de rango mayor.



Las partículas presentes en el agua pueden presentar cierto grado de carácter hidrofóbico, es necesario el aporte de una energía extra para superar la barrera producida con la capa hidrofóbica (Gregory, 1992; 1993 a y b).

2.3.5 Interacción estérica

Este tipo de interacciones se debe a la adsorción de capas sobre la superficie de las partículas, especialmente de polímeros y puede jugar un papel importante en la estabilidad coloidal. En algunos casos una pequeña cantidad de polímeros adsorbidos pueden promover la floculación por mecanismo de puente que se explicará más adelante. Con una cantidad grande de polímero adsorbido se puede provocar una gran estabilidad, por un efecto conocido como estabilización estérica. Los polímeros que más estabilizan son los que tienen segmentos que se adsorben fuertemente a la superficie y otros segmentos hidrófilos que se proyectan en la fase acuosa.

La acción estabilizante de estos materiales se puede interpretar en términos simples. Cuando las partículas se aproximan lo suficiente para que las capas adsorbidas entren en contacto se produce una interpenetración de las cadenas hidrofílicas, como estas cadenas están hidratadas el solapamiento de las capas puede causar deshidratación y por lo tanto un aumento de energía libre y de la repulsión entre las partículas (Gregory, 1992).

En las aguas naturales muchas partículas tienen capas adsorbidas de materia orgánica natural como sustancias húmicas que pueden tener un efecto en su comportamiento como coloides. Se piensa que influye en que el potencial zeta sea más negativo de lo esperado y sea necesario aplicar dosis mayores de coagulantes en el tratamiento del agua.



2.4 DESESTABILIZACIÓN DE COLOIDES. TEORÍAS SOBRE LA COAGULACIÓN.

Se llama coagulación-floculación al proceso por el cual las partículas se aglutinan en pequeñas masas con peso específico superior al del agua llamadas flóculos. (Arboleda, 2000). Dicho proceso se usa para:

- a. Eliminación de turbidez orgánica o inorgánica que no puede sedimentar rápidamente.
- b. Eliminación de color verdadero y aparente.
- c. Eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos susceptibles de ser separados por coagulación.
- d. Eliminación de sustancias productoras de sabor y olor en algunos casos y de precipitados químicos suspendidos o compuestos orgánicos en otros.

2.4.1 Conceptos de coagulación y floculación

Los términos Coagulación y Floculación han tenido diversas interpretaciones dependiendo del autor que los utilizase. En los últimos años se ha hecho un esfuerzo por estandarizar ambos conceptos y se ha llegado a la aceptación general de la siguiente diferenciación (Hutchison y Healy, 1990):

-Coagulación: es el proceso por el que los componentes de una suspensión o disolución estable son desestabilizados por superación de las fuerzas que mantienen su estabilidad.

-Floculación: es el proceso por el que las partículas desestabilizadas se unen para formar grandes partículas estables o aglomerados.

2.4.2 Desestabilización de coloides

Diferentes coagulantes químicos pueden llevar a cabo la desestabilización por distintos caminos. Sin embargo, según las condiciones de uso, algunos materiales



pueden funcionar como coagulantes o ayuda para la coagulación, y algunos coagulantes pueden alcanzar la desestabilización por más de un camino.

Existen cuatro mecanismos diferentes de desestabilización (Weber, 1979; Hutchison y Healy, 1990; Nemerow, 1991):

- Compresión de la capa difusa.*
- Adsorción para producir la neutralización de la carga.*
- Inmersión dentro de un precipitado.*
- Adsorción que permita un enlace tipo puente entre partículas.*

2.4.2.1 Compresión de la doble capa

Las interacciones de algunas especies de coagulantes con una partícula coloidal son puramente electrostáticas; los iones de carga similar a la carga primaria del coloide son repelidos y los contraiones son atraídos. Las otras interacciones no son significativas. Los coagulantes que actúan así reciben el nombre de **electrolitos indiferentes**.

La desestabilización de un coloide por un electrolito indiferente es realizada por los contraiones y la eficacia del proceso de coagulación por estos iones aumenta mucho con la carga. Este hecho se recoge en la llamada *regla de Schulze-Hardy*.

En la figura 2.6 se observa que las concentraciones de Na^+ , Ca^{2+} y Al^{3+} necesarias para desestabilizar un coloide cargado negativamente, varían en la proporción de $1:10^{-2}:10^{-3}$ respectivamente.

La coagulación se produce por compresión de la capa difusiva que rodea a las partículas coloidales. Concentraciones elevadas de electrolito en la disolución dan elevadas concentraciones de contraiones en la capa difusiva. El volumen de la capa difusiva necesario para mantener la electroneutralidad baja, y por tanto, el espesor de la capa difusiva se reduce. El alcance de la interacción repulsiva entre partículas coloidales similares disminuye, y la barrera energética de activación puede desaparecer. (Gregory, 1992, 1993 a y b).

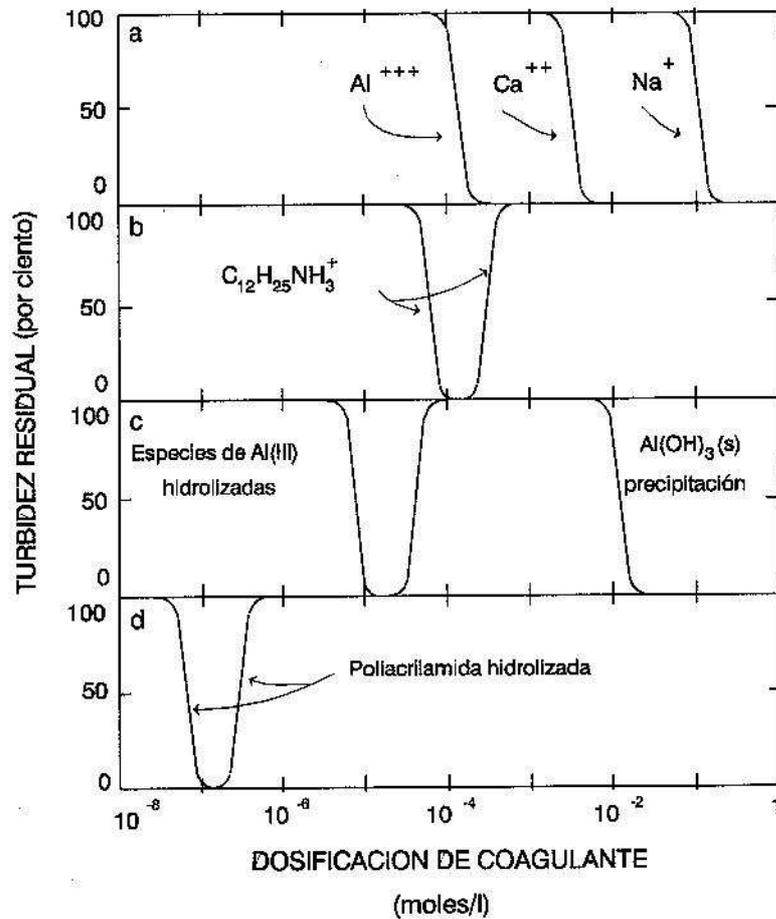


Figura 2.6 Curvas de coagulación esquemáticas para distintos coagulantes. (Aguilar y cols., 2002).

Este modelo de desestabilización tiene el inconveniente de que no tiene en cuenta fenómenos que ocurren en la mayoría de sistemas naturales, como por ejemplo los efectos de hidratación y que influyen en el proceso de coagulación.

2.4.2.2 Adsorción y neutralización de la carga

La capacidad de una especie coagulante para desestabilizar una dispersión coloidal es realmente una mezcla de interacciones coagulante-coloides, coagulante-disolvente y coloides-disolvente. Según el tipo y magnitud de estas interacciones, la capacidad de un coagulante para ocasionar la desestabilización de una dispersión coloidal puede ser muy diferente de la sugerida por el modelo anterior.



Para el caso de desestabilización por amina orgánica parece razonable suponer que la falta de interacciones coagulante-disolvente son al menos parcialmente responsables de la adsorción de coagulante en la interfase partícula-disolución. Este tipo de coagulante constituye un material superficialmente activo, es decir, se acumula en las interfases. De hecho, estos iones orgánicos están libres de agua debido a la falta de interacción entre las moléculas de agua y los grupos CH_2 pertenecientes a la cola de estos iones. Lo que ocurre es una reestabilización, acompañada de una inversión de carga; esto es, la carga neta de la partícula coloidal se invierte de negativa a positiva por la adsorción de un exceso de contraiones. Si las interacciones coulombicas fueran la única fuerza impulsora de la desestabilización, una adsorción tal de un exceso de contraiones para producir la inversión de carga y la reestabilización no sería posible.

Otro ejemplo de los efectos de la adsorción sobre la estabilidad coloidal se pone de manifiesto para el caso de las sales de aluminio, donde la coagulación puede ser eficaz a dosificaciones bajas, pero la reestabilización ocurre a dosificaciones mayores (9×10^{-5} mol/l de sulfato de aluminio) acompañada por una inversión de la carga, que para el caso de dosificaciones aún mayores vuelve a observarse el proceso de coagulación.

La explicación de estos casos se puede resumir en el hecho de que la desestabilización inicial y posterior reestabilización se llevan a cabo por la adsorción de las especies de Al (III) de la disolución, y por otro lado, la segunda área de coagulación a dosificaciones mayores de Al(III) tiene lugar por inmersión de las partículas coloidales en un precipitado de hidróxido de aluminio. En ningún caso tiene lugar la desestabilización por los iones Al^{3+} (Aguilar y cols., 2002).

Las interacciones coloide-disolvente pueden también afectar a la capacidad de un coagulante para realizar el proceso de desestabilización. Así, por ejemplo, si las partículas coloidales están firmemente enlazadas con las moléculas de agua, éstas deben ser eliminadas si se quiere formar un enlace directo coagulante-coloide. La energía requerida para eliminar estas moléculas de agua de la superficie de las partículas coloidales puede reducir y prevenir las interacciones específicas entre el coloide y el coagulante que se adiciona para la coagulación.



2.4.2.3 Inmersión en un precipitado

Cuando una sal metálica tal como $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$, FeCl_3 o un óxido metálico o hidróxido en el caso de la cal, CaO o $\text{Ca}(\text{OH})_2$, se utilizan como coagulante en concentraciones suficientemente altas para ocasionar la precipitación rápida de un hidróxido metálico [ej.: $\text{Al}(\text{OH})_3$ (s), $\text{Fe}(\text{OH})_3$ (s)] o carbonato metálico [ej.: CaCO_3] las partículas coloidales pueden quedar inmersas dentro de los precipitados a medida que estos se forman (Rebhun y Lurie, 1993).

La velocidad de precipitación de un hidróxido metálico depende del grado de sobresaturación de la disolución (Aguilar y cols., 2002) y puede describirse por la proporción:

$$[\text{Me}^{n+}][\text{OH}^-]^n/K_s \quad [2.1]$$

donde:

$[\text{Me}^{n+}]$ = concentración del ión metálico en disolución

K_s = producto de solubilidad del hidróxido metálico.

Para una precipitación muy rápida, esta proporción debe ser de cien o aún mayor. Cuando el precipitado está cargado positivamente, la velocidad de precipitación viene también incrementada por la presencia de aniones en la disolución. Los aniones sulfato son particularmente efectivos (Hutchison y Healy, 1990). Por otro lado, las partículas coloidales pueden servir como núcleos para la formación del precipitado, de modo que la velocidad de precipitación aumenta al incrementarse la concentración de materia coloidal que deba eliminarse. Esto puede dar lugar a una relación inversa entre la dosificación óptima de coagulante y la concentración de materia que deba eliminarse del agua. En otras palabras cuanto mayor sea la cantidad de materia coloidal, menor será la cantidad de coagulante metálico que se requiere para llevar a cabo su eliminación (Weber, 1979; Kuo et al., 1988).



2.4.2.4 Adsorción y enlace de puente interpartícula

Este modelo constituye el fundamento de la actuación de los polímeros orgánicos sintéticos como agentes desestabilizadores para el tratamiento del agua residual. Así, se ha observado frecuentemente, que el tratamiento más económico se obtiene con un polímero aniónico, aún cuando las partículas sólidas del agua estén cargadas negativamente. Estas observaciones no se pueden explicar por un modelo electrostático simple.

La Mer y Healy (1963) han desarrollado una teoría de enlace de puente que da un modelo cualitativo aceptable que explica la capacidad de los polímeros de elevado peso molecular para desestabilizar las dispersiones coloidales. Este modelo de coagulación ha sido posteriormente confirmado y desarrollado por distintos autores (Molski, 1990; Hsu y Lin, 1991 a y b; Gregory, 1993).

Para una desestabilización eficaz, la molécula de polímero debe contener grupos químicos que puedan interactuar con los lugares de la superficie de la partícula coloidal. Cuando una molécula polimérica se pone en contacto con una partícula coloidal, algunos de estos grupos se adsorben en la superficie de la partícula dejando el resto de la molécula prolongada hacia la disolución (reacción 1, Figura 2.7).

Si una segunda partícula con algunos lugares de adsorción vacantes se pone en contacto con estos segmentos prolongados puede ocurrir una fijación. De este modo, se forma un complejo partícula-polímero-partícula en el cual el polímero sirve de puente (reacción 2, Figura 2.7).

Puede ocurrir con el tiempo que los segmentos prolongados se adsorban eventualmente en otros lugares de la partícula original, de tal forma que el polímero ya no es capaz de servir de puente. Esto se puede esquematizar en la reacción 3 de la Figura 2.7.

Las dosificaciones de polímero suficientemente grandes como para saturar las superficies coloidales producen un coloide reestabilizado, ya que no se dispone de lugares para la formación de puente entre partículas (reacción 4, Figura 2.7) (La Mer y Healy, 1963; Guyot et al., 1990).

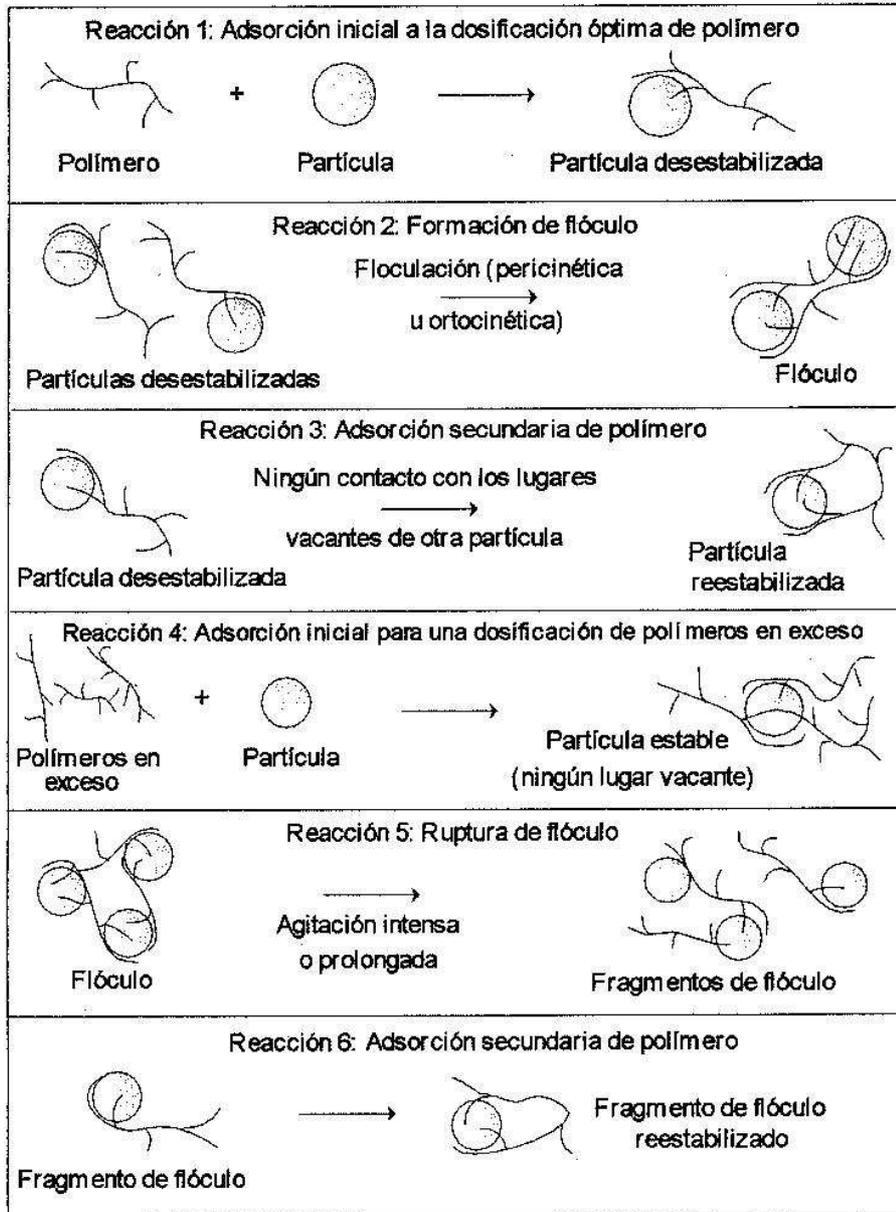


Figura 2.7 Esquema de un modelo de enlace de puente para la desestabilización de coloides por polímeros. (Aguilar y cols., 2002).

Bajo ciertas condiciones un sistema que ha sido desestabilizado y agregado puede ser reestabilizado por agitación extendida, debido a la rotura de los enlaces polímero-superficie y posterior repliegue de los segmentos prolongados sobre la superficie de las partículas (reacciones 5 y 6, Figura 2.7). (La Mer y Healy, 1963; Guyot et al., 1990).



La Tabla 2.3 muestra de forma resumida las características más importantes de cada mecanismo de desestabilización.

Tabla 2.3 Influencia de los parámetros indicados en función del mecanismo. (Aguilar y cols., 2002)

PARÁMETRO O MECANISMO	DOBLE CAPA	ADSORCIÓN Y NEUTRALIZACIÓN	FORMACIÓN DE PUENTES	PRECIPITACIÓN
Interacciones electrostáticas	Predominantes	Importantes	Subordinadas	Subordinadas
Interacciones Químicas y Adsorción	Ausentes	Importantes	Predominantes	Pueden ocurrir pero no son esenciales para la eliminación
Potencial Zeta para una desestabilización óptima	Próximo a cero	No necesariamente cero	Usualmente no cero	No necesariamente cero
Adición de un exceso de coagulante	No tiene efecto perjudicial	Reestabilización acompañada de inversión de carga	Reestabilización debido al recubrimiento superficial completo	No tiene efecto perjudicial
Relación entre la dosis óptima de coagulante y la concentración de partículas (para una suspensión dada)	Dosis óptima independiente de concentración coloidal	Posible estequiometría pero no siempre ocurre	Estequiometría entre dosis y concentración coloidal	Dosis óptima independiente de la concentración coloidal.
Propiedades físicas de los flóculos formados.	Densos, gran resistencia pero pobre filtrabilidad	Flóculos de resistencia y densidad variable.	Flóculos de estructura tridimensional, baja resistencia pero excelente filtrabilidad.	Flóculos de resistencia y densidad variable.

La desestabilización de los coloides en el tratamiento de aguas residuales se produce, en general, bien por adsorción de especies coagulantes o por inmersión dentro de un precipitado de carbonato o hidróxido (Lefebvre y Legube, 1990; Ratnaweera y cols., 1992; Rebhun y Lurie, 1993).



2.5 TRANSPORTE DE PARTICULAS-CINÉTICA DE LA FLOCULACIÓN

Tan pronto como se agregan coagulantes a una suspensión coloidal, se inician una serie de reacciones hidrolíticas que adhieren iones (cualquiera que sea el mecanismo físico-químico que se considere) a la superficie de las partículas presentes en la suspensión, las cuales tienen así oportunidad de unirse por sucesivas colisiones hasta formar flóculos que crecen con el tiempo.

La rapidez con la que esto ocurre va a depender del tamaño de las partículas en relación con el estado de agitación del líquido, de la concentración de las mismas y de su “grado de desestabilización”, que es el que permite que las colisiones sean efectivas para producir adherencia.(Arboleda, 2000)

Los contactos pueden realizarse de dos modos distintos:

- a. Contactos por bombardeo de las partículas producido por el movimiento de las moléculas del líquido (movimiento browniano), que sólo influye en partículas de tamaños menores del micrón.
- b. Contactos por turbulencia del líquido efectivo sólo con partículas mayores del micrón.

La primera es independiente del tamaño de la partícula (siempre y cuando éste sea menor del micrón) pero es función directa del cuadrado del número de ellas y de la constante de Boltzman. Sólo actúa al comienzo del proceso durante los primeros 6 a 10 segundos, pues tan pronto como se alcanzan tamaños del orden de 10 micras, un gradiente de velocidad de $0,01 \text{ s}^{-1}$ igual a la efectividad de los contactos producidos por difusión (O’Melia, 1991).

La segunda, en cambio, está determinada por los gradientes de velocidad inducidos por la turbulencia en la masa líquida, y es la que actúa durante el resto del proceso (20 a 30 minutos).

Algunos autores denominan floculación pericinética a la primera forma de floculación y a la segunda, floculación ortocinética.



2.6 PRINCIPALES PRODUCTOS COAGULANTES Y COADYUVANTES.

Las sustancias químicas que se adicionan a las suspensiones coloidales se pueden clasificar en coagulantes y coadyuvantes (Hernández, 1990). Es muy difícil dar una definición para cada uno de ellos pues la distinción entre estos dos términos es arbitraria y se realiza en base a las características de los productos empleados en la coagulación o floculación, la definición que se ha dado de estos procesos y los mecanismos implicados en ellos (Dentel, 1991).

2.6.1 Coagulantes

Se pueden clasificar en dos grandes grupos: Inorgánicos y Orgánicos.

2.6.1.1 Coagulantes inorgánicos

A) Sales simples de Aluminio y de Hierro:

Se pueden distinguir: Sulfato de alúmina (sulfato de aluminio hidratado), aluminato sódico y cloruro de aluminio, sulfato ferroso, sulfato férrico y cloruro férrico (Degrémont, 1979; Metcalf y Eddy , 1995).

-Desestabilización por Al(III) y Fe(III):

Para comprender la capacidad del Al(III) y Fe(III) para desestabilizar las partículas coloidales presentes en el agua residual, es necesario considerar brevemente la química acuosa de estos coagulantes (Rebhun y Lurie, 1993).

En disolución acuosa los cationes metálicos Al^{3+} y Fe^{3+} tienen características comunes. Cuando las sales metálicas correspondientes se disuelven en agua, el ión metálico (Me^{+3}) se hidrata coordinándose con 6 moléculas de agua $Me(H_2O)_6^{3+}$. El ión acuometálico puede hidrolizarse y formar especies monoméricas y poliméricas cuya formación depende altamente del pH. Se puede describir la formación de especies cargadas positivamente: $Me(OH)^{2+}$, $Me(OH)_2^+$, $Me_2(OH)_2^{4+}$, $Me_3(OH)_4^{5+}$, neutras: $Me(OH)_3$ y cargadas negativamente: $Me(OH)_4^-$.



En general las reacciones de hidrólisis de los metales trivalente se pueden representar como (Ching y cols., 1994 a y b; Stephenson y Duff, 1996):



Hierro y aluminio tienen una fuerte tendencia a formar complejos insolubles con un gran número de ligandos especialmente con moléculas polares y con grupos funcionales como hidroxilo o carboxilo.

El Al^{3+} se comporta en una forma muy similar al Fe^{3+} pero su hidrólisis es aparentemente más complicada. Las sales de aluminio se hidrolizan con facilidad y la acidez del ión aluminio acuoso es inferior a la del ión férrico (Figura 2.8). Las especies que se forman durante las reacciones hidrolíticas para el caso del aluminio según Fair y cols., (1971) y Hutchison y Healy, (1990), son las siguientes:

La hidrólisis aumenta progresivamente con la edad de las disoluciones de Al^{3+} y Fe^{3+} .

El pH y la concentración afectan a la razón de transformación de unas especies en otras y durante estas reacciones se forman un número de complejos polinucleares con un grado de polimerización mayor que la disminución de la carga por ión metálico en los complejos hidroxilo.

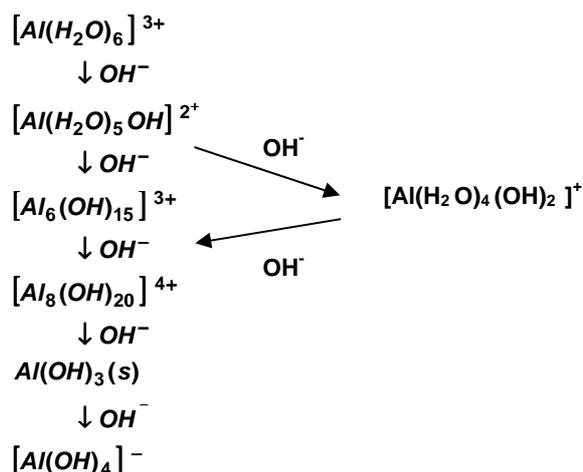


Figura 2.8 Mecanismo de hidrólisis de las sales de aluminio.

El efecto de estos iones metálicos trivalentes sobre la coagulación no se produce generalmente por los iones mismos, sino por sus productos de hidrólisis.



Los procesos convencionales de coagulación utilizan cantidades de Al (III) y Fe(III) que exceden del límite de solubilidad de sus hidróxidos metálicos.

Cuando se añade al agua una cantidad de sal de Fe(III) o Al(III) en exceso del límite de solubilidad del hidróxido metálico, ocurren una serie de reacciones hidrolíticas, desde simples hidroxocomplejos, formación de polímeros hidroxometálicos, que se adsorben sobre las partículas coloidales, hasta la formación de un precipitado de hidróxido metálico (Weber, 1979; Rebhun y Lurie, 1993).

En el intervalo de pH por debajo del punto isoeléctrico (potencial Z nulo), del hidróxido metálico prevalecerán los polímeros cargados positivamente (por ejemplo el punto isoeléctrico del hidróxido férrico amorfo está alrededor del pH 8). La adsorción de estos polímeros positivos puede desestabilizar los coloides cargados negativamente por neutralización de la carga (Hahn y Stumm, 1968; Dentel y Gossett, 1987; Van Benschoten y Edzwald, 1990a). Por encima del punto isoeléctrico prevalecerán los polímeros aniónicos. Estos no pueden producir desestabilización por neutralización de carga sino que en el caso de que sean coagulantes efectivos actuarán por adsorción o formación de enlaces de puente.

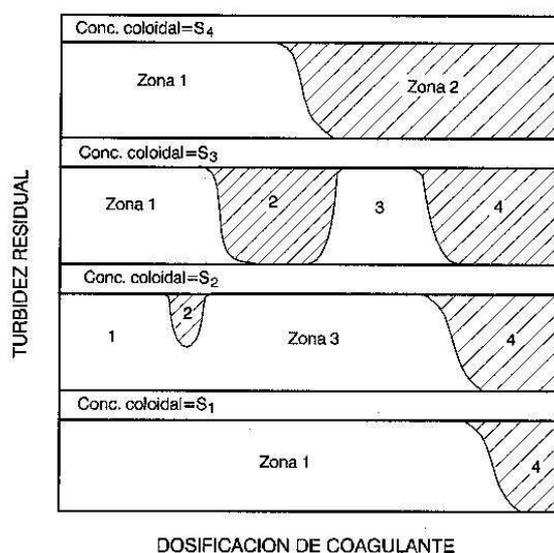


Figura 2.9 Curvas de turbidez residual observadas en los fenómenos de coagulación con sales de Al (III) y Fe (III). (Aguilar y cols., 2002)

Se presentan cuatro curvas, cada una de ellas corresponde a un agua con una concentración distinta de materia coloidal ($S_1 < S_2 < S_3 < S_4$). La concentración coloidal se

Si la adsorción es importante, cabe esperar que la coagulación con polímeros de Fe(III) y Al(III) muestre la posibilidad de estequiometría (dependencia entre la dosificación de coagulante y la concentración de coloide) y de reestabilización por sobredosificación (Hutchison y Healy, 1990; Rebhun y Lurie, 1993).

La Figura 2.9 presenta las curvas esquemáticas de turbidez residual en función de la dosificación de coagulante a pH constante para aguas naturales tratadas con sales de Al(III) y Fe(III).



define por la concentración de superficie coloidal/unidad de volumen de suspensión y se representa por S (ej., como m^2/l).

Cada curva está subdividida en cuatro zonas de dosificación creciente. En la zona 1, que corresponde a dosificaciones bajas, se ha añadido insuficiente coagulante para realizar la desestabilización. El aumento de dosificación de coagulante produce la desestabilización y permite la agregación rápida (zona 2). Un posterior incremento de la dosificación puede reestabilizar las dispersiones en algunos niveles de pH (zona 3). En la zona 4, existe un grado de sobresaturación suficiente como para producir una precipitación rápida de una gran cantidad de hidróxido de aluminio o férrico, dentro de la cual se sumergen las partículas coloidales constituyendo lo que se ha llamado un <<flóculo de barrido>> (Weber, 1979; Dentel y Gosset, 1987). Este mecanismo predomina en las aplicaciones del tratamiento del agua donde los valores de pH se mantienen entre 6 y 8 y la cantidad de sales de Fe^{3+} y Al^{3+} adicionadas es suficiente para exceder el límite de solubilidad del hidróxido metálico amorfo $Me(OH)_3$. Los hidróxidos metálicos forman flóculos más pesados que el agua y pueden sedimentar. Las partículas coloidales pueden quedar atrapadas en esos flóculos conforme se forman.

Se han sugerido modelos alternativos para explicar la coagulación por zonas, el más extendido es el de precipitación-neutralización de la carga (PNC) (Edzwald, 1983; Dentel, 1987; Dentel, 1991). Como los precipitados de hidróxido metálico están cargados positivamente en el rango de pH habitual en el tratamiento del agua, se ha sugerido que la neutralización de la carga se alcanza porque se depositan en la superficie de la partícula estos precipitados. Esto difiere del concepto de adsorción-flóculo de barrido en que la precipitación precede a la neutralización de la carga. El modelo de PNC se desarrolló y se validó originalmente usando Al^{3+} , pero se puede aplicar también a las sales de hierro y de polialuminio.

Esta forma de explicar la coagulación sólo se diferencia en que las especies de hidróxido metálico cargadas se depositan como precipitado en lugar de adsorberse.

Se asume que los mecanismos con sales de hierro o aluminio implican tres pasos:

1. La desestabilización comienza cuando se excede el límite de solubilidad para hierro o aluminio.

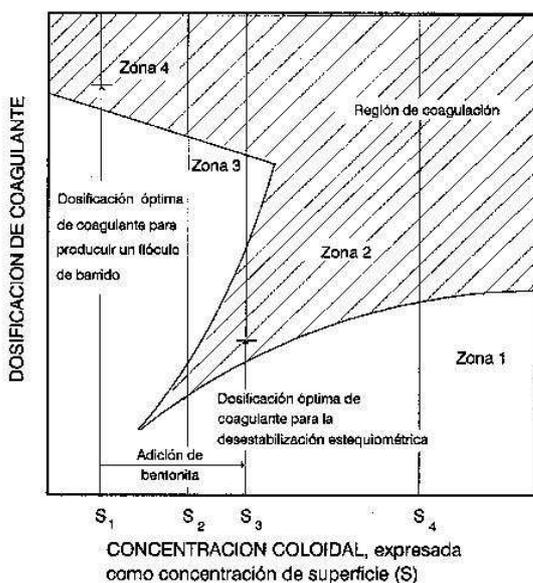


Figura 2.10 Representación de las interrelaciones entre la dosificación de coagulante y la concentración coloidal a pH constante.

La relación entre la dosificación de coagulante y la concentración coloidal a pH constante se puede observar en la Figura 2.10 (Ratnaweera y cols., 1992; Hutchison y Healy, 1990).

-Para concentraciones coloidales bajas (S₁), la coagulación requiere la producción de un exceso grande de precipitado de hidróxido amorfo. Para sistemas con baja concentración coloidal, existen insuficientes oportunidades de contacto para producir agregados o aun desestabilizar completamente las partículas en un tiempo de permanencia razonable.

-Si las concentraciones coloidales son mayores (S₂ y S₃), se requiere una dosificación de coagulante menor que para la coagulación que implica la precipitación del hidróxido metálico. En esta región se ha observado una coagulación estequiométrica (propia de la coagulación por adsorción y neutralización de la carga). La zona de desestabilización (zona 2) se observa que se extiende al aumentar la concentración coloidal (curva para S₂ y S₃, Figura 2.9).

-Para concentraciones coloidales muy altas se requiere una dosificación de coagulante mayor para desestabilizar los coloides (S₄ en Figuras 2.9 y 2.10). En estas

2. Las especies de hidróxido de aluminio o hierro se adsorben o depositan en la superficie de las partículas coloidales.
3. En las condiciones habituales el hidróxido metálico está cargado positivamente y las partículas coloidales negativamente. El proceso de depósito puede conducir a neutralización de la carga o a inversión de la carga a algunas dosis.



circunstancias la dosificación de coagulante que se requiere para la desestabilización puede igualar o superar al requerido para la coagulación de tipo <<flóculo de barrido>> en las suspensiones diluídas.

De esta forma, se puede llegar a las siguientes conclusiones sobre la forma de actuar y la dosificación óptima de este tipo de coagulante:

i) Estos coagulantes pueden ser eficaces de dos maneras:

- Mediante depósito de las especies de hidróxido metálico sobre la superficie de la partícula (según el modelo PNC) para producir una neutralización de la carga.
- Por inmersión en un flóculo de barrido.

ii) La dosificación química requerida depende de cómo se alcance la desestabilización:

- Si la desestabilización se produce por inmersión en un flóculo de barrido se necesitan elevadas dosis para producir un precipitado voluminoso de hidróxido metálico. Esto ocurre cuando la concentración coloidal es baja y la dosificación tiende a disminuir a medida que aumenta la concentración de materia en suspensión.
- La desestabilización por adsorción generalmente requiere una dosis menor de coagulante, aumentando al incrementarse la concentración coloidal.

La desestabilización por adsorción puede necesitar tiempos de reacción más largos para producir la agregación cuando la concentración coloidal es baja; esto puede contrarrestar la ventaja de una dosificación menor. Para estas y otras situaciones en que la materia suspendida está en pequeña concentración, puede resultar eficaz la dosificación alta de coagulante que produce un precipitado gelatinoso de hidróxido metálico.



Otro método adicional para llevar a cabo una coagulación eficaz en aguas de turbidez baja, consiste en la adición de un coadyuvante que aumenta la concentración de materia coloidal del agua a tratar. Este coadyuvante puede ser bentonita (arcilla finamente dividida) o algunas formas de sílice activada (Kuo y cols., 1988).

B) Sales polimerizadas de Aluminio y de Hierro:

En este grupo se encuentran:

Cloruro de polialuminio, sulfato de polialuminio y silicato-sulfato de polialuminio (Boisvert y cols., 1997). Sulfato poliférrico y cloruro poliférrico (Diamadopoulos y Vlachos, 1996).

En las últimas décadas han venido utilizándose una variedad de estructuras moleculares inorgánicas de elevado peso molecular, basadas en las iniciales de hierro y aluminio. En general los coagulantes prepolimerizados presentan las siguientes ventajas sobre las sales simples: mejor eficacia en el tratamiento, buena sedimentación de flóculos, amplio rango de pH, baja sensibilidad a la temperatura, menor concentración de ión metálico residual (Jiang y cols., 1993; Diamadopoulos y Vlachos, 1996).

De ellas las que más se han extendido son diversas polibases de aluminio conocidas por el término genérico cloruro de polialuminio y que agrupa a una serie de coagulantes producidos por neutralización parcial de una disolución de cloruro de aluminio con disoluciones básicas. Esta neutralización conduce a la formación de especies de hidróxido de aluminio, que pueden ser monoméricas, diméricas o poliméricas, dependiendo del grado de neutralización.

La formación de estas especies depende de una serie de factores (Kaeding y cols., 1992):

- Modo de mezcla de las disoluciones de base y aluminio.
- La concentración de la disolución de cloruro de aluminio.
- Fuerza iónica.
- Temperatura.



Sin embargo el factor más importante es la cantidad de base añadida y el grado de neutralización.

Los cloruros de polialuminio (PAC) se caracterizan normalmente por tres parámetros (Lind, 1990; Van Dorst y Seetz, 1992):

- Contenido en aluminio, expresado como % Al_2O_3 en peso.
- Contenido en sulfato, en % SO_4^{2-} en peso.
- Contenido de hidróxido, expresado como basicidad, que se calcula como:

$$\frac{[\text{OH}^-]}{3[\text{Al}^{3+}]} * 100 \quad [2.3]$$

y da el grado de hidrólisis del Al^{3+} .

La fórmula molecular que representa a esta familia de polímeros inorgánicos es: $\text{Al}_n(\text{OH})_m\text{Cl}_{3n-m}$, (polihidroxicloruros de aluminio) o la variedad que incorpora sulfatos en su molécula $\text{Al}_n(\text{OH})_m(\text{SO}_4)_p\text{Cl}_{3n-m-2p}$, (polihidroxiclorosulfatos de aluminio). La concentración de sulfato se limita generalmente a una relación molar de $\text{Al} < 0,15$ para prevenir la agregación acelerada de especies polinucleares y precipitados amorfos, que los harían agentes desestabilizantes menos efectivos (Lind, 1990)

La combinación y crecimiento de especies de hidróxido de aluminio monoméricas para formar especies polinucleares y el precipitado de $\text{Al}(\text{OH})_3$, implica intermedios cuya estructura ha sido descrita de varias maneras.

En el aspecto físico-químico del tratamiento del agua, los medios de formación de cristales pueden estar afectados por una variedad de factores adicionales. En cualquier caso el término “polímero” puede despistar en este contexto, ya que la estructura del polímero o precipitado de aluminio resultante es generalmente no lineal y difiere de la estructura de los polímeros orgánicos (o polielectrolitos) usados en el tratamiento de aguas.



La utilización de PAC representa las siguientes ventajas (Macías, 1982; Lind, 1990; Jiang y cols., 1993; Dimadopoulos y Vlachos, 1996):

-Las especies polinucleares están presentes en la cadena polimérica hidroxilada ya preformada, y en parte ya hidrolizada, su posterior hidrólisis proporcionará nuevas especies insolubles que intervendrán en el proceso de coagulación. Las reacciones de hidrólisis son menos sensibles a factores tales como pH y temperatura que son más difíciles de controlar "in situ".

-Las especies son relativamente estables una vez formadas, a pesar de que las condiciones de equilibrio pueden requerir eventualmente su redisolución.

-Las especies tienen una amplia relación área/volumen comparada con la amplitud del precipitado y pueden provocar una neutralización de carga más eficiente cuando se adsorben a la partícula cargada negativamente.

-El rango de pH en el cual trabaja eficazmente es más amplio que cuando se utiliza el sulfato férrico o el sulfato de aluminio, esto se puede atribuir a la relativa independencia del pH con que se desarrolla el proceso de hidrólisis.

-Reduce el consumo de agentes para ajuste del pH, debido a que presenta una hidrólisis menos ácida que el sulfato de aluminio y además el intervalo de pH de trabajo es sensiblemente más amplio.

-Presenta un comportamiento satisfactorio a bajas temperaturas. En este punto es decisiva la ventaja que supone el carácter polimérico de su molécula, que le facilita la formación de las especies hidroxiladas finales.

-Buena velocidad de decantación. Se obtienen flóculos compactos y fácilmente sedimentables a diferentes condiciones de pH.

-Menor tendencia a provocar fenómenos de sobredosificación. Es debido en gran parte a la menor acidez de la hidrólisis del PAC y a su eficacia a pHs relativamente ácidos.



-Pueden utilizarse dosis elevadas del producto cuando la calidad del agua lo requiera sin que llegue a presentarse el efecto típico de aumento de la turbidez residual al sobrepasar la dosis óptima. Esta característica del cloruro de polialuminio permite garantizar la calidad final del agua en depuradoras con aguas de aporte sujetas a bruscos cambios de calidad.

-Suelen dar lugar a fangos más compactos y fáciles de deshidratar.

-Menor concentración de aluminio residual, este aspecto resulta de especial importancia en el tratamiento del agua potable ya que se ha visto que la cantidad de aluminio presente en el agua, podría tener alguna relación con la enfermedad conocida como “mal de Alzheimer”.

La acción de los coagulantes de polialuminio se puede describir por los modelos de coagulación aplicados a las sales de aluminio simples.

2.6.1.2 Coagulantes orgánicos

Los coagulantes que pertenecen a este grupo son polímeros de elevado peso molecular. Estos polímeros pueden ser de origen natural y sintéticos. (Aguilar y cols., 2002).

A) Naturales:

Dentro este grupo se incluyen:

-*Polímeros de origen microbiológico*, segregados por algunos microorganismos.

-*Polímeros de origen natural*, extraídos de ciertos tipos de plantas, algas o animales.

Polímeros de origen microbiológico: son mezclas compuestas por proteínas, lípidos, ácidos nucleicos y polisacáridos, capaces de ser degradados fácilmente por



reacciones microbiológicas. La mayoría de los autores obtienen los biofloculantes a partir de fangos biológicos o de cultivos de microorganismos aislados de los fangos biológicos.

Polímeros de origen natural: son compuestos orgánicos de origen biológico entre los que destacan los derivados del almidón y la celulosa, extractos vegetales, alginatos (extractos de algas), ciertas gomas, guar y chitosán.

Los polielectrolitos naturales pueden tener propiedades catiónicas como el Chitosán y el almidón, aniónicas, como los polisacáridos sulfatados y sus derivados y no iónicas como por ejemplo algunos derivados del almidón, galactomanosa, derivados de la celulosa y gelatinas.

-Derivados del almidón: los floculantes tipo almidón siguen a los electrolitos simples en el orden histórico y su introducción supuso un desarrollo importante en el proceso de floculación. El almidón se encuentra en dos formas asociadas: la amilasa que es un polímero lineal soluble en agua y la amilopectina que está altamente ramificada y es insoluble en agua. La amilasa está considerada como el agente floculante más efectivo de las variantes del almidón de peso molecular desde 50.000 a 150.000.

-Chitosán: es un polielectrolito catiónico lineal de alto peso molecular obtenido por diacetilación de la quitina (componente del esqueleto de algunos crustáceos como los cangrejos y langostas), cuya estructura química es similar a la de la celulosa (Figura 2.11), pero su estructura cristalina es muy dura debido a la presencia del grupo acetamida en el C₂ en lugar del grupo hidroxilo. La estructura básica de ambos es:

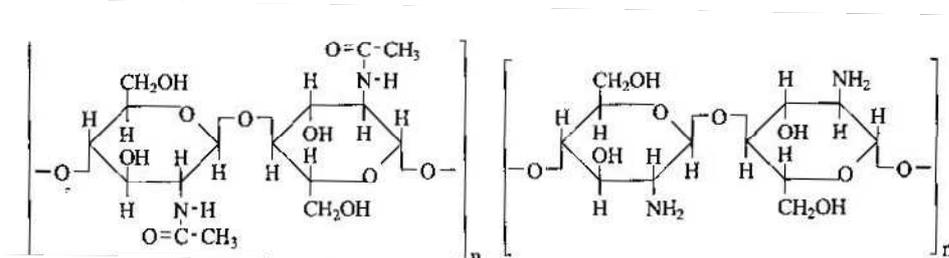


Figura 2.11 Estructura básica de la Quitina y del Chitosán. (Aguilar y cols., 2002).



El grupo amina presente en el Chitosán es el que confiere a este polisacárido propiedades floculantes. A diferencia de la mayor parte de los polisacáridos está cargado positivamente (Kawamura, 1991).

-*Alginato de sodio*: es un polielectrolito aniónico, extracto de ciertas algas. Resulta de la combinación de ácido algínico e hidróxido sódico o carbonato sódico.

Con la introducción de los polielectrolitos sintéticos, el uso de los naturales es cada vez más limitado, poseen algunas ventajas como ser biodegradables y no tóxicos, pero también presentan ciertos inconvenientes como añadir sustancias insolubles a los lodos, modificar las propiedades físico-químicas del agua en el caso de reciclar los líquidos clarificados y son menos efectivos, usados en las mismas cantidades que los sintéticos, lo cual hace necesario que no sean caros y que pueda disponerse de ellos con facilidad (Kawamura, 1991; Jun y Kim, 1994)

B) Sintéticos:

Los polímeros sintéticos usados en el tratamiento de aguas se conocen como polielectrolitos. Son cadenas de unidades monoméricas, que pueden contener un solo tipo de monómero o dos o tres tipos de subunidades diferentes. El número total de subunidades puede variar, produciéndose materiales de diferente peso molecular. Las unidades monoméricas pueden estar enlazadas en configuración lineal o ramificada. Los grupos funcionales están localizados periódicamente a lo largo de la cadena y pueden poseer una carga negativa (polielectrolitos aniónicos), positiva (polielectrolitos catiónicos) o neutra (polielectrolitos no iónicos).

La característica más importante de los polielectrolitos es la densidad de carga. Otros factores que afectan al funcionamiento del polielectrolito son el peso molecular, la naturaleza polar de los enlaces no iónicos en la molécula, el tamaño y la geometría molecular.

La densidad de carga del polímero hace referencia a la concentración de cargas positivas o negativas por unidad de peso o como porcentaje del contenido de monómeros ionizados. Es función del tipo de polímero, contenido del polímero en el producto, concentración del producto cuando se adiciona al agua y para algunos polímeros del pH



de la disolución. La influencia del pH en la carga del polímero es útil para predecir posibles variaciones en la actuación del polímero si se producen cambios significantes del pH.

Según el peso molecular se pueden clasificar generalmente como polímeros de bajo, alto y muy alto peso molecular.

Los polielectrolitos sintéticos, en la actualidad, pasan por ser los más utilizados industrialmente debido a las siguientes ventajas (Beltrán, 1980; Bolto y cols., 1996):

- Posibilidad de estructuración en función de unos requisitos concretos. Su carácter sintético permite seleccionar los grupos monoméricos e iónicos para adaptarlos lo mejor posible a cada necesidad.

- Comparados con los naturales, ofrecen la ventaja de tener una mayor pureza, una mayor estabilidad de su calidad y una mayor eficacia, ya que al ser los pesos moleculares de los sintéticos más elevados se obtiene un grado de floculación más alto que con los naturales. El peso molecular juega un papel importante en el rendimiento y afecta no sólo a la economía del proceso, sino también al grado de floculación y tamaño y fortaleza de los flóculos.

- No añaden sustancias insolubles a los lodos y no modifican las propiedades físico-químicas del agua con el objeto de reciclar los líquidos clarificados.

- Se producen flóculos grandes y tenaces con la adición de pequeñas dosis de polímeros debido a la presencia de grupos multifuncionales en las cadenas macromoleculares.

- No afectan al pH del agua tratada.

- Mejoran la floculación en épocas del año en que ésta se dificulta como consecuencia de los cambios de la calidad del agua o de la influencia ejercida por temperaturas bajas.



En el uso de polielectrolitos sintéticos hay que tener en cuenta la cuestión de su toxicidad ya que han sido obtenidos a partir de monómeros, que en algunos casos, son relativamente tóxicos. Casi todos los polielectrolitos comerciales contienen un pequeño porcentaje de monómero residual en forma de impurezas.

Los polielectrolitos pueden actuar solos como agentes de coagulación, pero en la mayoría de los casos las dosis necesarias son tales que su aplicación no resulta económica, además de la alta viscosidad que presentan las disoluciones concentradas y su baja solubilidad en agua, por lo que suelen ser empleados como ayudantes junto a sales metálicas.

Los principales beneficios alcanzados con los polielectrolitos son el aumento de la velocidad de sedimentación y la mejora de la calidad del efluente, su acción principal es favorecer la aproximación y aglutinación de los flóculos formados por el coagulante, consiguiendo un aumento considerable en el tamaño de los mismos (Edzwald, 1983).

Los mecanismos de actuación son por adsorción de partículas y formación de puentes partícula-polímero-partícula, para los aniónicos y no iónicos, debido a la naturaleza electronegativa de las partículas coloidales presentes en el agua residual. Sin embargo, los polielectrolitos catiónicos pueden desestabilizar tanto por neutralización de la carga como por formación de puentes.

-Polímeros aniónicos: Son polímeros cargados negativamente con grados de polimerización que pueden ser superiores a 100.000 y cuyos pesos moleculares están comprendidos entre 1 y 10 millones, pudiendo estar formados por copolímeros acrilato-acrilamida, poliácridamidas hidrolizadas, polivinilos y polietilenos portadores de grupos sulfónicos y carboxílicos fundamentalmente.

Las partículas con carga positiva enlazan electrostáticamente con los grupos activos de los polímeros aniónicos, lo que es aprovechado para utilizarlos como coadyuvantes junto con sales de aluminio o hierro (coagulantes primarios) que proporcionan iones metálicos positivos.

La concentración de cationes di y trivalentes presentes en el agua, puede ejercer un gran efecto sobre la capacidad de este tipo de polielectrolito en su comportamiento en el proceso de coagulación (Edzwald, 1983; Levy y cols., 1992).



Estos iones comprimen la capa difusa, rodean las partículas en suspensión y disminuyen las fuerzas de repulsión entre la molécula del polímero aniónico y las partículas, así como las existentes entre polímeros que hayan adsorbido partículas de carga similar.

Estos polímeros aniónicos sintéticos son los que más se suelen utilizar en el tratamiento de aguas residuales por coagulación-floculación, existiendo comercialmente diversos grados de ionización, según la utilidad concreta. Se suelen aplicar a pH básico, generalmente entre 6 y 10 (Heitner, 1989; Somasundaran y Ramachandran, 1990).

-Polímeros Catiónicos: Son polímeros cargados positivamente cuyos pesos moleculares son los más bajos de los tres grupos, existiendo algunos con valores inferiores a 100.000 (en esos casos suelen ser ramificados) y no sobrepasan ninguna variedad los 5 millones.

Sus cargas positivas son debidas a grupos amina o amonio cuaternario. Dentro de estos polímeros se encuentran las poliaminas, poliamidaminas, copolímeros de acrilamida con monómeros catiónicos, etc.

Los polímeros catiónicos pueden hacer la función de agentes coagulantes por la formación de puentes, neutralización de cargas, o de ambas a la vez. Su facultad principal es la de adsorber la carga negativa para lo que se requieren pesos moleculares muy elevados.

El rango de aplicación de estos polímeros suele estar entre valores de pH de 4 y 8, con pérdida de eficacia fuera de ese intervalo (Neimo, 1993).

-Polímeros no iónicos: Se trata de polímeros de comportamiento eléctricamente neutro en disolución acuosa, con elevados grados de polimerización que pueden alcanzar valores de 200.000 y con pesos moleculares que suelen estar comprendidos entre 3 y 15 millones.



La mayoría son poliacrilamidas, si bien también se pueden utilizar algunos polipéptidos, óxidos polietilénicos, polialcoholes y copolímeros del ácido acrílico y alcohol vinílico.

Estos coagulantes son capaces de adsorber tanto las partículas positivas como las negativas y son especialmente eficaces a pH, en general, inferior a 6, si bien alguno también trabaja efectivamente entre 6 y 10. Otro hecho a tener en cuenta es que su comportamiento no se ve afectado por ionizaciones.

2.6.2 Coadyuvantes

El proceso de coagulación no siempre es perfecto, y origina con mucha frecuencia problemas y dificultades que hay que resolver. Así se puede encontrar con flóculos pequeños cuando la coagulación es a baja temperatura y flóculos frágiles que se rompen al someterse a las fuerzas físicas. No sólo se busca resolver estos problemas, sino que también se intenta mejorar los fenómenos de coagulación y floculación, a fin de conseguir una buena y rápida sedimentación.

Con este fin se emplean una serie de productos que reciben el nombre de coadyuvantes y que son agentes auxiliares de la coagulación o la floculación. Estos coadyuvantes, lo que hacen es actuar sobre los elementos que producen las interferencias en la coagulación, o influir sobre la etapa de floculación, por ejemplo, favoreciendo la unión de flóculos o aumentando su densidad, a fin de mejorar la sedimentación.

A continuación se citan los más importantes, clasificándolos de acuerdo a su misión:

2.6.2.1 Coadyuvantes inorgánicos

A) Para modificar el pH del agua y facilitar la actuación del coagulante en un rango óptimo de pH (Degrémont, 1979; Hernández, 1990):

- Cal viva.
- Cal apagada.



-Carbonato sódico.

-Hidróxido sódico.

B) Ayuda directa a la coagulación transformando los coloides hidrófilos, unidos fuertemente al agua, en hidrófobos, con lo que la dosis necesaria de coagulante para la clarificación es menor:

-Cloro.

C) Para neutralizar las cargas eléctricas de los elementos coloidales:

-Sulfato de magnesio (actuando Mg^{2+}).

D) Como material de soporte y medio adsorbente pesado que facilite la aglomeración de flóculos (Weber, 1979; Suzuki y Chihara, 1988):

-Arcillas (bentonitas).

-Sílice activada.

-Carbón activo.

E) Como oxidante, cuando en el agua existen compuestos orgánicos que requieren su eliminación (Rebhun y Lurie, 1993):

-Cloro.

-Ozono.

2.6.2.2 Coadyuvantes orgánicos

En el tratamiento de aguas residuales es frecuente la utilización en una primera etapa de un coagulante inorgánico (primario), actuando posteriormente el orgánico, como ayudante, con la misión de favorecer el proceso de formación de los flóculos (Degrémont, 1979; Narkis y Rebhun, 1983; Kawamura, 1991):

-Polímeros de origen natural: almidón, alginatos, chitosán, etc.

-Polímeros de origen sintético (sobre todo los aniónicos y los no iónicos).



2.7 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL PROCESO DE COAGULACIÓN.

Existen muchos factores que influyen en la coagulación de aguas residuales, debiéndose tener en cuenta los siguientes:

2.7.1 Tipo de coagulante

Normalmente no todos los coagulantes producen el mismo efecto ni llevan a cabo la desestabilización por el mismo mecanismo. Hay muchos factores que influyen en el proceso de coagulación y que varían dependiendo del tipo de coagulante, como por ejemplo el margen de pH óptimo y la solubilidad.

En cualquier caso, es necesario recurrir a una comparación experimental, teniendo en cuenta el tipo de agua a tratar y el objetivo del tratamiento, antes de decidirse por uno u otro producto.

2.7.2 Contenido de materia en suspensión (MES)

Este factor está estrechamente relacionado con la cantidad de coagulante para llevar el agua al óptimo de coagulación. Aunque existe cierta relación entre la turbidez del agua bruta y la dosis de coagulante apropiada, la cantidad exacta solo puede determinarse mediante ensayos (Jar test). Aún así, la cantidad puede variar con otros factores, como el tiempo de mezcla y la temperatura del agua.

El tamaño de partícula también influye en la cantidad de coagulante necesaria para realizar la coagulación. Se puede hacer notar, por ejemplo, que las materias suspendidas muy finas son más difíciles de coagular que las partículas más grandes, y por ello, necesitan mayor cantidad de coagulante. Por otro lado, son más fáciles de coagular las suspensiones que contengan muchos tamaños de partículas que las que solo tengan uno (Dentel y Gosset, 1987; Kuo y cols., 1988; Gillberg y cols., 1990; Gregory y Guibai, 1991).



2.7.3 pH

El pH es uno de los factores más importantes ya que va a determinar para cada coagulante la naturaleza de las especies presentes en el agua y su solubilidad. Existe para cada coagulante una zona de pH, donde se produce una buena floculación en plazo corto y con una dosis dada de coagulante. La coagulación debe efectuarse dentro de esta zona óptima siempre que sea posible. Cuando se deja de operar en la zona óptima para cualquier agua, se produce un desperdicio de producto químico y descenso del rendimiento de la operación (Narkis y Rebhun, 1983; Diamadopoulos y Benedek, 1984; Hahn, 1992; Rebhun y Lurie, 1993).

2.7.4 Salinidad

Las aguas residuales contienen sales en disolución. Estas sales afectan al proceso de coagulación modificando los siguientes factores (Weber, 1979; Hutchison y Healy, 1990):

- Margen del pH óptimo.
- Tiempo necesario para la floculación.
- Dosis óptima de coagulante.
- Coagulante residual en el efluente.

Cuando un agua no tiene iones SO_4^{2-} la zona óptima de pH es muy estrecha, ampliándose con el contenido de iones sulfato.

El efecto de los iones PO_4^{3-} es totalmente distinto, el rango de pH óptimo se estrecha al aumentar el contenido de dichos iones. Su actuación es desplazar la zona de coagulación óptima a valores de pH menores.

Los iones divalentes comprimen las capas difusivas que rodean las partículas coloidales negativas y, por tanto, reducen las fuerzas repulsivas entre ellas.



2.7.5 Temperatura del agua

La temperatura es un factor limitante para el proceso de coagulación-floculación. Por debajo de un cierto valor, los rendimientos de clarificación son mediocres.

La temperatura influye sobre ciertas propiedades físicas como la viscosidad, la solubilidad, el pH y la cinética de algunas reacciones que intervienen en el proceso de coagulación. Generalmente una disminución de la temperatura retrasa las reacciones químicas, frena el movimiento browniano y disminuye la probabilidad de colisiones (Tardat-Henry, 1989).

Otra influencia de la temperatura en la coagulación es su efecto sobre el tiempo requerido para una buena formación de flóculos. Generalmente, cuanto más fría esté el agua más largo será el tiempo necesario para producir buenos flóculos con una cantidad determinada de coagulante (Hanson y Cleasby, 1990a y b; Van Benschoten y Edzwald, 1990a).

2.7.6 Tiempo de mezcla y floculación

Al conjunto se le suele denominar “período de coagulación” y se define como el tiempo transcurrido entre la adición de coagulante y el final de la agitación a una velocidad que impida la decantación de materias floculadas.

El período de coagulación es un factor a controlar en cada proceso pues en algunas ocasiones períodos largos favorecerán el proceso mientras que en otras pueden provocar la ruptura de los flóculos formados. Es un factor que está muy relacionado con la fuerza de agitación que se aplique durante dicho período, por lo que será necesario combinar ambos factores de forma que se obtengan los mejores rendimientos a un coste aceptable (Gregory, 1991, 1993a y b; Desbos y Laplace 1990a y b; Kusters, 1991).

2.7.7 Fuerza de agitación

Generalmente lo que se hace, es someter a las aguas a una mezcla rápida, seguida de otra lenta. La primera tiene por finalidad dispersar el coagulante, y fomentar las colisiones entre las partículas. Posteriormente, lo que se hace es aumentar el tamaño



de flóculo mediante una agitación lenta, durante un tiempo adecuado, que mantiene los flóculos en suspensión y movimiento evitando su ruptura por efecto de las fuerzas de cizalla. (Kuo y cols., 1988; Rusten y cols., 1990).

2.7.8 Presencia de núcleos

Las partículas sólidas en suspensión actúan como núcleos para la formación inicial de flóculos. Es un hecho bien conocido que el agua que contiene poca turbidez coloidal es, frecuentemente, de floculación más difícil. La presencia de partículas en suspensión puede influir en la velocidad de floculación y contribuye al aumento de la densidad del flóculo, dando lugar a velocidades de sedimentación superiores (Weber, 1979; Beltrán, 1980; Kuo y cols., 1988; Hernandez, 1990).

2.7.9 Dispersión de los coagulantes

Una de las conclusiones que se desprende de las investigaciones, es la importancia que tiene la dispersión de los coagulantes en el agua, para todo el proceso de clarificación posterior.

La dispersión de los coagulantes puede considerarse que progresa en tres fases distintas que son conceptual y prácticamente diferentes:

1ª fase: Hidrólisis de los iones de Al(III) y Fe(III). Según Hahn y Stumm (1968) esta fase se realiza en un tiempo extremadamente corto, que ha sido estimado entre 10^{-10} y 10^{-3} segundos.

2ª fase: Difusión de los componentes formados y adsorción de ellos en las partículas coloidales. De acuerdo con los autores citados, el tiempo necesario para cubrir el coloide y desestabilizarlo puede variar entre 8.5×10^{-5} segundos mínimo y 2.4×10^{-4} segundos máximo.

3ª fase: Polimerización o reacción de los iones hidratados, para formar especies diméricas y poliméricas. Se realiza en un tiempo que puede variar entre 10^{-2} s y 1 segundo.



Una vez desestabilizados los coloides, empiezan a aglutinarse formando primero microfloculos o partículas con diámetro inferior a una micra, lo que puede tardar menos de 60 segundos; luego estos núcleos se aglutinan en partículas mayores (16.8 segundos a 546 segundos) y, por último, se hidratan aumentando su volumen. (Arboleda, 2000)

2.7.10 Color

Es un factor a tener en cuenta a la hora de eliminar elementos del agua. A veces es debido a las sales de hierro y manganeso, aunque normalmente se debe a los compuestos orgánicos resultantes de la descomposición de la materia orgánica.

La dosificación de coagulante depende estrechamente de la concentración inicial de color, ya que muchas veces las sustancias que producen el color son de naturaleza hidrofílica y pueden reaccionar químicamente con el coagulante usado en el proceso requiriendo una mayor cantidad. En el pH óptimo, el color residual decrece proporcionalmente a medida que aumenta la dosis de coagulante. (Beltrán, 1980).

En general, tanto la dosis de coagulante, el pH y la concentración de coloides o turbidez se interrelacionan íntimamente. La dosis que se aplique depende del pH terminal del agua y de la concentración de coloides. Las aguas de más difícil coagulación son las que tienen baja concentración de éstos (turbidez menor de 20 NTU), ya sea en presencia de color o no. Por otra parte, conviene que haya tanto partículas livianas como pesadas que le den peso al floculo. Cuando solo hay partículas finas se dificulta la coagulación (Arboleda, 2000).



2.8 INFLUENCIA EN LA COAGULACIÓN CON SALES DE Al (III) y Fe (III)

De entre los factores que influyen en el proceso de coagulación, con estas sales, cabe destacar principalmente: dosificación de coagulante, pH, concentración coloidal y presencia de iones (Weber, 1979; Dentel y Gosset, 1987).

2.8.1 Influencia de la dosificación de coagulante, pH y concentración coloidal

La influencia de estos tres factores hay que tratarla conjuntamente ya que están muy relacionados. Las dosificaciones prácticas de las sales de Al^{3+} y Fe^{3+} que se requieren para la desestabilización de coloides siempre exceden la solubilidad del hidróxido metálico, se puede considerar que la desestabilización se lleva a cabo por hidroxocomplejos polinucleares que son compuestos cinéticos intermedios en la precipitación del hidróxido metálico.

Las características de los polímeros que se forman están afectadas por el grado de sobresaturación (dosificación de coagulante y pH) en el sistema (Dentel y Gosset, 1987). Así se ha observado que los polímeros inorgánicos cargados positivamente se formarán para valores de pH inferiores al punto isoeléctrico. La carga promedio de las especies metálicas tiende a aumentar, creciendo, por tanto, la desestabilización por neutralización de la carga y la posibilidad de reestabilización por sobredosificación.

Las sales de Al^{3+} y Fe^{3+} son ácidas y, como resultado de su adición, el pH del sistema dependerá de la dosis de coagulante y la alcalinidad del agua (capacidad tampón).

Se ha visto que la cantidad de coagulante necesaria para la desestabilización depende de la cantidad de coloide que está presente en el sistema. Las suspensiones concentradas son difíciles de reestabilizar por sobredosificación a cualquier pH (concentración superficial S_4 en las Figuras 2.9 y 2.10).

La región de desestabilización por inversión de la carga (zona 2, Figuras 2.9 y 2.10) se extiende al aumentar la concentración coloidal. La desestabilización eficaz de estas suspensiones por adsorción y neutralización de carga puede realizarse a valores



bajos de pH, en donde los polímeros hidroxometálicos están altamente cargados, pero la concentración coloidal es suficientemente alta como para evitar la reestabilización por sobredosificación (Kuo y cols., 1988; Rebhun y Lurie, 1993). En estos sistemas es útil disminuir la capacidad tampón del agua residual para que un ácido como el Fe(III) pueda disminuir el pH.

Para suspensiones diluídas (concentración superficial S_1) es eficaz la coagulación tipo "flóculo de barrido". En estos casos, la velocidad de precipitación es máxima en el punto isoeléctrico (pH 6 para el $Al(OH)_3(s)$ y pH 8 para el $Fe(OH)_3(s)$, en donde el grado de sobresaturación es mayor y la carga de las especies metálicas es mínima. Para estos casos es conveniente aumentar la alcalinidad con el fin de neutralizar la acidez del coagulante metálico y mantener un pH aproximadamente neutro.

Combinando los parámetros de concentración coloidal y pH se pueden presentar cuatro sistemas distintos:

a) Concentración coloidal alta, alcalinidad baja:

En este caso sólo se debe determinar un parámetro que es la dosificación óptima de coagulante. La coagulación tiene lugar por adsorción de los polímeros hidroxometálicos positivamente cargados; éstos se producen a niveles ácidos de pH (pH 4-6).

b) Concentración coloidal alta, alcalinidad alta:

La desestabilización se alcanza también por adsorción y neutralización de la carga para niveles de pH neutros y ácidos. Aquí se puede elegir una dosificación alta de coagulante (debido a la elevada alcalinidad, el pH permanecerá en la región generalmente neutra, en donde los polímeros hidroxometálicos no están altamente cargados con lo cual la neutralización de carga es más difícil). Alternativamente, se puede eliminar la alcalinidad por lavado, y desestabilizar con una dosificación baja a un pH bajo.



c) Concentración coloidal baja, alcalinidad alta:

La coagulación se lleva a cabo por inmersión de las partículas en suspensión en un “flóculo de barrido” con dosificaciones altas de coagulante. Alternativamente la adición de bentonita aumenta la concentración coloidal, con lo que se consigue provocar la desestabilización por adsorción y neutralización de carga con una dosificación menor.

d) Concentración coloidal baja, alcalinidad baja:

La coagulación de estos sistemas es la más difícil. Será ineficaz si solamente usamos sales de aluminio o de hierro, ya que el pH será rebajado mucho, con el fin de permitir la formación de un “flóculo de barrido”, y la velocidad de contacto entre partículas será demasiado lenta para llevar a cabo una desestabilización por neutralización de la carga. Para una coagulación eficaz debemos añadir alcalinidad, partículas coloidales o ambas a la vez.

2.9 RELACIÓN ENTRE EL TIPO DE COAGULACIÓN Y DISPERSIÓN DE LOS COAGULANTES

Como ya se dijo, existen básicamente dos tipos de coagulación: la de adsorción-neutralización y la de barrido o por incorporación.

La primera se realiza en un tiempo muy corto y ocurre en 0.01 a 1.0 segundos, sin la producción de hidróxido de aluminio por adsorción de contraiones en la doble capa. La segunda se presenta cuando hay precipitación masiva de hidróxido de aluminio que atrapa e incorpora los coloides en dicho precipitado y se completa en 1 a 7 segundos.

2.9.1 Mezcla para coagulación por adsorción-desestabilización

Para este tipo de coagulación se requiere que los productos de hidrólisis sean transportados hasta la superficie de los coloides en una fracción de segundo, por cuanto



dichos productos se forman con distintas velocidades y tienen diferente capacidad de neutralización de las partículas.

Se deduce que si dichas reacciones avanzan hasta completarse antes de que los productos de hidrólisis iniciales hayan tenido la oportunidad de quedarse adsorbidos en los coloides hay desperdicio de coagulantes pues hay que dosificar más para obtener los mismos resultados, que se hubieran podido conseguir si la mezcla hubiera sido adecuada.

Vrale y Jordan (1971), consideran que la velocidad aparente de aglutinación de las partículas puede aumentar hasta 3.5 veces con sólo mejorar la mezcla rápida.

2.9.2 Mezcla para coagulación de barrido

En este caso el agua resulta supersaturada con los hidróxidos de aluminio o hierro, lo que produce una rápida precipitación de ellos. Dentro de estas condiciones la forma como se realizan estas reacciones es más importante que los mecanismos de transporte de partículas. Amirtharajah y Mills (1982) han demostrado, por eso, que cuando el mecanismo que predomina es la incorporación, los resultados son indiferentes a las características de la mezcla rápida. Sin embargo, esto no implica que en este caso no hace falta la mezcla rápida, sino que es menos importante. Letterman y colaboradores (1973) hallaron que el tiempo óptimo de mezcla para coagulación de barrido es de 0.3 a 3 minutos, bastante más largo que el necesario para que se produzcan los hidróxidos y bastante mayor que el requerido para adsorción precipitación. En otras palabras debe hacerse una mezcla con mayor tiempo pero de menor energía.

2.10 TIPO DE MEZCLADORES Y NECESIDADES ENERGÉTICAS

Hay una gran variedad de mezcladores para coagulantes. Los métodos usados para la selección dependen del tamaño de la planta, del caudal, de la disponibilidad de carga y del tipo de coagulante. Los métodos típicos se expresan en la Tabla 2.4:



Tabla 2.4 Tipos de mezcladores. (AWWA, 1990)

MÉTODOS	COMENTARIOS
Mezcladores mecánicos	Es de aplicación común.
De aire	Es simple, es adecuado para procesos que requieran aireación. Puede causar espumas y sobrenadantes.
Mezcladores hidráulicos	No es mecánica su operación, es simple y efectiva. La energía varía con el flujo.
Mezcladores en línea (mecánicos)	Efectivo para todos los flujos.
Mezcladores en línea (estáticos)	Son simples. La energía varía con el flujo.
Mezclador por bombeo	Efectivo. No le afecta la velocidad del flujo.
Mezclador de rejilla	Efectivo. Tiene problemas de mantenimiento.
Válvula de estrangulamiento	Simple. Transmite mucha energía. Puede romper el polímero. No es común.

De los mezcladores reseñados anteriormente, los más utilizados son: mezcladores mecánicos de paletas y mezcladores en línea (estáticos).

2.10.1 Mezcladores mecánicos

Entre los mezcladores mecánicos más utilizados están los de paletas (Figura 2.12), que suelen girar lentamente puesto que tienen una superficie grande de acción sobre el fluido. Los agitadores de paletas se emplean como elementos de floculación cuando deben añadirse al agua residual, o a los fangos, coagulantes como el sulfato férrico o de aluminio, o ayudantes a la coagulación como los polielectrolitos y la cal. La floculación se promueve, mecánicamente, con una agitación moderada con palas girando a velocidades bajas. Esta acción se contempla, en ocasiones, con la disposición de unas hojas o láminas estáticas entre las palas giratorias para reducir el movimiento circular de la masa de agua y favorecer así el mezclado. El aumento del contacto entre partículas conduce a un incremento del tamaño del flóculo, pero una agitación demasiado vigorosa puede producir tensiones que destruyan los flóculos formando partículas de menor tamaño. Es importante controlar adecuadamente la agitación, de modo que los tamaños de los flóculos sean los adecuados y sedimenten rápidamente. La producción de un buen flóculo requiere generalmente un tiempo de detención de entre 10 y 30 minutos.

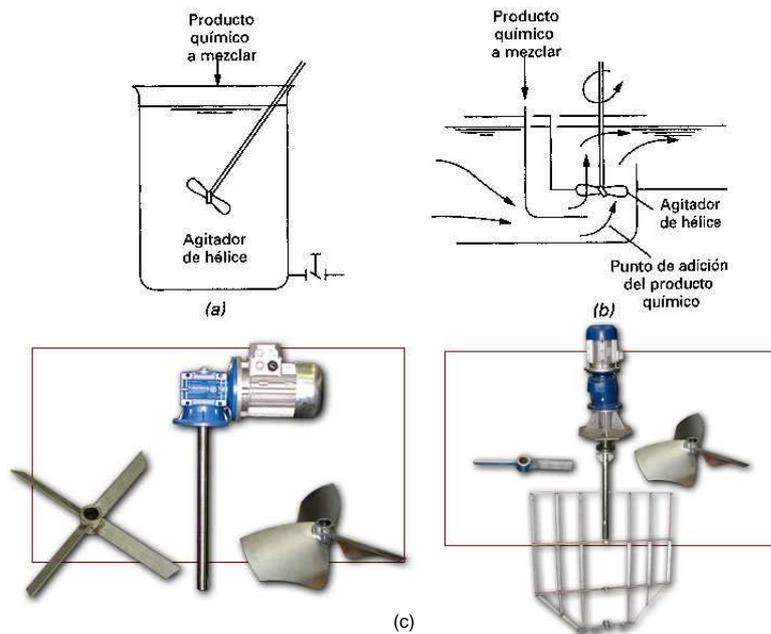


Figura 2.12 Mezclador de paleta. (a) Diagrama de un agitador de paleta; (b,c) Diferentes tipos de paletas. (Metcalf y Eddy, 1998).

Los fabricantes de equipos han llevado a cabo numerosos estudios para obtener las configuraciones idóneas de las dimensiones de las paletas, separación entre ellas y velocidad de rotación. Se ha podido constatar que una velocidad lineal de, aproximadamente, 0,6 a 0,9 m/s en los extremos de las paletas crea suficiente turbulencia sin romper los flóculos. La energía comunicada a un sistema de paletas mecánicas se puede relacionar con la fuerza de resistencia al avance de las paletas mediante las siguientes expresiones (Metcalf y Eddy, 1998):

$$F_D = \frac{C_D A \rho v_p^2}{2} \quad [2.4]$$

$$P = F_D v_p = \frac{C_D A \rho v_p^3}{2} \quad [2.5]$$

Donde:

F_D = fuerza de resistencia del fluido sobre las paletas, N.

C_D = coeficiente de resistencia al avance de las paletas.

A = área transversal de las paletas, m^2 .

ρ = densidad del fluido, Kg/m^3 .



V_p = velocidad relativa de las paletas respecto al fluido, m/s. Normalmente se suele suponer que oscila entre el 60 y el 75% de la velocidad del extremo de las paletas.

P = energía necesaria, W.

2.10.2 Mezcladores estáticos

Las características principales de los mezcladores estáticos es la ausencia de elementos dotados de movimiento. Los ejemplos típicos de mezcladores estáticos incluyen los mezcladores estáticos en línea, que contienen elementos fijos que provocan cambios bruscos en las velocidades e inversiones de los momentos y canales con deflectores superiores e inferiores con poca distancia entre ellos (Figura 2.13). Los primeros suelen emplearse para el mezclado de productos químicos, mientras los segundos tienen su principal aplicación en los procesos de floculación.

La energía consumida por los dispositivos de mezcla estáticos puede calcularse empleando la siguiente ecuación (Metcalf y Eddy, 1998):

$$P = \gamma Qh \quad [2.6]$$

Donde:

P = energía disipada, kW.

γ = peso específico del agua, kN/m^3 .

Q = caudal, m^3/s .

h = pérdida de carga en el paso a través del elemento, m.

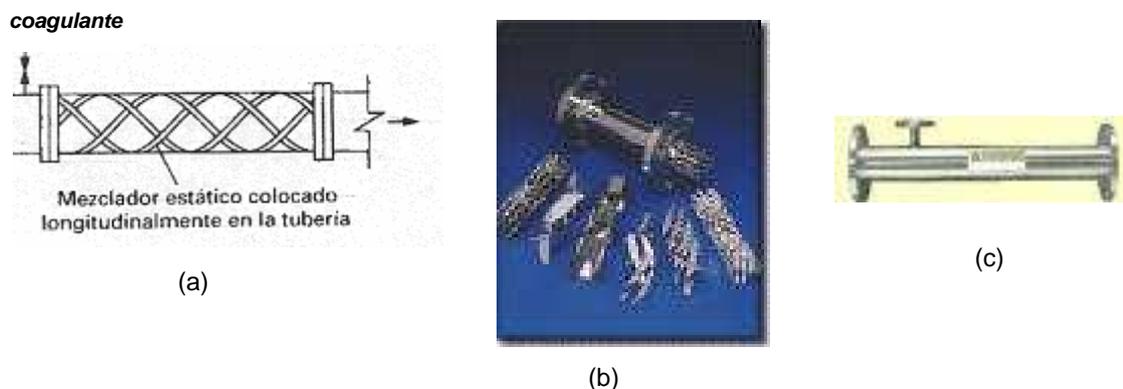


Figura 2.13 Mezclador estático. (a) Diagrama de un agitador estático en línea; (b) Detalles de elementos mezcladores; (c) Imagen de un agitador estático.



2.10.3 Condiciones óptimas de mezclado

La efectividad de la mezcla está en función del tiempo de retención del líquido y de la energía disipada para producir la mezcla. (Rivas, M, 1978).

La mezcla es la fase de la coagulación donde el coagulante se esparce rápidamente en el agua, por lo general con violenta agitación, resultando de esto la formación de partículas en suspensión.

2.10.3.1 Estudio del “G” de mezcla

En una cámara de mezcla que contiene la muestra, la velocidad en el sentido del flujo no es igual en cada punto sino que varía a través de la sección transversal del recipiente, creando un gradiente dv/dy , llamado “gradiente de velocidad. G”. (Metcalf y Eddy, 1998).

El factor de mezcla “G” se define como:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu \times V}} \quad [2.7]$$

Donde:

G = gradiente de velocidad medio, 1/s.

P = potencia necesaria, W.

μ = viscosidad dinámica, N·s/m².

V = volumen del floculador, m³.

La potencia viene dada para mezcladores de paletas, por la ecuación 2.5 y para mezcladores estáticos por la ecuación 2.6.

En esta ecuación, G es una medida del gradiente de velocidad medio del fluido, y depende de la potencia comunicada al sistema, de la viscosidad del fluido, y del volumen



del depósito. En floculación, el tiempo es un factor importante, por lo que el producto $G.t$ es un número adimensional cuyo valor para floculación, varía entre 10^4 y 10^5 , para tiempos comprendidos entre 10 y 30 minutos. Multiplicando ambos términos de la ecuación 2.7 por el tiempo de retención teórico, $t_r = V/Q$, se obtiene (Metcalf y Eddy, 1998):

$$Gt_r = \frac{V}{Q} \sqrt{\frac{P}{\mu V}} = \frac{1}{Q} \sqrt{\frac{PV}{\mu}} \quad [2.8]$$

Donde:

t_r = tiempo de retención, s.

Q = caudal, m^3/s .

En la Tabla 2.5 se incluyen los valores típicos de G y de tiempos de mezcla para diferentes operaciones de mezclado. (Metcalf y Eddy, 1998).

Tabla 2.5 Valores de Gradiente de velocidad (G) y tiempos de mezcla.

PROCESO	TIEMPO DE RETENCIÓN	VALORES DE G (s^{-1})
Mezclado:		
Operaciones de mezcla rápida típicas	5-20 s	250-1.500
Mezcla rápida en procesos de filtración de contacto.	< 1-5 s	1.500-7.500
Floculación:		
Procesos de floculación típicamente empleados en el tratamiento de aguas residuales.	10-30 min	20-80
Floculación en proceso de filtración directa.	2-10 min	20-100



2.11 BIBLIOGRAFIA

Aguilar, M.I.; Sáez, J.; Lloréis, M.; Soler, A.; Ortuño, J.F. (2002) Tratamiento físico-químico de aguas residuales. Coagulación-Floculación. 1ª edición. Ed. Universidad de Murcia, España.

Akers, R.J. y Ward, A.S. (1977) *Liquid filtration theory and filtration pre-treatment* en *Filtración: Principles and practice. Part I* editado por Clyde Orr, Ed. Marcel Dekker, Inc. New Cork; **(10)** *Chemical processing and engineering*, editado por L.F. Albright, R.N. Maddox y J. J. McKetta.

Amirtharajah, A. y Mills, K.M. (1982) Rapid Mix Design for mechanisms of Alum Coagulation. *Journal AWWA*, **74**, 210.

Arboleda, J. (2000) Teoría y práctica de la purificación del agua. Cap. 1-2, 3ª edición, Ed. McGraw Hill, Colombia.

Beltrán, V.M. (1980) Depuración de aguas por coagulación. *Ing. Quím.*, *Junio* 41-49.

Boisvert, J.P.; To, T.C.; Berrak, A. y Jolicoeur, C. (1997) Phosphate adsorption in flocculation processes of aluminium sulphate and poly-aluminium-silicate-sulphate. *Wat. Res.*, **(31)**, 8, 1939-1946.

Bolto, B.A.; Dixon, D.R.; Gray, S.R.; Chee, H.; Harbour, P.J.; Ngoc, L. y Ware, A.J. (1996) The use of soluble organic polymers in waste treatment. *Wat. Sci. Tech.*, **(34)**, 9, 117-124.

Ching, H. W., Elimelech, M. y Hering, J.G. (1994 a). Dynamics of coagulation of clay particles with aluminium sulphate. *J. Envir. Eng.*, **(120)**, 1, 169-189.

Ching, H. W., Tanaka, T.S. y Elimelech, M. (1994 b). Dynamics of coagulation of kaolin particles with ferric chloride. *Wat. Res.*, **(28)**, 3, 559-569.

Degrémont (1979) *Manual Técnico del Agua*, 4ª Edición española, Cap. 3, 57-65, Cap. 5, 135-155, Ed. Degrémont.



Dentel, S. K. (1991) Coagulant control in water treatment. *Crit. Rev. Environ. Control*, **(21)**, 1, 41-135.

Dentel, S. K. y Gossett, J.M. (1987) Coagulation of organic suspensions with aluminium salts. *J. Water Poll. Control Fed.*, **(59)**, 2, 101-108.

Desbos, G. y Laplace, C. (1990a) Flocculation économique d'une eau par création d'une phase de coagulation prolongée I. *Tribune de l'eau*, **(42)**, 542, 28-34.

Desbos, G. y Laplace, C. (1990b) Flocculation économique d'une eau par création d'une phase de coagulation prolongée II. *Tribune de l'eau*, **(43)**, 543, 15-23.

Diamadopoulos, E. y Benedek, A. (1984) Aluminum hydrolysis effects on phosphorus removal from Wastewater. *J. Water Poll. Control Fed.*, **(56)**, 11, 1165-1172.

Diamadopoulos, E. y Vlachos, C. (1996) Coagulation-filtration of a secondary effluent by means of pre-hydrolyzed coagulants. *Wat. Sci. Tech.*, **(33)**, 10-11, 193-201.

Edzwald, J.K. (1983) Mechanisms of particle destabilization for polymers in water treatment. Proc. Am. Wat. Wks. Ass. Seminar on "Use of organic polyelectrolytes in water treatment".

Fair, M.G.; Geyer, J.C. y Okum, D.A. (1971) Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuales, Cap. 30, 375-391, Ed. Limusa-Wilwy, S.A., México.

Gallardo, M. y Estelrich, J. (1994) El potencial zeta. *Industria Farmacéutica*, Septiembre-Octubre, 27-31.

Gillberg, L.; Eger, L.; y Jepsen, S.E. (1990) The effect of five coagulants on the concentration and distribution of small particles in sewage water. *Chem. Water Wastewater Treat. Proc. Gothenburg Symp.*, 4th, 243-256. Ed. Springer. Berlín.

Gregory, J. (1991) Effect of dosing and mixing conditions on flocculation by polymers. *Adv. Meas. Control Colloid. Proc.*, 3-17.



Gregory, J. (1992) Flocculation of fine particles. *Innovations Flotation Technol.*, 101-124.

Gregory, J. (1993a) The role of colloid interactions in solid-liquid separation. *Wat. Sci. Technol.*, **(27)**, 10, 1-17.

Gregory, J. (1993b) Stability and flocculation of suspensions. *Process. Solid-Liq. Suspension*, 59-92.

Gregory, J. y Guibai, L. (1991) Effects of dosing and mixing conditions on polymer Flocculation of concentrated suspensions. *Chem. Eng. Comm.*, **(108)**, 3-21.

Guyot, A.; Audebert, R.; Botet, R.; Cabane, B.; Lafuma, F.; Jullien, R.; Pefferkorn, E.; Pichot, C.; Revillon, A. y Varoqui, R. (1990) Floculation de particules colloïdales par les polymers hydrosolubles. *J. Chim. Phys.*, **(87)**, 1859-1899.

Hahn, H.H. y Stumm, W. (1968) Kinetics of coagulation with hydrolyzed Al(III). *J. Colloid Interface Sci.*, **(28)**, 134-144.

Hahn, H.H. (1992) Chemical dosing control-physical and chemical boundary conditions. *Chem. Water Wastewater Treat. II. Proc. Gothenburg Symp.*, 5th, 153-163. Ed. Springer. Berlín.

Hanson, A.T. y Cleasby, J.L. (1990a) The effect of temperature induced changes in the carbonate buffer system on adsorption/ destabilization Flocculation of kaolinite with alum or iron. *Fluid/Part. Sep. J.*, **(3)** 2, 110-114.

Hanson, A.T. y Cleasby, J.L. (1990b) The effect of temperature on turbulent Flocculation: fluid dynamics and chemistry. *J. Am. Wat. Wks. Ass.*, November, 56-73.

Heitner, H.I. (1989) Effect of functional groups on stability of anionic polyacrylamide flocculants in the presence of Fe²⁺ and oxygen. *Flocculation Dewatering, Proc. Eng. Found. Conf.*, 215-220.

Hernández, A. (1990) *Depuración de aguas residuales*. Cap. 6, 369-394. Ed. Paraninfo, S.A.



Hsu, J.P. y Lin, D.P. (1991a) Transient collision efficiency of polymer-induced Flocculation. *J. Chem. Soc. Faraday Trans.*, **(87)** 8, 1177-1181.

Hsu, J.P. y Lin, D.P. (1991b) Transient behaviour of polymer-induced Flocculation. *J. Chem. Soc. Faraday Trans.*, **(87)** 19, 3245-3250.

Hutchison, P.R. y Healy, T.W. (1990) Coagulation and Flocculation Destabilizing practices? (with particular reference to metal ion coagulants). *Surface and Colloid Chemistry in Natural Waters and Water Treatment*, 119-134, Ed. Plenum Press. New York.

Jiang, J.Q.; Graham, N.J.D. y Harward, C. (1993) Comparison of polyferric sulphate with other coagulants for the removal of algae and algae-derived organic matter. *Wat. Sci. Tech.*, **(27)** 11, 221-230.

Jun, H. K. y Kim J. S. (1994) Chitosan as a coagulant for recovery of proteinaceous solids from Tofu wastewater. *J. Agric. Food Chem.*, **42**, 8, 1834-1838.

Kaeding, U. W.; Drikas, M.; Dellaverde, P.J.; Martín D. Y Smith, M.K. (1992) A direct comparison between aluminium sulphate and polyaluminium chloride as coagulants in a water treatment plant. *Wat. Supp.*, **10**, 4, 119-132.

Kawamura, S. (1991) Effectiveness of natural polyelectrolytes in water treatment. *J. Am. Wat. Wks. Ass.*, **(83)** 10, 88-91.

Kruyt, H.R. (1952) *Colloid Science, Irreversible Systems (1)* 5-6, Elsevier, Amsterdam. (Citado en Weber, 1979).

Kuo, C.J.; Amy, G.L. y Bryant C. W. (1988) Factors affecting Coagulation with aluminium sulphate I (particle formation and growth). *Wat. Res.*, **(22)** 7, 853-862.

Kusters, K.A. (1991) *The influence of turbulence on aggregation of small particles in agitated vessels*. Ph. D. thesis. Eindhoven University of Technology. The Netherlands.



La Mer, V.K. y Healy, T.W. (1963) Adsorption-Flocculation reactions of macromolecules at the solid-liquid interface. *Rev. Pure App. Chem.*, **(13)**, 112-132.

Lefebvre, E. Y Legube, B. (1990) Coagulation par Fe(III) de substances humiques extraites d'eaux de surface : effet du pH et de la concentration en substances humiques. *Wat. Res.*, **24**, 5, 591-606.

Letterman, R.D. Quon, J.E. y Gemmell, R.S. (1973) Influence of rapid Mix parameters on flocculation. *Journal AWWA* **11**, 916.

Levy, N.; Magsassi, S. y Bar-Or, Y. (1992) Physico-chemical aspects in Flocculation of bentonite suspensions by cyanobacterial bioflocculant. *Wat. Res.*, **(26)** 2, 249-254.

Lind, C.B. (1990) Applications of polyaluminum hydroxychloride coagulants in management of variable surface water quality. *Proc. Annu. Conf., Am. Wat. Wks. Ass.*, **(2)**, 2027-2038.

Lyklema, J. (1990) The colloidal background of Flocculation and dewatering. *Flocculation. Flocculation Dewatering. Proc. Eng. Found. Conf.*, 1-20. Ed. Eng. Found. New York.

Macías, M. (1982) Un nuevo coagulante para el tratamiento de aguas. *Tecnol. Agua*, **6**, 54-59.

Marín, R. (1989) Coagulación-floculación de aguas: Una visión de los coagulantes más usados. *Ing Quím.*, Enero, 115-120.

Metcalf y Eddy (1995) *Ingeniería de aguas residuales. Tratamiento, vertido y reutilización*. Ed. McGraw Hill Interamericana de España S.A., Madrid.

Metcalf y Eddy (1998) *Ingeniería de aguas residuales*. Cap.6, 3ª edición, Ed. McGraw Hill, España.

Molski, A. (1990) Coagulation effects and the dependence of Flocculation on polymer dosage. *Proc. Conf. Colloid Chem. Mem. Ervin Wolfram*, 5 th, 74-76. Ed. Lorand Eotvos Univ. Budapest.



Narkis, N. y Rebhun, M. (1983). Inhibition of Flocculation processes in systems containing organic matter. *J. Water Poll. Control Fed.*, **(55)**, 7, 947-955.

Neimo, L. (1993) Coagulation of anionic fines and colloids originating in LWC broke. *Nord. Pulp. Pap. Res. I.*, **8**, 1, 170-175.

Nemerow, N.L. y Dasgupta, A. (1991) Industrial and hazardous water treatment, Cap. 11. 141-148. Ed. Van Nostrand Reinhold. New Cork.

O'Melia, C.R. (1991) Practice, theory and solid-liquid separation. *J. Wat. SRT-Aqua*, **(40)**, 6, 371-379.

Ratnaweera, H.; Oedegaard, H. y Fettig, J.(1992) Coagulation with prepolymerized aluminium salts and their influence on particle and phosphate removal. *Wat. Sci. Technol.*, **(26)**, 5-6, 1229-1237.

Rebhun, M. y Lurie, M. (1993) Control of organic matter by Coagulation and flor separation. *Wat. Sci. Technol.*, **(27)**, 11, 1-20.

Rivas, M. (1978) Tratamiento de aguas residuales. 2da edición. Ediciones Vega, Venezuela.

Rusten, B., Eikebrokk, B. y Thorvaldsen, G. (1990) Coagulation as pretreatment of food industry wastewater. *Wat. Sci. Technol.*, **(22)**, 9, 1-8.

Somasundaran, P. y Ramachandran, R. (1990) Innovative approaches to elucidate floc structures and polymer conformations at interfaces. *Flocculation dewatering*, Proc. Eng. Found. Conf. 1988, 21-41.

Stephenson, R.J. y Duff, S.B.J. (1996) Coagulation and precipitation of a mechanical pulping effluent-I. Removal of carbon, colour and turbidity. *Wat. Res.*, **(30)**, 4, 781-792.

Stumm, W. y Morgan, J. (1962) Chemical aspects of coagulation. *J. Am. Wat. Wks. Ass.*, **(54)**, 971-993.



Suzuki, M. y Chihara, K. (1988) Heterogeneous Coagulation of organic colloid and powdered activated carbon. *Wat. Res.*, **22**, 5, 627-633.

Tardat-Henry, M. (1989) Évolution des derives de l'aluminium utilises comme agents coagulants". *Science et Techniques de l'eau*, (**22**), 4, 297-304.

Téllez de Peralta, A. (1978) Tratamiento previo y primario, Cap.5 de *Técnicas de defensa del medio ambiente*, editado por Lora, F. y Miró, J., Ed. Labor S.A., Barcelona.

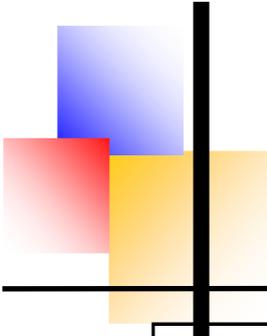
Van Benschoten, J.E. y Edzwald, J.K. (1990a) Chemical aspects of Coagulation using aluminum salts-I. Hydrolytic reactions of alum and polyaluminum chloride. *Wat. Res.*, (**24**), 12, 1519-1526.

Van Dorst, W. C. A. y Seetz, J. W. F.L. (1992) Comparison of various commercially available polyaluminiumchlorides (PAC). *Chem. Water Wastewater Treta.II.Proc. Gothenburg Symp., 5th*, 191-201.

Vrale L., y Jordan, R.M. (1971) Rapid Mixing in Water Treatment. *Jour. AWWA*, **24**, 1416.

Weber, W. J. Jr. (1979) *Control de la calidad del agua. Procesos fisicoquímicos*. Caps. 2 y 3, 64-144. Ed. Reverté, S.A., Barcelona.

Capítulo 3: Filtración en Medio Granular



CAPÍTULO 3: FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

3 FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS OPERACIONES DE FILTRACIÓN

3.2 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE FILTRACIÓN

3.2.1 Tipo de funcionamiento

3.2.2 Tipos de medios filtrantes y sentido del flujo durante la fase de filtración

3.2.3 Presión actuante en la filtración

3.2.4 Métodos de control de flujo

3.2.5 Velocidad de filtración

3.3 VARIABLES DEL PROCESO DE FILTRACIÓN

3.3.1 Características del medio filtrante

3.3.2 Tipos de lechos filtrantes

3.3.3 Velocidad de filtración

3.3.4 Pérdida de carga admisible

3.3.5 Características del agua a filtrar

3.4 MECANISMOS RESPONSABLES DE LA FILTRACIÓN

3.5 MODELOS MATEMÁTICOS DE LA FILTRACIÓN

3.6 DISEÑO DE UNIDADES DE FILTRACIÓN

3.7 LAVADO DE FILTROS

3.8 BIBLIOGRAFIA





3 EL PROCESO DE FILTRACIÓN

La filtración, como operación unitaria para los procesos de tratamiento de aguas residuales es una práctica relativamente reciente. Actualmente la filtración se emplea, de modo generalizado, para conseguir una mayor eliminación de sólidos en suspensión, de los efluentes de los procesos de tratamiento biológicos y químicos, también se utiliza para la eliminación del fósforo precipitado por vía química, y como etapa previa de un proceso de electrodiálisis.

La filtración puede realizarse como etapa única de separación de sólidos en suspensión o con un tratamiento previo de coagulación floculación que permita separar los sólidos de menor tamaño y la materia coloidal.

El objetivo básico de la filtración, por lo tanto, 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, depende directamente de la mayor o menor eficacia de los procesos preparatorios. (Arboleda, 2000).

La filtración puede efectuarse de muchas formas: 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 combinados), con flujo ascendente; descendente y mixto (parte ascendente y parte descendente). Por otro lado, 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 3.1 presenta una clasificación de los filtros basada en estos criterios.

En los filtros de acción lenta, el agua pasa por gravedad a través de la arena a baja velocidad. La separación de las materias sólidas, se efectúa al pasar el agua por los poros de la capa filtrante adheriéndose las partículas sólidas a los granos de arena. Después de un largo periodo de tiempo, quedan obstruidos los poros de la capa arenosa y ésta debe limpiarse. Estos filtros se utilizan normalmente para aguas potables.



En los filtros de arena de acción rápida con superficie libre, el agua desciende por gravedad a través de la arena a alta velocidad. Se utilizan para efluentes de aguas residuales provenientes de un tratamiento secundario, y es indispensable un pretratamiento con un coagulante para eliminar la mayor parte de las materias en suspensión por asentamiento. El filtro de arena de acción rápida, se limpia con una corriente de agua en dirección contraria, que expande y lava la arena separando los sólidos acumulados.

Tabla 3.1 Clasificación de los filtros según distintos criterios. (Arboleda, 2000).

VELOCIDAD DE FILTRACIÓN	MEDIO FILTRANTE USADO	CARGA SOBRE EL LECHO
Rápidos: 120-360 m ³ /(m ² día)	1. Arena:	Por gravedad
	2. Antracita:	Por gravedad
	3. Mixtos: Antracita (35-50 cm) Arena (20-35 cm)	Por presión
	4. Mixtos: Arena, Antracita, Granate.	Por presión
Lentos: 7-14 m ³ /(m ² día)	Arena (h= 60-100 cm)	Por gravedad

Los filtros a presión se utilizan preferentemente para aguas residuales. Su velocidad de filtración varía de 5 a 10 m³/(h m²). Se limpian con una corriente de agua en sentido inverso.

La elección del tipo de filtro debe basarse en las características del agua y en el costo total del sistema.

3.1 DESCRIPCIÓN DE LAS OPERACIONES DE FILTRACIÓN

La operación completa de filtración consta de dos fases: filtración y lavado o regeneración. Mientras la descripción de los fenómenos que se producen durante la fase de filtración es, prácticamente, idéntica para todos los sistemas de filtración que se



emplean para las aguas residuales, la fase de lavado es bastante diferente en función de si el filtro es de funcionamiento continuo o semicontinuo. (Metcalf y Eddy, 1998).

- *Operaciones de filtración semicontinuas.* En estas operaciones la filtración y el lavado son fases que se dan una a continuación de la otra. La fase de filtración, en la que se eliminan las partículas sólidas, se lleva a cabo haciendo circular el agua a través de un lecho granular, con o sin adición de reactivos químicos. El final del ciclo de filtrado se alcanza cuando empieza a aumentar el contenido en sólidos en el efluente hasta alcanzar un nivel máximo aceptable, o cuando se produzca una pérdida de carga prefijada en la circulación a través del lecho. Idealmente ambas circunstancias se producen simultáneamente. Una vez alcanzada cualquiera de estas condiciones, se termina la fase de filtración, y se debe lavar el filtro a contracorriente para eliminar la materia que se ha acumulado en el seno del lecho granular. Para ello, se aplica un caudal de agua de lavado suficiente para fluidizar el medio filtrante y arrastrar el material acumulado en el lecho. Para favorecer la operación de lavado, suele emplearse una combinación de agua y aire. Esta agua, utilizada en el proceso de lavado, normalmente, se retorna a las instalaciones de sedimentación primaria o al proceso de tratamiento biológico.

- *Operaciones de filtración continua.* En el funcionamiento continuo, las fases de filtración y lavado ocurren simultáneamente. Cuando utilizamos estos filtros no existen los conceptos de turbidez límite del efluente ni la pérdida de carga máxima admisible en la circulación a través del lecho.

3.2 CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE FILTRACIÓN

Los principales tipos de filtros de medio granular se clasifican atendiendo a (Tabla 3.2):

1. Tipo de funcionamiento.
2. Tipos de medios filtrantes y sentido del flujo durante la fase de filtración.
3. Presión actuante en la filtración.
4. Métodos de control de flujo.
5. Velocidad de filtración.



Tabla 3.2 Clasificación de los filtros de medio granular. (Metcalf y Eddy, 1998).

OPERACIÓN DEL FILTRO	TIPO DE FILTRO	DETALLES DEL LECHO FILTRANTE			DIRECCIÓN FLUJO	LAVADO
		TIPO LECHO	MEDIO	PROFUNDIDAD		
Semicontinuo	Convencional	Único	Arena o antracita	75	Descendente	Discontinuo
Semicontinuo	Convencional	Doble	Arena y antracita	90	Descendente	Discontinuo
Semicontinuo	Convencional	Múltiple	Arena, antracita y granate	90	Descendente	Discontinuo
Semicontinuo	Lecho profundo	Único	Arena o antracita	120-180	Descendente	Discontinuo
Semicontinuo	Lecho profundo	Único	Arena	120-180	Ascendente	Discontinuo
Semicontinuo	Lecho pulsatorio	Único	Arena	27,5	Descendente	Discontinuo
Continuo	Lecho profundo	Único	Arena	120-180	Ascendente	Continuo
Continuo	Puente móvil	Único	Arena	27,5	Descendente	Semicontinuo
Continuo	Puente móvil	Doble	Arena	40	Descendente	Semicontinuo

3.2.1 Tipo de funcionamiento

Con respecto al tipo de funcionamiento, los filtros pueden clasificarse en continuos y semicontinuos. Los filtros semicontinuos se mantienen en funcionamiento hasta que se empiece a deteriorar la calidad del efluente o hasta que se produce una pérdida de carga excesiva en el filtro. Cuando se alcanza este punto, se detiene el filtro y se procede a su lavado para eliminar los sólidos acumulados. En los filtros continuos, los procesos de filtración y lavado se llevan a cabo de manera simultánea.

3.2.2 Tipos de medios filtrantes y sentido del flujo durante la fase de filtración

Los principales tipos de configuración de los lechos filtrantes empleados actualmente para la filtración de aguas están representados en la Figura 3.1 y se pueden



3. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

clasificar en función del número de capas de material filtrante, lo cual da lugar a los filtros de una única capa, los de doble capa y los filtros multicapa. (Metcalf y Eddy, 1998).

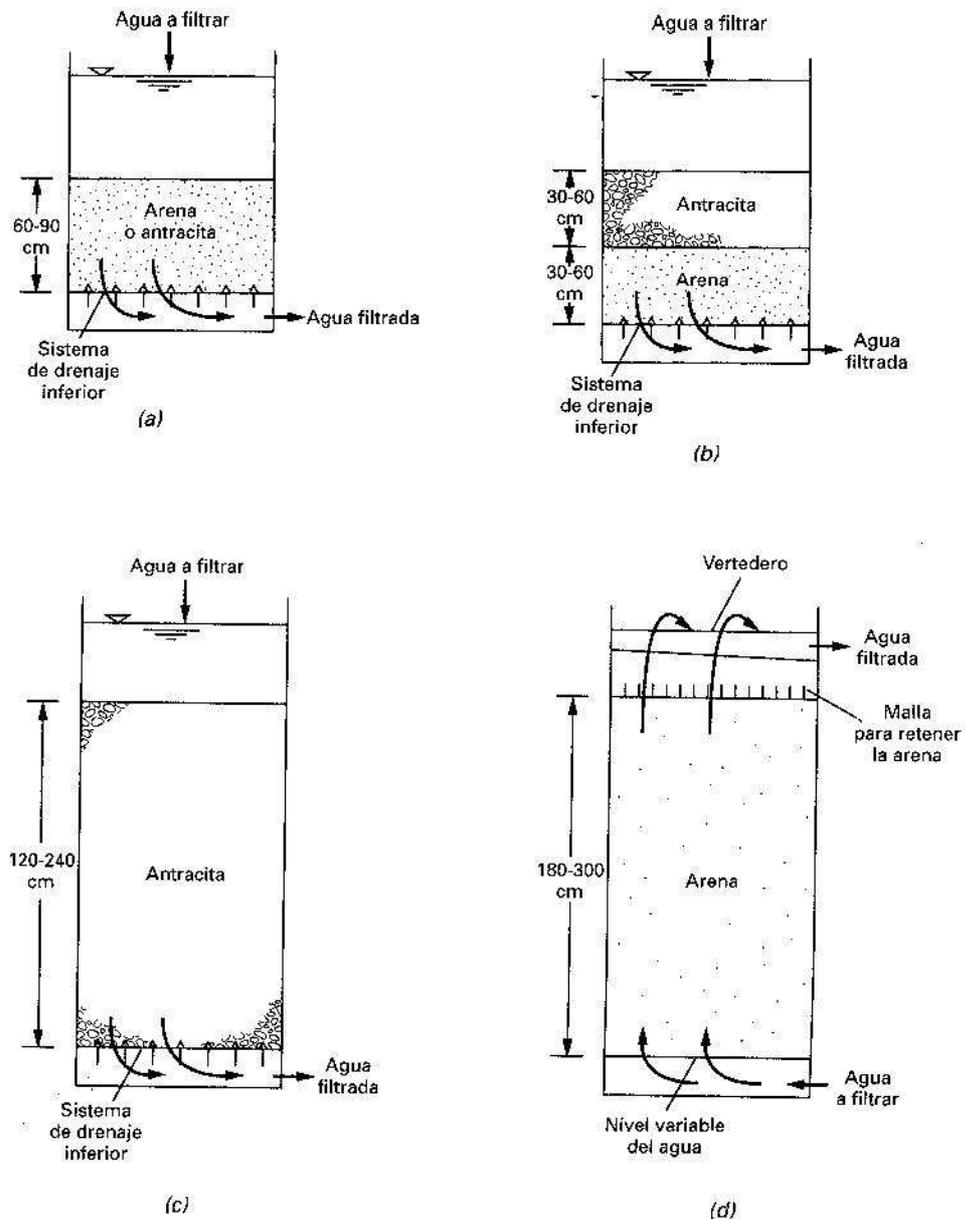


Figura 3.1 Tipos y configuración de medios filtrantes: (a) filtro convencional, monocapa, flujo descendente; (b) filtro convencional, bicapa, flujo descendente; (c) filtro convencional, monocapa, de lecho profundo, flujo descendente; (d) filtro de lecho profundo y flujo ascendente.

En los filtros de flujo descendente convencionales, los tamaños de los granos de cada capa se distribuyen, de menor a mayor, después del lavado a contracorriente. En



los filtros que cuentan con más de una capa, el grado en que se mezclan los materiales de las diferentes capas depende de la densidad y de la diferencia de tamaños entre los granos del material del cual está compuesta cada una de las capas.

Con respecto al sentido del flujo, los principales tipos de filtros empleados se clasifican en filtros de flujo ascendente y filtros de flujo descendente, siendo el más común el de flujo descendente.

3.2.3 Presión actuante en la filtración

Debido a que tanto la fuerza de la gravedad, como la creada por una presión aplicada, se pueden emplear para vencer la resistencia por fricción creada por el flujo que circular a través del lecho filtrante, los filtros pueden ser de gravedad o a presión.

3.2.3.1 Filtros de gravedad

Tanto la fuerza de la gravedad, como la creada por una presión aplicada, se pueden emplear para vencer la resistencia por fricción creada por el flujo que circula por el lecho filtrante. Los filtros de gravedad se emplean en plantas de gran tamaño.

El ritmo de flujo a través de un filtro se puede expresar de la siguiente manera:

$$Velocidad = \frac{Fuerza}{Re\ sistencia} \quad [3.1]$$

3.2.3.2 Filtros a presión

Los filtros a presión funcionan igual que los de gravedad y se emplean en plantas pequeñas. La única diferencia entre ambos consiste en que, en los filtros a presión, la operación de filtrado se lleva a cabo en un depósito cerrado, bajo condiciones de presión conseguidas mediante bombeo. Los filtros a presión suelen funcionar con mayores pérdidas de carga máximas admisibles, lo cual conduce a ciclos de filtración más largos y menores necesidades de lavado.



Los filtros a presión están basados en el mismo principio que los filtros de arena rápidos por gravedad, pero los desagües, la grava y la arena se encuentran en un tanque cilíndrico y el agua recorre el filtro bajo presión (Figura 3.2). El eje del cilindro puede ser vertical u horizontal. Los filtros de este modelo deben utilizarse donde el agua cruda se suministra bajo presión y donde se desea filtrar y entregar el agua sin bombeo adicional. El caudal de filtración en estos filtros se puede considerar constante.



Figura 3.2 Batería de filtros a presión deL Complejo de Tratamiento de aguas depuradas del Valle de San Lorenzo, Tenerife.

Estos filtros tienen las mismas dificultades de funcionamiento que los filtros rápidos normales, salvo que raras veces se presenta el fenómeno de aglomeración de aire.

3.2.3.2.1 Disposición general de las plantas con filtros de presión

La distribución general de los diversos elementos de una planta con filtros de arena de acción rápida es determinada por la facilidad y eficacia de la operación, construcción económica y medidas para una futura expansión, sujetas desde luego a las limitaciones impuestas por la naturaleza del lugar escogido. Habrá que asegurarse que el



funcionamiento es práctico y que los puntos de control están centralizados lo más posible.

La mayor dificultad de funcionamiento de los filtros es la formación de bolas de lodo en la capa de arena, porque reduce la capacidad y la eficacia del filtro. Una vez formadas estas bolas es difícil deshacerse de ellas, se debe sacar la arena y lavarse. La formación de bolas puede evitarse lavando con regularidad y de forma adecuada la superficie del filtro.

3.2.3.2.2 Propiedades y aplicaciones de un filtro de arena rápido a presión

La principal ventaja de los filtros a presión es que solamente se requiere un bombeo simple. Cuando los métodos de pretratamiento sean necesarios tal como la coagulación, el doble bombeo será necesario y se pierde la principal ventaja del filtro a presión.

Otras ventajas del filtro a presión incluyen la automatización sencilla, la ausencia de presión negativa en el filtro y la posibilidad de utilizar pérdidas de presión más elevadas antes del lavado, siempre que la calidad del efluente sea aceptable. Debido a que el mecanismo de filtración es el mismo, si se desea obtener calidades de efluente comparables, se debe aplicar los mismos caudales de filtración y pretratamiento utilizado en la filtración por gravedad.

El filtro a presión se ha utilizado para el tratamiento del agua superficial, sin coagulación y decantación previas. En este caso, el coagulante se añade a medida que el agua va entrando al filtro, y el filtro actúa como un lecho de coagulación por contacto. Si no se controla bien la dosificación de coagulante se obtiene un efluente de calidad pobre o ciclos de filtración cortos.

3.2.4 Métodos de control de flujo

La fuerza actuante representa la pérdida de presión en la circulación a través del filtro. Al poner en funcionamiento el filtro, la fuerza actuante sólo debe vencer la



resistencia que ofrecen el lecho filtrante limpio y el sistema de recogida de agua filtrada. A medida que se van acumulando sólidos, la fuerza actuante deberá vencer la resistencia que ofrece el lecho filtrante obstruido y el sistema de recogida de agua filtrada. Los principales métodos usados para el control del flujo que pasa a través de los filtros de gravedad se pueden clasificar en: (1) filtración a caudal constante, y (2) filtración a caudal variable decreciente. (Metcalf y Eddy, 1998).

- *Filtración a caudal constante:* Se controla el caudal de entrada o el caudal del efluente, para asegurar que el caudal que circula a través del filtro es constante. El caudal de entrada se controla mediante vertedero o bombeo, mientras que el control del caudal del efluente, se lleva a cabo mediante la instalación de una válvula de accionamiento manual o automático. Al principio del ciclo, gran parte de la fuerza actuante disponible se disipa en la válvula, que se encuentra casi cerrada. Al irse incrementando la pérdida de carga en el paso por el filtro, la válvula se va abriendo progresivamente. Dado que las válvulas de control necesarias son caras y que se han producido diversos problemas de funcionamiento en estos elementos, se han desarrollado sistemas alternativos de control del caudal cuyo uso está más extendido, como los vertederos y los sistemas de bombeo.

- *Filtración a caudal variable:* en el proceso de filtración a caudal variable, el caudal que pasa a través del filtro va disminuyendo conforme aumenta la pérdida de carga. El control del caudal que circula por el filtro también se puede llevar a cabo, tanto a la entrada del filtro como a la salida. Cuando el caudal alcanza el valor del caudal mínimo de funcionamiento, se detiene el filtro y se procede a su lavado.

3.2.5 Velocidad de filtración

Según la velocidad de filtración los filtros pueden ser rápidos ($120\text{-}360\text{ m}^3/\text{m}^2\text{ día}$), ó lentos ($7\text{-}14\text{ m}^3/\text{m}^2\text{ día}$), siendo estos últimos poco usados en la actualidad en el tratamiento terciario, utilizándolos en tratamientos biológicos para depuración.

La filtración de acción rápida es aceptada como medio satisfactorio para corregir ciertos defectos en aguas que de otro modo serían inservibles o indeseables para un uso



determinado. Entre estos defectos están la turbidez, la contaminación por bacterias, los sabores, olores y color. Cuando la turbidez y la cantidad de bacterias son altas, la filtración rápida tiene mayores ventajas que la filtración lenta, sobre todo en la facilidad y rapidez con las cuales un filtro rápido puede lavarse y ser puesto nuevamente en servicio o recibir un tratamiento químico especial.

Los filtros de arena rápidos son eficaces en el tratamiento de aguas muy contaminadas y de las que están sujetas a extremas variaciones en la contaminación y en la turbidez. Por las altas velocidades de filtración, el coste inicial de construcción de un filtro rápido es bajo, en comparación con el de un filtro lento para la misma capacidad.

Durante cortos períodos, la velocidad de filtración puede aumentarse en forma substancial para hacer frente a las fluctuaciones de la demanda de agua sin perjudicar la calidad del efluente.

El tratamiento preliminar por coagulación y sedimentación debe incluirse como parte de cualquier instalación de filtros de arena de acción rápida.

Los filtros se construyen normalmente en hormigón y tienen la forma rectangular, aunque a veces se emplean otras formas. La profundidad total de los filtros desde a superficie del agua hasta el desagüe inferior es generalmente de 2,40 a 3 metros. La profundidad total del agregado es de 1,2 m de los cuales los últimos 45 cm del fondo son generalmente de grava.

Un filtro de arena rápido, consiste en una capa de arena u otro medio granular, cuyo espesor oscila entre 46 y 76 cm y está soportada sobre un sistema de desagüe inferior.

El sistema de desagüe inferior soporta la arena, recoge el agua filtrada y distribuye el agua de lavado. La mayor parte de los filtros utilizan desagües inferiores con aberturas superiores a las del medio; por lo tanto, se utiliza una capa de grava tamizada de 15 a 46 cm de espesor, con el fin de conseguir una mejor distribución del agua de lavado y evitar la pérdida del medio filtrante al sistema de desagüe inferior.



3.2.5.1 Procesos de filtración rápida

Puede citarse esencialmente:

- A. La filtración directa, cuando se realiza una coagulación-floculación-filtración (sin decantación previa).
- B. La filtración por contacto, cuando se realiza la floculación sobre filtro, de un agua no decantada previamente.
- C. La filtración de un agua coagulada y decantada.

➤ Filtración directa. En filtración sobre soporte, se define generalmente la calidad del efluente por el porcentaje de eliminación de partículas, en función de su granulometría. Este criterio no se aplica a la filtración directa, ya que no tiene en cuenta los diferentes mecanismos de la filtración, que varían a lo largo del año según la temperatura, el tamaño y la naturaleza de las partículas, su importancia, su poder de atascamiento, su estado coloidal, el contenido en microorganismos, etc.

Para una calidad del agua a filtrar conocida a lo largo del año, puede preverse, sin embargo, el contenido máximo de materias en suspensión del efluente.

Si se observa la evolución del porcentaje ponderal de las materias retenidas, se comprueba que no es constante si la calidad del líquido a filtrar varía. Puede evolucionar, por ejemplo, durante un año entre el 50 y el 95%.

La duración del ciclo de filtración varía en proporciones aún mayores en función de los factores citados anteriormente; está ligada además, a la presencia eventual y accidental de materias capaces de atascar el filtro al nivel de las primeras capas.

En filtración directa se encuentra el campo más amplio de velocidades de filtración. Se extiende, generalmente, desde 4 a 25 m/h, con puntas que sobrepasan, en algunos casos, los 50 m/h (Degrémont, 1979).



La elección por tanto, de una filtración directa y de sus características es muy importante. Es fundamental conocer su evolución a lo largo del tiempo. Sólo mediante la experiencia adquirida o un estudio profundo del problema, podrán fijarse las características del tratamiento, dentro de este extenso campo de posibilidades.

➤ Filtración por contacto. Los materiales filtrantes no retienen las materias coloidales; para obtener un agua perfectamente limpia, es necesario proceder a una coagulación antes de la filtración.

En la mayor parte de los casos, no debe utilizarse la dosis de coagulante correspondiente a la neutralización total de la carga electro-negativa de las partículas del agua, ya que el volumen de fangos que se produce puede ser muy grande y dar lugar a un atascamiento rápido de los filtros.

Cuando el color y el contenido en materias en suspensión y en materias orgánicas son poco elevados, puede añadirse una dosis pequeña de coagulante con adiciones eventuales de un producto neutralizante para corrección de pH y de un ayudante de la coagulación. La concentración de coagulante fija la calidad del filtrado; el ayudante, si es necesario, mejora ligeramente dicha calidad y, sobre todo, prolonga la duración del ciclo de filtración, aumentando la cohesión del fango y haciendo que se fije mejor sobre los granos del material filtrante. La masa filtrante, en cuyo interior se produce un movimiento laminar, juega frente al flóculo microscópico ya formado, el papel de un excelente floculador. Debe evitarse el empleo de una concentración demasiado fuerte de ayudante de coagulación que podría provocar un atascamiento en superficie y, como consecuencia, la rápida detención del ciclo de filtración.

Los polielectrolitos catiónicos tienen a la vez una misión de coagulación, por su carga positiva, y de floculación, por su estructura molecular. Pueden utilizarse en sustitución del coagulante (sulfato de alúmina, cloruro férrico etc) y del ayudante (sílice activada, polímero aniónico o no iónico, etc). Presentan la ventaja de producir un menor volumen de fangos.

La velocidad de filtración admisible está esencialmente ligada a la carga del agua a filtrar y al resultado deseado, y varía normalmente entre 4 y 10 m/h cuando se quiere conservar ciclos de filtración de duración suficiente, sin que se produzca una disminución



momentánea de la calidad del agua a filtrar. Esta velocidad puede alcanzar valores mucho más elevados cuando el agua a tratar está poco cargada, o bien si lo permiten los criterios de turbidez final (Degrémont, 1979).

➤ Filtración de agua coagulada y decantada. Los flóculos que resultan de la coagulación total del agua, se eliminan en su mayor parte en el proceso de decantación; el agua que llega a los filtros sólo contiene trazas de flóculos cuya cohesión depende de los reactivos utilizados. Con una decantación, los filtros se encuentran en la situación ideal que consiste en recibir un agua de calidad prácticamente constante y poco cargada. La filtración viene a ser, entonces, un tratamiento de acabado y de seguridad necesario cuando se destine el agua al consumo público, a tratamientos industriales de productos elaborados o los fabricantes industriales de calidad.

Las velocidades de filtración dependen de la calidad del filtrado que desee; puede variar entre 5 y 20 m/h según la calidad del agua decantada y la naturaleza de los filtros utilizados (Degrémont, 1979).

3.3 VARIABLES DEL PROCESO DE FILTRACIÓN

Las principales variables que hay que tener en cuenta en el proceso de filtración se indican en la tabla 3.3: (Metcalf y Eddy, 1998)

3.3.1 Características del medio filtrante

La arena es el material más empleado para la filtración tanto en los procesos lentos como en los rápidos, pero en los últimos años se han venido utilizando también el cuarzo, la antracita y otros materiales triturados mecánicamente.

La característica del medio filtrante que más afecta al proceso de filtración es el tamaño del grano. El tamaño del grano afecta tanto a la pérdida de carga en la circulación del agua a través del filtro, como al gradiente de velocidad de dicho aumento durante el ciclo de filtración. Si el tamaño de grano efectivo del medio filtrante es demasiado pequeño, la mayor parte de la fuerza actuante se empleará para vencer la resistencia de fricción provocada por el lecho filtrante, mientras que si el Diámetro efectivo es



3. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

demasiado grande, muchas de las partículas de menor tamaño presentes en el agua a filtrar, pasarán directamente a través del filtro sin ser eliminadas. (Metcalf y Eddy, 1998)

Tabla 3.3 Principales variables que intervienen en el diseño de filtros de medio granular.

VARIABLE	SIGNIFICADO
Características del medio filtrante (tamaños del grano, distribución, forma, densidad y composición del grano, carga del medio)	Afecta a la eficacia de eliminación de partículas y al aumento de la pérdida de carga.
Porosidad del lecho filtrante	Determina la cantidad de sólidos almacenados en el filtro.
Profundidad del lecho filtrante	Afecta a la pérdida de carga y a la duración del filtro.
Velocidad de filtración	Sirve para calcular la pérdida de carga con agua limpia
Pérdida de carga admisible	Variable del proyecto
Características del agua a tratar (concentración de sólidos en suspensión, distribución y tamaño del flóculo, consistencia, carga del flóculo y propiedades del fluido)	Afecta a las características de eliminación para una configuración dada del lecho filtrante. Las características indicadas del agua a tratar pueden ser controladas, hasta cierto punto, por parte del proyectista.

Un medio filtrante ideal debe ser de un tamaño tal, que retenga una gran cantidad de sólidos filtrados, dé un efluente de calidad buena, y pueda limpiarse con facilidad. La



arena fina da una calidad mejor para el efluente, pero no permite la penetración de sólidos en el lecho. Además, la sedimentación superficial elevada que tiene lugar con el lecho de arena fina tiende a compactarse y es difícil de arrastrarla por lavado. Las arenas más gruesas, darán tiempos de funcionamiento más largos, calidad del efluente mejor, y puede lavarse más fácilmente, pero se requiere un caudal de agua de lavado superior para obtener una expansión comparable durante el lavado. En este último proceso, los tamaños más finos quedarán más cerca de la parte superior del lecho del filtro y los más gruesos cerca del fondo. Para solventar estos problemas se utilizan arenas más gruesas o filtros de doble capa. Con un pretratamiento adecuado, puede obtenerse una calidad de efluente y tiempo de funcionamiento aceptables con este tipo de medio, aun con velocidades de filtración mayores.

Con el fin de minimizar la eliminación superficial existe una tendencia a utilizar arena con un coeficiente de uniformidad entre 1,2 y 1,8 (*Anexo III*). Además, cuanto menor sea el coeficiente de uniformidad mayor será el coste.

Las arenas más gruesas tienen la ventaja de que la operación de lavado es más fácil, los ciclos de filtración son más largos, calidades de efluentes casi comparables y menor acumulación de lodos.

3.3.1.1 Características físicas

Un material filtrante se caracteriza generalmente por los siguientes factores (Degrémont, 1979):

- Granulometría: se caracteriza por una curva representativa de los porcentajes en peso de los granos que pasan a través de las mallas de una sucesión de tamices normalizados.
- Diámetro efectivo (DE): corresponde al 10% en peso en un diagrama granulométrico acumulativo (*Anexo III*) y determina, en gran parte, la calidad del filtrado, juntamente con los dos factores siguientes.
- Coeficiente de uniformidad: relación de los tamaños correspondientes a los porcentajes 60 y 10 (*Anexo III*).



- Forma de los granos: angulosos (material triturado) o redondos (arena de río o de mar). Se obtienen calidades de agua filtrada similares, con un material anguloso de Diámetro efectivo menor que el de un material de granos redondos.

Para una misma granulometría, el aumento de pérdida de carga es menor con granos angulosos que con granos redondos, ya que contrariamente a lo que se pueda pensar, los granos angulosos se acoplan menos fácilmente, unos con otros, que los granos redondos, y dejan secciones de paso mayores.

3.3.1.2 Naturaleza del medio poroso

La arena silíceo ha sido el primero de los materiales utilizados en la filtración, y continúa siendo el material base en la mayor parte de los filtros actuales.

En la elección de la arena para los filtros de acción rápida, es indispensable tomar en consideración dos factores: el descenso del agua a través de la arena y el paso de agua limpia hacia arriba a través de la arena.

Desde el punto de vista de la filtración, conviene tener una arena que evite el paso de flóculos a través de los filtros, detenga los flóculos lo más débilmente posible para facilitar el lavado, evite la formación de depósitos de lodo y detenga el mayor volumen posible de flóculos sin obstruirse.

Desde el punto de vista del lavado, conviene tener una arena que quede libre de flóculos adherentes al final de un lavado y permita el paso del agua con suficiente velocidad para quitar todos los sedimentos sin perder arena.

Puede sustituirse por antracita o mármol, cuando se quiera evitar toda traza de sílice en tratamientos industriales o si es más fácil su suministro.

En algunos tratamientos tales como el afino, tratamiento terciario de aguas residuales, etc, es interesante utilizar materiales de gran superficie específica.



La arena que se usa en los filtros rápidos es de menos de 2.0 mm de diámetro y está compuesta de material silíceo con una dureza de 7 en la escala de Mohr y un peso específico no menor de 2. (Arboleda, 2000).

La antracita tiene una densidad media de 1,5 en comparación con la de 2,65 de la arena silícea y el cuarzo triturado. El coste de la antracita es mucho mayor que el de la arena. Las principales ventajas de la antracita sobre la arena son: la menor densidad y a igual diámetro efectivo mayor porosidad que la arena.

La antracita se usa con tamaños efectivos entre 0.6 y 1.4mm. Los tamaños efectivos menores (0.6 a 0.8 mm) se prefieren cuando se emplea como el único medio filtrante y los tamaños entre 0.8 y 1.4 mm, cuando se utiliza en los lechos múltiples de arena y antracita o arena, antracita y granate. Su porosidad varía entre el 56% y el 60% y su capacidad de retención de material es mayor que la de la arena. (Arboleda, 2000).

Normalmente, la antracita se usa en los filtros de doble capa. Esta se coloca encima de la capa de arena; este método requiere una instalación de lavado de superficie.

En los filtros multicapa, puede combinarse la arena con la antracita, granate, pizarra más o menos porosa, etc, siempre que sea pequeña su pérdida por ataque de ácido.

Numerosas experiencias muestran que, en las mismas condiciones de operación, todos los materiales porosos por sí mismos y que no reaccionan químicamente con el agua a filtrar o con las materias disueltas en el agua, se comportan de la misma manera si tienen el mismo Diámetro efectivo e igual forma; el rendimiento de filtración es el mismo y la calidad del agua filtrada idéntica.

3.3.1.3 Elección de la granulometría de una capa filtrante única

Esta elección debe hacerse conjuntamente con la del espesor de la capa. Suponiendo siempre que las alturas de capa se adapten a cada caso, pueden definirse, en líneas generales, los campos de aplicación de los diferentes tamaños efectivas



siguientes, para un coeficiente de uniformidad comprendido, en general, entre 1,2 y 1,6 e incluso 1,8 (Degrémont, 1979):

- ❖ Diámetro efectivo de 0,3 a 0,5 mm: filtraciones muy rápidas, a velocidad, hasta 25 m/h y aun 50 m/h en aguas de piscinas. Filtración directa de aguas poco cargadas de impurezas. Filtración por grupos móviles, con coagulación sobre filtro. La pérdida de carga puede alcanzar varias atmósferas. El atascamiento, en general, bastante rápido, es función de la velocidad de filtración y de la altura de capa.
- ❖ Diámetro efectivo de 0,6 a 0,8mm: filtración sin decantación previa, con o sin coagulación sobre filtro, a condición de que el agua esté poco cargada de impurezas. Filtración de agua decantada, a velocidad limitada (7 m/h) en filtros abiertos, y a velocidad mayor en filtros cerrados, en los que puede soportarse una pérdida de carga más elevada; en general, no se puede sobrepasar el valor de 0,6 bar, filtro atascado, sin peligro de perjudicar la calidad del agua filtrada. Puede utilizarse este tamaño de material filtrante, en capa heterogénea, sobre cada soporte; igualmente puede utilizarse en capa homogénea.
- ❖ Diámetro efectivo de 0,9 a 1,35 mm: Esta granulometría se utiliza generalmente en capa homogénea, para la filtración de aguas decantadas o aguas poco turbias con coagulación sobre filtro; la pérdida de carga límite es de 0,3 bar. Se utiliza también esta granulometría para la filtración directa de agua bruta, poco cargada, destinada a la industria. Pueden alcanzarse velocidades de filtración de 15 a 20 m/h, según la calidad del efluente deseado.
- ❖ Diámetro efectivo de 1,35 mm a 2,5 mm: Desbaste de aguas industriales o tratamiento terciario de aguas residuales. Utilización como capa soporte de materiales de 0,4 a 0,8 mm.
- ❖ Diámetro efectivo de 3 a 25 mm: utilización casi exclusiva como capa soporte.



3.3.1.4 Espesor de una capa filtrante única

Si se filtra sobre un material de granulometría dada y se aumenta progresivamente la altura de la capa filtrante, se comprueba, después de la maduración del filtro, que la turbidez del filtrado disminuye hasta llegar a un valor estable que no mejora con el espesor del lecho. Este espesor define la altura mínima de capa que debe utilizarse, estando limpio el filtro, para obtener el mejor filtrado correspondiente a la granulometría del material utilizado. A esta altura y a la velocidad de filtración considerada, corresponde una pérdida de carga mínima.

Para que el tiempo de atascamiento sea aceptable, es preciso aumentar la altura de capa; el tiempo durante el cual se mantiene claro el filtrado es proporcional a la altura de capa (tiempo t_1 , Figura 3.3).

El gráfico superior de la Figura 3.3 indica la evolución de la pérdida de carga, en función del tiempo; la pérdida de carga máxima P_2 se alcanza al cabo del tiempo t_2 .

El gráfico inferior representa la evolución de la turbidez en función del tiempo; si se fija como límite máximo tolerable una turbiedad “e”, esta turbidez se alcanza al cabo del tiempo $t_1 < t_2$. Esto indica que el filtro está mal concebido y que su altura de capa es insuficiente para poder alcanzar la pérdida de carga máxima; deberá aumentarse la altura hasta que t_1 sea superior a t_2 .

Para poder aprovechar el atascamiento de la casi totalidad de la altura prevista, debe fijarse una pérdida de carga tal que el tiempo, t_2 , necesario para alcanzarla, sea poco inferior al tiempo t_1 . Este valor de la pérdida de carga representa el límite máximo por encima del cual se producirá rápidamente la “perforación” de la masa filtrante. Este valor límite es tanto más elevado cuanto más fina es la arena. (Metcalf y Eddy, 1998)



Figura 3.3 Evolución de la pérdida de carga en función del tiempo (Metcalf y Eddy, 1998).

En general, puede decirse que cuanto más fina es la arena, menor puede ser el espesor de la capa filtrante pero mayores serán las pérdidas de carga media y máxima. Estas consideraciones se interpretan fácilmente mediante los gráficos clásicos de atascamiento.

3.3.1.5 Granulometría y alturas de material de los filtros multicapa

Hasta principios de la década de los 50, no se había hecho estudios serios sobre el tema. Dos trabajos, uno presentado por Conley y Pitman (1960) y el otro al año siguiente por Conley (1961), despertaron el interés sobre la filtración en arena y antracita.

La diferencia entre este tipo de medios y los usados anteriormente estaba en que el espesor del lecho de antracita en lugar de ser de unos pocos centímetros, se hacía más grandes (>45 cm) y el espesor de la arena más pequeño (15-30 cm). (Arboleda, 2000).

Los tamaños efectivos de los materiales de las dos o tres capas de un filtro multicapa deben tener una cierta relación, que depende de la naturaleza y de la granulometría de las partículas que han de retenerse, de las masas volúmicas respectivas, de los granos de material filtrante y de las características de lavado.

Cuando se empezaron a utilizar los filtros multicapa, se daba gran importancia a la separación neta de las capas entre sí. Una cierta interpenetración de las capas, que normalmente es difícil de evitar, no tiene excesiva importancia; por el contrario, conviene



que cada capa tenga un coeficiente de uniformidad tan pequeño como sea posible (1,5 como máximo) para evitar que la clasificación hidráulica debida al lavado haga que, en la superficie, se concentren granos muy finos. Tal clasificación daría lugar, para cada una de las capas, a los mismos inconvenientes de bloqueo en superficie que los que se observan en los filtros de capa única, lavados simplemente con agua o bien con aire y seguidamente con agua. (Degrémont, 1979).

En los filtros de dos capas, el Diámetro efectivo de la arena que constituye la capa inferior está comprendido normalmente entre 0,4 y 0,8 mm, y la de la antracita o lava volcánica varía entre 0,8 y 2,5mm.

La altura de la capa depende del método de tratamiento previo del agua a filtrar, de la velocidad de filtración, de la naturaleza y de la cantidad de las partículas o del flóculo a retener.

En primera aproximación, puede decirse que, en igualdad de condiciones, la altura total de las dos capas representa aproximadamente un 70% de la altura correspondiente de un lecho único constituido por un material homogéneo y que sigue siéndolo después del lavado.

Para obtener el máximo rendimiento de un filtro de dos capas, debe preverse 1/3 de arena y 2/3 de antracita o de otro material más ligero que la arena. (Degrémont, 1979).

En los filtros de más de dos capas, todo depende de la naturaleza del tercer material y de la disposición de las tres, o de las cuatro o de las cinco capas. Naturalmente, cuanto más se multiplican las capas, más delicada resulta la elección y más importancia debe darse al sistema de lavado.

3.3.2 Tipos de lechos filtrantes

3.3.2.1 Lechos estratificados y no estratificados

Los medios filtrantes se pueden estratificar en función del tipo de procedimiento empleado para el lavado del filtro a contracorriente. Si se emplea sólo agua para el



lavado a contracorriente y fluidización de un medio único, el filtro se estratificará de modo que las partículas de menor tamaño se situarán en la superficie del mismo. Si en el lavado de un medio filtrante único se emplea un procedimiento mixto con aire y agua simultáneamente, el mezclado de las partículas finas y las más gruesas darán como resultado un filtro no estratificado. El uso de un procedimiento de lavado mixto con aire y agua simultáneamente en filtros de medio doble o múltiple, obliga a aplicar únicamente agua al final del ciclo de lavado para conseguir una estratificación del medio.

3.3.2.2 Lecho filtrante de medio único no estratificado

Actualmente se utilizan dos tipos de lecho filtrante de medio único no estratificados. Dentro del primer tipo de filtros, se usan los lechos de profundidades de hasta 2 m con medios filtrantes únicos, uniformes, formados por partículas de tamaños grandes (entre 2 y 3 mm de Diámetro efectivo). Estos filtros de lecho profundo, formados por materiales gruesos, permiten ciclos de filtración más prolongados. Las principales desventajas de estos sistemas son: la necesidad de un medio formado por partículas de tamaño uniforme, las elevadas velocidades necesarias para fluidizar el lecho filtrante durante el proceso de lavado a contracorriente para asegurar una limpieza eficaz y el sobre coste de las instalaciones de lavado y la estructura necesaria para albergar los lechos profundos.

En el segundo tipo de filtros, se emplea un único medio filtrante formado por partículas de tamaños diversos, y un proceso de lavado a contracorriente en las que se combina el agua con el aire. El lavado combinado con agua y aire permite arrastrar la materia acumulada en la superficie del filtro sin necesidad de fluidizar todo el lecho. El sistema de lavado también elimina la habitual estratificación que se produce en los lechos filtrantes, tanto de medio único como múltiple, cuando la operación de lavado se lleva a cabo sólo con agua o con una secuencia aire-agua. Ello permite, por lo tanto, conseguir un lecho filtrante con una distribución de tamaños de partículas más o menos uniforme a lo largo de la profundidad del mismo. Los lechos filtrantes no estratificados incrementa el porcentaje de eliminación de partículas suspendidas en los estratos inferiores del lecho. En cambio, en los lechos estratificados, el potencial de eliminación disminuye con la profundidad debido al aumento del tamaño de poros. (Metcalf y Eddy, 1998).



Los datos típicos a tener en cuenta, para filtros de medio único se muestran en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4 Valores típicos para filtros de medio único. (Metcalf y Eddy, 1998).

CARACTERÍSTICAS	VALOR	
	INTERVALO	TÍPICO
<i>Lecho poco profundo estratificado</i>		
<u>Arena:</u>		
Profundidad, cm	25-30	28
Diámetro efectivo, mm	0,35-0,6	0,45
Coeficiente uniformidad	1,2-1,6	1,5
Velocidad de filtración, m/h	4,88-14,66	7,33
<u>Antracita:</u>		
Profundidad, cm	30-75	40
Diámetro efectivo, mm	0,8-1,5	1,3
Coeficiente uniformidad	1,3-1,8	1,6
Velocidad de filtración, m/h	4,88-14,66	7,33
<i>Lecho convencional estratificado</i>		
<u>Arena:</u>		
Profundidad, cm	50-75	60
Diámetro efectivo, mm	0,4-0,8	0,65
Coeficiente uniformidad	1,2-1,6	1,5
Velocidad de filtración, m/h	4,88-14,66	7,33
<u>Antracita:</u>		
Profundidad, cm	60-90	75
Diámetro efectivo, mm	0,8-2	1,3
Coeficiente uniformidad	1,3-1,8	1,6
Velocidad de filtración, m/h	4,88-19,54	9,77
<i>Lecho profundo no estratificado</i>		
<u>Arena:</u>		
Profundidad, cm	90-180	120
Diámetro efectivo, mm	2-3	2,5
Coeficiente uniformidad	1,2-1,6	1,5
Velocidad de filtración, m/h	4,88-24,43	12,21
<u>Antracita:</u>		
Profundidad, cm	90-210	150
Diámetro efectivo, mm	2-4	2,75
Coeficiente uniformidad	1,3-1,8	1,6
Velocidad de filtración, m/h	4,88-24,43	12,21



3.3.2.3 Lecho filtrante estratificado de medio doble o múltiple

Los lechos filtrantes de doble capa suelen estar compuestos por: arena y antracita, carbón activado y arena, resina y arena, y resina y antracita.

Debido a que el funcionamiento del filtro está ligado íntimamente a las características del agua a filtrar y al diseño del material filtrante, es conveniente llevar a cabo estudios en planta piloto para determinar la combinación óptima de materiales filtrantes.

Los datos típicos para el caso de filtros de medio doble se muestran en la Tabla 3.5:

Tabla 3.5 Valores típicos para filtros de medio doble. (Metcalf y Eddy, 1998).

CARACTERÍSTICAS	VALOR	
	INTERVALO	TÍPICO
Medio doble		
Antracita:		
Espesor, cm	30-75	60
Diámetro efectivo, mm	0,8-2	1,3
Coefficiente de uniformidad	1,2-1,8	1,8
Arena:		
Espesor, cm	15-30	30
Diámetro efectivo, mm	0,4-0,8	0,65
Coefficiente de uniformidad	1,2-1,6	1,5
Velocidad de filtración, l/m ² min	80-400	200

3.3.3 Velocidad de filtración

La velocidad de filtración es un parámetro importante por cuanto afecta a la superficie necesaria del filtro. Para una aplicación dada del filtro, la velocidad de filtración dependerá de la consistencia de los flóculos y del tamaño medio del grano del lecho filtrante. Por ejemplo, si los flóculos son de débil consistencia, las velocidades de filtración elevadas tenderán a romper los flóculos y arrastrar gran parte de los mismos a través del



filtro. Se ha observado que las velocidades de filtración dentro del intervalo de 4,8 a 19,2 m/h no afectan la calidad del efluente del filtro, debido a la propia resistencia del floculo biológico.

3.3.4 Pérdida de carga admisible

La pérdida de carga entre dos puntos del filtro está relacionada con el tamaño del grano y con la cantidad de depósito acumulado en el poro. Tiene un valor límite, que según el caso puede llegar de 3 a 6 mca, que marca el final del ciclo. La pérdida de carga y la velocidad están relacionadas, de modo que, para el mismo tamaño de granos a mayor velocidad se alcanza antes la pérdida de carga límite para el filtro.

3.3.5 Características del agua a filtrar

Las características más importantes a tener en cuenta del agua a filtrar son:

- La concentración de sólidos en suspensión.
- El tamaño de los sólidos en suspensión.
- La distribución de tamaños de partículas.
- La consistencia de los floculos.
- La turbidez.

Existe una correlación entre la turbidez y la concentración de sólidos en suspensión (Metcalf y Eddy, 1998):

$$\text{Sólidos en suspensión (mg/l)} = (2,3 \text{ a } 2,4) \times (\text{turbidez en NTU}) \quad [3.2]$$



3.4 MECANISMOS RESPONSABLES DE LA FILTRACIÓN

La eliminación de partículas muchísimo más pequeñas que los poros del medio filtrante descartó la idea primitiva de que la filtración se realizaba por el simple efecto físico de cernido.

En efecto, el agua, ya sea sedimentada o no, que entra a un filtro contiene una variedad muy grande de partículas en suspensión. Su tamaño puede variar desde flóculos relativamente grandes de 1 mm de diámetro hasta coloides, bacterias y virus con tamaños inferiores a 10^{-3} mm (1μ). Dentro de esta gama, se pueden encontrar partículas electropositivas, electronegativas y neutras, o microfloculos con polímeros adsorbidos. Todo este conjunto queda en mayor o menor proporción retenido en el lecho filtrante, preferentemente adherido a la superficie de sus granos formando una película alrededor de ellos, cuya resistencia al esfuerzo cortante, producido por la fuerza de arrastre del flujo, es función de la magnitud de las fuerzas que mantienen adheridas las partículas a cada elemento del medio granular. Si estas fuerzas son débiles, el flóculo será arrastrado por el flujo y penetrará cada vez más hondo, hasta que eventualmente aparecerá en el efluente. Si son, en cambio, fuertes, el flóculo quedará obstaculizando temporalmente el paso del agua. (Arboleda, 2000).

Evidentemente los mecanismos que transportan la materia en suspensión dentro del lecho filtrante y lo adhieren con mayor o menor eficiencia a él tienen que ser distintos según sea el tamaño de las partículas, su densidad, y las características electroquímicas que posea.

Las partículas que entran al filtro pueden: adherirse a los granos, flocular o adherirse a otras partículas depositadas, pero son arrastradas por roturas o por las tubulaciones y depositadas en las capas inferiores (Figura 3.4) donde a su vez sufren de nuevo el mismo proceso, siguen penetrando, hasta que atraviesan todo el lecho filtrante, y salen en el efluente (Arboleda, 2000).

El flóculo grande, cuyo volumen es mayor que el de los poros del medio granular, queda retenido por simple cernido en los intersticios del lecho; en cambio, el material finamente dividido cuyo orden de magnitud es varias veces menor que el de los poros, queda retenido debido a una variedad de fenómenos, que pueden actuar separada o



3. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

simultáneamente y tener mayor o menor importancia, según el tipo de suspensión y lecho filtrante de que se trate. (Arboleda, 2000).

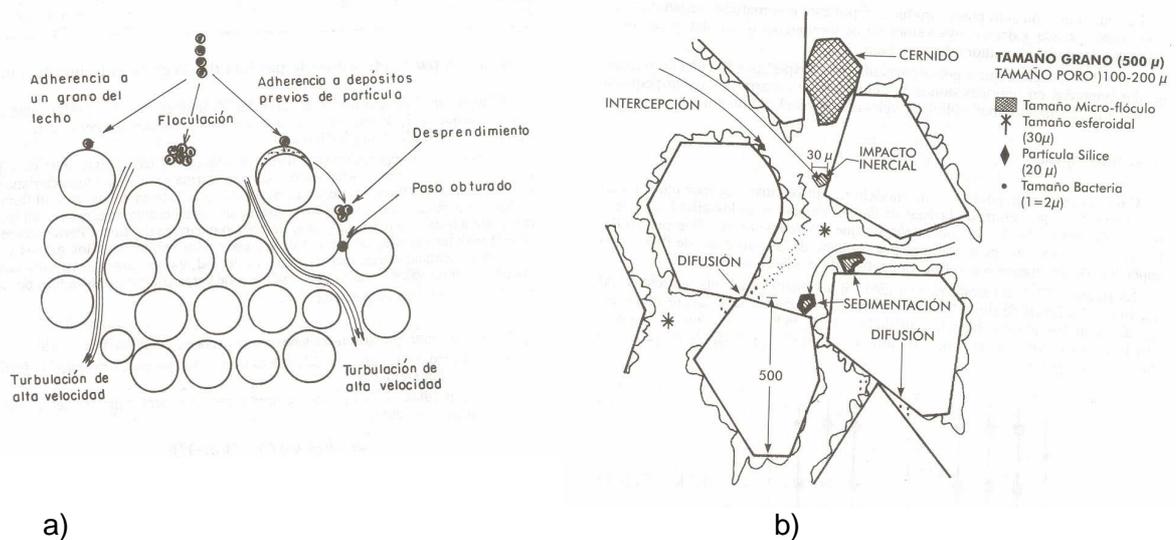


Figura 3.4 a) Mecanismos de eliminación de partículas en el filtro. b) Diferentes mecanismos que producen transporte de las partículas hasta los granos de un medio filtrante.

Las partículas de menor diámetro que los poros del medio filtrante, entran libremente en el material granular, y tienen que atravesar una distancia relativamente grande antes de poderse adherir a los granos que forman dichos poros. El proceso de filtración por tanto se puede considerar que ocurre en dos etapas distintas pero complementarias, como lo sugieren O'Melia y Stumm (1967):

1. La de transporte de las partículas dentro de los poros.
2. La de adherencia a los granos del medio.

El transporte de partículas es debido a fenómenos físicos e hidráulicos, influenciados por los factores que gobiernan la transferencia de masas. La adherencia es debida a fenómenos de acción superficial que son influenciados por parámetros físicos y químicos. (Arboleda, 2000).

Los mecanismos que pueden realizar el transporte son:

- a. Cernido.
- b. Sedimentación.
- c. Intercepción.
- d. Difusión.



- e. Impacto inercial.
- f. Acción hidrodinámica.

Los que pueden realizar la adherencia son:

- a. Fuerzas de Van der Waals.
- b. Fuerzas electroquímicas.
- c. Puente químico.

Dichos mecanismos actuantes se resumen en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6 *Mecanismos actuantes en el seno de un filtro de medio granular, que contribuyen a la eliminación de la materia en suspensión. (Metcalf y Eddy, 1998).*

MECANISMO	DESCRIPCIÓN
1. Retención	
a) Mecánica	Las partículas de mayor tamaño que los poros del medio filtrante son retenidas mecánicamente.
b) Contacto aleatorio	Las partículas de tamaño menor que los poros del medio filtrante quedan atrapadas dentro del filtro por contacto aleatorio.
2. Sedimentación	Las partículas sedimentan sobre el medio filtrante.
3. Impacto	Las partículas pesadas no seguirán las líneas de corriente del flujo.
4. Intercepción	Muchas de las partículas que se mueven según las líneas de corriente se eliminan cuando entran en contacto con la superficie del medio filtrante.
5. Adhesión	Las partículas floculentas llegan a adherirse a la superficie del medio filtrante al pasar por él. Dada la fuerza creada por el agua que fluye, parte de la materia es arrastrada antes de quedar firmemente adherida y es transportada a zonas más profundas dentro del lecho. Al obturarse el lecho, la fuerza de arrastre superficial aumenta hasta un punto en el que no se puede eliminar más materia. Es posible que una cierta cantidad de material atraviese el fondo del filtro, causando la súbita aparición de turbidez en el efluente.
6. Adsorción química	
a) Enlace	
b) Interacción química	Una vez que una partícula ha entrado en contacto con la superficie del medio filtrante o con otras partículas, cualquiera de estos mecanismos, o ambos a la vez, pueden ser responsables de su retención.
7. Adsorción física	
a) Fuerzas electrostáticas	
b) Fuerzas electrocinéticas	
c) Fuerzas de Van der Waals	
8. Floculación	Las partículas mayores alcanzan a las menores, se juntan con ellas y forman partículas de tamaños aún mayores. Estas partículas son subsiguientemente eliminadas por alguno de los mecanismos de eliminación arriba indicados (1 a 5).
9. Crecimiento biológico	El crecimiento biológico dentro del filtro reducirá el volumen del poro y puede mejorar la eliminación de partículas mediante alguno de los mecanismos de eliminación descritos (1 a 5).



3.5 MODELOS MATEMÁTICOS DE LA FILTRACIÓN

Aunque han sido muchos los esfuerzos que se han llevado a cabo, a lo largo de las investigaciones, no se ha podido llegar a encontrar un modelo matemático que describa con precisión el comportamiento de los filtros. No existe, hasta ahora, ninguna fórmula o conjunto de fórmulas con las cuales, asumidos determinados valores, se pueda calcular los diferentes parámetros que inciden en el funcionamiento de un filtro. (Arboleda, 2000).

Sin embargo, los modelos matemáticos resultan útiles para la mejor comprensión del proceso de filtración, pues permite cuantificar en alguna forma el trabajo y funcionamiento de los filtros, de manera más precisa. Un gran número de autores han desarrollado expresiones matemáticas que establecen relaciones entre las diferentes variables del proceso (Tabla 3.7). Entre ellos, pueden citarse a Iwasaki (1937), Mintz(1960), Ives (1970), Mackrle (1961), Camp (1964), Yao (1968), etc.

3.6 DISEÑO DE UNIDADES DE FILTRACIÓN

Los filtros más comunes en plantas de tratamiento municipales son los de flujo descendente. Por otro lado, los filtros de lechos mixtos de arena y antracita deben preferirse para la mayoría de las aguas, sobre los de arena sola o antracita sola, aunque en la actualidad se están usando los filtros profundos de arena gruesa o antracita gruesa, para lavado con aire y agua.

Una de las primeras decisiones que se deben adoptar en el sistema de filtración con medio granular es la determinación del número y dimensiones de los filtros necesarios. El cálculo de la superficie de filtración se establece en función de los valores máximos de velocidad de filtración admisibles y los caudales punta de la planta. Los intervalos de funcionamiento de un tipo de filtro determinado se calculan en función de la experiencia previa, de resultados de estudios en plantas piloto, y de las recomendaciones del fabricante. Para reducir los costes constructivos y de conducciones, se debe limitar al máximo el número de unidades de filtración que hay que instalar, cuando se asegure que:

- 1º. Los caudales de lavado a contracorriente no sean demasiado elevados.
- 2º. Cuando una unidad quede fuera de servicio para su lavado.



3º La carga transmitida al resto de las unidades no sea lo suficientemente elevada como para disgregar el material contenido en el filtro.

Las dimensiones de las unidades de filtración individuales deben ser coherentes con la de los equipos disponibles para el drenaje, evacuación del agua de lavado, y el lavado superficial.

Tabla 3.7 Algunos Modelos Matemáticos de la filtración.
(Metcalf y Eddy, 1998).

Ecuación	Definición de los términos
<p>Carman Koceny</p> $h = \frac{f}{\phi} \frac{1 - \alpha}{\alpha^3} \frac{L}{d} \frac{V_s^2}{g}$ $h_s = \frac{1}{\phi} \frac{1 - \alpha}{\alpha^3} \frac{LV_s^2}{g} \sum f \frac{p}{d_g}$ $f = 150 \frac{1 - \alpha}{N_r} + 1,75$ $N_r = \frac{\phi d V_s \rho}{\mu}$	<p>C = Coeficiente de compactación (varía entre 600 para arenas muy compactas y no muy limpias y 1.200 para arenas muy uniformes limpias).</p> <p>C_a = Coeficiente de arrastre.</p> <p>d = Diámetro del grano.</p> <p>d_g = Diámetro medio entre los tamaños de tamiz d_1 y d_2 $\sqrt{d_1 d_2}$, m.</p> <p>d_{10} = Diámetro de grano efectivo, mm.</p> <p>f = Coeficiente de fricción.</p> <p>g = Aceleración de la gravedad, 9,8 m/s².</p> <p>h = Pérdida de carga, m.</p> <p>h_s = Pérdida de carga a través de un lecho filtrante estratificado, m.</p> <p>k = Constante de filtración: 5 basada en las aberturas de los tamices; 6 basada en el tamaño de la separación.</p> <p>L = Profundidad del lecho filtrante, m.</p> <p>N_r = Número de Reynolds.</p> <p>p = Fracción de partículas (en masa) retenidas entre dos tamices consecutivos.</p> <p>S = Factor de forma (entre 6,0 para partículas esféricas y 8,5 para materiales de machaqueo).</p> <p>T = Temperatura, °C.</p> <p>V_h = Velocidad de filtración superficial (de aproximación), m/d.</p> <p>V_s = Velocidad de filtración superficial (de aproximación), m/s.</p> <p>α = Porosidad.</p> <p>μ = Viscosidad (N · s/m²).</p> <p>ν = Viscosidad cinemática (m²/s²).</p> <p>ϕ = Factor de forma de las partículas (1,0 para esferas, 0,82 para arena redondeada, 0,75 para arena normal, 0,73 para material de machaqueo y arena angulada).</p>
<p>Fair-Hatch:</p> $h = kvS^2 \frac{(1 - \alpha)^2}{\alpha^3} \frac{L}{d^2} \frac{V_s}{g}$ $h_s = kv \frac{(1 - \alpha)^2}{\alpha^3} \frac{LV_s}{g} \left(\frac{6}{\phi} \right)^2 \sum \frac{p}{d_g^2}$	
<p>Rose:</p> $h = \frac{1,067}{\phi} C_a \frac{1}{\alpha^4} \frac{L}{d} \frac{V_s^2}{g}$ $h_s = \frac{1,067}{\phi} \frac{LV_s^2}{\alpha^4 g} \sum C_a \frac{p}{d_g}$ $C_a = \frac{24}{N_r} + \frac{3}{\sqrt{N_r}} + 0,34$	
<p>Hazen:</p> $h = \frac{1}{C} \frac{60}{T + 10} \frac{L}{d_{10}^2} V_h$	



3.7 LAVADO DE FILTROS

El objeto de todo lavado de filtros es quitar del filtro todas las materias en suspensión que ha retenido durante el funcionamiento. Para un lavado eficiente, se han de quitar las partículas sueltas, agitar los granos de arena, sobre todo los que se encuentran cerca de la superficie, para provocar el desprendimiento y la separación de la capa gelatinosa que se ha acumulado en los granos.

El proceso básico de lavado consiste en una corriente de abajo arriba de agua filtrada a una velocidad bastante alta para arrastrar el material que debe quitarse de la arena. La agitación de los granos de arena se ha realizado de distintas maneras: con rastrillos mecánicos, con aire comprimido que se aplica en el fondo del filtro junto con el lavado, con chorros de agua a alta presión en la superficie de la arena y con el uso de altas velocidades para el agua de lavado. En todos los casos, la distribución uniforme del agua es indispensable para hacer un buen lavado.

La velocidad de lavado está relacionada con la granulometría y debe permitir una expansión de la altura del lecho filtrante del 15 a 25%.

En la Tabla 3.8 se indican las velocidades correspondientes a un lecho filtrante de arena (Degrémont, 1979):

Tabla 3.8. *Velocidades de lavado.*

Velocidad (m/h)	25 a 35	40 a 50	55 a 70	70 a 90
Diámetro efectivo (mm)	0,35	0,55	0,75	0,95

La duración del proceso de lavado varía para las distintas condiciones del tamaño de la arena, el carácter del material de filtración y la velocidad del lavado, y debe regirse según los resultados obtenidos. En condiciones favorables, un lavado bastante completo puede realizarse en tres o cinco minutos.

Después del lavado es aconsejable desechar el agua filtrada en los primeros minutos, aunque la calidad del efluente del filtro inmediatamente después del lavado puede hacerlo innecesario. La medida de turbidez del filtrado es el indicativo de un buen proceso de lavado.



Los filtros de arena rápidos se lavan para restablecer su capacidad cuando la calidad del efluente es inaceptable, o cuando la caída de presión a través del filtro alcanza valores predeterminados. Para los filtros de gravedad, la pérdida de carga terminal es generalmente la carga real disponible; si trabajamos por encima de esta no podremos mantener un caudal de filtración deseado. En algunos casos, los filtros se lavan en un ciclo regular de tiempo basado en la experiencia de los dos criterios anteriores, o puede ejecutarse en intervalos más frecuentes, debido a problemas de mantenimiento creados por tiempos de funcionamiento de filtro demasiado largos. El ciclo de filtración puede oscilar entre 12 horas y varios días en distintas plantas; un ciclo de un día se considera una media aceptable.



3.8 BIBLIOGRAFÍA

Arboleda, J. (2000) Teoría y práctica de la purificación del agua. Cap.1-2, 3ª edición, Ed. McGraw Hill, Colombia.

Degrémont (1979) Manual técnico del agua. Cap.9 .4ª edición, Ed.Degrémont, Bilbao.

Conley, W.R. y Pitman, R.W.(1960) Innovations in water clarification, Journal AWWA, **(52)**, p.1319.

Conley, W.R. (1961) Experience with anthracite-sand filters, Journal AWWA. **(53)**,12, p.1473.

Iwasaki, T.(1937) Some notes on sand filtration, Journal AWWA, **(29)**, p.1591-1937.

Ives, K. J., (1970), Rapid Filtration, Water Research. **(4)**, p.201.

Mackrle, V.; Mackrle, S. (1961), Adhesion in filters, Proc. ASCE, Vol.87, No.SA5, p.17-32.

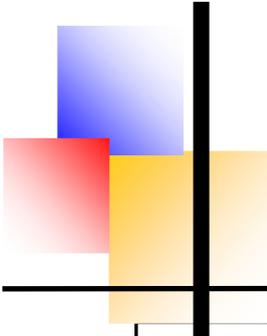
Camp, Thomas R. (1964). Theory of water filtration, journal ASCE **(90)**, No.SA4, 30p.

Metcalf y Eddy (1998) Ingeniería de aguas residuales. Cap.6, 3ª edición, Ed. McGraw Hill, España.

Mintz, D.M.; Kristul (1960), Investigation of the Process of Filtration of a Suspension in a Granular Bed. Zhurnal Prikladnoi Khimii, **(33)**, p.304.

Yao, K.M.; O`Melia, C.R. (1968). Particle transport in Aqueous Flow through porous media. Presented to the Annual Conference of the Hydraulics Div., ASCE, Aug, p. 20-22. at Mit, Cambridge, Mass.

Capítulo 4: Técnica Experimental



CAPÍTULO 4: TÉCNICA EXPERIMENTAL

4 TÉCNICA EXPERIMENTAL

4.1 MÉTODOS ANALÍTICOS UTILIZADOS

- 4.1.1 Turbidez
- 4.1.2 Medida de la Demanda Química de Oxígeno (DQO)
- 4.1.3 Medida del pH
- 4.1.4 Medida de la Materia en Suspensión (MES)
- 4.1.5 Medida de la Conductividad
- 4.1.6 Medida del Potencial Zeta
- 4.1.7 Medida del Aluminio residual

4.2 EXPERIENCIAS DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN A ESCALA LABORATORIO

- 4.2.1 Sales metálicas utilizadas como coagulantes
- 4.2.2 Estudio de condiciones óptimas de mezclado
 - 4.2.2.1 Efecto de la reducción del tiempo de mezcla lenta
 - 4.2.2.2 Influencia del Factor de mezcla "G"
- 4.2.3 Estudio de la Preoxidación-Coagulación
- 4.2.4 Estudio de diferentes coagulantes en el Jar Test
- 4.2.5 Estudio del efecto de la variación del pH en la coagulación

4.3 EXPERIENCIAS DE FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR A ESCALA PLANTA PILOTO

- 4.3.1 Parámetros de filtración
- 4.3.2 Materiales utilizados
- 4.3.3 Metodología
- 4.3.4 Estudios de filtración
 - 4.3.4.1 Filtro monocapa con diferentes granulometrías de arena
 - 4.3.4.2 Filtro monocapa con arena mezclada
 - 4.3.4.3 Filtro bicapa con arena mezclada y antracita
 - 4.3.4.4 Filtro monocapa con material autóctono como lecho filtrante
- 4.3.5 Estudio del efecto del caudal. Empleo del Método de Taguchi
 - 4.3.5.1 Pasos a seguir para diseñar, conducir y analizar un experimento
 - 4.3.5.2 Matriz ortogonal

4.4 BIBLIOGRAFIA





4 TÉCNICA EXPERIMENTAL

4.1 MÉTODOS ANALÍTICOS UTILIZADOS

La determinación de la turbidez, Demanda Química de Oxígeno (DQO), pH, materia en suspensión (MES), y conductividad, se realizaron según el procedimiento estándar de métodos normalizados para el análisis de aguas potables y residuales. (APHA-AWWA-WPCF, 1989).

4.1.1 Medida de la turbidez

La turbidez del agua es producida por materias en suspensión, como arcillas, cieno o materias orgánicas o inorgánicas finamente divididas, compuestos orgánicos solubles coloreados, plancton y otros microorganismos. La turbidez es una expresión de la propiedad óptica que origina que la luz se disperse y absorba en vez de transmitirse en línea recta a través de la muestra. La correlación de la turbidez con la concentración en peso de la materia en suspensión es difícil de establecer, ya que en la dispersión luminosa también interviene el tamaño, la forma y el índice de refracción de las partículas.

La medida de turbidez en NTU (unidad nefelométrica de turbidez) se efectuó con un turbidímetro Marca HACH, Modelo 2100N, con una sensibilidad de 0,001 NTU el cual utiliza el método nefelométrico para la medida de la turbidez (Standard Methods 2130 B).

4.1.2 Medida de la Demanda Química de Oxígeno (DQO)

La mayor parte de la materia orgánica resulta oxidada por una mezcla a ebullición de los ácidos crómico y sulfúrico. Se somete a reflujo una muestra en una solución ácida fuerte con un exceso conocido de dicromato de potasio ($K_2Cr_2O_7$). Después de la digestión, se determina el $K_2Cr_2O_7$ consumido y la materia orgánica oxidable en términos de equivalente de oxígeno (mg de O_2/l). El requerimiento de oxígeno químico se utiliza como una medida del equivalente de oxígeno del contenido de materia orgánica de una muestra susceptible de oxidación por un oxidante químico fuerte.



En nuestro trabajo, para la determinación de la DQO se utiliza el método colorimétrico de reflujo cerrado (Standard Methods 5220 D), que consiste en lo siguiente:

Se colocan 2,5 ml de muestra en un vial, al que se le añade 1,5 ml de disolución de digestión que contiene ($K_2Cr_2O_7$, H_2SO_4 y $HgSO_4$,) y 3,5 ml de reactivo ácido sulfúrico que contiene Ag_2SO_4 y H_2SO_4 . Se realiza el mismo procedimiento con un blanco de agua destilada, se agitan los viales vigorosamente y se colocan en un digestor de bloque, a $150^\circ C$ durante 2 horas. Se dejan enfriar a temperatura ambiente. Se determina la DQO midiendo en un espectrofotómetro (HACH DR/3000) a una longitud de onda de 600 nm. La medida se hace frente a un blanco de agua destilada.

4.1.3 Medida del pH

Se utilizó un pH-metro portátil Modelo pH level 1 Inolab WTW de 0,001 unidades de pH de sensibilidad, internamente controlado por un microprocesador y provisto de una sonda de temperatura con 0,1 $^\circ C$ de sensibilidad y de un electrodo combinado, como se muestra en la Figura 4.1(Standard Methods 4500-H).



Figura 4.1 pH metro portátil utilizado



4.1.4 Medida de la Materia en Suspensión (MES)

Un volumen de muestra, bien homogeneizada, se filtra a través de un filtro de tamaño de poro de 0,45 micras, previamente pesado. El residuo retenido en el filtro, se seca en estufa a 105 °C hasta peso constante. El incremento de peso experimentado por el filtro representa el contenido en materia en suspensión de la muestra (Standard Methods 2540 D).

4.1.5 Medida de la Conductividad

La medida de la conductividad se ha realizado con un conductímetro WTW Inolab serie 720, con una sensibilidad de 0,0 $\mu\text{S}/\text{cm}$ (Figura 4.2), al que va acoplada una célula de conductividad con sensor de temperatura de Pt, de 100W de 0,1 °C de sensibilidad (Standard Methods 2510).

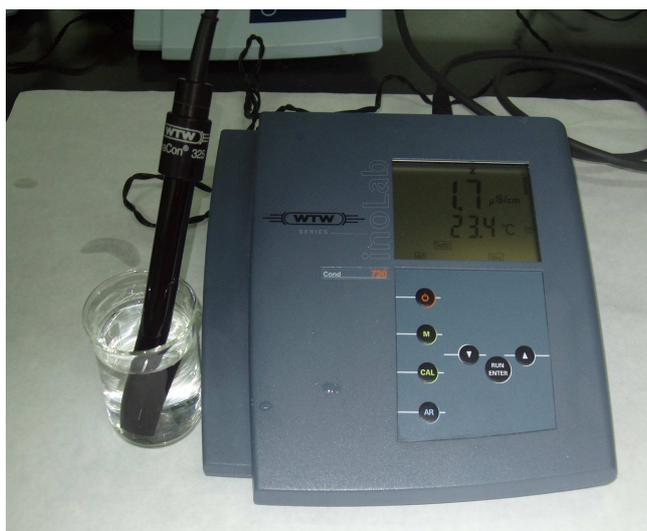


Figura 4.2 Conductímetro portátil utilizado

4.1.6 Medida del Potencial Zeta (Malvern, 2000).

El equipo utilizado para las medidas del potencial zeta es el Zetasizer 2000/3000 (Figura 4.3), que mide el potencial zeta y la movilidad de la partícula usando una celda capilar. Esta técnica consiste en aplicar un campo eléctrico de manera tal que permita medir en el centro de la celda la movilidad de la partícula y por lo tanto el potencial zeta.



El líquido donde se encuentran dispersas las partículas, normalmente es un fluido polar, con una alta constante dieléctrica (mayor de 20), y una conductividad moderadamente alta (mayor de $1 \mu\text{S}/\text{cm}$). A través de un electrolito se aplica un campo eléctrico, y las partículas cargadas suspendidas en el electrolito se atraen hacia el electrodo de la carga opuesta. Las fuerzas viscosas que actúan en las partículas tienden a oponerse al movimiento. Cuando el equilibrio se alcanza entre estas dos fuerzas de oposición, las partículas se mueven con velocidad constante. La velocidad es dependiente en la fuerza del gradiente del campo eléctrico o del voltaje, de la constante dieléctrica del medio, de la viscosidad del medio y del potencial zeta. Dicha velocidad de la partícula en el campo eléctrico se refiere como su movilidad electroforética.

Las muestras fueron medidas directamente siguiendo el procedimiento descrito por el manual del equipo, sin necesidad de hacer ninguna dilución; esto permitió evitar los posibles errores generados en diluir la muestra.



Figura 4.3 Equipo para la medición del Potencial Zeta

4.1.7 Medida del Aluminio residual

Para la determinación del contenido de aluminio residual se utiliza un espectrofotómetro marca HACH DR/3000 y se sigue el procedimiento descrito en el manual recomendado por el fabricante (HACH, 1992). Se determina el contenido de aluminio residual en mg/l.



4.2 EXPERIENCIAS DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN A ESCALA LABORATORIO.

La eficacia del proceso de coagulación-floculación, se mide fundamentalmente por el rendimiento de eliminación de turbidez, % R_T , cuyo valor se calcula a través de la Ec. 4.1:

$$\% R_T = \left(\frac{T_o - T}{T_o} \right) \times 100 \quad [4.1]$$

Donde:

T_o : Turbidez inicial (NTU)

T: Turbidez final (NTU)

En ocasiones se completa el estudio con el cálculo de los rendimientos de eliminación de DQO y MES, utilizando una expresión similar a la anterior.

Para llevar a cabo el estudio del comportamiento de diferentes tipos de coagulantes a distintas concentraciones y valores de pH, se han tomado de manera periódica, muestras de efluentes secundarios procedentes de la estación depuradora de aguas residuales (EDAR), de Santa Cruz de Tenerife, Islas Canarias. El rango de valores para los parámetros principales de los efluentes citados se indica en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Características del efluente secundario

PARÁMETRO	VALORES
Turbidez inicial (T_o)	5 – 40 NTU
pH	8.00-8.20
DQO	70-200 (mg/l)
Carbono orgánico total (TOC)	19-30 (mg/l)
MES	14-34 (mg/l)
Conductividad	1400-1700 μ S/cm
Potencial zeta	(-9) – (-16) mV
Alcalinidad carbonatada (TAC)	50-80 $^\circ$ F

Las experiencias de coagulación-floculación se realizaron, a escala de laboratorio, utilizando un Jar Test (Modelo JLT6, Velp Científica), con seis mezcladores como se muestra en la Figura 4.4.



Figura 4.4 Aparato Jar Test

4.2.1 Sales metálicas utilizadas como coagulantes

Se utilizaron como coagulantes los siguientes reactivos: Sulfato de Aluminio, Cloruro Férrico y Policloruro de Aluminio (PAC), según las especificaciones presentadas en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2 Características de los coagulantes metálicos utilizados

TIPO DE COAGULANTE	CARACTERÍSTICAS
Sulfato de Aluminio $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$	Suministrador: PQS (Productos Químicos Sevillanos) Estado: disolución acuosa de la sal hidratada Riqueza: *Como $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$: 50% *Como $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$: 25,7% Densidad (a 15 °C): 1,34 g/cm ³
Cloruro Férrico $\text{FeCl}_3 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$	Suministrado por: Acideka Estado: líquido de color amarillo Riqueza: 30% FeCl_3 16,75% Fe Densidad (a 15 °C): 1,42 g/cm ³
Policloruro de Aluminio (PAC)	Suministrado por: Nalco Estado: Líquido claro y amarillento Riqueza: 10% Al_2O_3 9,2% Cl^- 2,7% SO_4^{2-} Densidad (a 15°C): 1,22 g/cm ³



Para la realización de los estudios de los coagulantes se utilizó el Jar Test descrito anteriormente, siguiendo el procedimiento estándar ASTM D2035-80 (Standard Methods, 1995).

Los valores medios de los parámetros principales del agua residual utilizada para estos experimentos se presentan en la Tabla 4.3:

Tabla 4.3 Características del agua residual

PARÁMETRO	VALOR PROMEDIO
Turbidez inicial: (To)	18,80 NTU
pH	8,10
DQO	116 mg/l
TOC	23,2 mg/l
MES	20 mg/l

4.2.2 Estudio de condiciones óptimas de mezclado

Los factores que se utilizaron para estudiar las condiciones óptimas de mezclado fueron el gradiente de velocidad medio ó factor “G” de mezcla definido en la ec. [2.7] y el tiempo de mezcla lenta.

4.2.2.1 Influencia del “G” de mezcla

Se han utilizado como valores de “G”: 30 y 50 s⁻¹. Estos son valores intermedios entre el mínimo, 10 s⁻¹, adecuado para promover la floculación, y el máximo, 75 s⁻¹, para evitar la desintegración de los flóculos. (Rivas, M, 1978).

Para conseguir este grado de mezcla, según las ecs. [2.5] y [2.7], se le confiere a la muestra una velocidad de agitación de la paleta de 46 y 32 rpm para el caso de 50 s⁻¹ y de 30 s⁻¹ respectivamente.

Para el estudio de los valores de “G”, se utilizaron muestras de agua residual cuyas características medias se indican en la Tabla 4.4 y empleando PAC como coagulante, a las siguientes concentraciones: 5, 10, 15 y 20 mg/l.



En un principio, no se modifica el pH del agua inicial, pero posteriormente también se considera el efecto del “G” de mezcla en el rendimiento de eliminación de turbidez, ajustando el pH inicial del agua a un valor de 7.

Se toma un volumen de muestra de 800 ml, a la cual, si es necesario se le ajusta el pH inicial utilizando NaOH ó HCl según sea el caso y se mide la turbidez inicial del agua. A continuación se utiliza el Jar Test, en el cual se fija una velocidad de agitación de 220 rpm durante 1 minuto, para favorecer la coagulación, tiempo durante el cual se añade el coagulante a la concentración respectiva. Inmediatamente después se fija la velocidad de agitación de la paleta en la calculada por las ecuaciones [2.5] y [2.7] para asegurar el “G” de mezcla establecido. La muestra se agita durante 20 minutos, tiempo a partir del cual se para la agitación y se deja sedimentar durante 15 minutos. Se toma una alícuota de la parte superior del vaso de precipitado, aproximadamente a 5 cm de la superficie de la muestra, y se determina la turbidez final de la muestra.

Tabla 4.4 Características del agua residual

Parámetro	Valores Promedio
Turbidez inicial: (To)	19,40 NTU
pH	8,10
DQO	70 mg/l
TOC	23,4 mg/l
MES	33 mg/l

4.2.2.2 Análisis de la influencia de la reducción del tiempo de mezcla lenta

Se estudia el efecto de la reducción del tiempo de mezcla lenta, de 20 minutos, (basado en el procedimiento estándar establecido), a 9 minutos, utilizando PAC como coagulante a diferentes concentraciones y al pH original del agua. Para ello se toman 800 ml de muestra de agua residual, cuya turbidez promedio es 10 NTU, se añade la concentración de coagulante preestablecida y se agita durante 1 minuto a 220 rpm (mezcla rápida), seguido de 9 minutos a 46 rpm (mezcla lenta, $G=50 \text{ s}^{-1}$). Se deja sedimentar durante 15 minutos tomándose muestras del sobrenadante.

Las muestras se toman siempre a cinco centímetros por debajo de la superficie del sobrenadante. A cada una de las muestras se le determina la turbidez inicial y final.



La turbidez y el pH se miden utilizando un turbidímetro Marca Hach, Modelo 2100N y un pHmetro Modelo 340-A WTW, respectivamente.

4.2.3 Estudio de la Preoxidación-Coagulación

Para este estudio, se utilizaron dos preoxidantes: el permanganato de potasio y el hipoclorito de sodio.

Permanganato de potasio:

Con respecto al uso del permanganato de potasio, éste se añade a la muestra de agua y se agita a 48 rpm durante 2 minutos. A continuación, se adiciona el coagulante siguiendo el mismo procedimiento de coagulación-floculación empleado anteriormente.

Las concentraciones utilizadas fueron: 0, 1, 2, 4, 6 y 8 mg/l de oxidante, junto con 10, 15 y 20 mg/l de PAC. El agua utilizada presentaba un valor de turbidez inicial media de 4,50 NTU.

Hipoclorito de sodio:

Con respecto a la preoxidación con hipoclorito, se emplearon concentraciones de PAC de 5 y 10 mg/l y de 0.5, 10, 15, 20, 30, 40, 50 y 60 mg/l de ClO^- . El agua utilizada presentaba un valor de turbidez inicial media de 9 NTU. Se lleva a cabo el mismo procedimiento utilizado para el caso del permanganato de potasio.

Se realizaron otras experiencias con hipoclorito para verificar el efecto del mismo en los resultados obtenidos. Dichas experiencias consistían en realizar el mismo procedimiento de preoxidación-coagulación pero antes de la adición del PAC, se hacía una corrección del pH hasta el valor que se alcanza normalmente con el uso del PAC solo, y luego se añade la dosis respectiva de coagulante al agua.



4.2.4 Estudio de diferentes coagulantes en el Jar Test

Además de las sales metálicas citadas anteriormente, se utilizaron como coagulantes, una serie de polímeros catiónicos, aniónicos, mezclas de catiónico con sal metálica y el quitosan como polímero natural. Sus características se muestran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Especificaciones de los coagulantes utilizados

Producto	Tipo	Características	Suministrado por:
Cs 40	Polielectrolito Catiónico	10% cationicidad PM: $1,1 \times 10^7$	Aquazur
Cs 253	Polielectrolito Catiónico	25% cationicidad PM: 0×10^6	Aquazur
Actipol C-421	Polielectrolito Catiónico	-----*	PQS
Fennopol K-211	Polielectrolito Catiónico	-----*	Kemira
Fennopol K-504	Polielectrolito Catiónico	-----*	Kemira
Fennopol K-508	Polielectrolito Catiónico	-----*	Kemira
KF69/H	Polielectrolito Catiónico	60% cationicidad PM: $1,4 \times 10^7$	Derypol S.A
Flocusol	Polielectrolito Catiónico	-----*	Lamirsa S.A.
Flocudex	Polielectrolito Catiónico	-----*	Lamirsa S.A.
Flocumix	Polielectrolito Catiónico y Policloruro de Aluminio	-----*	Lamirsa S.A.
As-72	Polielectrolito Aniónico	20% carga PM: $1,5 \times 10^7$	Aquazur
As-25	Polielectrolito Aniónico	5% carga PM: $1,5 \times 10^7$	Aquazur
As-74	Polielectrolito Aniónico	10% carga PM: $1,5 \times 10^7$	Aquazur
As-20	Polielectrolito No iónico	0% carga PM: $1,5 \times 10^7$	Aquazur
As-77	Polielectrolito Aniónico	30% carga PM: $1,5 \times 10^7$	Aquazur
SS-120	Polielectrolito Aniónico	20 % carga PM: $1,8 \times 10^7$	Derypol S.A
As-45	Polielectrolito Aniónico	45% carga PM: $1,5 \times 10^7$	Aquazur
SS-140	Polielectrolito Aniónico	40% carga PM: $1,6 \times 10^7$	Derypol S.A



Tabla 4.5 Especificaciones de los coagulantes utilizados
(Continuación)

Producto	Tipo	Características	Suministrado por:
As-40	Polielectrolito Aniónico	40% carga PM: $1,5 \times 10^7$	Aquazur
ss-140H	Polielectrolito Aniónico	40% carga PM: $2,0 \times 10^7$	Derypol S.A
As-34	Polielectrolito Aniónico	10% carga PM: $1,5 \times 10^7$	Aquazur
A-305	Polielectrolito Aniónico	----*	Kemira
N-200	Polielectrolito No Iónico	----*	Kemira
As-37	Polielectrolito Aniónico	----*	Kemira
Chitosan	Polielectrolito Catiónico natural	Alto PM	Universidad de Montpellier

* **NOTA:** Estos datos no fueron suministrados por las casas comerciales.

La turbidez inicial del agua residual y las condiciones de cada experiencia son especificadas en la Tabla 4.6:

Tabla 4.6 Condiciones experimentales

COAGULANTE UTILIZADO	TURBIDEZ INICIAL (NTU)	CONDICIONES
Cs-40	23,80	Solo coagulante
Cs-253	23,80	Solo coagulante
	3,66	Solo coagulante
Actipol C-421	12,40	Solo coagulante
	83,00	Solo coagulante
Fennopol K-211	3,66	Solo coagulante
	39,70	Solo coagulante y con 10 mg/l PAC
Fennopol K-504	4,74	Solo coagulante
	36,00	Solo coagulante y con 10 mg/l PAC
	4,74	Solo coagulante
Fennopol K-508	35,00	Solo coagulante
	83,00	Solo coagulante
KF69/H	3,78	Solo coagulante y con 10 mg/l PAC
	14,10	Solo coagulante
Flocusol	3,65	Solo coagulante y con 10 mg/l de PAC
Flocudex	6,43	Solo coagulante y con 10 mg/l PAC

**Tabla 4.6** Condiciones experimentales (Continuación)

COAGULANTE UTILIZADO	TURBIDEZ INICIAL (NTU)	CONDICIONES
Flocumix	9,40	Solo coagulante
	10,55	
As-72	4,38	Con 10 mg/l de PAC
	12,40	Con 10 mg/l de PAC
	21,80	Con 10 mg/l de PAC
As-25	3,61	Con 10 mg/l de PAC
	15,40	Con 10 mg/l de PAC
As-74	4,58	Con 10 mg/l de PAC
	5,01	Con 10 mg/l de PAC
	23,00	Con 10 mg/l de PAC
As-20	5,81	Con 10 mg/l de PAC
	25,00	Con 10 mg/l de PAC
As-77	3,94	Con 10 mg/l de PAC
	14,10	Con 10 mg/l de PAC
SS-120	3,94	Con 10 mg/l de PAC
	40,50	Con 10 mg/l de PAC
As-45	3,61	Con 10 mg/l de PAC
SS-140	7,56	Con 10 mg/l de PAC
	40,50	Con 10 mg/l de PAC
As-40	4,38	Con 10 mg/l de PAC
	15,00	Con 10 mg/l de PAC
SS-140H	9,30	Con 10 mg/l de PAC
	40,50	Con 10 mg/l de PAC
As-34	4,38	Con 10 mg/l de PAC
	14,80	Con 10 mg/l de PAC
A-305	5,81	Con 10 mg/l de PAC
N-200	26,50	Con 10 mg/l de PAC
As-37	26,50	Con 10 mg/l de PAC
Chitosan	7,75	Coagulante + 10 mg/l PAC
	16,00	Solo coagulante y con 10 mg/l de PAC
	23,50	Solo coagulante y con 10 mg/l de PAC
	34,00	Solo coagulante y con 10 mg/l de PAC



4.2.5 Estudio del efecto de la variación del pH en la coagulación

Una de las características del agua que tiene una mayor influencia en la formación de flóculos es el pH. Existe al menos una zona de pH, en cualquier tipo de agua, donde se produce una buena floculación en el plazo más corto y con una concentración dada de coagulante, o bien en un tiempo dado con una concentración mínima de coagulante. La coagulación debe efectuarse dentro de esta zona óptima, siempre que sea posible.

Aunque existen varias tablas que muestran los intervalos óptimos de pH para los diferentes coagulantes, pueden resultar engañosos en su aplicación general. Por lo tanto, se estudió el efecto de la concentración de coagulante frente al porcentaje de eliminación de turbidez, variando el pH inicial del agua desde valores de pH 5 hasta valores de pH 9. El pH fue ajustado utilizando HCl o NaOH de concentraciones 0,1N y 1N.

Finalizado el proceso de coagulación-floculación, la muestra se deja sedimentar en los conos de Imhoff, para medir el volumen de lodos generados en cada caso (Figura 4.5).

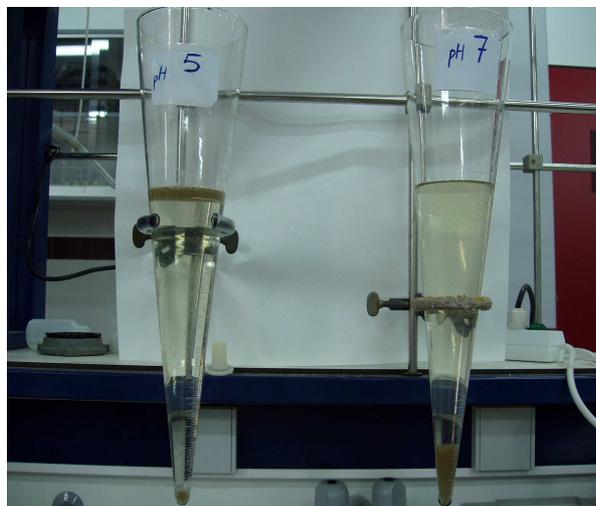


Figura 4.5 Conos Imhoff para la medida del volumen de lodos

Las características del agua residual utilizada en este caso, se presentan en la Tabla 4.7.

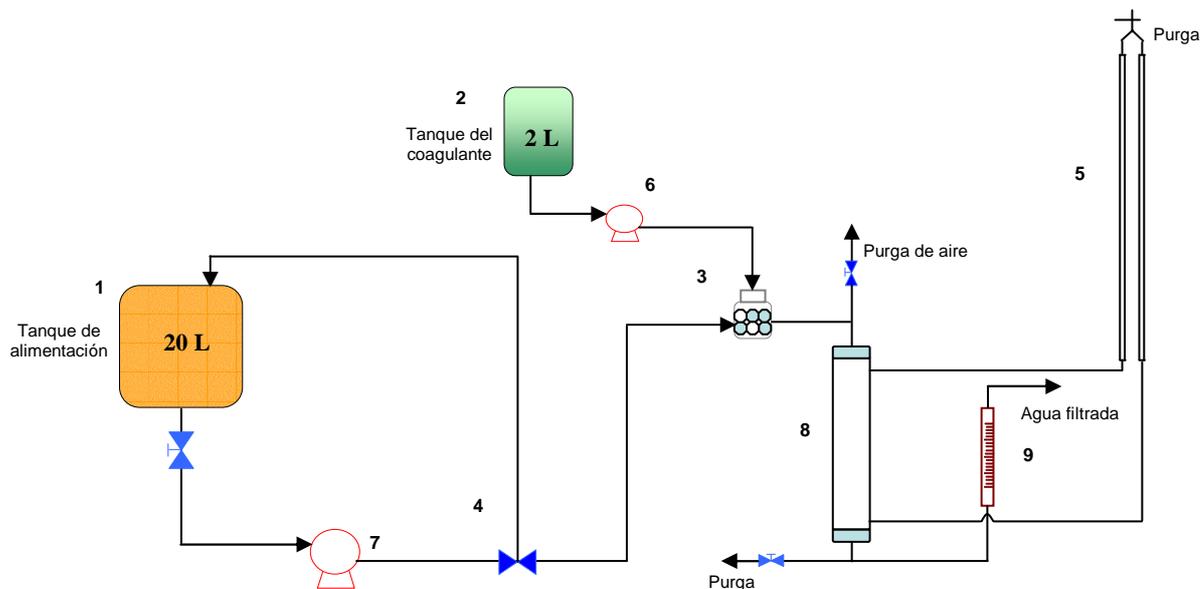
**Tabla 4.7** Características del efluente secundario

PARÁMETRO	VALORES
To	9-14 NTU
pH	5-9
DQO	44-118 mg/l
MES	16-42 mg/l
Conductividad a 25°C	1725-2083 ($\mu\text{S}/\text{cm}$)

4.3 EXPERIENCIAS DE FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR A ESCALA PLANTA PILOTO.

Según las características de las partículas que deben retenerse, puede efectuarse la filtración sobre una capa de mayor o menor altura, de material homogéneo; sobre dos o varias capas de diferentes granulometrías de materiales homogéneos a cada nivel o, por último, sobre una o varias capas de materiales de granulometrías totalmente heterogéneas y escalonada.

Para los experimentos de filtración se montó la instalación que se muestra en la Figura 4.6., que consiste en un filtro de vidrio de 2,54 cm de diámetro interno (8), en el cual se coloca un lecho granular, a través del cual se deja pasar el agua a filtrar, previamente mezclada con coagulante en un mezclador estático (3), en el cual se obtiene un “G” de mezcla de $2317,45 \text{ s}^{-1}$. El agua se encuentra almacenada inicialmente en un recipiente de 20 L (1), que alimenta a una bomba centrífuga (Marca March MFG de 3000 rpm, HP 1/25) (7) y permite el paso del agua a través del filtro. El coagulante se prepara a una concentración inicial dependiendo del tipo de coagulante (Tablas A II.7 y A II.8 del Anexo II) en un recipiente de 2L (2), del cual se inyecta al mezclador, mediante una bomba peristáltica (6) (Marca Masterflex de 37 W de potencia, 1-600 rpm) que permite un caudal de 0,06 a 36 ml/min. El caudal se controla mediante un rotámetro colocado a la salida del filtro (9) y mediante la ayuda de una válvula de retorno colocada justo después de la bomba centrífuga (4) para que el mismo permanezca constante. La pérdida de carga se lee mediante unos tubos piezométricos graduados, conectados justo a la entrada y salida del filtro (5).



- | | |
|--|---|
| 1. Depósito de alimentación de agua depurada | 6. Bomba peristáltica para dosificar coagulante |
| 2. Recipiente de alimentación de coagulante | 7. Bomba de alimentación. |
| 3. Mezclador estático. | 8. Filtro de 2,54 cm de diámetro |
| 4. Llave de regulación de caudal. | 9. Rotámetro |
| 5. Toma de presión diferencial | |

Figura 4.6 Esquema del equipo de filtración

4.3.1 Parámetros de filtración

Para la elección de las condiciones óptimas de filtración, se emplearon como variables las siguientes: tipo de coagulante, concentración de coagulante, materiales filtrantes, granulometrías, caudal, altura de lecho y tipo de lecho (monocapa y bicapa) y turbidez inicial del agua.

Los coagulantes que se utilizaron para las experiencias de filtración, fueron los que mejores resultados dieron en los ensayos de Jar Test. Estos coagulantes fueron: policloruro de aluminio (PAC), flocumix (mezcla de polielectrolito catiónico y PAC), flocudex y KF69/H (ambos polielectrolitos catiónicos).

Las concentraciones de coagulante, fueron fijadas en: 1, 2.5 y 5 mg/l. Esto es debido a que en el filtro, en general, siempre se utilizan concentraciones más bajas que



las determinadas en el Jar Test.(Adin y cols., 1979). Los parámetros específicos de operación seleccionados se dan en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Parámetros de filtración establecidos

Tipo de filtro	Monocapa	20 cm arena
		40 cm arena
	Bicapa	20 cm arena – 20 cm antracita
Tamaño de grano para cada tipo de filtro	Filtro monocapa (20 cm)	0,8 mm
		1,4 – 1,6 mm
		1,8 – 2,0 mm
		2,0 – 2,24 mm
		Arena mezclada De ⁽¹⁾ : 1 mm
	Filtro monocapa (40 cm)	Arena mezclada De: 1 mm Pumita mezclada De: 0,90mm
	Filtro bicapa	Arena mezclada De: 1 mm Antracita De: 1,42 mm
Coagulantes y concentraciones	PAC	1 mg/l
		2,5 mg/l
		5 mg/l
	Flocudex	1 mg/l
		2,5 mg/l
		5 mg/l
	Flocumix	1 mg/l
		2,5 mg/l
		5 mg/l
	KF69/H	1 mg/l
		2,5 mg/l
		5 mg/l
Velocidad de filtración		8 m/h
		16 m/h

⁽¹⁾ De: Diámetro efectivo (D_{10%}).

4.3.2 Materiales utilizados.

Como materiales filtrantes, se han usado arena mezclada, antracita y pumita, que presentan el aspecto y las características que se muestran en la Figura 4.4 y la Tabla 4.9.

**Tabla 4.9** Características de los materiales utilizados

MEDIO FILTRANTE	CARACTERÍSTICAS
Arena	Diámetro efectivo ($D_{10\%}$) :1 mm Coeficiente de Uniformidad :1,40 Porosidad :0,38 Densidad :2,50 g/ml
Antracita	Diámetro efectivo: 1,42 mm Coeficiente de Uniformidad: 1,37 Porosidad: 0,45 Densidad: 1,38 g/ml
Pumita	Diámetro efectivo: 0,90 mm Coeficiente de uniformidad: 1,64 Porosidad: 0,60 Densidad: 1,28 g/ml

**Figura 4.7** Materiales empleados como medio filtrante: a) arena, b) antracita, c) pumita

La pumita es una roca magmática efusiva. Su componente principal es vidrio volcánico y sus componentes secundarios son sanidina, hornblenda y piroxeno. Es de color blanco a gris claro, esponjosa, con numerosas cavidades, muy ligera, pudiendo flotar en el agua. Se origina a partir de proyecciones volcánicas muy ricas en gases, encontrándose en capas producidas por volcanes ricos en ácido silícico. Su composición se muestra en la Tabla 4.10.

**Tabla 4.10** Composición química de la pumita (Alvarez,2000).

COMPUESTO	%
SiO ₂	52,6
Al ₂ O ₃	19,6
Na ₂ O	10,2
K ₂ O	4,4
CaO	2,2
MgO	3,6
Fe ₂ O ₃	3,7
TiO ₂	0,7
H ₂ O	3,0

4.3.3 Metodología

El modelo de filtración elegido fue el de “Filtración por contacto”.

Para la puesta en marcha del proceso de filtración se recogen, todos los días, dos bidones de agua residual, de una capacidad de 30 litros cada uno, de la estación de bombeo de la EDAR de Santa Cruz de Tenerife. Con ellos se llena el depósito de alimentación del sistema de filtración (Figura 4.6, punto1), y a continuación se mide la turbidez inicial del agua.

Se abre la llave que permite pasar el agua a través del mezclador estático y seguidamente del filtro. Esta llave se abrirá hasta que la lectura del rotámetro corresponda a un caudal de 4 l/h (ver Anexo I). Este caudal corresponde a una velocidad de filtración de 8 m/h, que es la velocidad aconsejada por Cikurel y cols.,1996; Van der Graaf y Van Nieuwenhuijzen, 1998; Vander Graaf y cols., 2000.

Cuando se ha eliminado todo el aire de la instalación, se deja pasar durante 1 ó 2 minutos el agua depurada a través del circuito, para garantizar que todas las conducciones están inundadas de esta agua.

Se abren las llaves del medidor de presión diferencial que se encuentran en la parte superior e inferior del lecho, y se espera a que se estabilice. En este momento se pone en marcha la bomba de dosificación de coagulante. Esta bomba succiona, a un caudal constante de 2,21 cm³/min, la disolución de coagulante, que se prepara previamente según las concentraciones finales que se necesitan dentro del filtro (1, 2.5 y



5 mg/l). Los cálculos de estas disoluciones se detallan en el *Anexo I*. El punto de dosificación es el mezclador estático que se encuentra en la conducción antes de la entrada al filtro (punto 3, Figura 4.3). A continuación se toma una medida de presión y una muestra de agua a la salida, a la que se le mide la turbidez. Estos datos corresponderán al tiempo cero. A partir de este instante, se tomarán muestras de agua filtrada y medidas de presión cada media hora.

El tiempo de filtración se fijará, hasta que la pérdida de carga sea la máxima medible en el manómetro diferencial (180 cm c.a), o hasta que la calidad del efluente empeore. Una vez terminado el ciclo de filtración, se cambia el agua depurada del tanque de alimentación por agua limpia para hacerla pasar por todo el sistema, y así eliminar los restos de agua residual y los posibles flóculos que se acumulan en el mezclador estático.

Para el siguiente experimento se desmonta el filtro, se vacía la arena para su posterior lavado y secado; se monta de nuevo el filtro con arena limpia y se hace pasar agua limpia hasta eliminar completamente el aire del sistema.

Para todos los tamaños de arena, se realizó un experimento de filtración sin coagulante, para comprobar el rendimiento del filtro sin ningún aditivo. En todos los experimentos realizados se determinaron los siguientes parámetros: turbidez, DQO, SST, pH, conductividad y pérdida de carga.

4.3.4 Estudios de filtración

Para todos los experimentos llevados a cabo, se comprobó que se cumplen las ecuaciones de Rose o la de Carman Kozeny a lecho limpio (Tabla 3.7).

Se registró la turbidez del agua a la entrada y salida y la pérdida de carga producida en el filtro, cada 30 minutos.

4.3.4.1 Filtro monocapa con diferentes granulometrías de arena

Se utilizó arena de las diferentes granulometrías presentadas en la Tabla 4.8: 0,8 mm; 1,4-1,6 mm; 1,8-2,0 mm y de 2,0-2,24 mm. La altura del lecho fue en todo momento de 20 cm de arena (Figura 4.5)



Los coagulantes empleados fueron PAC y Floccudex a las concentraciones de 1 y 2,5 mg/l.



Figura 4.5 Filtro monocapa de arena

4.3.4.2 Filtro monocapa con arena mezclada

Se utilizó arena mezclada con las características presentadas en la Tabla 4.9. La altura del lecho fue de 20 y 40 cm de arena, para estudiar el efecto de la altura de lecho. Para este estudio el rango de turbidez inicial considerado fue de 5-35 NTU.

Los coagulantes empleados fueron PAC y Floccudex a las concentraciones de 1 y 2,5 mg/l y Floccumix a 2,5 mg/l, para el caso de 20 cm de arena. Para 40 cm de arena, se emplean sólo los que dieron mejores resultados: 1mg/l PAC y 2,5mg/l de Floccumix.

Como consecuencia de la gran variabilidad en los valores de turbidez inicial del agua residual a utilizar, posteriormente se llevó a cabo un estudio detallado de filtración, considerando las siguientes variables:

- ✓ tipo de coagulante: PAC, KF69/H y Floccumix
- ✓ altura de lecho: 20 y 40 cm de arena mezclada
- ✓ Concentración de coagulante: 1, 2.5 y 5 mg/l



4.3.4.3 Filtro bicapa con arena mezclada y antracita

Se utilizó arena mezclada y antracita con las características presentadas en la Tabla 4.9. La altura del lecho total fue de 40 cm, 20 cm de antracita en la parte superior y 20 cm de arena mezclada en la parte inferior, como puede verse en la Figura 4.6.

Los coagulantes empleados fueron PAC (1mg/l) y Flocumix (2,5 mg/l). El rango de turbidez inicial del agua residual empleada fue similar al del caso anterior.

Como consecuencia de la gran variabilidad en los valores de turbidez inicial del agua residual a filtrar, posteriormente se llevó a cabo un estudio detallado de filtración, considerando las siguientes variables:

- ✓ tipo de coagulante: PAC, KF69/H y Flocumix
- ✓ altura de lecho: 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita
- ✓ Concentración de coagulante: 1, 2.5 y 5 mg/l



Figura 4.6 Filtro bicapa Antracita-Arena



4.3.4.4 Filtro monocapa con material autóctono como lecho filtrante

Se utilizó como material autóctono la “Pumita” con las características presentadas en las Tablas 4.9 y 4.10. La altura del lecho total fue de 40 cm ,(Figura 4.7).

Los coagulantes empleados fueron: PAC y Flocumix a las concentraciones de 1 y 2,5 mg/l.



Figura 4.7 Filtro monocapa con Pumita

4.3.5 Estudio del efecto del caudal. Empleo del Método de Taguchi. (CCI, 1994).

Debido a la gran cantidad de variables a controlar y el número de experimentos que pudieran ser necesarios, para el estudio del efecto del caudal, concentración y tipo de coagulante, se recurrió a la técnica de diseño de experimentos planteada por Taguchi.

En la segunda década del siglo pasado, R.A. Fisher enunció los fundamentos del diseño de experimentos, DOE, (Design Of Experiments), que consistía en un método para diseñar experimentos de forma eficiente y analizar sus resultados, es decir, buscar la relación causa-efecto. El doctor Taguchi utilizó el DOE con un objetivo diferente: su aplicación a la ingeniería de calidad, y realizó entre otras, las siguientes aportaciones al DOE:

- Simplificó el DOE, mediante el uso de matrices ortogonales, ya que éstas permiten realizar modificaciones con facilidad y analizar las interacciones entre factores.



- Introdujo el concepto de parámetros de diseño, incluyendo factores de ruido en el diseño experimental.

La matriz ortogonal fue una herramienta diseñada por Taguchi para disponer los resultados del diseño de experimentos. El empleo de esta tabla, una matriz ortogonal para procedimientos estándar, puede resultar útil en un gran número de situaciones experimentales. Generalmente, se considera el caso de factores de 2 niveles. La matriz se designa con el símbolo L_8 , comprendiendo 7 factores de 2 niveles (0/1) en la fila que indica los niveles de los factores (sean éstos la viscosidad de un fluido, una determinada composición química, el nivel de voltaje, etc.), y cada fila representa una condición de prueba. Las columnas representan los factores experimentales que han de ser estudiados.

La matriz ortogonal facilita el proceso de diseño de experimentos al asignar los factores a las columnas adecuadas. La principal ventaja de la matriz ortogonal consiste en que puede ser aplicada a diseños experimentales que impliquen un gran número de factores de diseño.

Además, presenta las siguientes características:

- ✓ Permite estimar la contribución individual de factores con influencia en la calidad en la fase de diseño del producto.
- ✓ Facilita la interpretación de experimentos que conllevan un gran número de factores.
- ✓ Posibilita una consistencia similar en los resultados, aunque los experimentos sean llevados a cabo por personas diferentes.

4.3.5.1 Pasos a seguir para diseñar, conducir y analizar un experimento.

Para realizar un experimento bajo la filosofía Taguchi se deben cumplir con ciertos pasos que permiten el mejor entendimiento y fluidez de la situación, estos son:

1.-Seleccionar la variable respuesta a medir: se debe seleccionar la variable que sirve de patrón para poder evaluar los resultados, ya que en base a esa variable se toman las decisiones y se evalúa el experimento.



2.- Seleccionar los factores y/o interacciones a ser evaluados: el objetivo de esta etapa de experimentación es eliminar los factores que no contribuyen a mejorar la calidad del producto o a reducir la variación.

La determinación de estos factores depende de las características o respuestas en el interés del desempeño del producto o proceso. Existen distintos métodos que se utilizan para determinar los factores que influyen en un experimento inicial, estos son:

- ✓ Tormenta de ideas: este método está orientado a llevar productos o procesos y personas orientadas estadísticamente a discutir los factores y la estructura del experimento.
- ✓ Diagrama de flujo: en el caso de un proceso, los diagramas de flujo son usados particularmente en la determinación de los factores que afectan los resultados del proceso. El diagrama de flujo agrega alguna estructura de ideas para el proceso y de esta manera puede evitar la omisión de factores importantes. Los factores a incluir en el experimento serán los relevantes para la solución del problema.
- ✓ Diagrama causa-efecto: la estructura de un diagrama causa-efecto comienza con las causas básicas que influyen sobre el problema. La selección de los factores a ser incluidos en el experimento debe depender en lo posible del grado de causa sobre el efecto.

3.-Selección del número de niveles por factor: Las experimentaciones iniciales deben involucrar muchos factores con pocos niveles; dos es el número recomendado para minimizar el tamaño del experimento inicial. El número de grados de libertad para un factor es el número de niveles menos uno; incrementando el número de niveles para cada factor se incrementa su grado de libertad y por consiguiente el grado de libertad total en el experimento, el cual es una función directa del número total de pruebas. Al aumentar el número de pruebas se incrementa el tiempo y por lo tanto el costo.

4.-Seleccionar el arreglo ortogonal adecuado: la selección del arreglo ortogonal depende de:

- El número de factores e interacciones de interés.



- El número de niveles para los factores de interés.

Estos dos aspectos permiten determinar el total de grados de libertad requeridos para realizar el experimento.

4.3.5.2 Matriz ortogonal.

El arreglo que se eligió, acorde con el número de variables a considerar fue el L_4 (2^3) donde 4 es el número de experimentos a llevar a cabo, 2 el número de niveles de los factores, y 3 el número de factores involucrados en el experimento. La matriz ortogonal es la que se muestra en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Arreglo ortogonal L_4 de tres variables y dos niveles

EXPERIMENTO	VARIABLES		
	FACTOR 1	FACTOR 2	FACTOR 3
1	1	1	1
2	1	2	2
3	2	1	2
4	2	2	1

Las variables y los niveles seleccionados de cada una de ellas, se muestran en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Variables y niveles seleccionados

VARIABLE	NIVELES	
	PRIMERO	SEGUNDO
Caudal	8 m ³ /m ² h	16 m ³ /m ² h
Tipo de coagulante	PAC	Flocumix
Concentración	1mg/l	2,5 mg/l

Aplicando el arreglo ortogonal L_4 a las variables seleccionadas para el estudio, se obtienen los parámetros que se presentan en la Tabla 4.9.

**Tabla 4.9** Tipo de arreglo para obtener las mejores condiciones de operación

EXPERIMENTO	VARIABLES		
	CAUDAL (m^3/m^2h)	COAGULANTE	CONCENTRACIÓN (mg/l)
1	8	PAC	1
2	8	Flocumix	2,5
3	16	PAC	2,5
4	16	Flocumix	1

Para el análisis de los resultados de este estudio se empleó el análisis de las medias (analysis of means ANOM). Este método es uno de los más recomendados por Taguchi para la evaluación de los resultados experimentales. Este análisis fue propuesto por Ellis R. Ott (1967), como una extensión lógica de la “técnica de gráficos de control” de Shewart; con el objetivo de mostrar gráficamente los resultados de los experimentos.

En un gráfico de control común, solamente se muestran los datos más recientes comparándolos con los límites de control. El ANOM, por otra parte, combina las características de las pruebas de hipótesis del análisis de varianza (ANOVA) con el poder de los gráficos de control en los experimentos de medias. Cuando una sola media es diferente de las otras, el ANOM es más poderoso que el ANOVA. En el resto de los casos, los dos métodos proporcionan los mismos resultados, con la diferencia de que el ANOM es un método sencillo que puede ser manejado por una persona medianamente entrenada en técnicas estadísticas.

En la ingeniería, el ANOM es catalogado como un método más fácil y sencillo para la evaluación de los resultados, porque tanto la magnitud como la dirección de los efectos se aprecian fácil y rápidamente a través de los gráficos individuales.



4.4 BIBLIOGRAFIA

Alvarez G., M.C. (2000). Tesis doctoral, Universidad de La Laguna.

APHA-AWWA-WPCF (1989). Métodos normalizados para el análisis de aguas potables y residuales. Ed. Díaz de Santos, Madrid.

ASTM D 2035-80 "Standard Practice for Coagulation-Flocculation Jar Test of Water", (1985). 16th edition, Publisher by American Public Health Association, American Water Works Association and Water Pollution Control Federation, Washington D.C.

Adin, A., Baumann, R., y Cleasby, J. (1979) The Application of filtration theory to pilot-plant design. *Journal AWWA. Water Technology and Quality*, **January**.17-27.

Cikurel H., Rebhun, M., Amirtharajah, A., y Adin, A. (1996). Wastewater effluent reuse by in-line flocculation filtration process. *Wat.Sci. Tech.* **(33)**, 10-11, 203-211.

Council for Continuous Improvement (1994) Design of experiments overview handbook. Gilmour Drummond Publishing.

HACH (1992). DR/3000 Spectrophotometer. Procedure Manual. U.S.A.

Ma, J., Li, G. (1993) Laboratory and full-scale plant studies of permanganate oxidation as an aid in coagulation. *Wat.Sci. Tech.* **(27)**,11, 47-54.

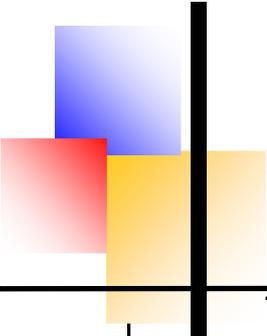
Malvern Instruments. (2000) *Manual MAN0150: Making zeta potential measurements*. United Kingdom.

Rivas, M. (1978) Tratamiento de aguas residuales. 2da edición. Ediciones Vega, Venezuela.

Van der Graaf, J., Van Nieuwenhuijzen, A. (1998). Experiments on high rate effluent filtration in the netherlands. *Wat. Sci. Tech.* **(38)**, 3, 127-134.

Van der Graaf, J., de Koning, J. y Tang, J. (2000). Particle size análisis as a tool for performance measurements in high rate effluent filtration. 3ed. International Sumposium on Waste Water Reclamation, Recycling and Reuse. Paris, France.

Capítulo 5: Resultados y Discusión. Coagulación-Floculación



CAPÍTULO 5: RESULTADOS Y DISCUSIÓN. COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

5 EXPERIENCIAS DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN A ESCALA LABORATORIO

5.1 ESTUDIO DEL EMPLEO DE SALES METÁLICAS

5.1.1 Estudio de las condiciones óptimas de mezclado

5.1.2 Efecto de la concentración de PAC

5.1.3 Estudio del efecto de la preoxidación-Coagulación

5.2 COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN EN PRESENCIA DE POLIELECTROLITOS

A) Polielectrolitos Catiónicos:

KF69/H

Actipol C-421

Flocusol

Flocudex

Flocumix

Fennopol K-211, K-508 y K-504

Cs-253 y Cs-40

B) Polielectrolitos Aniónicos:

As-40

As-72

As-74

As-77

SS-120, SS-140 y SS-140/H

A-305

As-25

As-45

As-20

As-40

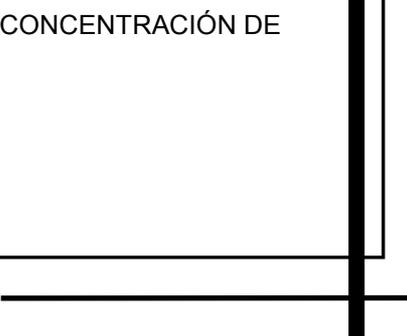
As-34

N-200 y As-37

C) Coagulante Natural: CHITOSAN

5.3 ESTUDIO DEL EFECTO DE LA VARIACIÓN DEL pH Y DE LA CONCENTRACIÓN DE COAGULANTE EN LA COAGULACIÓN

5.4 BIBLIOGRAFIA





5 EXPERIENCIAS DE COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN A ESCALA LABORATORIO

En el estudio de las mejores condiciones para una buena coagulación-floculación en el sistema de filtración, se han utilizado diferentes coagulantes, tanto sales metálicas como otros no metálicos.

5.1 COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN EN PRESENCIA DE SALES METÁLICAS

Los mecanismos de coagulación de las sales de Fe^{3+} y Al^{3+} son muy complejos y dependen de un número importante de variables, entre las cuales cabe destacar la concentración del catión y el pH de actuación del coagulante (Bazer-Bachi et al., 1990).

Se realizaron los experimentos a pH inicial del agua (7,8-8,2), debido a que el punto isoeléctrico del hidróxido férrico amorfo está alrededor del pH 8. A pH inferiores prevalecerán los polímeros cargados positivamente, que pueden causar la desestabilización de coloides. Además, por otro lado, el hecho de no tener que modificar el pH inicial del agua, implica junto a los aspectos económicos, la certeza de que no se varían las condiciones iniciales del agua, con lo que se evita la aparición de mecanismos complejos o reacciones incontroladas, y partir de una muestra con condiciones iniciales totalmente diferentes a la anterior.

A las concentraciones óptimas de Fe^{3+} y Al^{3+} y el pH inicial del agua, la acción del coagulante podría realizarse por el mecanismo conocido como “flóculo de barrido” o bien por el modelo “precipitación y neutralización de la carga” (PNC). (Weber, 1979; Dentel, 1991; Hahn y Stumm, 1968; Bernhardt y Schell, 1993; Amirtharajah et al., 1993).

El mecanismo “flóculo de barrido” predomina cuando, bajo las condiciones óptimas de pH, la cantidad de sal metálica añadida es suficiente para exceder el límite de solubilidad del hidróxido metálico amorfo y entonces precipita dicho hidróxido, introduciendo las partículas en el interior de los flóculos del hidróxido metálico más o menos cargados. El $\text{Me}(\text{OH})_3$ forma unos flóculos gelatinosos que son más pesados que el agua y pueden sedimentar. Los coloides pueden quedar atrapados en el flóculo durante su formación o ser adsorbidos durante la sedimentación (Aguilar et al., 2002).



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

El modelo PNC sólo se diferencia en que las especies de hidróxido metálico cargadas se depositan como precipitado en lugar de adsorberse (Dentel, 1991).

Para seleccionar el coagulante más idóneo para el agua original, se realizaron tres series de experimentos, variando la dosis de cada uno de los coagulantes utilizados: Cloruro Férrico, Sulfato de Aluminio y Policloruro de Aluminio (PAC).

Los resultados obtenidos se muestran en la Figura 5.1 (Tabla A.IV.1 del Anexo IV). Para el tipo de agua utilizada (To: 17,50 NTU), los mayores rendimientos de eliminación de turbidez se obtienen con el PAC.

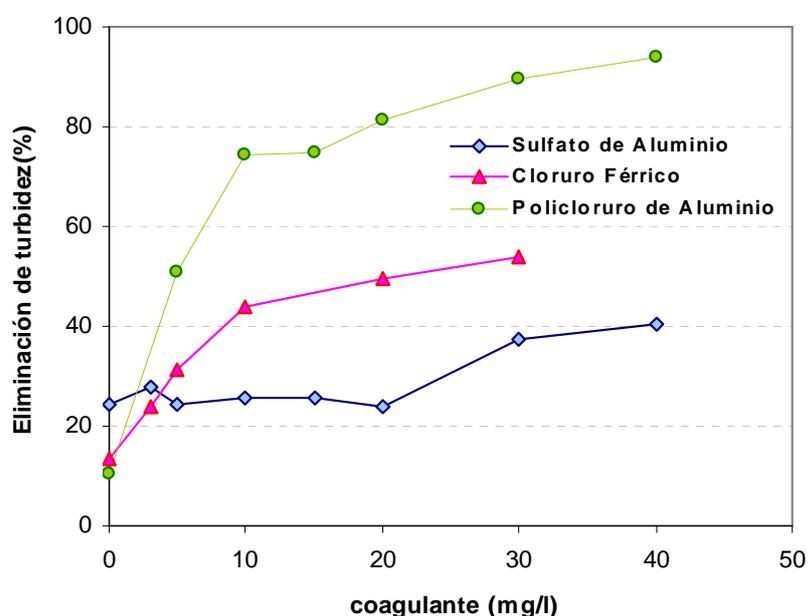


Figura 5.1 Comparación de los coagulantes Metálicos

Los resultados obtenidos con el sulfato de aluminio, en el rango de concentraciones utilizadas, no son buenos. Esto es debido a que el aluminio procedente del sulfato, a pH elevados, deja de actuar como coagulante al formar el complejo de aluminato perdiendo las cargas libres. (Capítulo 2, Apdo 2.6.1.1). No ocurre lo mismo cuando se utiliza PAC, debido a que el proceso de hidrólisis de éste coagulante a pH elevados es independiente del mismo.



Para el caso del cloruro férrico, aunque los resultados mejoran con respecto a los obtenidos con sulfato de aluminio, los rendimientos obtenidos siguen siendo menores que los del PAC, pero además, a pH cercanos a 7,8 precipita masivamente en forma de hidróxido férrico con carga cercana a cero, que es una especie muy higroscópica, y por tanto, aumenta drásticamente el volumen de lodos generados (Verdes Prieto, 2001; Dzombak y Morel, 1990).

En consecuencia, el PAC es el coagulante más idóneo para ser utilizado en este tipo de aguas y es por tanto con el que se ha realizado un estudio más detallado de condiciones de coagulación-floculación.

5.1.1 Estudio de condiciones óptimas de mezclado

Una vez seleccionado el mejor coagulante metálico, se debe proceder a seleccionar las condiciones óptimas de mezclado que vendrán determinadas por el tiempo de mezcla lenta o el gradiente de mezcla "G".

5.1.1.1 Efecto de la reducción del tiempo de mezcla lenta

Se estudió el efecto de la reducción del tiempo de mezcla lenta, de 20 a 9 minutos, sobre los rendimientos de eliminación de turbidez. Los resultados se muestran en la Tabla A IV.2 del Anexo IV. Se obtuvieron para ambos casos (Figura 5.2) resultados similares para cada una de las concentraciones de PAC utilizadas.

Por otro lado, esas pequeñas diferencias entre los % de eliminación son cada vez menores a medida que se incrementa la concentración de coagulante en el agua. Esto es debido a que nos acercamos cada vez más a la zona de sobresaturación, lo suficiente como para producir una precipitación aún más rápida (formación del flóculo de barrido), por lo tanto, depende aún menos del tiempo de mezcla.

En consecuencia, 9 minutos de mezcla lenta son suficientes para obtener un buen proceso de floculación para nuestro tipo de agua en particular. Esto concuerda con lo propuesto por Keys y Hogg (1978), que establecen que cortos períodos de mezcla



tienden a minimizar la degradación del flóculo y permiten altas velocidades de sedimentación.

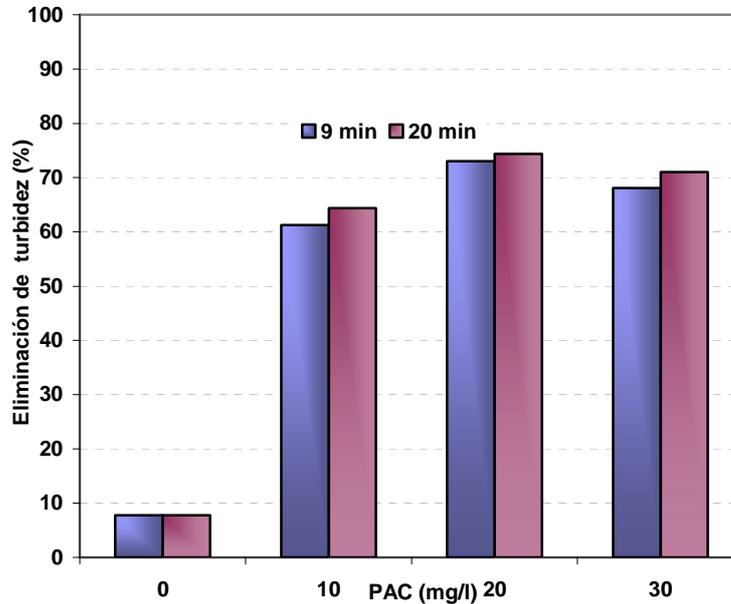


Figura 5.2 Influencia del tiempo de mezcla lenta

5.1.1.2 Influencia del factor de mezcla “G”

La influencia del factor de mezcla “G”, se estudió a dos valores de pH, el inicial del agua y a pH igual a 7. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla A IV.3 del Anexo IV y se representan en la Figura 5.3 y 5.4.

A) a pH inicial del agua:

En general para un valor de “G” de mezcla de 50 s^{-1} , se observan mejores % de eliminación de turbidez, que para 30 s^{-1} , resultado que concuerda con lo propuesto por Hsiao-Wei Ching y cols, (1994). Se observa que a medida que aumenta la concentración de coagulante en el agua, disminuye la influencia del factor de mezcla, obteniéndose valores semejantes a partir de 15 mg/l (Figura 5.3), debido a la formación del flóculo de barrido.

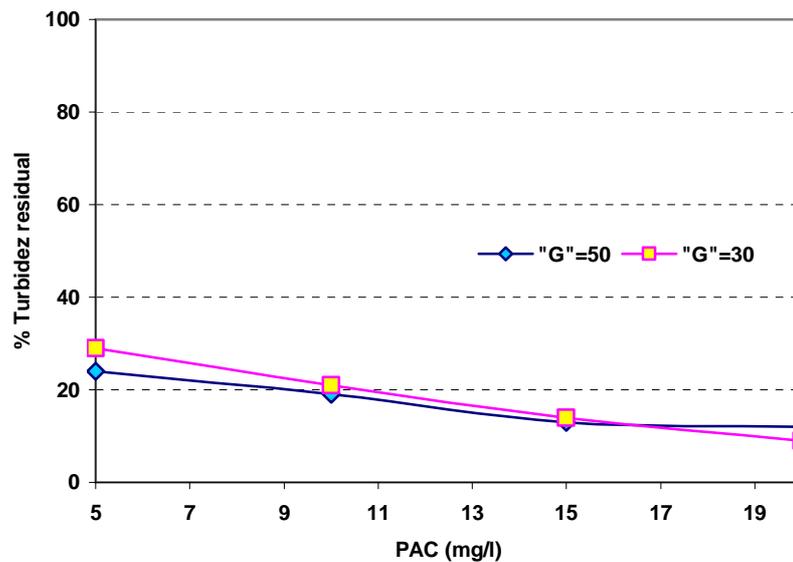


Figura 5.3 Influencia del factor de mezcla "G" en el % de eliminación de turbidez a pH inicial del agua.

B) a pH= 7:

Una vez seleccionado el "G" de mezcla de 50 s^{-1} . Se estudia el efecto del pH. El % de eliminación de turbidez, mejora a pH=7. Sin embargo, a pesar que parece mantenerse en la misma proporción, a medida que aumenta la concentración de coagulante en el agua (Figura 5.4), dicha diferencia no se considera significativamente importante.

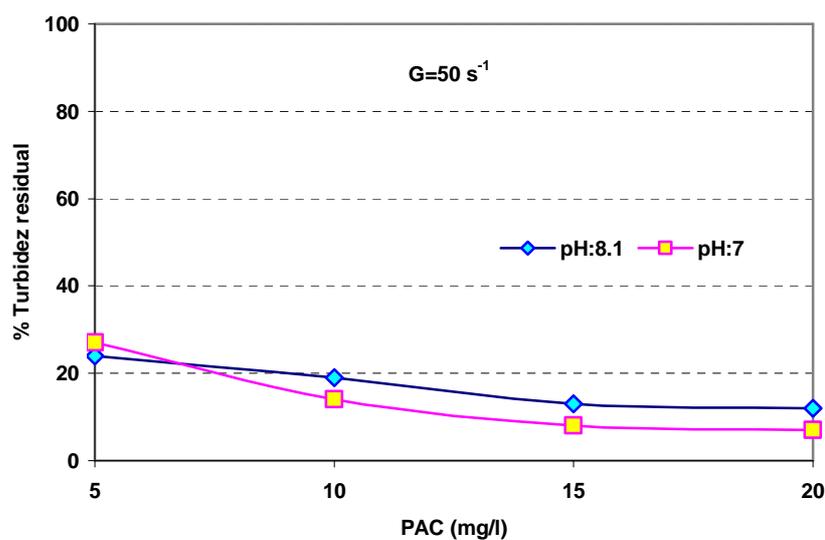


Figura 5.4 Influencia del factor de mezcla "G" en el % de eliminación de turbidez a diferentes valores de pH.



5.1.2 Efecto de la concentración de PAC

Una vez fijado el grado de mezcla “G” en 50 s^{-1} , el tiempo de mezcla lenta en 9 minutos y manteniendo el pH inicial del agua, para estudiar el efecto de la concentración de PAC, sobre la turbidez residual, en función de la turbidez inicial (en el intervalo de 5 a 40 NTU), se realizaron cinco series de experimentos. Los resultados experimentales se indican en la Figura 5.5 (Tabla A IV.4 del Anexo IV).

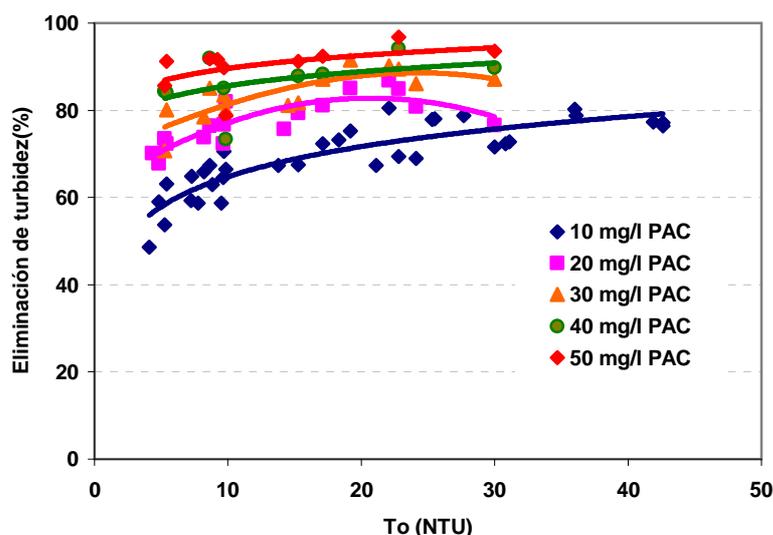


Figura 5.5 Efecto de la concentración de PAC

Como se puede observar el comportamiento es diferente, según la concentración de PAC utilizada, existiendo dos zonas claramente definidas:

- Concentraciones de PAC mayores de 20 mg/l
- Concentraciones de PAC menores de 20 mg/l

En la zona de altas concentraciones de PAC ($>20 \text{ mg/l}$), puede apreciarse un aumento de la eficacia en la eliminación de turbidez a medida que se añade mayor cantidad de coagulante al agua. Observándose también como al incrementar la turbidez inicial aumenta ligeramente la eficacia, para cualquier concentración de coagulante, hasta llegar a valores del 90% de eliminación de turbidez.



Estos resultados son semejantes a los presentados por Adin y Asano (1998) que plantean que la coagulación con aluminio a pH comprendidos entre 6 y 9 se verifica a través del mecanismo de atrapamiento físico de las partículas en la masa de hidróxido de aluminio precipitado (coagulación de barrido).

En la zona de bajas concentraciones de PAC (<20 mg/l), la formación del precipitado de hidróxido de aluminio es lenta (zona de neutralización de la carga), por lo que se dificulta el arrastre de las partículas y la eliminación de turbidez es inferior a la que se obtenía en el caso anterior. El aumento de la turbidez inicial, produce un aumento en el número de partículas con el consiguiente incremento de la eficacia de eliminación.

Por tanto, de este estudio se puede afirmar que la dosis óptima de coagulante debe ser aproximadamente de 50 mg/l, valor para el que los rendimientos de eliminación de turbidez se aproximan al 90%, cualquiera que sea la turbidez inicial del agua en el rango estudiado.

5.1.3 Estudio del efecto de la Preoxidación-Coagulación

Yao y Yan (1989) observaron que para coagular suspensiones de arcilla conteniendo materia orgánica natural (MON), la concentración de coagulante necesaria era mucho más alta que cuando dicha materia orgánica estuvo ausente.

Se ha demostrado que en presencia de materia orgánica natural (MON), los floculantes reaccionan primero con los ácidos orgánicos libres presentes en la disolución, y solamente después de que la concentración del mismo llega a ser suficientemente alta para poder neutralizar la carga eléctrica de la materia orgánica natural presente, es cuando el floculante comienza a actuar como tal. Por ello se planteó la posibilidad de un proceso de preoxidación previo, que pueda de alguna manera mejorar el problema.

Los preoxidantes elegidos fueron: permanganato potásico e hipoclorito de sodio en las condiciones indicadas en el apartado 4.2.3. Los resultados obtenidos para el caso del permanganato potásico, se muestran en la Figura 5.6 (Tabla A IV.5, Anexo IV).

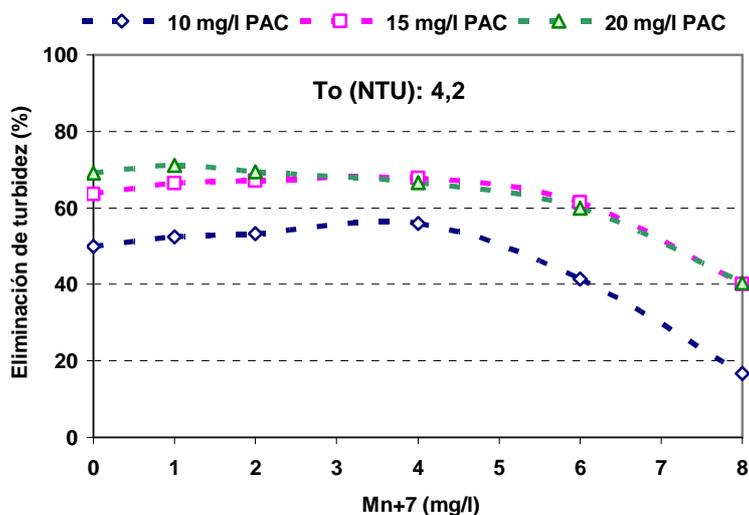


Figura 5.6 Rendimiento de eliminación de turbidez en función de la concentración de Mn^{+7} .

De los resultados se deduce lo siguiente:

- Existe una concentración de permanganato óptimo (Tabla 5.1), para todas las concentraciones de PAC. No obstante, el aumento de eliminación de turbidez, no es significativo.
- En nuestro caso, a partir de 4 mg/l de Mn^{7+} , se observa una disminución de la eficacia de eliminación, para todas las concentraciones de PAC, lo que está de acuerdo con Ma y Li (1993), que admiten que a partir de una determinada concentración de permanganato, disminuye su efectividad.

Tabla 5.1 Rendimiento de eliminación de turbidez en función de la concentración óptima de Mn^{+7}

Concentración óptima (mg/l)		% Eliminación Mezcla (PAC+ Mn^{7+})	% Eliminación PAC
PAC	Mn^{7+}		
10	4	54,8	48,7
15	1	67,0	62,6
20	1	72,2	72,2

- Por otro lado, no se observa un rendimiento de eliminación de MES estable, para diferentes concentraciones de PAC. Solo para el caso de 10 mg/l de PAC y 4 mg/l de



Mn^{+7} , se obtiene más de un 80% de eliminación de la MES (Figura 5.7), por lo que no se observa una relación evidente entre la turbidez eliminada y la MES.

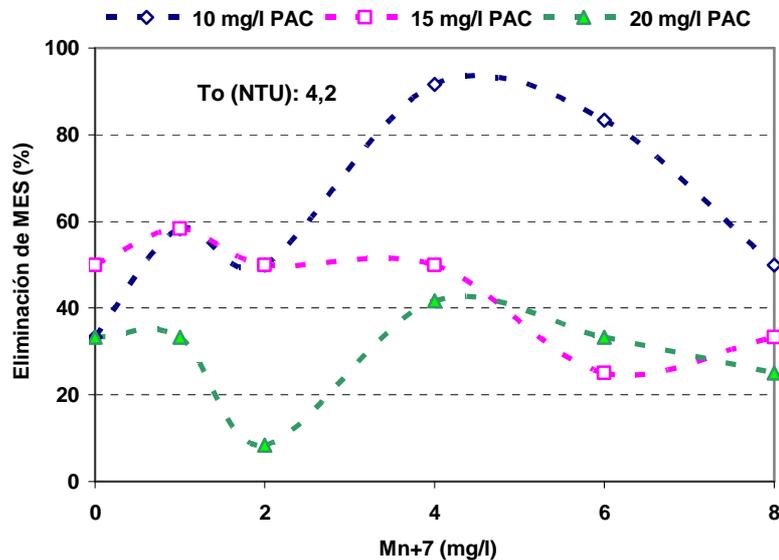


Figura 5.7 Rendimiento de eliminación de MES en función de la concentración de Mn^{+7} .

Con respecto a la preoxidación con hipoclorito, se realizaron 2 series de experimentos para 5 y 10 mg/l de PAC. Los resultados se representan en la Figura 5.8 (Tabla A IV.6, Anexo IV).

- La adición de ClO^- , no produce mejoría apreciable en el rendimiento de eliminación de turbidez, e incluso a concentraciones superiores a 40 mg/l, lo empeora.

- Se realizaron tres series de experimentos, con corrección del pH del agua, hasta el valor que se alcanza normalmente con el uso del PAC, cuyos resultados se representa en la figura 5.9 (Tabla A IV.7, Anexo IV). Como se puede observar se lograron resultados muy similares para cada una de las concentraciones de PAC al variar la de hipoclorito. Por otra parte, el empleo del hipoclorito no afecta al % de eliminación de turbidez conseguido con el uso del PAC.

- La preoxidación de la MON con hipoclorito, no mejora el rendimiento de eliminación de turbidez.

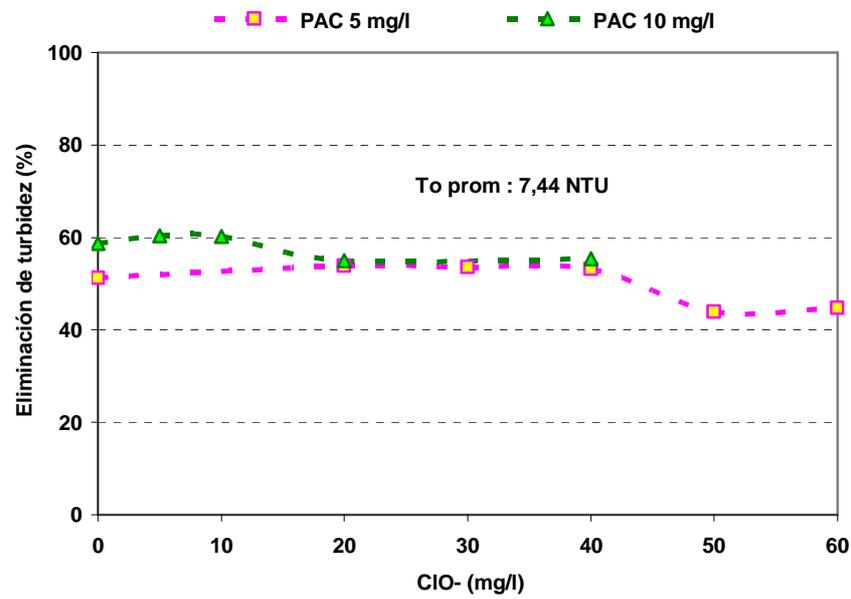


Figura 5.8 Rendimiento de eliminación de turbidez en función de la concentración de Hipoclorito de sodio.

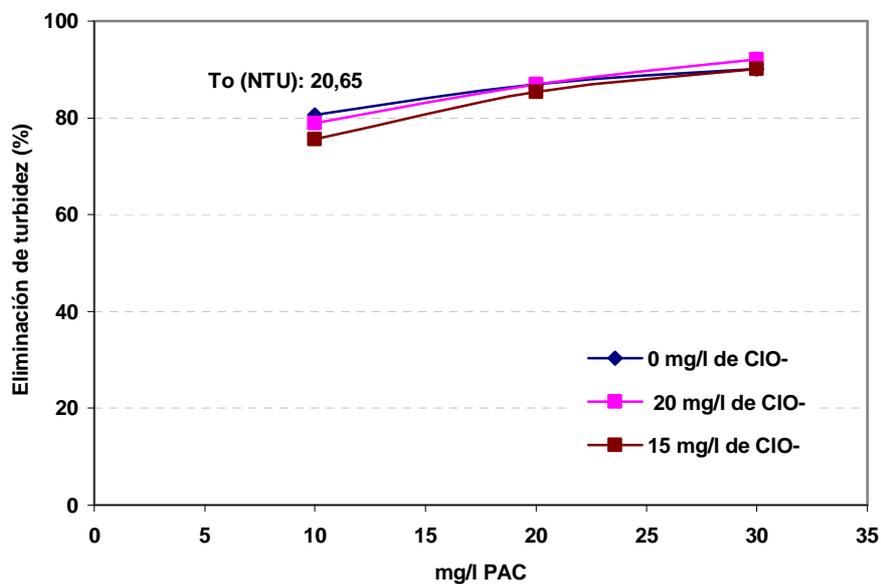


Figura 5.9 Rendimiento de eliminación de turbidez en función de la concentración de Hipoclorito de sodio con corrección del pH.



5.2 COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN EN PRESENCIA DE POLIELECTROLITOS

Los mecanismos de reacción y procesos descritos en el Capítulo 2, actúan en combinación para determinar el rendimiento de los coagulantes. Por otro lado, la complejidad de los factores claves a tener en cuenta (dosis de coagulante empleada, pH inicial del agua, concentración inicial de MON, etc.) hace difícil predecir con precisión el rendimiento de la coagulación para un agua bruta determinada, por lo que es necesario hacer un estudio detallado de Jar Test y obtener las condiciones óptimas para cada tipo de agua.

En este estudio, se utilizaron los coagulantes aniónicos y catiónicos citados en la Tabla 4.6 del Capítulo 4. La experimentación se realizó con agua de salida de un secundario real, por lo que presentaba una gran variación en los valores de turbidez del agua, lo que permitió estudiar el efecto del tipo y concentración de coagulante a diferentes valores de T_0 , para la que se consideraron tres rangos de turbidez: baja, para valores menores de 10 NTU; media entre 10 y 20 NTU y alta, mayores de 20 NTU.

Con respecto a la DQO sus valores oscilaron entre 60 y 170 mg/l y la eliminación de la misma se debe tener en cuenta, porque aunque no es el objetivo de este estudio, si mejora la calidad final del agua.

A) Coagulantes Catiónicos:

➤ KF69/H

Los resultados de los análisis de las muestras para las diferentes concentraciones del coagulante y las condiciones iniciales del agua utilizada, se detallan en las Tablas A IV.8 hasta A IV.10 del Anexo IV. En la Figura 5.10, se puede observar como para aguas de turbidez media (14,10 NTU), este coagulante tiene un buen rendimiento en la eliminación de turbidez (80%), para concentraciones de 20 mg/l. Sin embargo, cuando la turbidez inicial del agua es baja (3,78 NTU), el rendimiento desciende respecto a los valores citados anteriormente, mejorando al añadir 10 mg/l de PAC junto con el polielectrolito.



Con respecto a la eliminación de DQO, el rendimiento máximo alcanzado es de aproximadamente un 60% para el caso de T_0 baja y de un 40% para valores medios de turbidez (14,1 NTU). En general, a medida que aumenta el % de eliminación, aumenta el potencial zeta, pasando de valores negativos a positivos o muy cercanos a cero.

Por lo tanto, en principio, este coagulante es recomendable para aguas con turbidez inicial media-alta, en la cual con 20 mg/l se obtienen rendimientos de eliminación de turbidez, en torno al 80%.(Figura 5.10).

➤ **Actipol C-421**

Los resultados obtenidos a diferentes concentraciones y condiciones iniciales del agua utilizada, se detallan en las Tablas A IV.11 hasta A IV.13 del Anexo IV. A turbidez inicial baja (3,66 NTU), este coagulante no actúa favorablemente, sino por el contrario empeora la calidad del efluente, sin obtenerse rendimientos de eliminación positivos a ninguna concentración ensayada (Figura 5.11). A turbidez media (12,40 NTU), el rendimiento alcanzado es inferior al obtenido utilizando solo PAC a las mismas concentraciones. Solo para el caso de turbidez inicial alta (83,00 NTU), se alcanzan buenos rendimientos de eliminación (80%), con solo 10 mg/l de coagulante.

En la Figura 5.11, se observa que el rendimiento de eliminación de turbidez para una T_0 : 12,40 NTU, permanece casi constante (entre un 20-40%) a concentraciones de Actipol entre 5 y 30 mg/l. La eliminación de DQO es inferior a la de la turbidez, llegando a alcanzar valores negativos. Este comportamiento está de acuerdo con los resultados obtenidos del potencial Zeta, que permanece invariable, manteniéndose siempre en la zona negativa (-12 a -14 mV).

Cuando el valor de turbidez inicial es bajo (T_0 : 3,66 NTU), se obtienen rendimientos de eliminación negativos, esto puede ser debido a un exceso de coagulante en el medio, que produce una disgregación de los flóculos en el agua, esto se observa en el comportamiento de la curva de potencial zeta, debido a que pasa de un valor negativo (aprox. -15 mV) hasta un valor positivo relativamente lejano al valor cero (aprox. +25 mV).



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

Para el caso de turbidez inicial alta (83,00 NTU), si se obtienen buenos rendimientos de eliminación (superiores a un 80% con solo 10 mg/l de coagulante). Por lo tanto, el Actipol C-421, sería recomendable utilizarlo, solo a To muy alta.

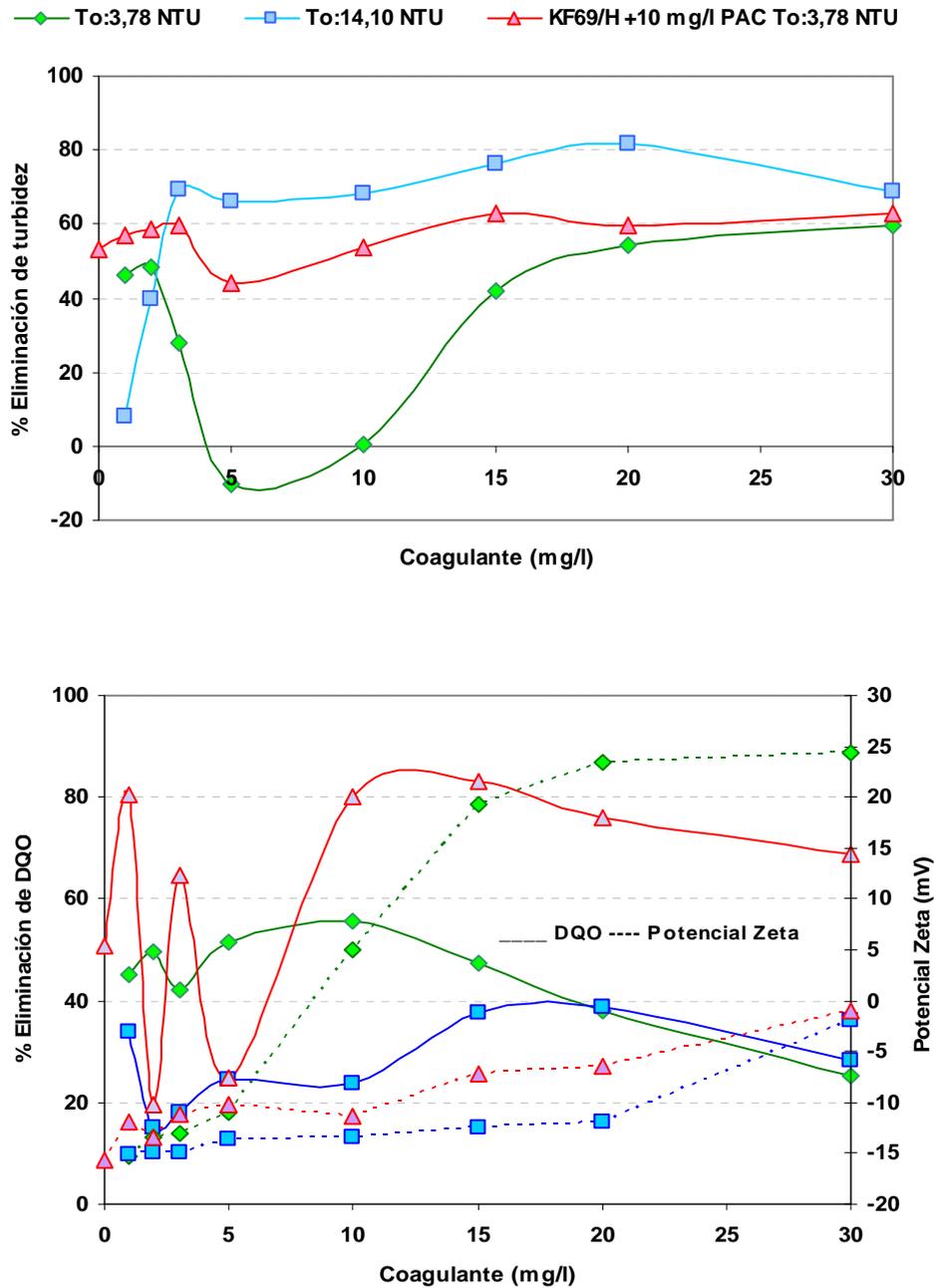


Figura 5.10. Coagulante KF69/H. Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y evolución del potencial Zeta.



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

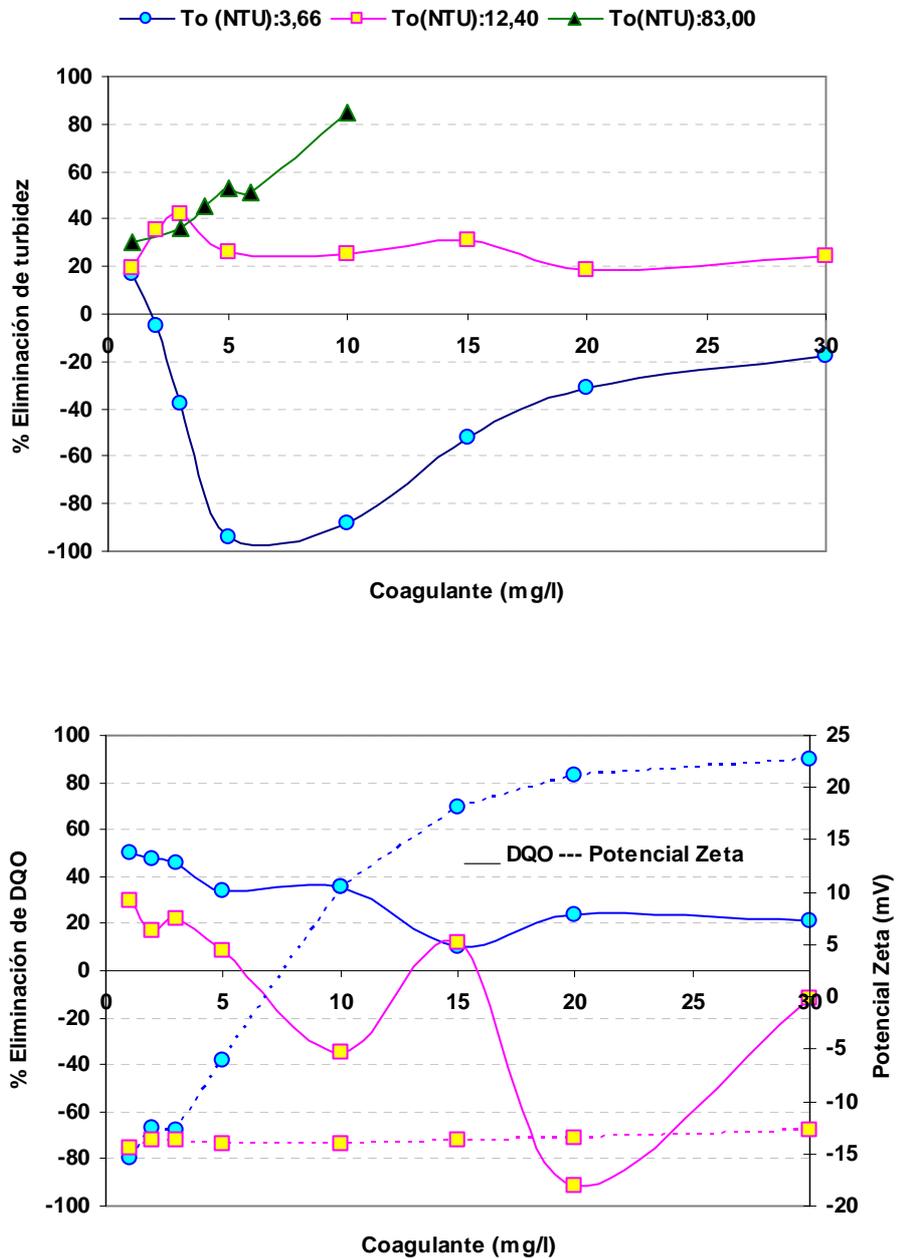


Figura 5.11 Coagulante Actipol C-421. Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y evolución del potencial Zeta.



➤ **Flocusol**

Los resultados obtenidos a diferentes concentraciones y condiciones iniciales del agua utilizada, se detallan en las Tablas A IV.14 hasta A IV.15 del Anexo IV. La utilización de Flocusol, empeora la calidad final del agua, añadiéndole más turbidez a la misma. (Figura 5.12).

Los rendimientos de eliminación de DQO son buenos, lo que evidencia la interferencia de la NOM presente en el agua con la eficiencia del coagulante. Dichos valores se estabilizan en torno a un 60% y se observa que el potencial zeta se incrementa bruscamente, de manera casi lineal hasta alcanzar valores muy positivos.

Al utilizar el Flocusol junto con 10 mg/l de PAC, se obtiene un rendimiento del 83,0% (Con 5 mg/l de Flocusol), valor que supera el obtenido con el uso de 10 mg/l de PAC.

➤ **Flocudex**

Los resultados obtenidos a diferentes concentraciones y condiciones iniciales del agua utilizada, se detallan en las Tablas A IV.16 y A IV.17 del Anexo IV. Con respecto al uso del Flocudex, el rendimiento máximo obtenido se alcanza a una concentración de 20 mg/l, siendo dicho rendimiento no muy superior al 60%. En la eliminación de DQO, no se obtienen buenos resultados y el potencial zeta varía desde -12 hasta valores cercanos a -2,5 mV, que coincide con el máximo rendimiento de eliminación (Figura 5.13). A partir de 20 mg/l de coagulante, el rendimiento de eliminación de turbidez disminuye nuevamente, lo que indica que el incremento de la concentración del coagulante provoca que disminuya la tendencia de las partículas a agregarse en la suspensión y por lo tanto el rendimiento de eliminación de turbidez.



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

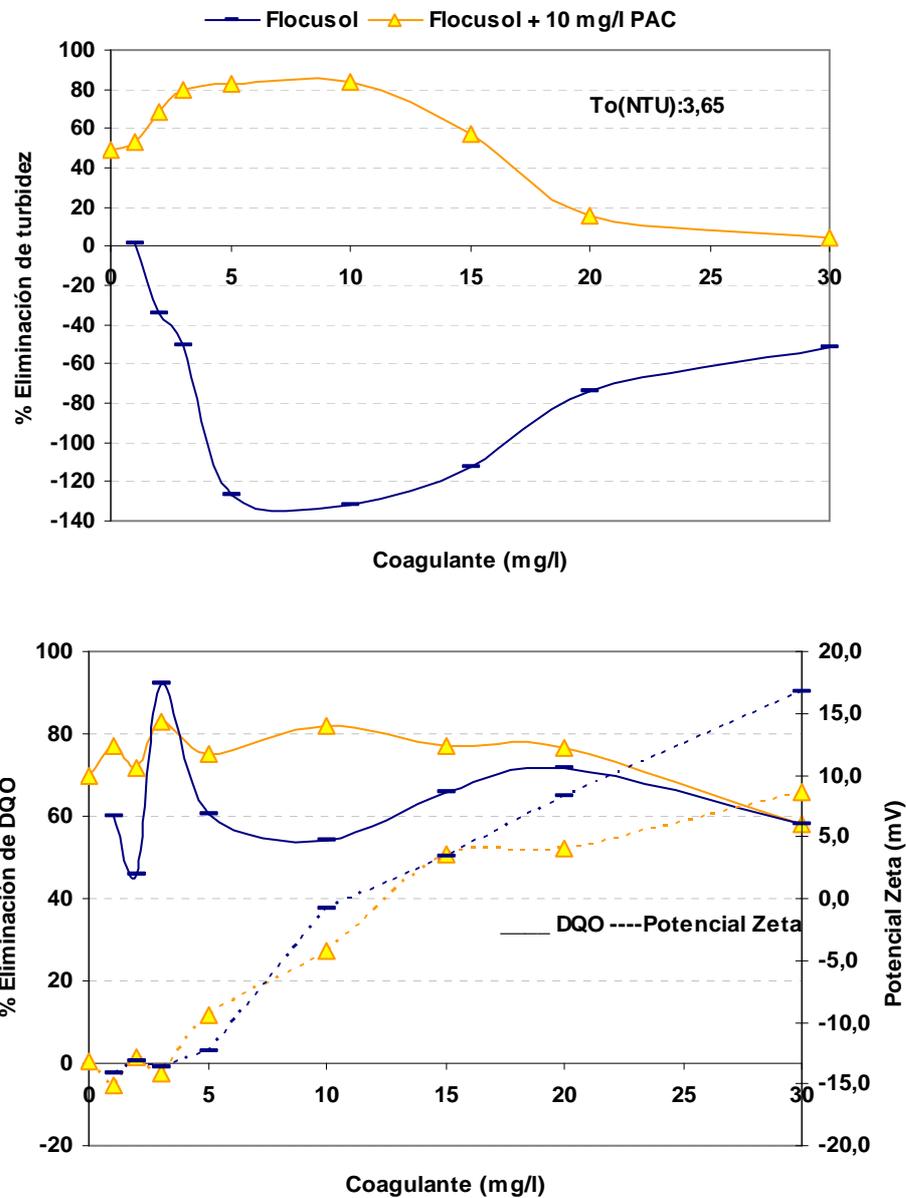


Figura 5.12 Coagulante Flocusol. Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y evolución del potencial Zeta.

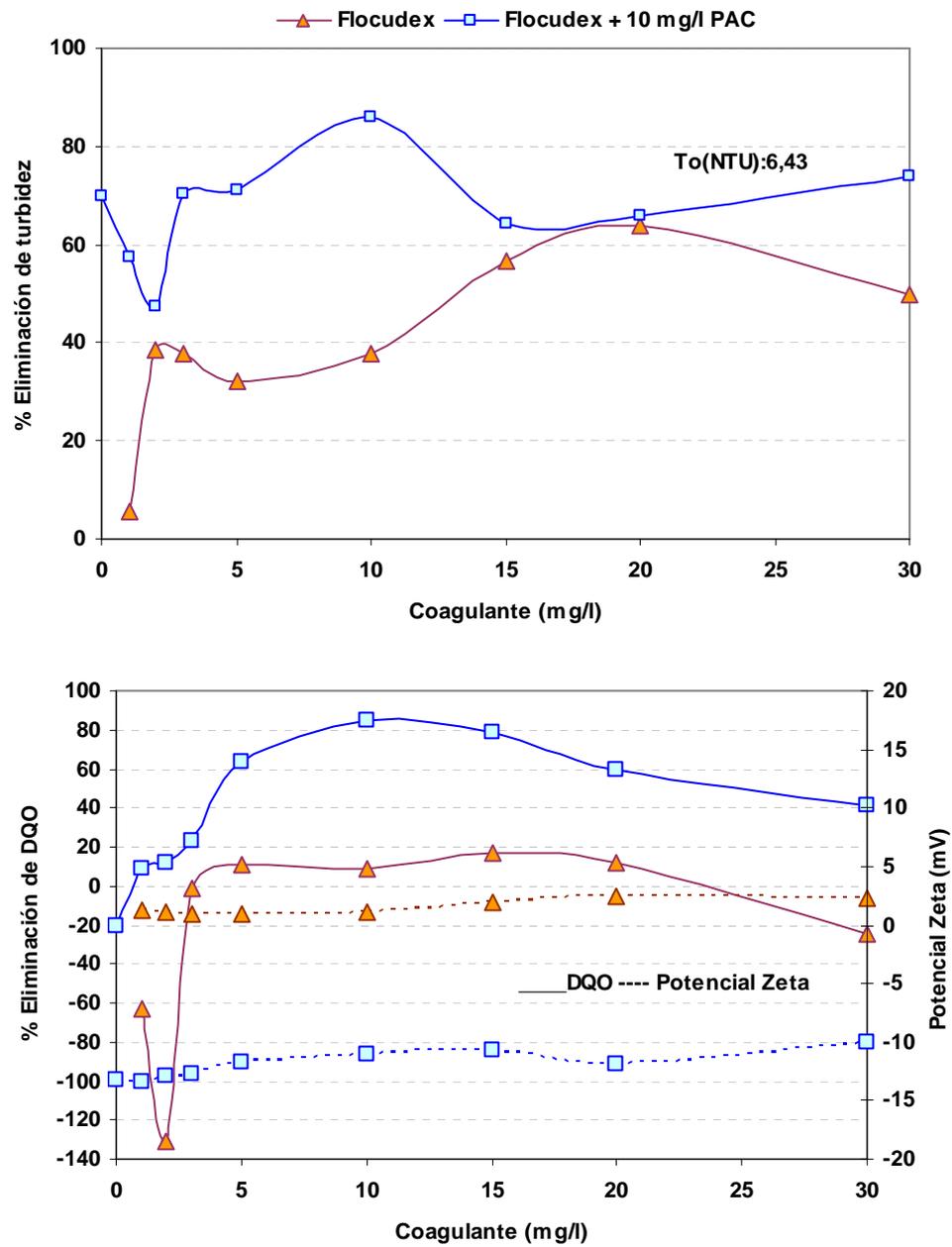


Figura 5.13 Coagulante Flocudex. Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y evolución del potencial Zeta.



Las eficacias de eliminación aumentan con la utilización del PAC junto con el coagulante. Se llegan a alcanzar rendimientos del 86%, aumentando también el porcentaje de eliminación de DQO (Figura 5.13).

Los resultados obtenidos con el Flocusol y el Flocudex conducen a utilizar el Flocumix, que contiene una mezcla de PAC (15%) junto con un polielectrolito catiónico.

➤ **Flocumix**

Los resultados obtenidos a diferentes concentraciones y condiciones iniciales del agua utilizada, se detallan en las Tablas A IV.18 y A IV.19 del Anexo IV.

Al utilizar Flocumix, el rendimiento de eliminación de turbidez, mejora considerablemente con respecto a los demás coagulantes utilizados hasta el momento. Se obtienen rendimientos de eliminación en torno al 80%, con solo 10 mg/l de coagulante, cuando la turbidez inicial del agua es baja (T_0 : 9,40 NTU).

Este buen rendimiento viene acompañado de una variación del potencial zeta casi inapreciable (-14a -8 mV), que indica la estabilidad de la disolución y la evidencia de que en este caso, el mecanismo de eliminación preponderante no es la neutralización de cargas (Figura 5.14).

Este coagulante representa una buena opción para este tipo de agua, debido a que presenta la acción de la sal metálica en combinación con el coagulante polimérico catiónico que como ya se ha visto, mejora el rendimiento obtenido y evita posibles problemas de mezcla a la hora de su utilización.

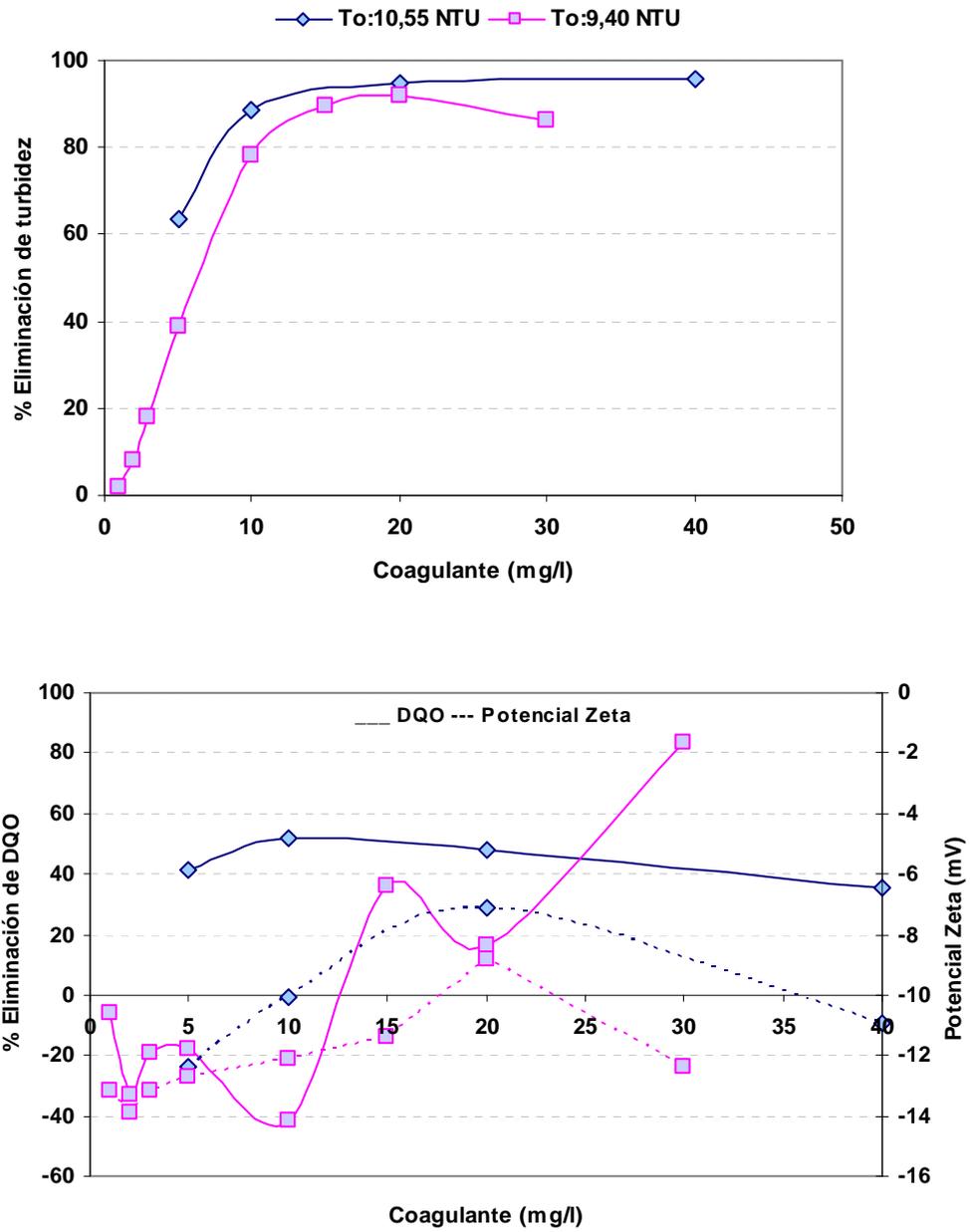


Figura 5.14 Coagulante Flocumix. Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y evolución del potencial Zeta.



➤ Fennopol K-211, K-508 y K-504

Los resultados obtenidos a diferentes concentraciones y condiciones iniciales del agua utilizada, se detallan en las Tablas A IV.20 hasta A IV.27 del Anexo IV. El uso de Fennopol K-211 no ofrece buenos rendimientos de eliminación. Los valores máximos alcanzados se sitúan en torno al 30% para concentraciones hasta 5 mg/l, a partir de la cual el rendimiento decrece hasta incluso llegar a alcanzar valores negativos. (Figura 5.15). Con respecto a los otros dos coagulantes ensayados se obtienen resultados aún peores, cuando la turbidez inicial del agua es baja, con lo cual no parecen ser buenos candidatos para ser utilizados en este tipo de agua (Figuras 5.16 y 5.17).

Con respecto a la eliminación de DQO, se alcanzaron rendimientos entre un 20 y un 50% en los mejores casos, y luego disminuyeron a medida que se incrementaba la presencia de coagulante en el agua. Se observa que a medida que se incrementa el valor de turbidez inicial, mejora la eficiencia de los tres coagulantes utilizados, lo que concuerda, en general, con todos los coagulantes estudiados hasta el momento. Los rendimientos obtenidos no son buenos ni mejores a los ofrecidos por el KF69/H, a las mismas condiciones de concentración utilizada y T_0 inicial del agua, ni ambos superiores a los obtenidos con el Flocumix.

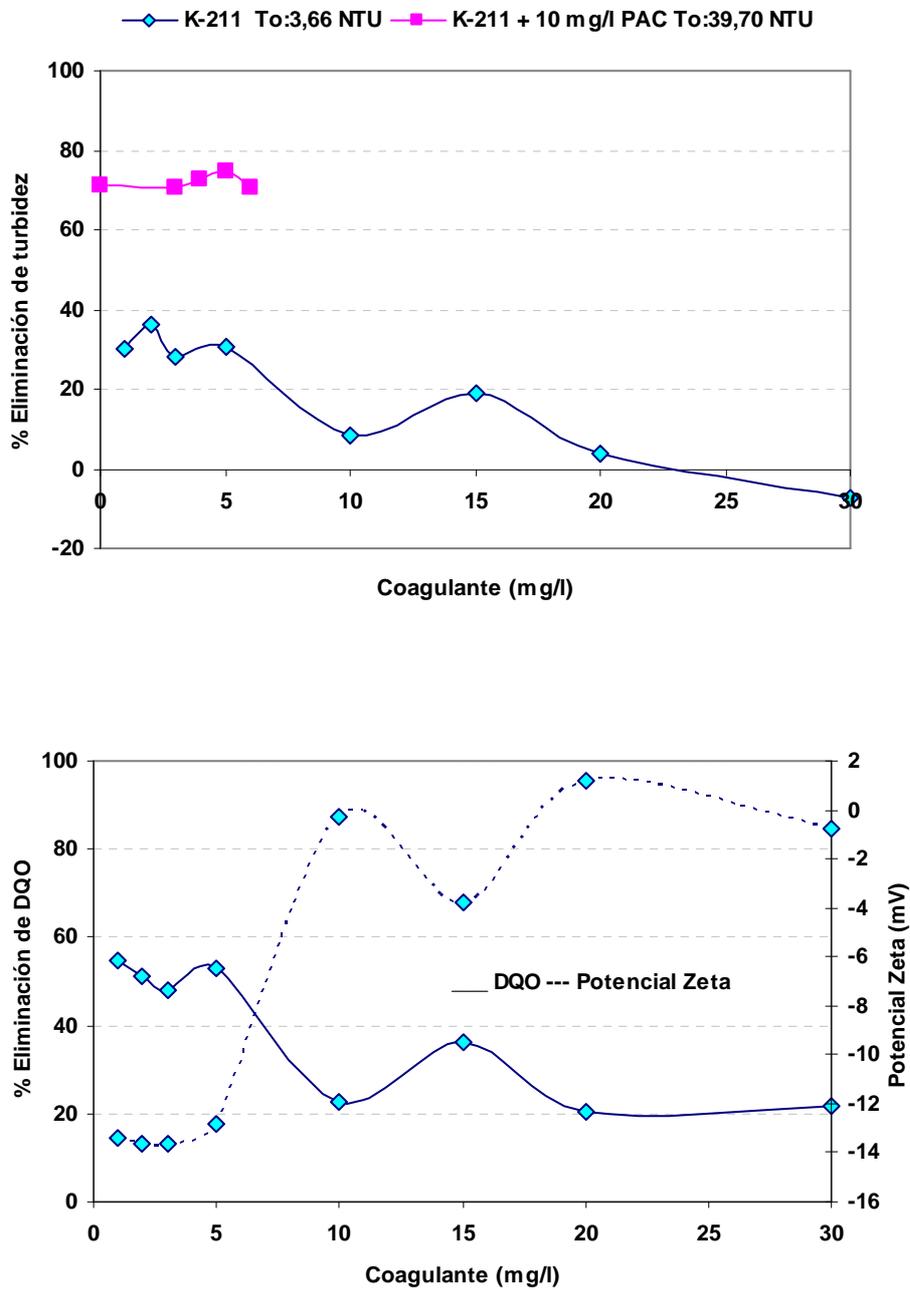


Figura 5.15. Coagulantes Fennopol K-211-PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y evolución del potencial Zeta.

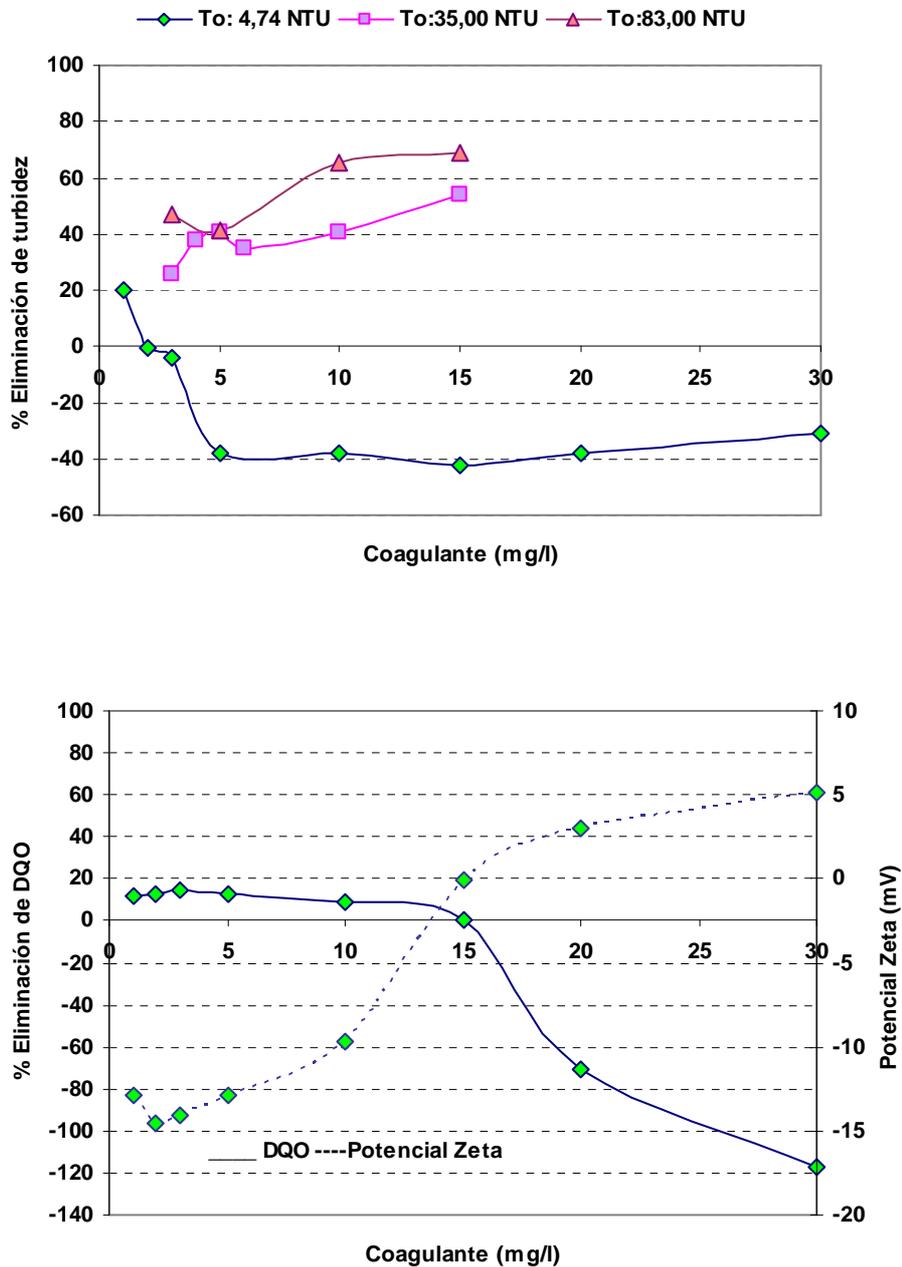


Figura 5.16 Coagulante K-508. Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y evolución del potencial Zeta.

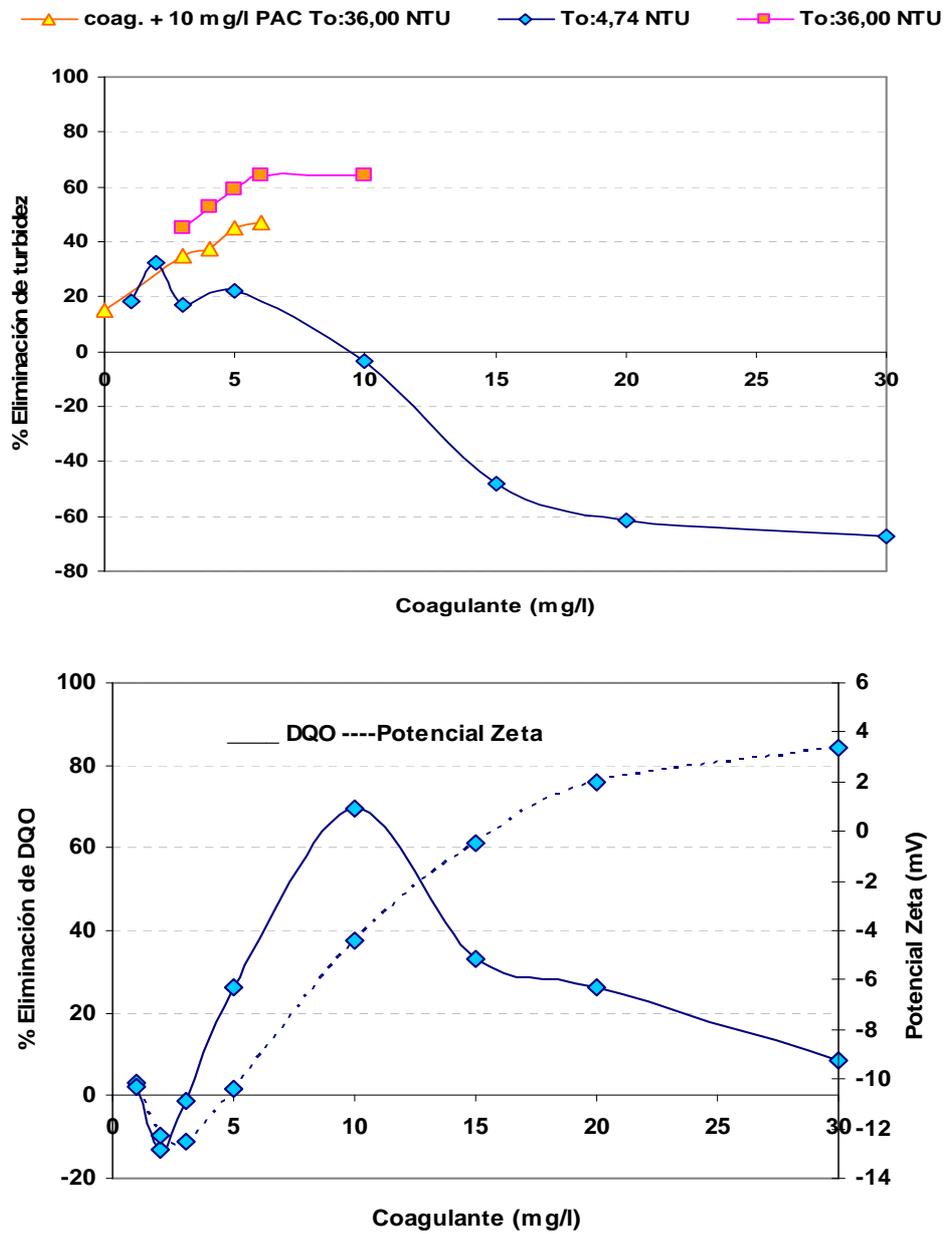


Figura 5.17 Coagulantes K-504- PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y evolución del potencial Zeta.



➤ **Cs-253 y Cs-40**

Los resultados obtenidos a diferentes concentraciones y condiciones iniciales del agua utilizada, se detallan en las Tablas A IV.28 hasta A IV.29 del Anexo IV.

Para el caso de T_0 inicial alta (23,80 NTU), el Cs-40 no ofreció resultados favorables, y con respecto al Cs-253, sólo con 10 mg/l, se obtuvo un rendimiento del 60%. Se observa, en general, un comportamiento inestable de ambos coagulantes (Figura 5.18), para lo que su uso parece no ser recomendable.

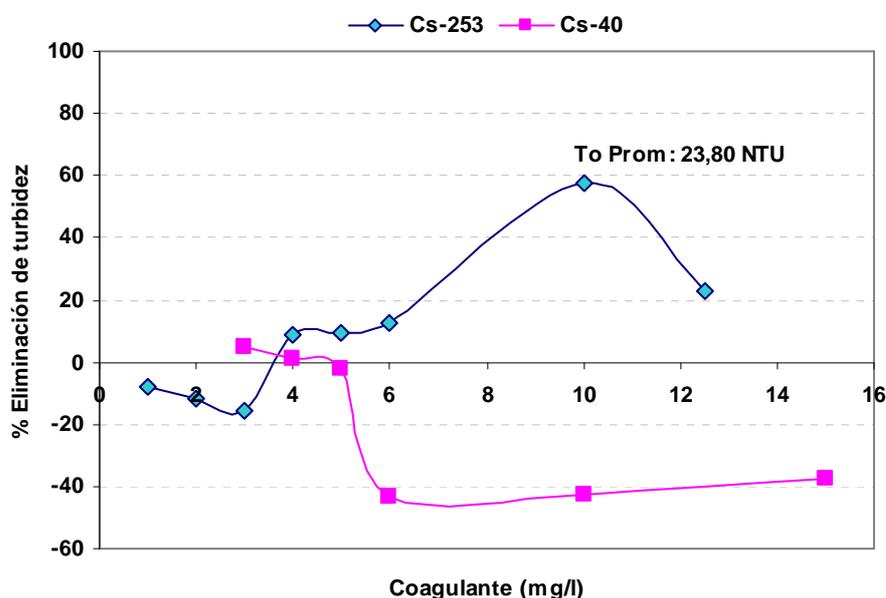


Figura 5.18 Comparación del Cs-253 frente al Cs-40 en la eficiencia de eliminación de turbidez del agua.

Los ensayos realizados con los coagulantes catiónicos, conducen a las siguientes consideraciones:

Estos coagulantes primarios resultaron no ser tan efectivos como la sal metálica hidrolizada de Aluminio (PAC), ni como el Flocumix (mezcla de catiónico y PAC), para tratar este tipo de aguas en lo que a sedimentación se refiere.

El enmallamiento por los voluminosos precipitados de hidróxidos puede utilizarse para aumentar la concentración volumétrica de la suspensión e incrementar la tasa de agregación de partículas a niveles eficientes. Dicho enmallamiento no es, usualmente,



un factor significativo en los polielectrolitos y, aunque una suspensión diluída puede ser desestabilizada efectivamente por un coagulante primario, la tasa de agregación de partículas puede ser demasiado baja para producir grandes y sedimentables agregados en un período de tiempo razonable, que es lo que se observó en general. La sedimentación no fue efectiva a causa en algunos casos de la baja turbidez del agua bruta y una posible densidad baja del flóculo.

Por otro lado, cuando el objetivo del pretratamiento es producir pequeños agregados y de alta densidad para una posterior filtración por contacto, dichos coagulantes primarios utilizados en solitario, pudieran resultar una alternativa eficiente. Con lo que posteriormente se utilizaron los que mejores resultados dieron en coagulación, en el proceso de filtración en lecho granular para comprobar su eficiencia.

En muchos casos, a medida que variaba el potencial Zeta incrementándose en una dirección positiva o negativa, con valores extremos, la tendencia de las partículas a agregarse en la suspensión disminuía. En general, se establece que dicho valor del potencial es aproximadamente cero en el caso de mínima turbidez residual siempre y cuando el mecanismo de eliminación de turbidez que prevalezca en ese caso sea la neutralización de carga.

La mayoría de las veces lo que ocurrió fue que, la adsorción del polielectrolito indujo al potencial zeta a alcanzar valores positivos, con lo cual, la alta carga positiva de las partículas produjo la reestabilización de la suspensión con una eliminación de turbidez despreciable en la mayoría de los casos.

En cambio, cuando se utilizó una combinación de polielectrolito catiónico y una sal metálica, para la eliminación de la NOM del agua de baja turbidez, la situación mejoró notablemente.

Por lo tanto, los polielectrolitos catiónicos deben ser utilizados, solamente, dónde y cuando fueran más efectivos que el PAC usado en solitario. Sin PAC, la dosis de polielectrolito catiónico requerido para alcanzar la neutralización de la carga y la eliminación efectiva sería elevada, por lo que el uso del Flocumix es recomendable para este tipo de agua. Es necesario comprobar su eficiencia en filtración granular, al igual que los demás polímeros que ofrecieron buenos resultados.



B) Coagulantes Aniónicos:

Los resultados obtenidos a diferentes concentraciones y condiciones iniciales del agua utilizada, se detallan en las Tablas A IV.30 hasta A IV.53 del Anexo IV.

Dada la imposibilidad que tienen los coagulantes aniónicos de actuar individualmente, se utilizaron con PAC y para que los resultados de los diferentes coagulantes fueran comparativos, se eligió una única concentración de 10 mg/l de PAC.

➤ **As-40**

Al utilizar As-40 junto con 10 mg/l de PAC y a una T_o : 4,38 NTU, el % de eliminación de turbidez se mantiene prácticamente constante, en torno al 60%, independientemente de la concentración del aniónico utilizado, como puede observarse en la Figura 5.19. El comportamiento de la DQO es bastante inestable, alcanzándose en el mejor caso un 50 % de eliminación, y el potencial zeta se mantiene entre -7 y -15 mV. A medida que la turbidez inicial del agua es mayor (T_o : 15,10 NTU), el rendimiento obtenido aumenta hasta un 80% y también permanece constante para las concentraciones del aniónico utilizadas.

➤ **As-72**

Con respecto al As-72, a T_o baja, en general el rendimiento es aproximadamente del 50% (menor que el anterior). El comportamiento de la DQO y el potencial zeta es similar al caso anterior (Figura 5.20). En general este polielectrolito resulta ser menos eficiente que el anterior, por lo que descartamos su uso como coagulante.

➤ **As-74**

Al utilizar As-74, se observa una pequeña mejoría con respecto a los coagulantes aniónicos ensayados hasta el momento. A T_o baja, se obtiene un rendimiento de eliminación del 70%. Por otro lado, en el mejor de los casos se obtiene una eliminación de DQO del orden del 40%. A turbidez inicial del agua alta (T_o : 23,00 NTU), no se



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

incrementa considerablemente el porcentaje de eliminación alcanzado (80%), como puede apreciarse en la Figura 5.21.

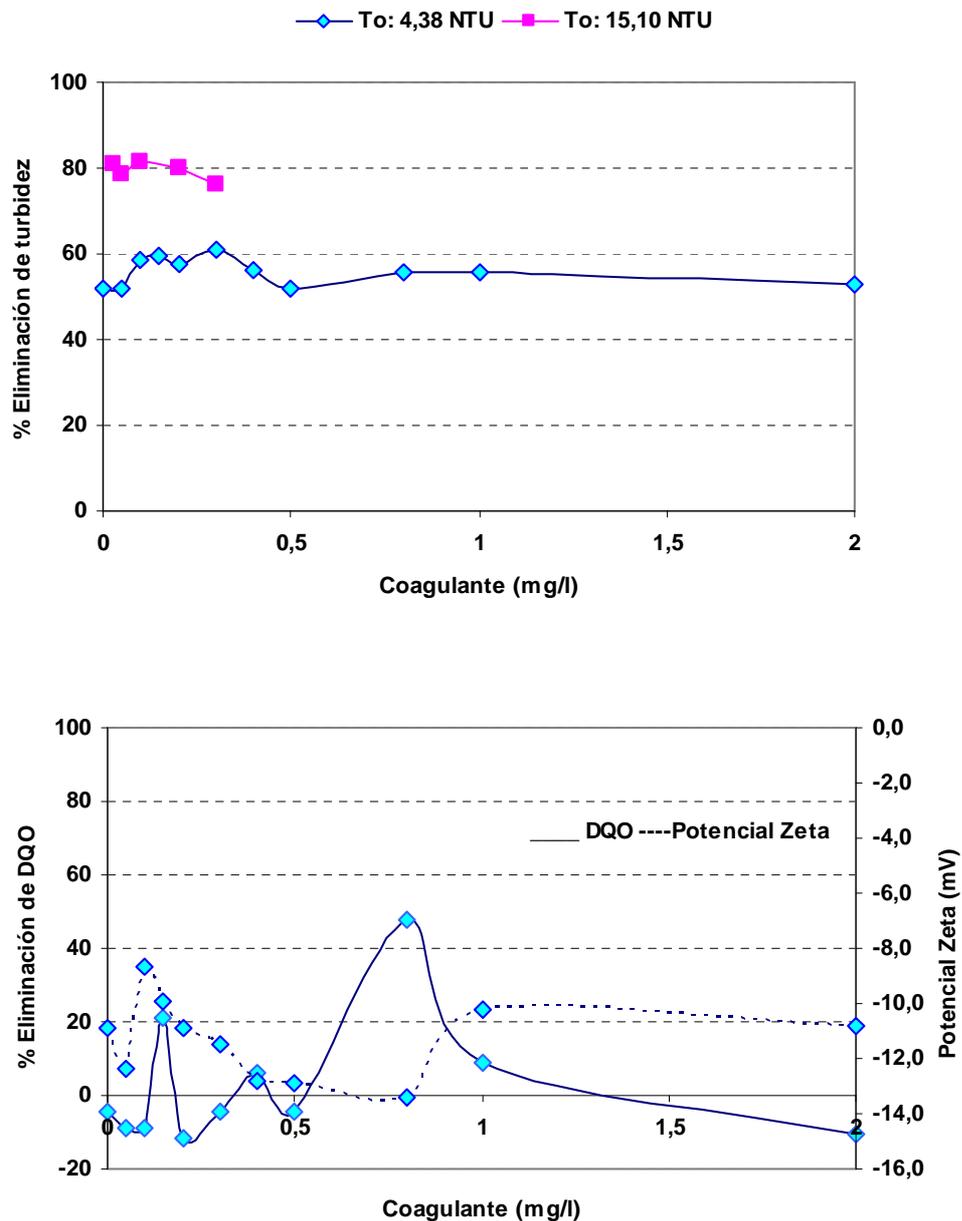


Figura 5.19 Coagulantes As-40 –PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.

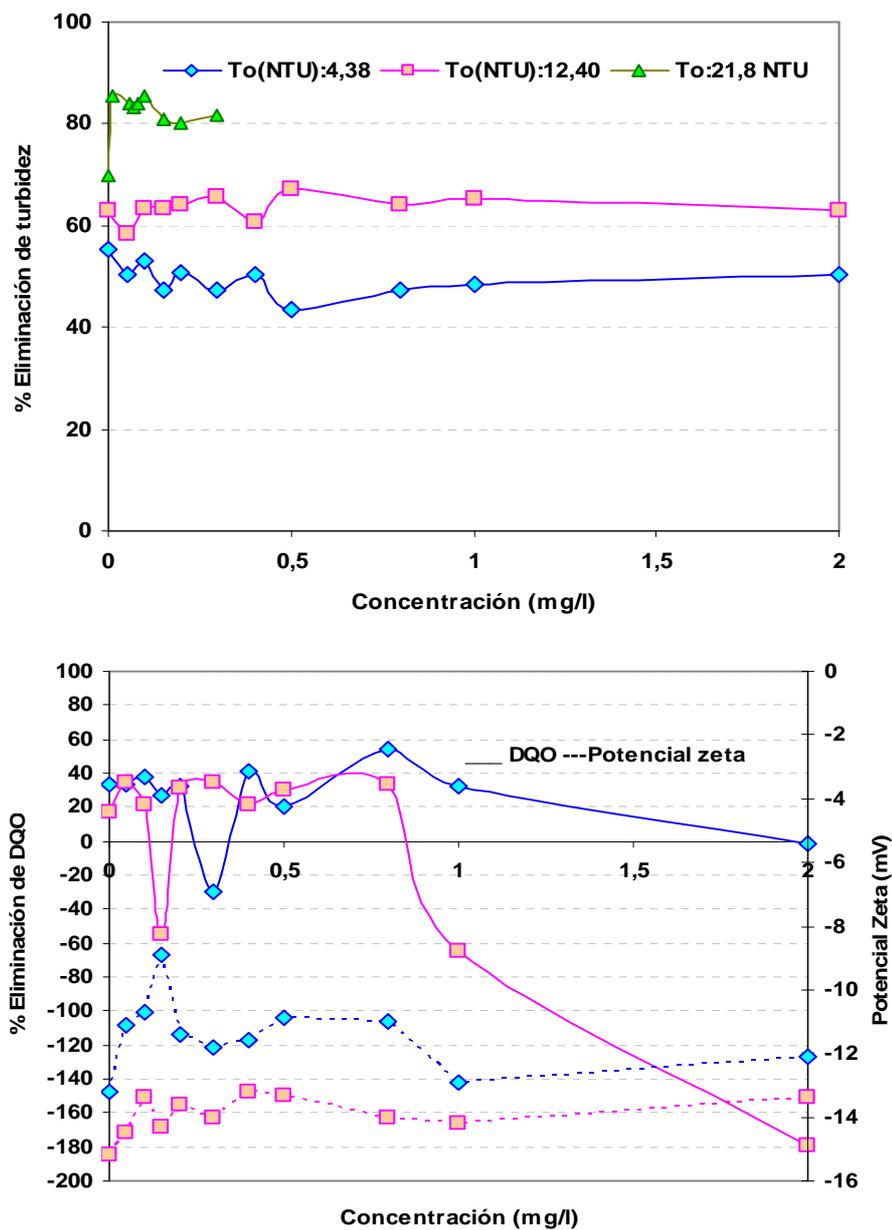


Figura 5.20 Coagulantes As-72-PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.

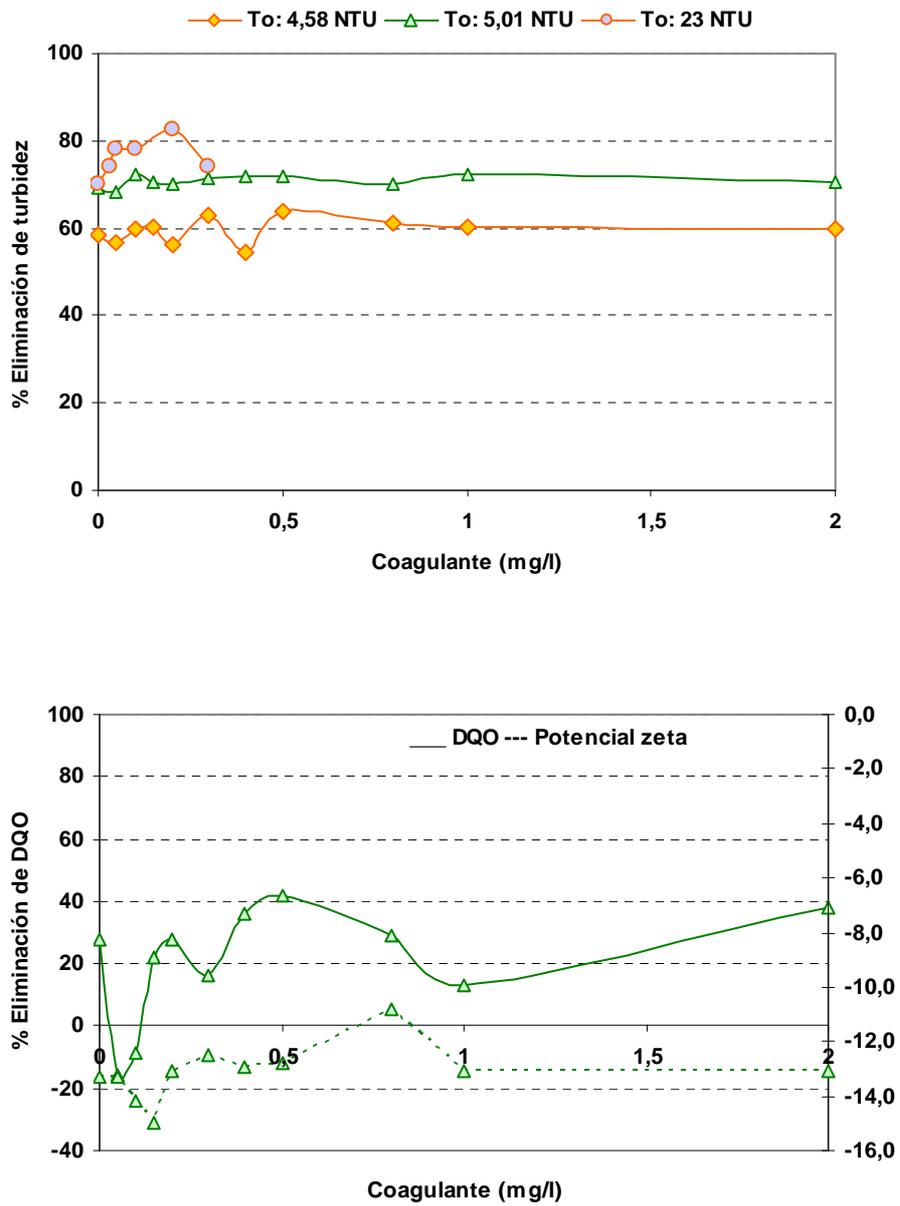


Figura 5.21 Coagulantes As-74 – PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.



➤ **As-77**

Con el uso del As-77, se obtiene un rendimiento menor que con As-74, a T_0 baja (50%), dicho rendimiento se mantiene constante para todas las concentraciones de coagulante aniónico utilizadas. No se alcanzan buenos porcentajes de eliminación de DQO y el potencial zeta se mantiene entre -12 y -16 mV, como puede observarse en la Figura 5.22.

A valores de T_0 media (14,10 NTU), aumenta el rendimiento obtenido, hasta un 60%. No se obtienen mejores resultados con respecto a los alcanzados con el As-74.

➤ **SS-140, SS-120 y SS-140/H**

A T_0 baja, tanto el SS-140, como el SS-120 no presentan grandes variaciones entre sí. El rendimiento de eliminación estuvo en torno al 60%, al igual que los demás polielectrolitos aniónicos ensayados hasta el momento, excepto el As-74.

El SS-140/H ofreció un rendimiento del 70% (a T_0 baja), y aunque la eliminación de DQO fue un poco inestable, en algunos casos se alcanzaron buenos porcentajes de eliminación (Figuras 5.23 a 5.25).

A turbidez inicial del agua alta (40,50 NTU), los tres polielectrolitos presentan un comportamiento similar, siendo su eficiencia superior al 70%.

➤ **A-305, As-25, As-45, As-20, As-34, N-200 y As-37**

Con respecto al uso del A-305, As-25, As-45, As-20, N-200 y As-37, se obtienen en general resultados muy similares que una vez más evidencian la poca mejoría de los rendimientos alcanzados en cada caso con respecto al uso del PAC sólo, por lo que se estima su poca utilidad. En cada caso, el rendimiento se situó entre un 60-80%, y a medida que la T_0 del agua es mayor, se obtienen mejores resultados, como puede apreciarse en las Figuras de la 5.26 a la 5.31.

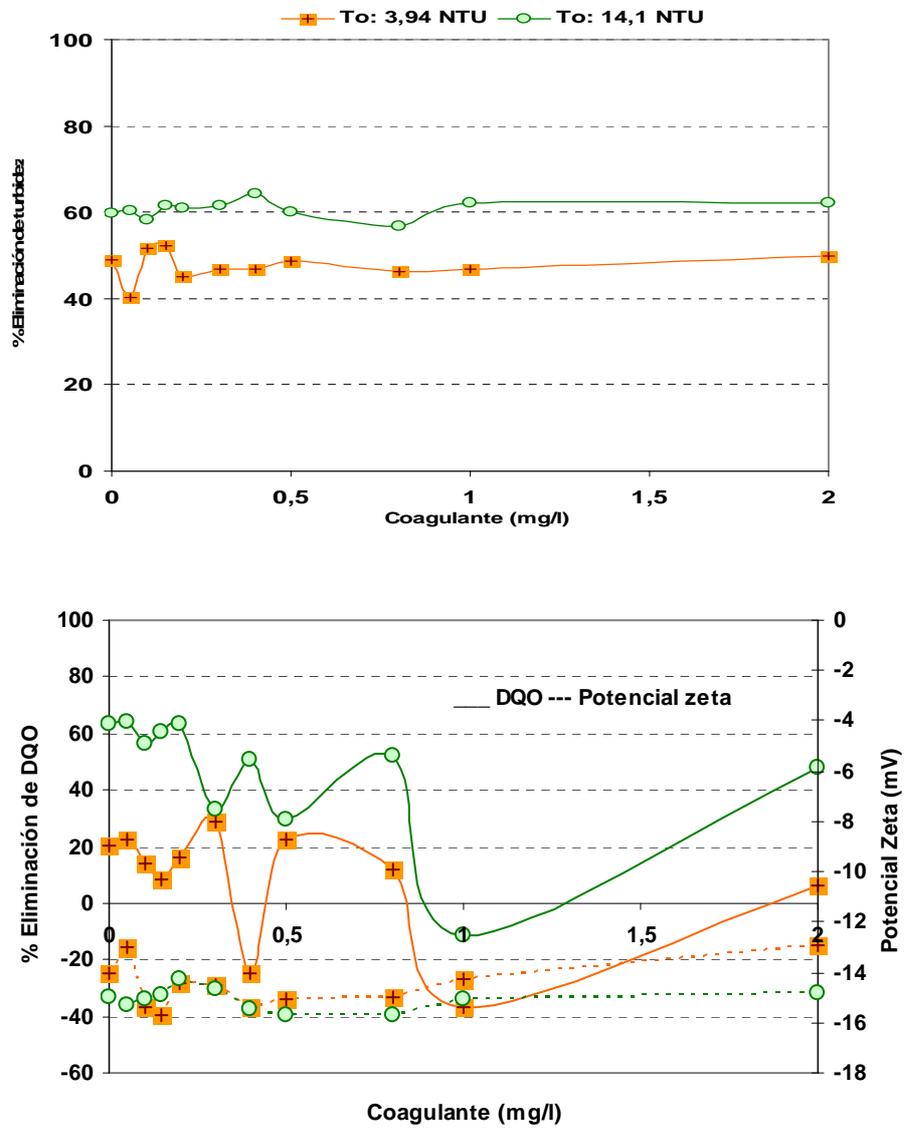


Figura 5.22 Coagulantes As-77- PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.

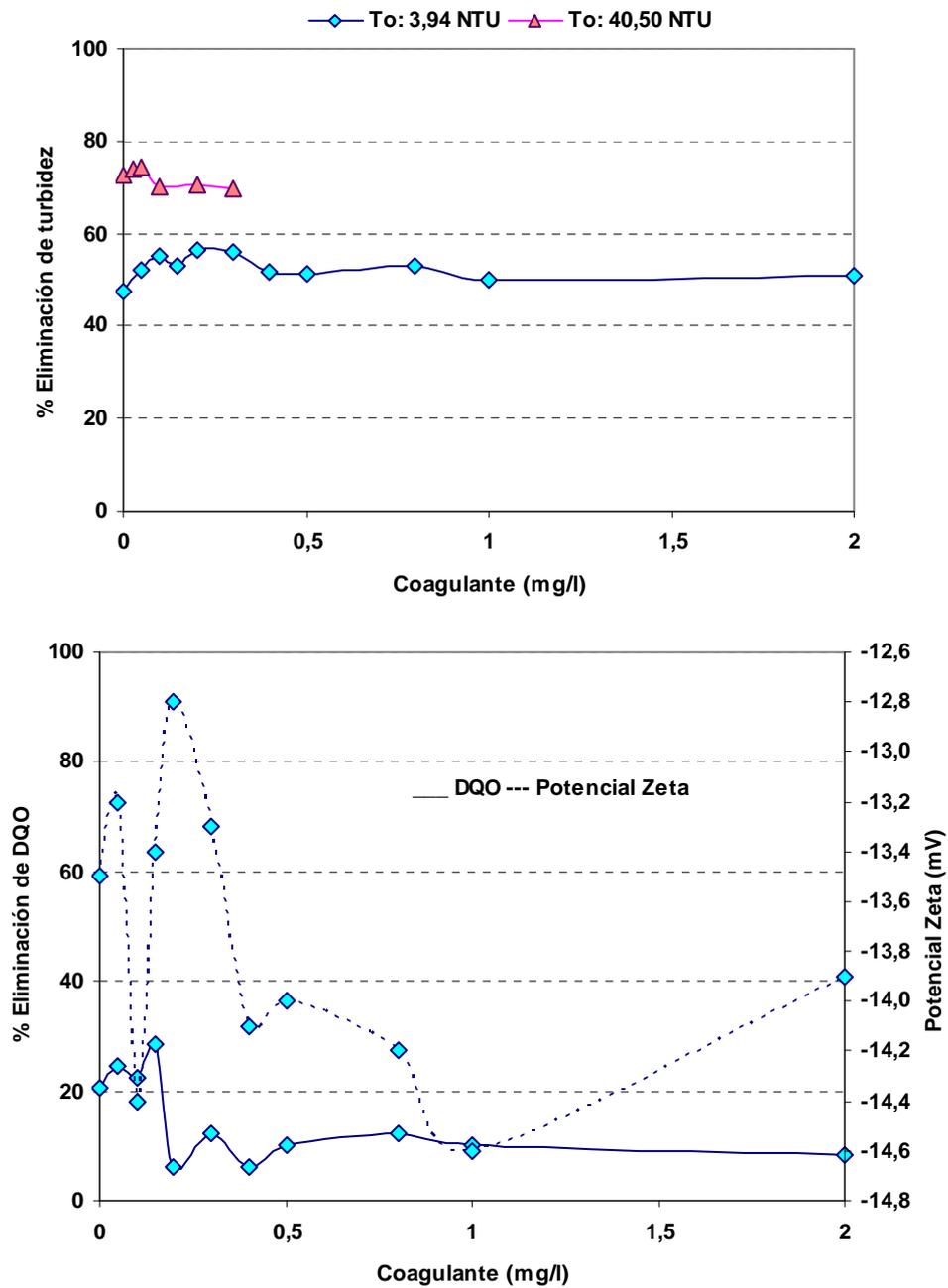


Figura 5.23 Coagulantes SS-120- PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.

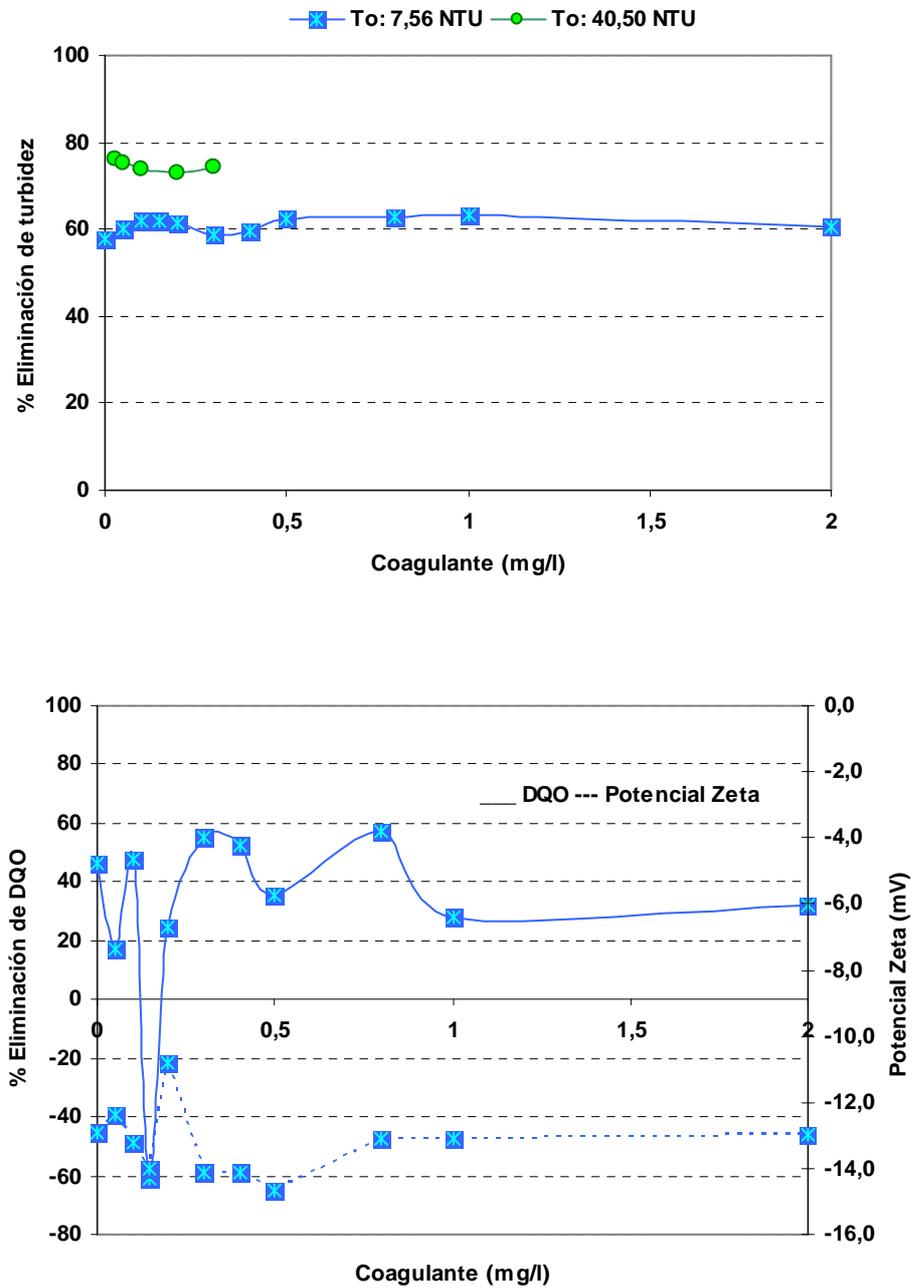


Figura 5.24 Coagulantes SS-140- PAC (mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

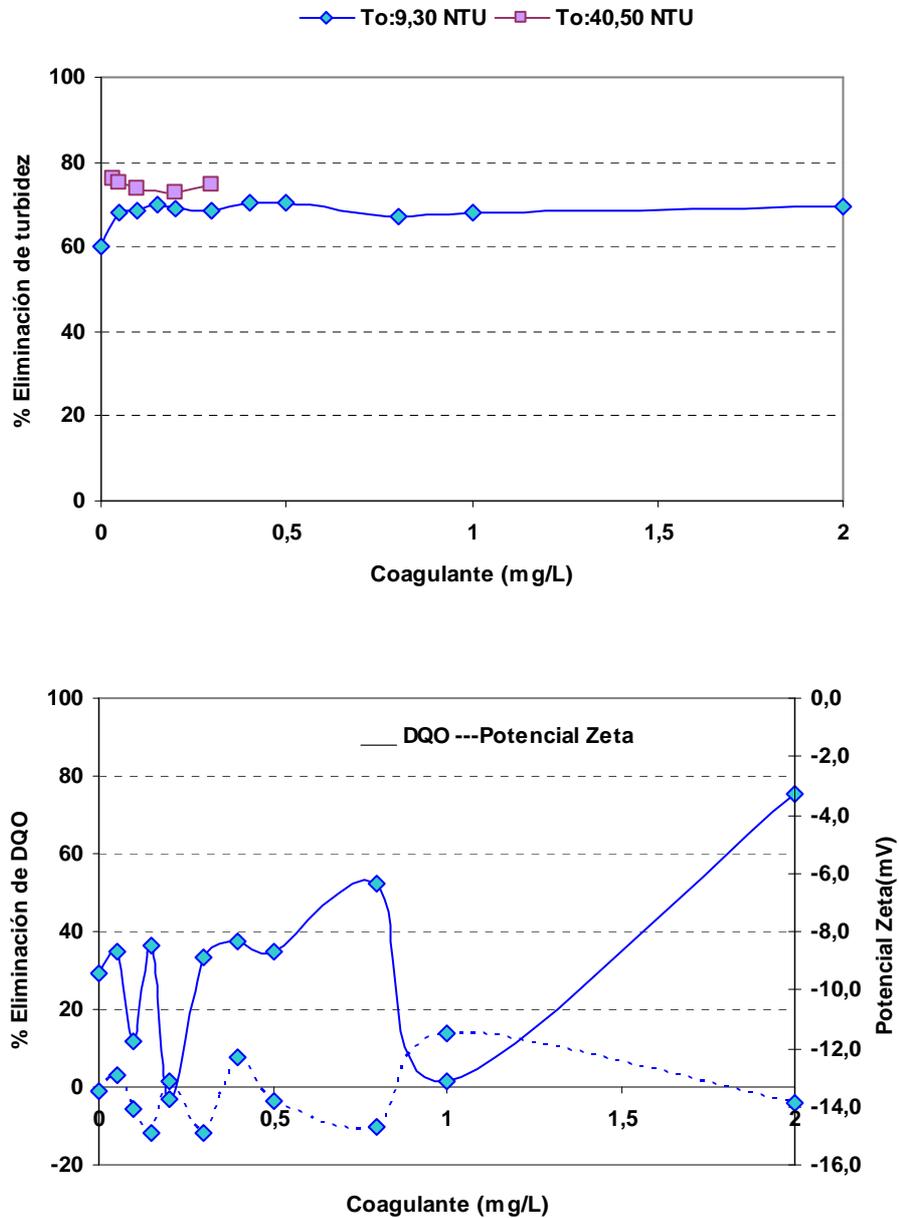


Figura 5.25 Coagulantes SS-140/H – PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.

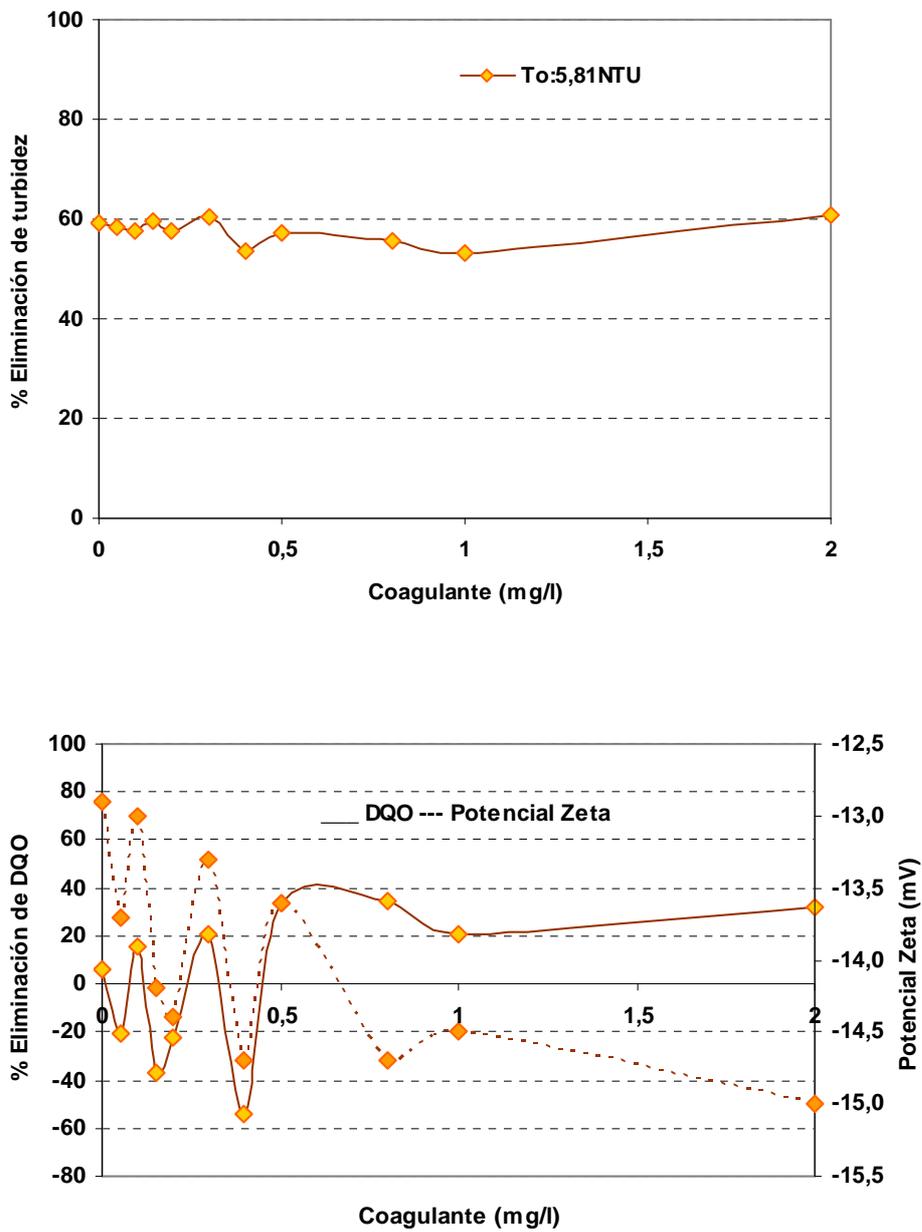


Figura 5.26 Coagulantes A-305 – PAC (mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.

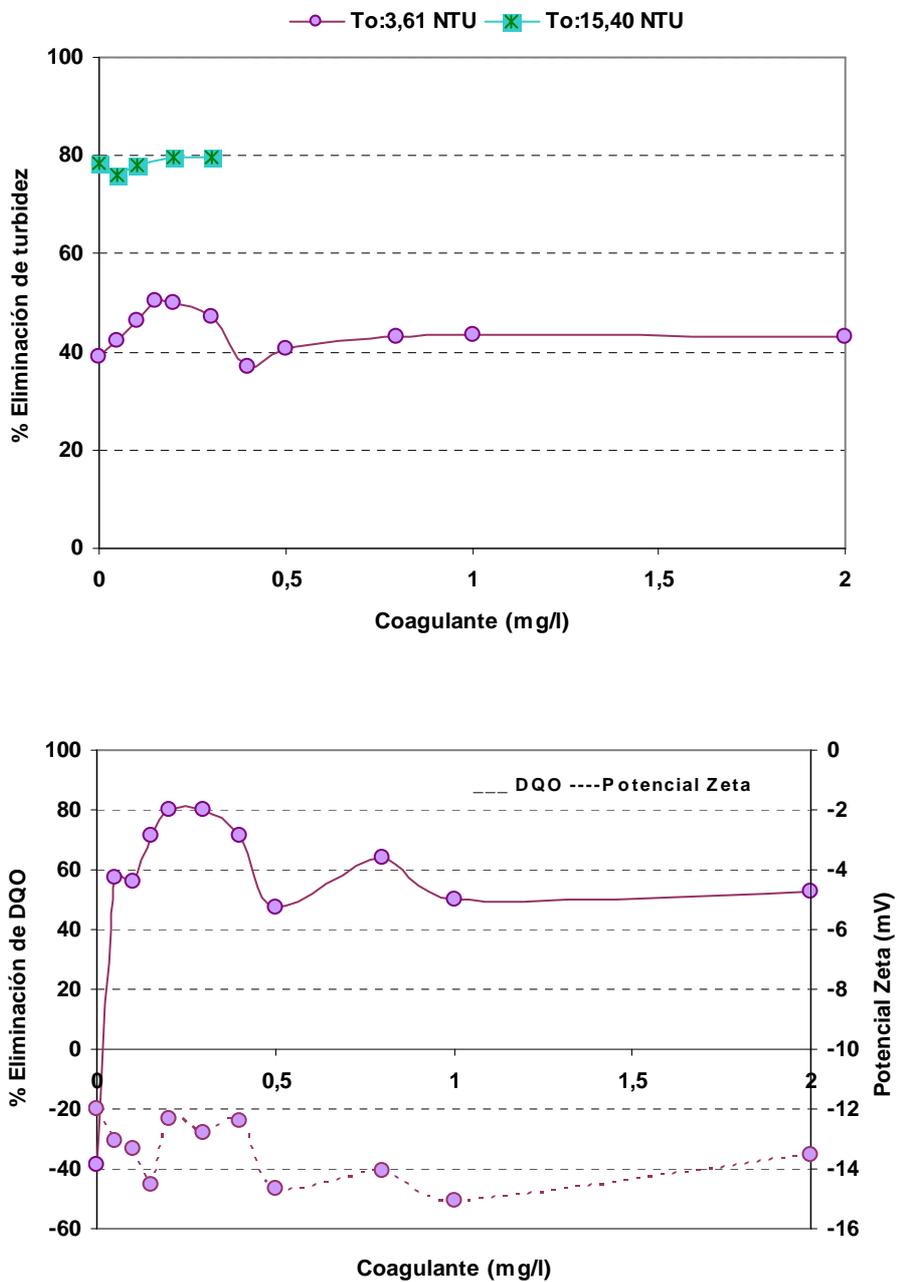


Figura 5.27 Coagulantes As-25 – PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.

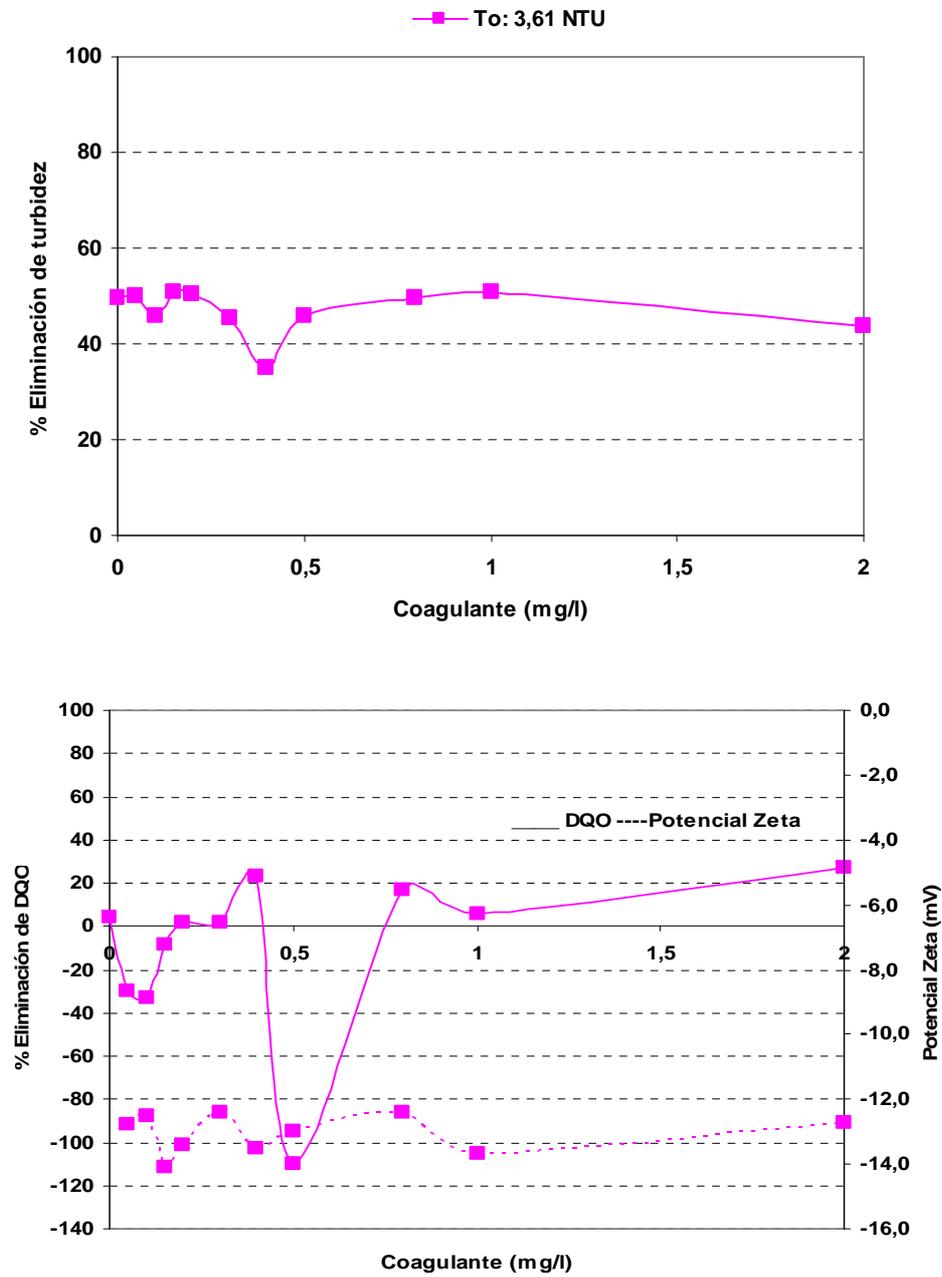


Figura 5.28 Coagulantes As-45-PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

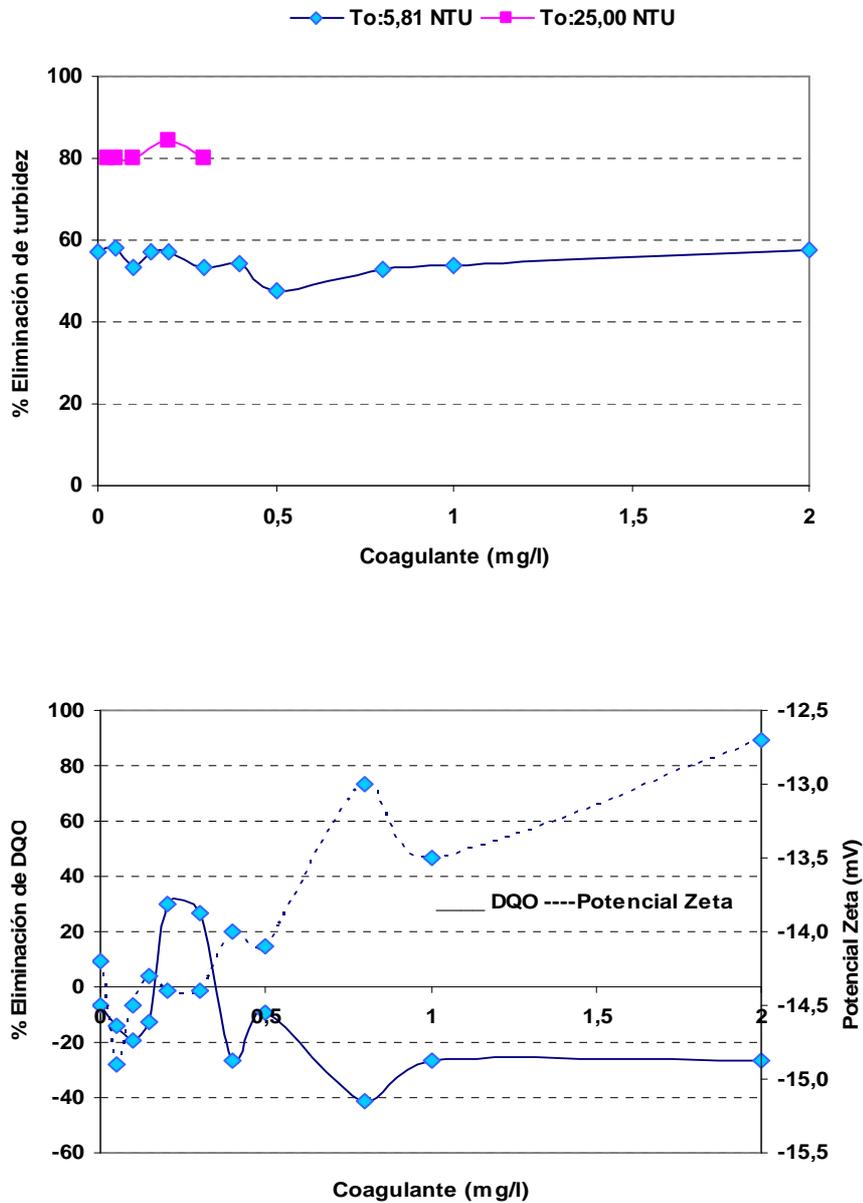


Figura 5.29 Coagulantes As-20- PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

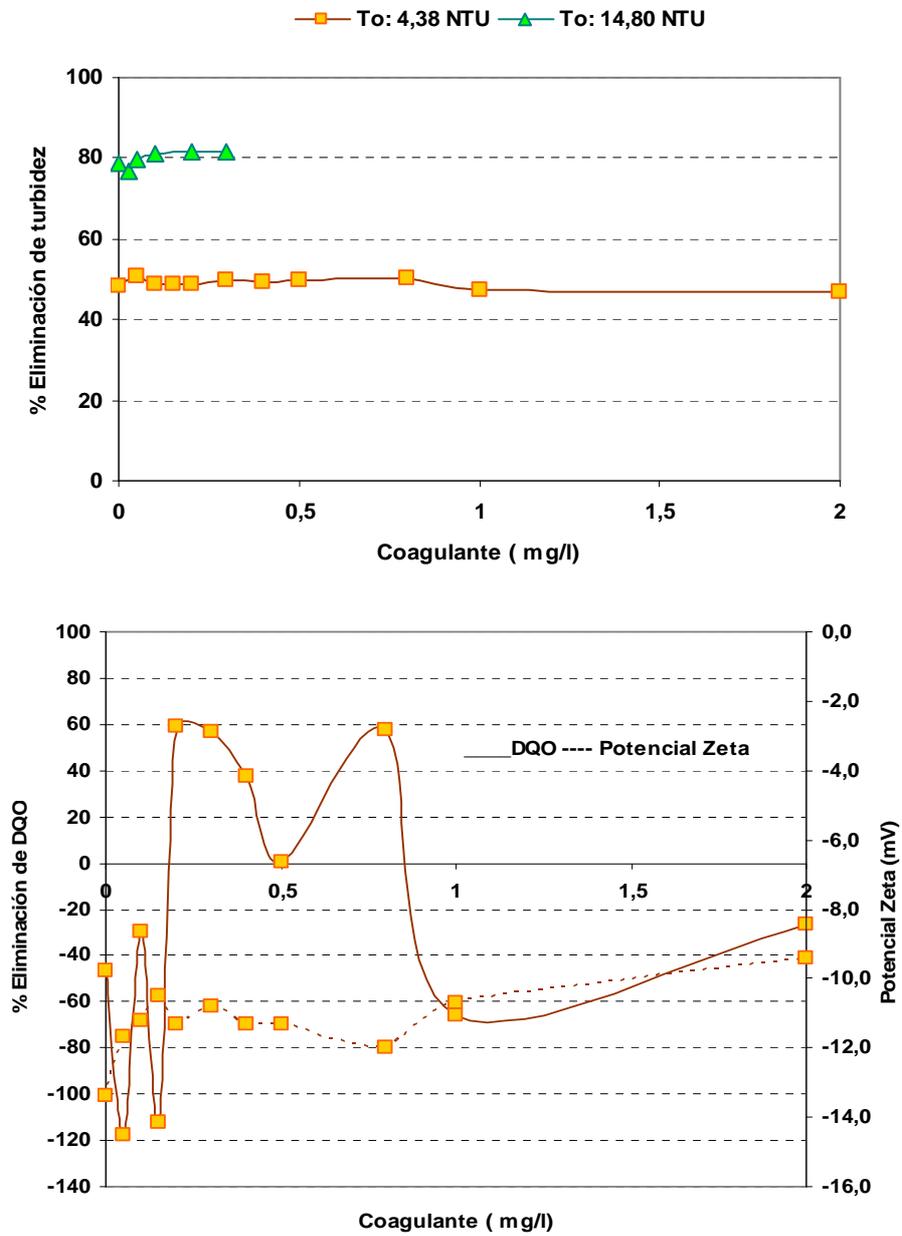


Figura 5.30 Coagulante As-34 junto con PAC. Rendimientos de eliminación (NTU y DQO) y evolución del potencial Zeta.

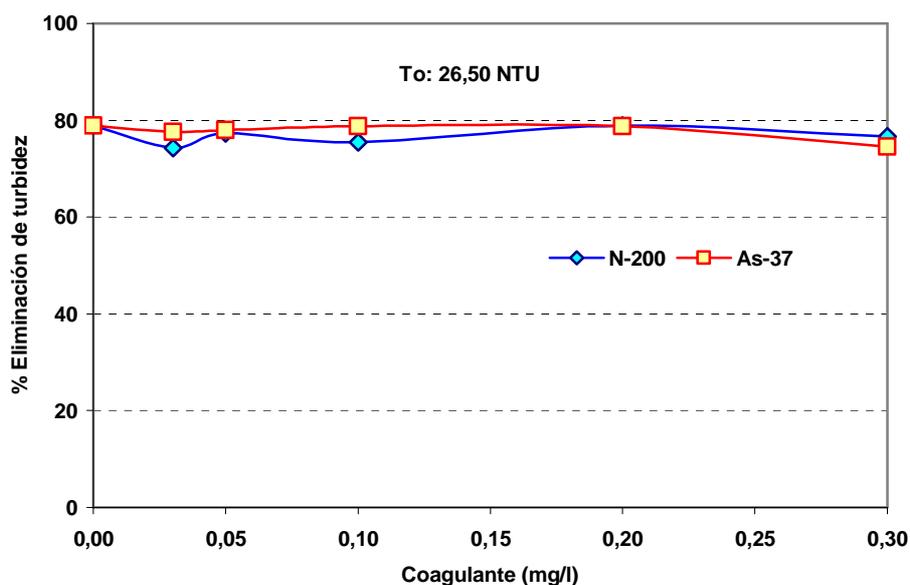


Figura 5.31 Eficiencia de eliminación de turbidez del agua del N-200 y el As-37.

Los resultados obtenidos con los floculantes (aniónicos y no iónicos), conducen a las siguientes consideraciones:

En general, los polímeros utilizados para incrementar el tamaño y la consistencia de los agregados de partículas, no ofrecieron una notable mejoría con respecto al uso del PAC solo, no resultando ser una opción favorable para este tipo de agua.

Prácticamente el polielectrolito aniónico no influye en el rendimiento de eliminación, por lo que éstos polielectrolitos no se tienen en cuenta posteriormente en el estudio de filtración en lecho granular.

C) Coagulante Natural:

➤ Chitosan

Los resultados obtenidos a diferentes concentraciones y condiciones iniciales del agua utilizada, se detallan en las Tablas A IV.54 hasta A IV.61 del Anexo IV. El coagulante natural utilizado fue el “Chitosan”, un polímero carbohidratado derivado del componente del quitín, presente en los exoesqueletos de crustáceos tales como el



camarón, cangrejo, etc. Entre las ventajas del Chitosan cabe destacar que no es tóxico, es biodegradable, es polielectrolítico catiónico con propiedades floculantes y tiene posibilidad de regeneración. La preparación de este coagulante se describe en el Anexo II.

Los experimentos se realizaron a valores de turbidez inicial entre 5 y 34 NTU (To baja, media y alta). En la Figura 5.32, se muestran los resultados obtenidos excepto para el caso de To baja (5,01 NTU), con la cual los rendimientos siempre fueron negativos. En general, a medida que se incrementa la concentración de coagulante (10 a 50 mg/l) y la turbidez inicial del agua es mayor, se obtienen mejores rendimientos de eliminación (92,3% con 50 mg/l).

Los rendimientos de eliminación de DQO, no fueron considerables (inferiores al 40%), incluso llegando a ser negativos. Solo se obtuvieron rendimientos de MES buenos (entre un 60-80%), para el caso de To alta y a concentraciones de coagulante entre 20-40 mg/l.

Cuando se utiliza el Chitosan junto con el PAC (10 mg/l), mejoran los rendimientos de eliminación a turbidez baja (7,75 NTU), obteniéndose en este caso valores positivos (mayores del 80%, para 40-50 mg/l de Chitosan), y en general se obtienen buenos rendimientos (superiores al 80%), a partir de 20 mg/l de Chitosan, para valores de turbidez inicial del agua, media y alta. Los rendimientos de eliminación de DQO y MES, mejoran con el uso de Chitosan junto con el PAC, como puede apreciarse en la Figura 5.33.

En general, el uso de coagulantes poliméricos de compuestos orgánicos naturales, es recomendable cuando éstos compuestos pueden ser más baratos que las sales metálicas hidrolizantes, o cuando el efecto de evitar la presencia de aluminio residual en el agua en cantidades considerables resulta a la larga más beneficioso. El Chitosan solo resulta efectivo a valores elevados de turbidez inicial del agua.



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

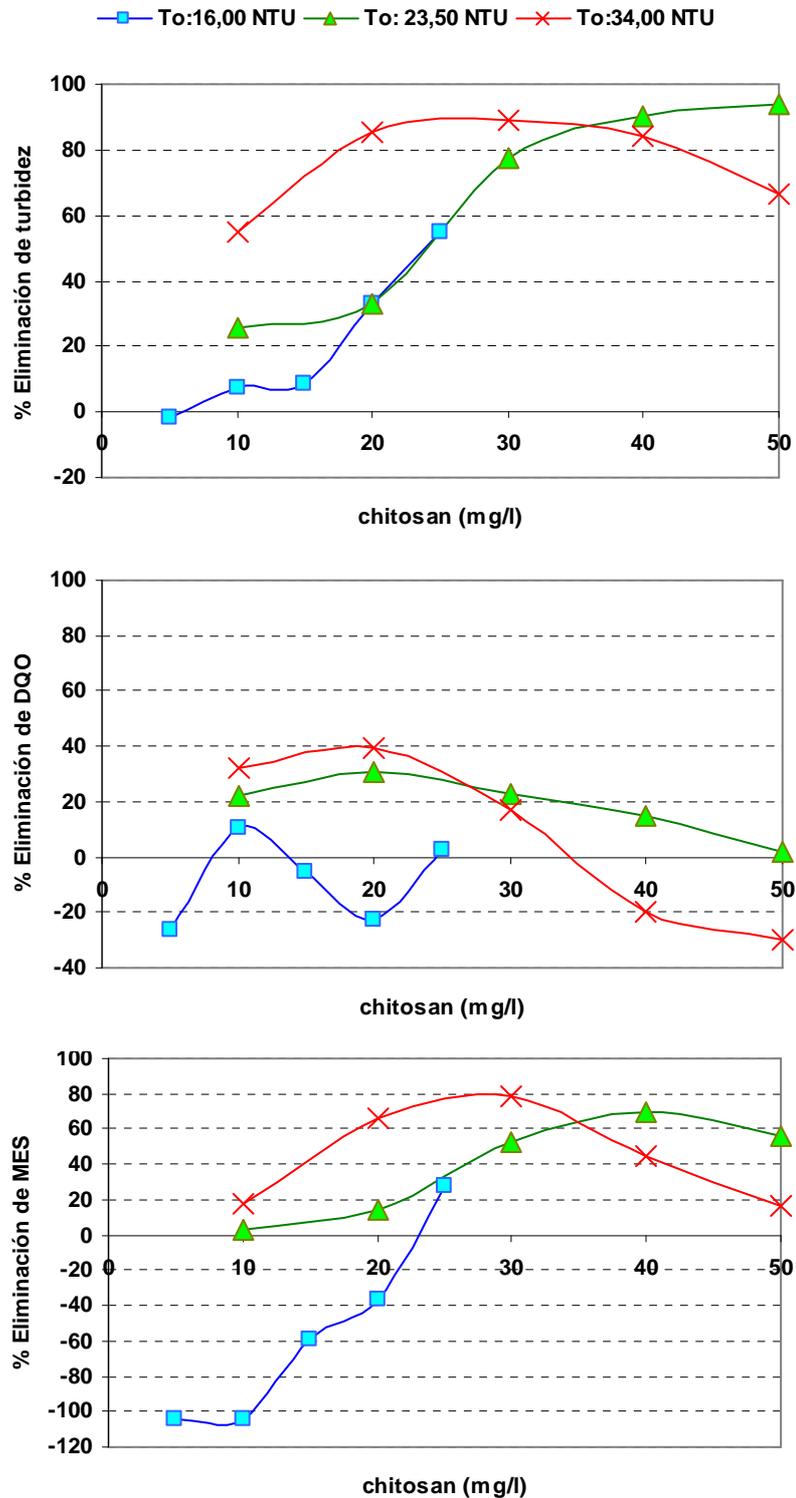


Figura 5.32 Coagulante Chitosan. Efecto de la turbidez inicial en el % eliminación de turbidez, DQO y MES.



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

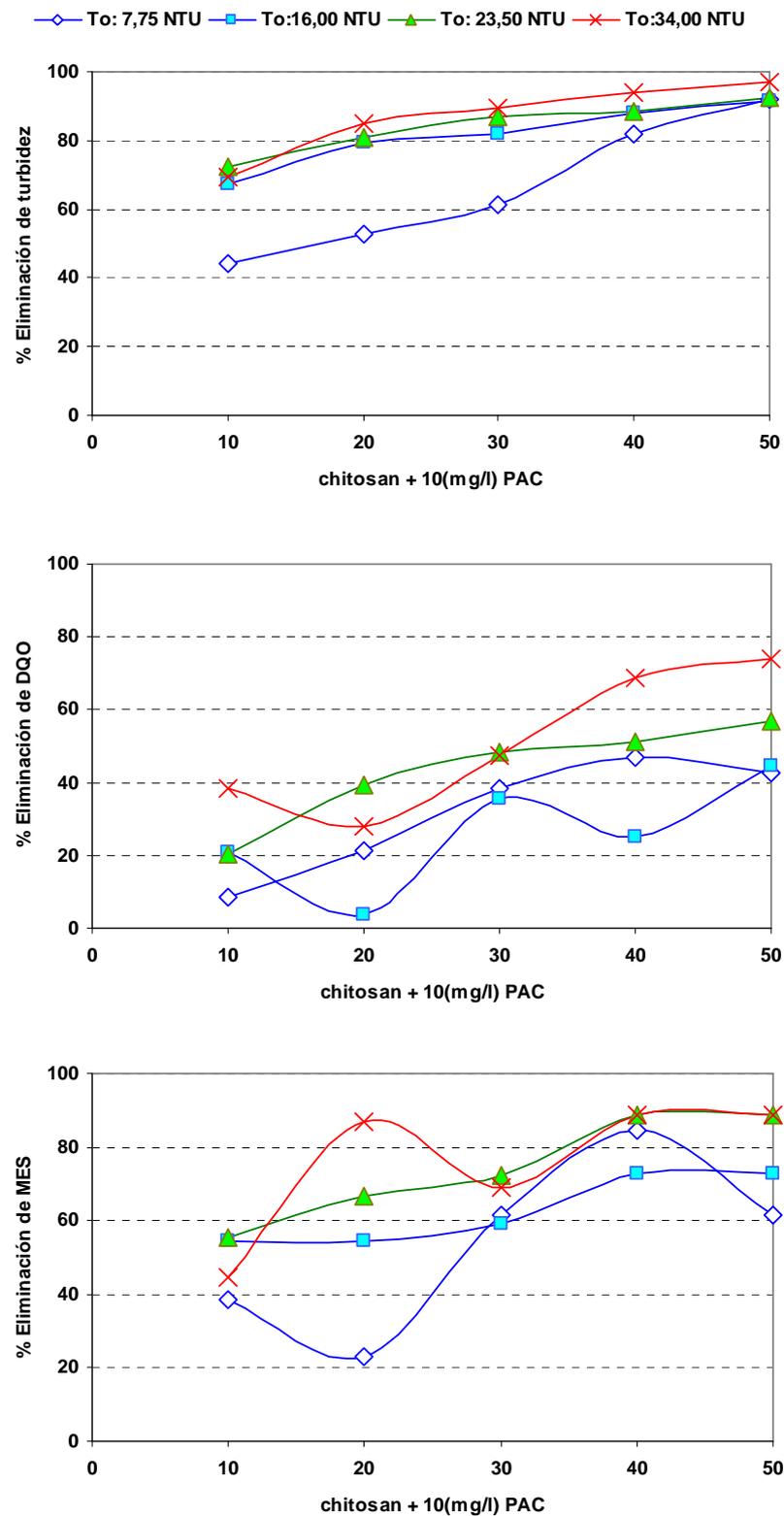


Figura 5.33 Coagulantes Chitosan- PAC (10 mg/l). Efecto de la turbidez inicial en el % eliminación de turbidez, DQO y MES.



5.3 ESTUDIO DEL EFECTO DE LA VARIACIÓN DEL pH Y DE LA CONCENTRACIÓN DE COAGULANTE EN LA COAGULACIÓN

De los coagulantes estudiados, las mejores condiciones de coagulación-floculación han sido obtenidas con el PAC, Flocumix, Flocudex y KF69/H. Se ha realizado el estudio de la influencia del pH del agua sobre el rendimiento de eliminación de turbidez con dichos coagulantes.

Los resultados obtenidos a diferentes concentraciones y condiciones iniciales del agua utilizada, se expresan en las Tablas A IV. 62 hasta A IV.65 del Anexo IV. Se estudió la zona óptima de coagulación para cada tipo de coagulante, a diferentes concentraciones y valores de pH, en función del % de eliminación de turbidez y el volumen de lodos generado en cada caso.

Con respecto a los resultados obtenidos en la eliminación de turbidez, cabe destacar lo siguiente:

Para el caso del **PAC** en general, se observa que a medida que aumenta la concentración de coagulante, aumenta también el % de eliminación de turbidez obtenido, excepto para el caso de pH inicial del agua igual a 5. (Figura 5.34). Esto es debido a que a pH bajo, el aluminio y sus productos de hidrólisis reaccionan con el ácido silícico presente en el agua para formar hidroxialuminosilicatos. Estas interacciones pueden haber afectado las propiedades coagulantes de las sales de aluminio.

Por otro lado a este valor de pH, la concentración debe ser menor que 40 mg/l, porque a pH bajos nos encontramos en la zona de neutralización de cargas en la que una sobredosis produce una reestabilización de los coloides.

A medida que se incrementa el valor del pH inicial del agua, utilizando las concentraciones de coagulante entre 20 y 40 mg/l, se obtienen mayores % de eliminación.

A concentraciones de 5 mg/l no se obtienen rendimientos de eliminación superiores al 50% para todos los casos, esto puede deberse a una concentración insuficiente para el agua de estas características (Tabla 4.7), por lo que es necesario aumentar la concentración de coagulante hasta valores entre 20 y 40 mg/l. En este caso



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

se obtienen % de eliminación de un 70-90%, y tanto a pH=8 como a pH=9, el rendimiento de eliminación es el mismo para ambas concentraciones.

El mayor % de eliminación se alcanza a pH=7 y 40 mg/l de PAC (86,6%). Esto se debe a que a valores de pH entre 7 y 8 se encuentra la zona óptima de coagulación para el caso de las sales de Al^{3+} . Debido a que a pH=8, se obtienen % de eliminación no muy diferentes (81,4%), y por otro lado, el volumen de lodos generado es mucho menor, (38 ml/l frente a 80 mg/l), se adopta este pH como el óptimo a tener en cuenta para el caso del PAC (Figura 5.35).

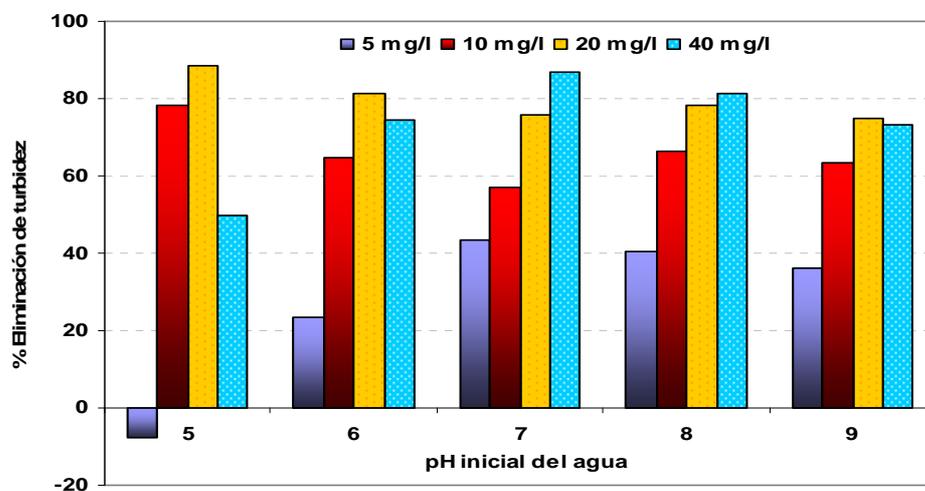


Figura 5.34 Comportamiento del PAC a diferentes concentraciones y valores de pH del agua.

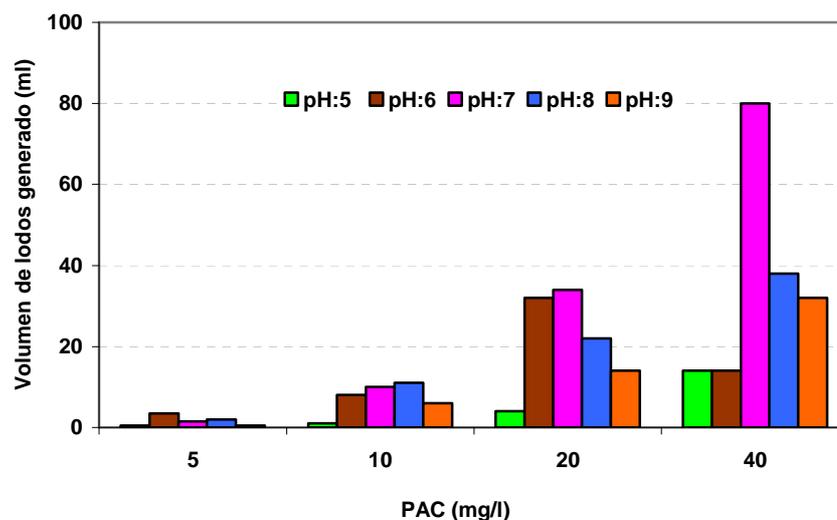


Figura 5.35 Volumen de lodos generado debido a la variación de concentración de PAC a diferentes valores de pH inicial del agua.



Utilizando **Flocumix**, se observa una menor dependencia con respecto al pH. A pH=5, se observa un aumento del % de eliminación con respecto al PAC, desde % de eliminación negativos hasta alcanzar un valor del 60 %. A medida que aumenta el pH inicial del agua, aumenta en general el rendimiento de eliminación, independientemente de la concentración del coagulante, excepto para la concentración de 5 mg/l, que como en el caso anterior, puede ser debido a una concentración insuficiente, que causa una desestabilización de las partículas en el medio (Figura 5.36).

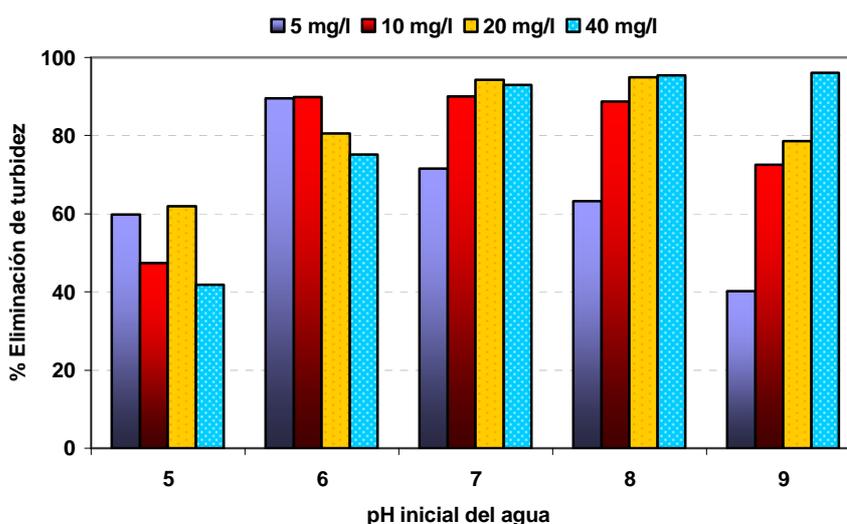


Figura 5.36 Comportamiento del Flocumix a diferentes valores del pH del agua.

En general, a valores de pH de 7 y 8, (excepto para 5 mg/l), a medida que aumenta la concentración, el % de eliminación no varía, y además los resultados son similares para ambos valores de pH.

Con respecto al volumen de lodos generados (Figura 5.37), en general se observa un volumen menor que para los producidos con PAC como coagulante, para concentraciones de 20 y 40 mg/l. Teniendo en cuenta que el porcentaje de eliminación es del 95% y que el volumen de lodos generados es sólo de 20 ml, se puede decir que las condiciones óptimas para este coagulante son pH=8 y 20 mg/l.

Cuando se utiliza **KF69/H**, a pH igual a 5, se obtiene que la concentración óptima de coagulante está comprendida entre 10 y 20 mg/l, con aproximadamente un 80% de eliminación, y a medida que aumenta la concentración (40 mg/l), se empeora la calidad



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

del efluente, debido a que se reestabilizan los coloides. Este comportamiento, también se observa para los demás valores de pH, pero a pH=9, es cuando se obtienen los peores rendimientos de eliminación (Figura 5.38). En general, la concentración óptima, se encuentra entre 10 y 20 mg/l, para valores de pH comprendidos entre 6 y 8.

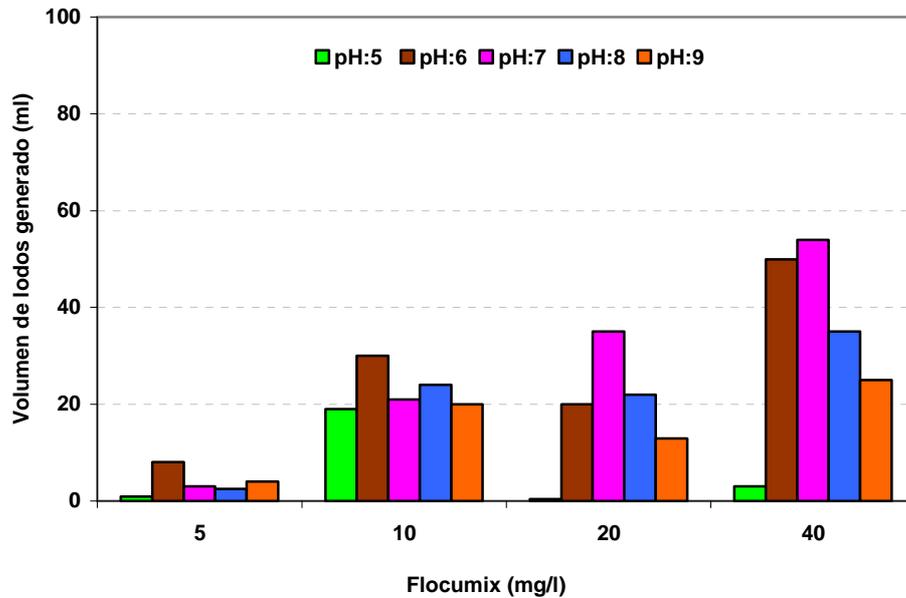


Figura 5.37 Volumen de lodos generado debido a la variación de concentración de Flocumix para diferentes valores de pH inicial del agua.

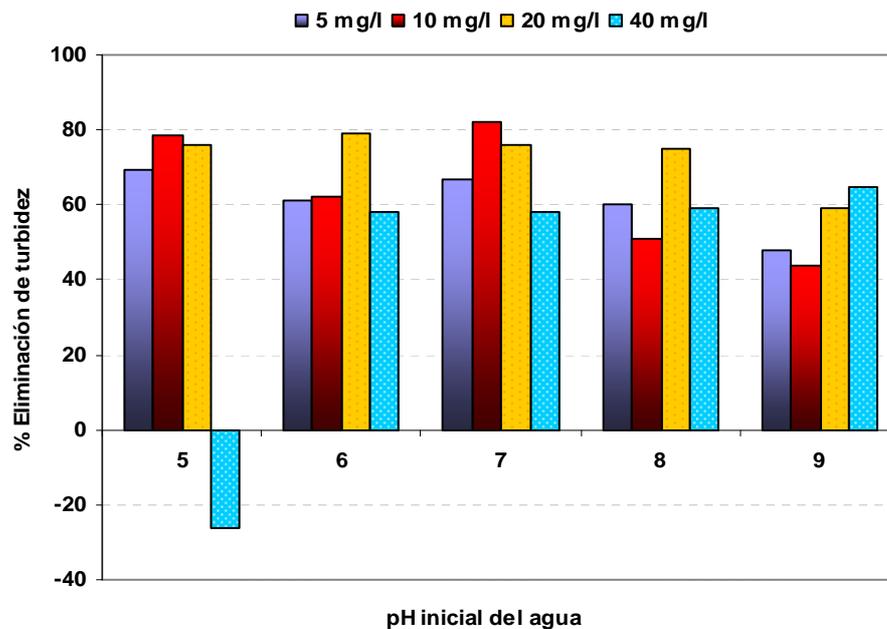


Figura 5.38 Comportamiento del KF69/H a diferentes valores de pH del agua.



Una de las ventajas que presenta el uso de este coagulante, es que para todos los casos, el volumen de lodos generado era despreciable (imposible de cuantificar en los conos de Imhoff). Además el contenido de aluminio residual en el agua permaneció invariable debido a que no aporta aluminio al medio.

Para el **Flocudex**, los mejores % de eliminación de turbidez se obtienen a las concentraciones más bajas de coagulante (5 y 10 mg/l), pero en la mayoría de los casos, dichos valores nunca son superiores a los obtenidos por los otros coagulantes, excepto para el caso de pH=5, que serían condiciones extremas de operación, debido a que sería necesario modificar las características iniciales del agua. La mejor concentración de coagulante fue la de 10 mg/l, que excepto para el caso de pH igual a 7 ó 9, siempre ofreció los mejores resultados de eliminación de turbidez. (Figura 5.39).

Con respecto al volumen de lodos generado, al igual que para el caso del KF69/H comentado anteriormente, su volumen fue despreciable.

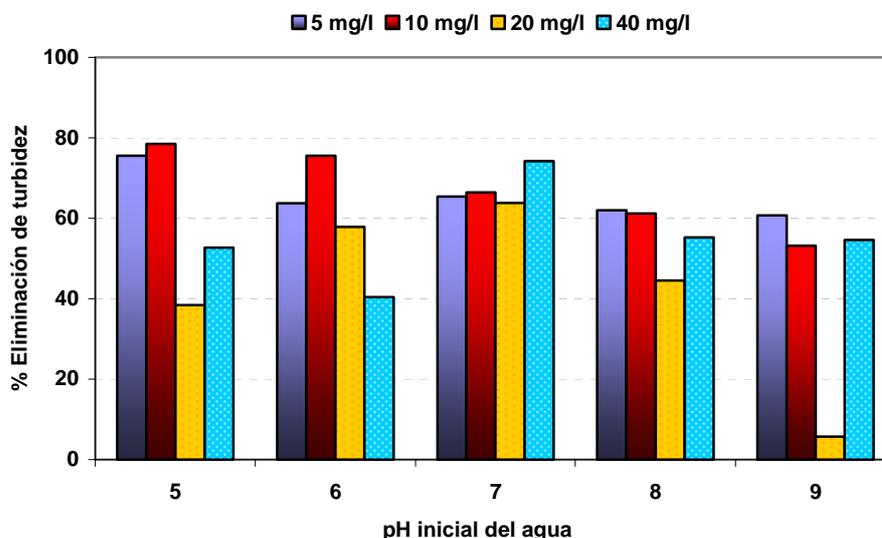


Figura 5.39 Comportamiento del Flocudex a diferentes valores de pH del agua.

Habiendo analizado cada uno de los coagulantes en particular, cabe destacar lo siguiente:



- ◆ A mayor concentración de coagulante, mayor volumen de lodos generado a diferentes valores de pH, excepto para el caso de los polímeros catiónicos, cuyo volumen se considera despreciable.
- ◆ En general, los mayores porcentajes de eliminación de turbidez, se obtienen con PAC y Flocumix, siendo la concentración óptima de coagulante entre 20 y 40 mg/l, y aunque los porcentajes obtenidos a pH=7 y a pH=8 sean aproximadamente iguales, a pH=8 se genera menor volumen de lodos. Esto confirma el hecho de utilizar el agua sin modificar su pH inicial (8) como mejor opción para obtener % de eliminación de turbidez altos y menor volumen de lodos.

Con respecto a la eliminación de DQO, se tiene lo siguiente:

Con 20 mg/l de **PAC**, se obtiene una mayor eliminación de DQO se obtiene, independientemente del valor del pH inicial del agua. A esa misma concentración y pH=5 se alcanzan los mejores rendimientos (85%), aunque a pH=8 y 9 este valor se sitúa en torno a un 60%, como puede apreciarse en la Figura 5.40.

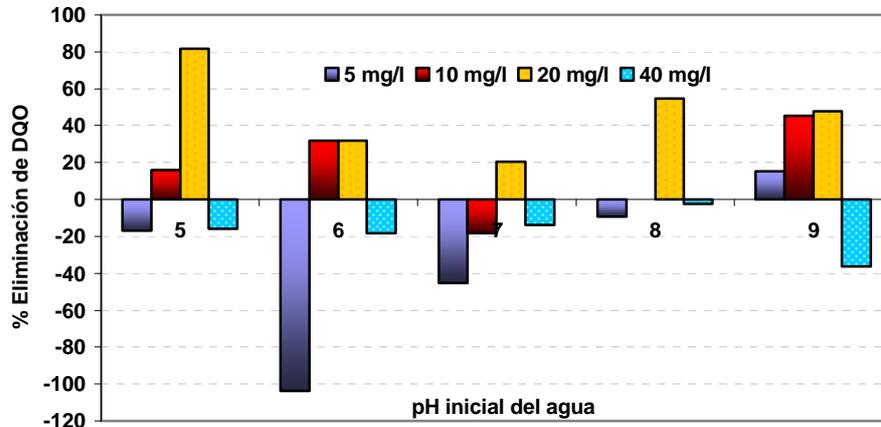


Figura 5.40 Coagulante PAC. Rendimiento de eliminación de DQO a diferentes valores de pH del agua.

Para el caso del **Flocumix**, le influye menos la dosis de polielectrolito empleado al igual que el pH, con respecto al PAC. Para el rango de pH entre 6 y 8, el rendimiento se sitúa entre un 40-50%, casi independientemente de la concentración de coagulante. Esto evidencia la menor influencia del pH con respecto a este coagulante (Figura 5.41).



5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Coagulación-Floculación

Utilizando **KF69/H**, se obtienen peores resultados a los obtenidos con el Flocumix, dando en ciertos momentos valores negativos, reflejado en un empeoramiento de la calidad del efluente, como puede observarse en la Figura 5.42.

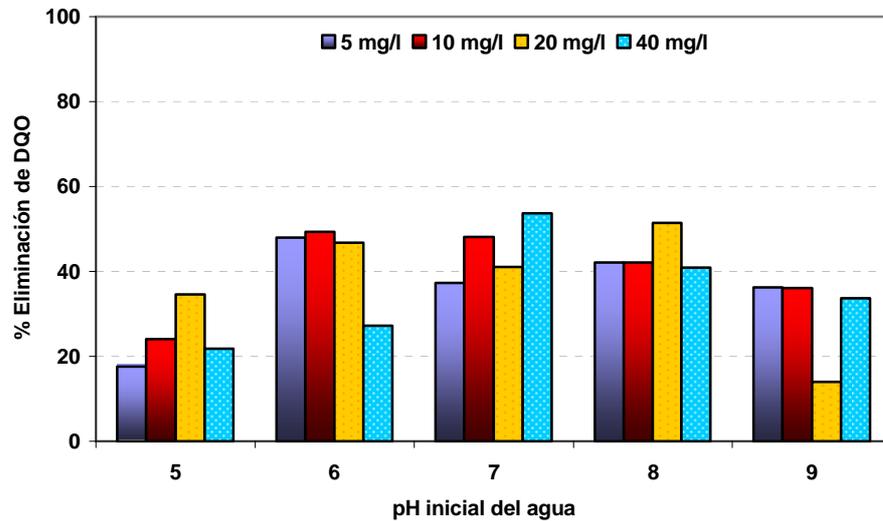


Figura 5.41 Coagulante Flocumix. Rendimiento de eliminación de DQO a diferentes valores de pH del agua.

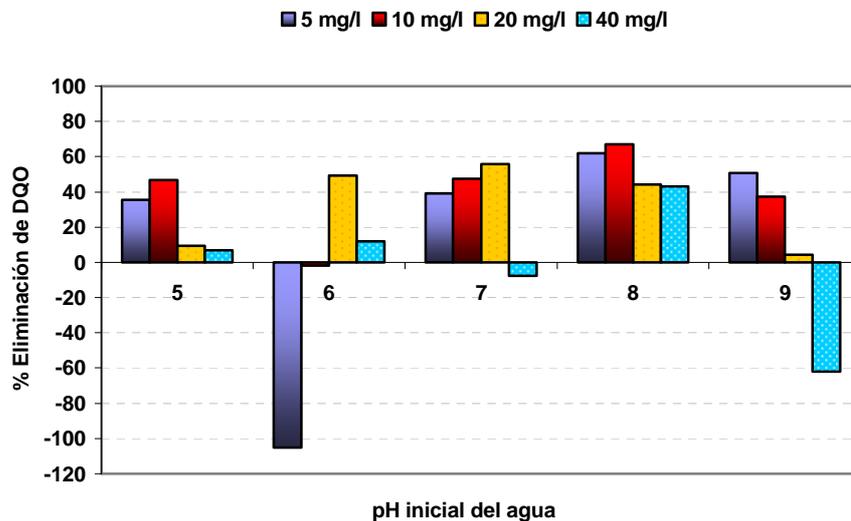


Figura 5.42 Coagulante KF69/H. Rendimiento de eliminación de DQO a diferentes valores de pH del agua.



El **Flocudex**, presenta el menor rendimiento de eliminación con respecto a los otros tres coagulantes. Dicho valor nunca es superior al 20%. También se observa una menor influencia del pH con respecto al PAC (Figura 5.43).

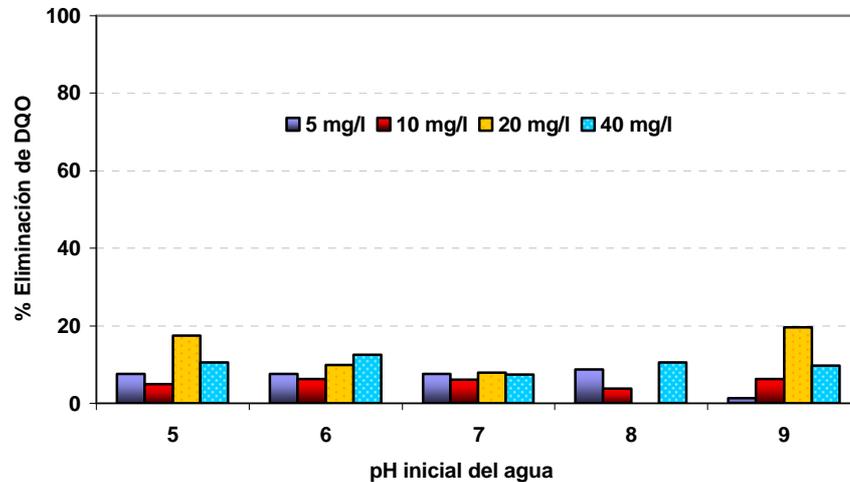


Figura 5.43 Coagulante Flocudex. Rendimiento de eliminación de DQO a diferentes valores de pH del agua.

Con respecto a la eliminación de materia en suspensión (MES), se tiene lo siguiente:

Los mejores rendimientos de eliminación (entre un 60-80%), se obtienen con los dos polielectrolitos catiónicos, seguidos por el Flocumix, siendo el PAC el que produce peores resultados (Figuras 5.44 a 5.47).

Por lo tanto, se evidencia que la carga positiva de los catiónicos, de modo distinto a la carga de un grupo ionizable, no está afectada en una extensión significativa por la química de la disolución (en lo que respecta al pH).

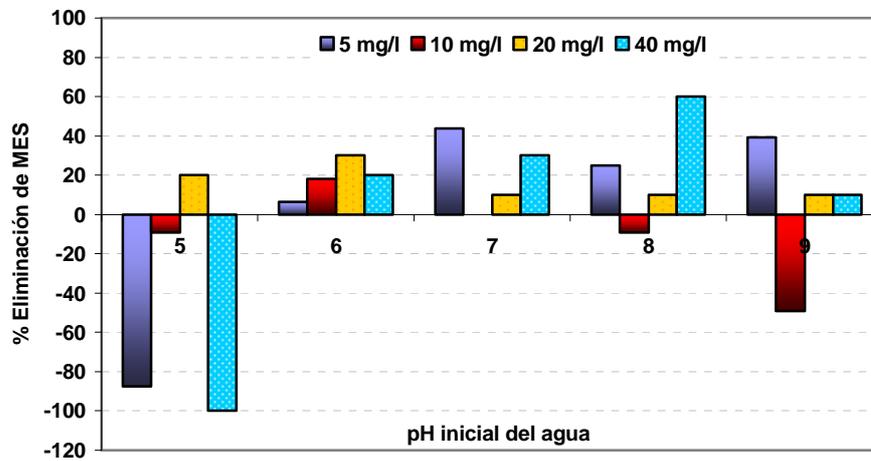


Figura 5.44 Coagulante PAC. Rendimiento de eliminación de MES a diferentes valores de pH del agua.

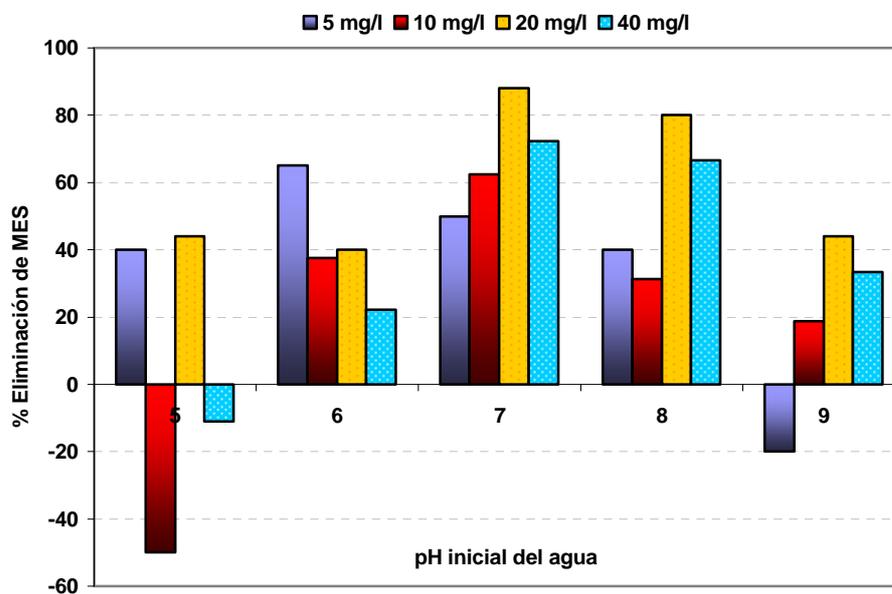


Figura 5.45 Coagulante Flocumix. Rendimiento de eliminación de MES a diferentes valores de pH del agua.

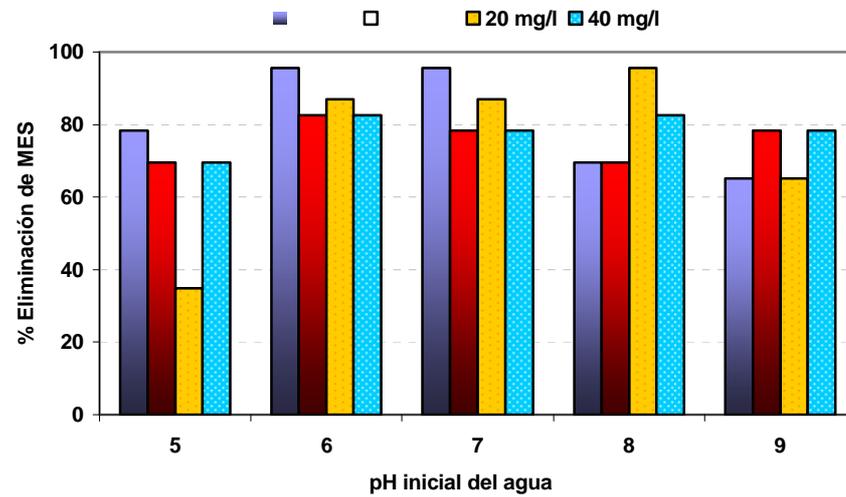


Figura 5.46 Coagulante KF69/H. Rendimiento de eliminación de MES a diferentes valores de pH del agua.

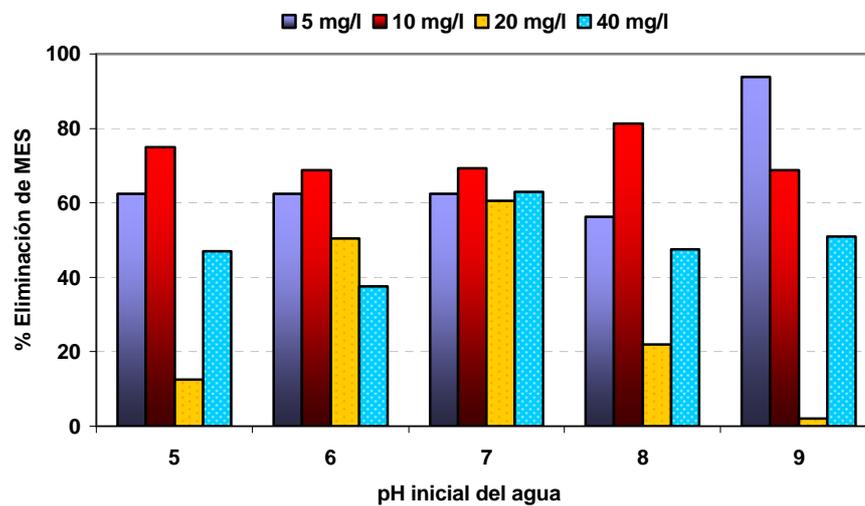


Figura 5.47 Coagulante Flocudex. Rendimiento de eliminación de MES a diferentes valores de pH del agua.



5.4 BIBLIOGRAFIA

Adin, A.; Asano, T. (1998). *The Role of physical-chemical treatment in wastewater reclamation and reuse*. Wat. Science and Technology., **37**(10), 79-90.

Aguilar, M.I.; Sáez, J.; Lloréis, M.; Soler, A.; Ortuño, J.F. (2002). Tratamiento físico-químico de aguas residuales. Coagulación-Floculación. 1ª Edición. Universidad de Murcia. 132-135.

Amirtharajah, A.; Dennett, K.E. y Studstill, A. (1993). Ferric chloride coagulation for removal of dissolved organic matter and trihalomethane precursors. Wat. Sci. Technol., **27**(11), 113-121.

Bazer-Bachi, A.; Puech-Coste, E.; Ben Aim, R. y Probst, J. L. (1990). *Modélisation mathématique du taux de coagulant dans une station de traitement d'eau*. Rev. Des Sci. de l'Eau, **3**, 377-397.

Bernhardt, H. y Schell, H. (1993). Control of flocculants by use of a streaming current detector (SCD). J. Water SRT-Aqua, **42** (4), 239-251.

Dentel, S. K. (1991) *Coagulant control in water treatment*. Crit. Rev. Environ. Control, **21**(1) 41-135.

Dzombak D. A., Morel F. M. M. (1990). Surface complexation modelling: Hydrous Ferric Oxide. Wiley-Interscience, New York.

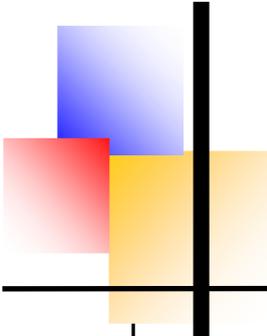
Hahn, H. H. y Stumm, w. (1968). Kinetics of Coagulation with hydrolyzed Al (III). *J. Colloid Interface Sci.*, **28**, 134-144.

Keys, R.O.; Hogg, R. (1978). Mixing Problems in Polymer Flocculation. AIChE Symposium Series. *Water.*, 63-72.

Verdés Prieto, J., (2001). Los coagulantes orgánicos reducen la formación de lodos. *Ing. Química.*, 189-194.

Weber, W. J. Jr. (1979). Control de la calidad del agua. Procesos físico-químicos. Caps. 2 y 3, 64-144. Ed. Reverté, S.A., Barcelona.

**Capítulo 6:
Resultados y Discusión.
Filtración en medio granular**



CAPÍTULO 6: RESULTADOS Y DISCUSIÓN. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

6 FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR. EXPERIMENTACIÓN EN PLANTA PILOTO

6.1 FILTRO MONOCAPA CON DIFERENTES GRANULOMETRÍAS DE ARENA

- 6.1.1 Arena de 0.8 mm
- 6.1.2 Arena de 1.4-1.6 mm
- 6.1.3 Arena de 1.8-2.0 mm
- 6.1.4 Arena de 2.0-2.24 mm

6.2 FILTRO MONOCAPA CON ARENA MEZCLADA

- 6.2.1 Filtro de 20 cm arena mezclada
- 6.2.2 Filtro de 40 cm arena mezclada

6.3 FILTRO BICAPA: ARENA MEZCLADA-ANTRACITA

6.4 INFLUENCIA DE LA TURBIDEZ INICIAL DEL AGUA EN EL PROCESO DE FILTRACIÓN

- 6.4.1 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada
- 6.4.2 Lecho filtrante de 40 cm de arena mezclada
- 6.4.3 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada con 20 cm de antracita

6.5 EMPLEO DE PUMITA COMO LECHO FILTRANTE

6.6 ESTUDIO DEL EFECTO DEL CAUDAL

Lecho de 40 cm arena mezclada:

- Influencia del Caudal
- Influencia del tipo de coagulante
- Influencia de la concentración de coagulante

Lecho de 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita

- Influencia del Caudal
- Influencia del tipo de coagulante
- Influencia de la concentración de coagulante

6.7 COMPROBACIÓN DE ECUACIONES TEÓRICAS DE PÉRDIDA DE CARGA INICIAL

6.8 RELACIÓN ENTRE EL RENDIMIENTO DEL FILTRO Y LAS VARIABLES DE FILTRACIÓN.

6.9 RELACIÓN ENTRE LA TURBIDEZ Y LA MES EN EL PROCESO DE FILTRACIÓN



6 FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR. EXPERIMENTACIÓN EN PLANTA PILOTO.

Para seleccionar las condiciones óptimas en el proceso de filtración, se estudió la influencia de distintas variables, tales como: tipo y concentración de coagulante, caudal, turbidez inicial del agua, arena y antracita como materiales filtrantes a diferentes granulometrías, altura de lecho, tipo de lecho (monocapa y bicapa) y la utilización de la pumita como material filtrante autóctono.

6.1 FILTRO MONOCAPA CON DIFERENTES GRANULOMETRÍAS DE ARENA.

La altura de lecho para el filtro es de 20 cm, y los tamaños de arena están comprendidos entre 0,8 y 2,4 mm. Los coagulantes utilizados fueron: PAC y Floccudex, a las concentraciones de 1; 2,5 y 5 mg/l. La velocidad de filtración es de 8 m/h. En todos los casos se ha analizado el rendimiento del filtro como % de eliminación de turbidez y la evolución de la pérdida de carga en el mismo.

6.1.1 Arena de 0,8 mm

Los resultados experimentales obtenidos, para los dos coagulantes ensayados a distintas concentraciones, se indican en las Tablas AV.1 hasta AV.5, y se representan en las Figuras 6.1 y 6.2. El agua presentó un valor de turbidez inicial media (T_0) de 6,81.

Se observa que el rendimiento del filtro sin adición de coagulante, y cuando se utiliza PAC ó Floccudex a concentraciones de 1,0 mg/l es aproximadamente el mismo y en torno a un 25-30%, evolucionando la pérdida de carga después de 6 horas de funcionamiento hasta un valor inferior a 130 cm c.a. para el caso del PAC (Figura 6.1), y siendo más bajo para el caso del Floccudex (Figura 6.2).

Sin embargo, para concentraciones de coagulante de 2,5 mg/l, el rendimiento del filtro se mantiene entre 30 y 40%, y la pérdida de carga aumenta rápidamente con respecto al caso anterior, obteniéndose valores superiores a 130 cm c.a. para el caso del PAC, y de 80 cm c.a. para el Floccudex, en un tiempo de filtración mucho menor (90 min).



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

Esto puede estar relacionado con el tipo de flóculo formado, y además al ser una turbidez inicial baja, el hecho de usar 2,5 mg/l, constituye una concentración excesiva de coagulante para un tamaño de grano pequeño. En consecuencia, parece estar desaconsejada la utilización de la concentración de 5 mg/l para este tamaño de arena, en vista de cómo evoluciona la pérdida de carga.

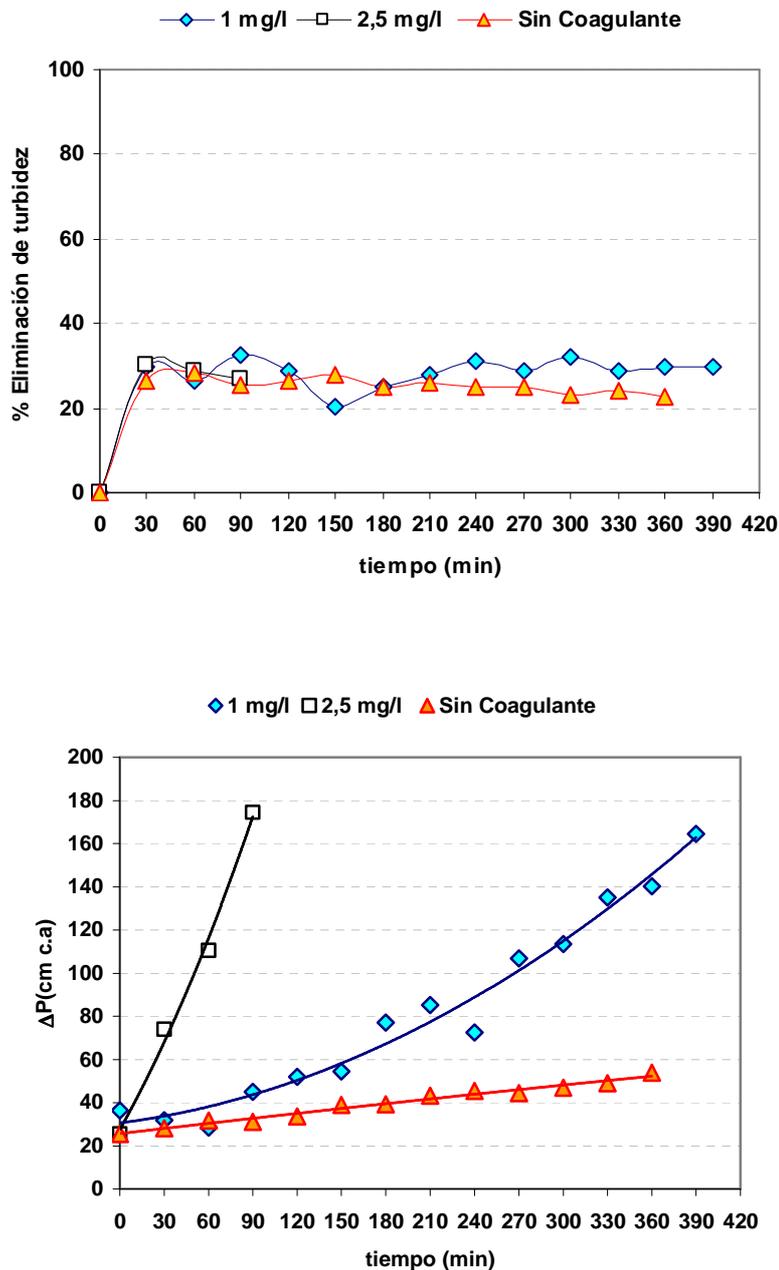


Figura 6.1 Coagulante PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (arena de granulometría 0,8mm)

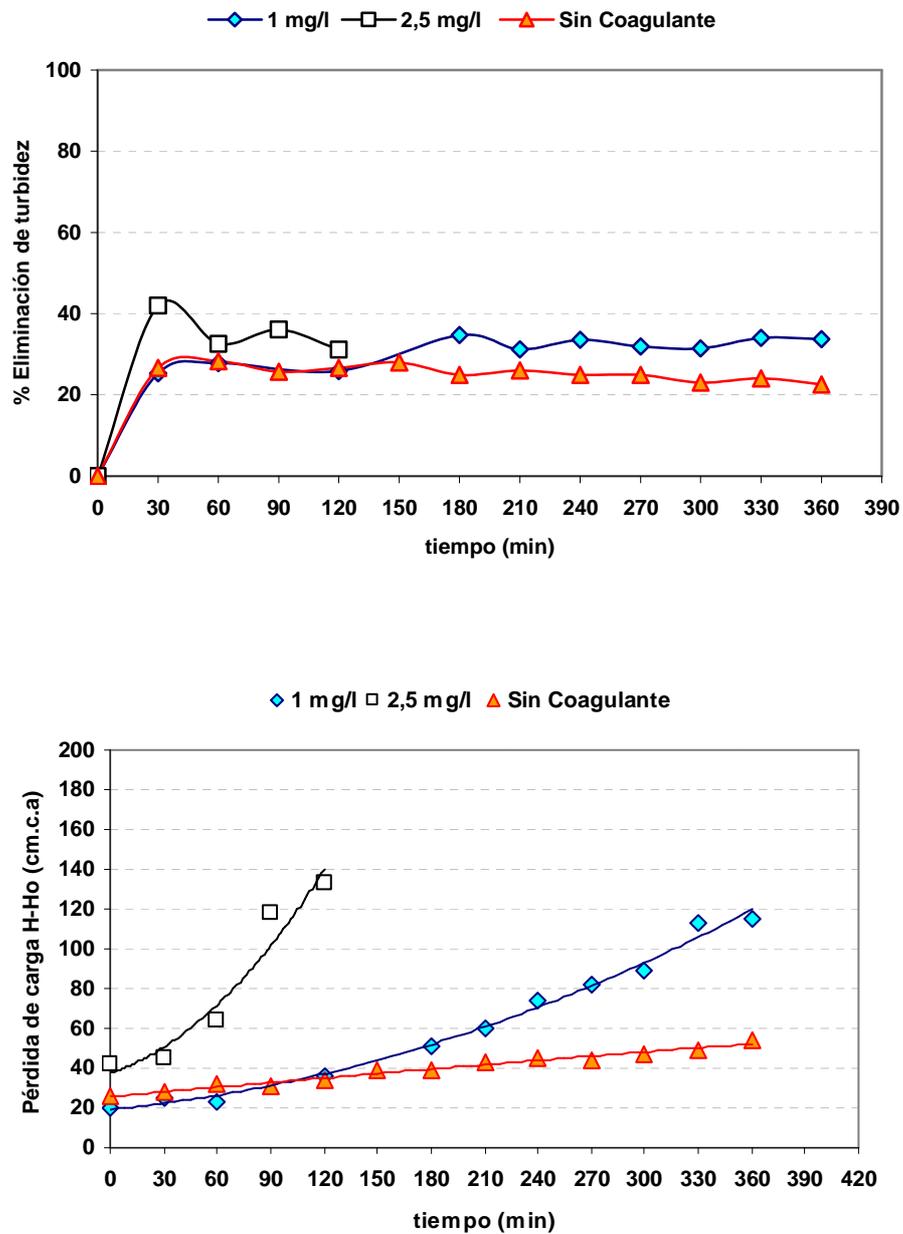


Figura 6.2 Coagulante Flocudex. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (arena de granulometría 0,8mm)

6.1.2 Arena de 1.4-1.6 mm

Los resultados obtenidos se indican en las Tablas AV.6 hasta AV.12, y se representan en las Figuras 6.3 y 6.4. En este caso, el agua presentó un valor de turbidez inicial media (T_0) de 4,92 y 6,52 NTU, cuando se utilizó PAC y Flocudex respectivamente.



El análisis de los resultados para ambos tipos de coagulante nos indica que el rendimiento del filtro, es similar para las tres concentraciones utilizadas, siendo del orden de 20-40%, valor similar al obtenido sin adición de coagulante.

Para concentraciones de 1 mg/l, en ambos casos, no se observa un incremento considerable de la pérdida de carga con respecto a la filtración sin adición de coagulante, a lo largo del ciclo de filtración, siendo inferior a 60 cm c.a. en 6 horas de tiempo de ciclo.

La pérdida de carga, se incrementa, al utilizar concentraciones de 2,5 y 5,0 mg/l de PAC, alcanzándose valores en torno a 160 cm c.a. a las 6 horas de filtración (Figura 6.3).

La utilización de 5 mg/l de Floccudex, parece no ser adecuada, debido a que en solo 1 hora de filtración, la pérdida de carga alcanza valores cercanos a 160 cm c.a (Figura 6.4).

6.1.3 Arena de 1.8-2.0 mm

Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.13 hasta AV. 19, y se representan en las Figuras 6.5 y 6.6. El rendimiento del filtro, sin adición de coagulante es de un 20% para una turbidez media de 6,29 NTU. El PAC a la concentración de 1 mg/l, no ofrece una notable mejoría a la calidad del efluente. A medida que se incrementa la concentración, el rendimiento de eliminación de turbidez aumenta, hasta alcanzar valores del 54% para el caso de 5 mg/l, durante las 3 primeras horas, para después disminuir hasta valores inferiores a los obtenidos con 2,5 mg/l (40%) (Figura 6.5).

En cambio, al utilizar Floccudex, en general, se empeora la calidad del efluente. Únicamente para el caso de 5 mg/l, se observa un aumento del rendimiento de eliminación de turbidez (48%), pero en un tiempo muy limitado, obteniéndose valores negativos durante el resto del ciclo. En general, la pérdida de carga no se incrementa, a lo largo del tiempo de ciclo, para los coagulantes ensayados, excepto para el caso de 5,0 mg/l de Floccudex, que refleja un comportamiento muy inestable (Figura 6.6).



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

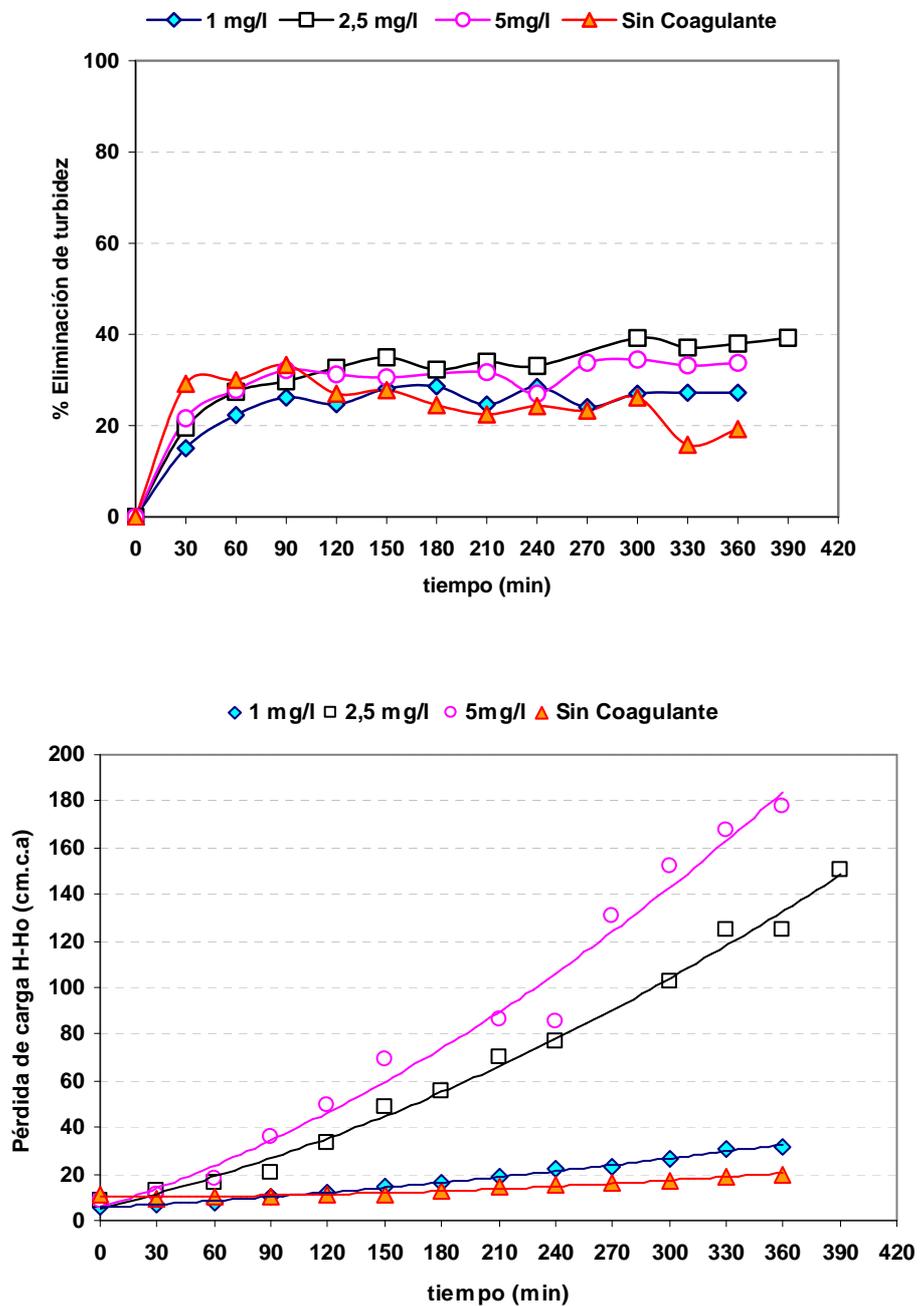


Figura 6.3 Coagulante PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (arena de granulometría 1,4-1,6 mm)

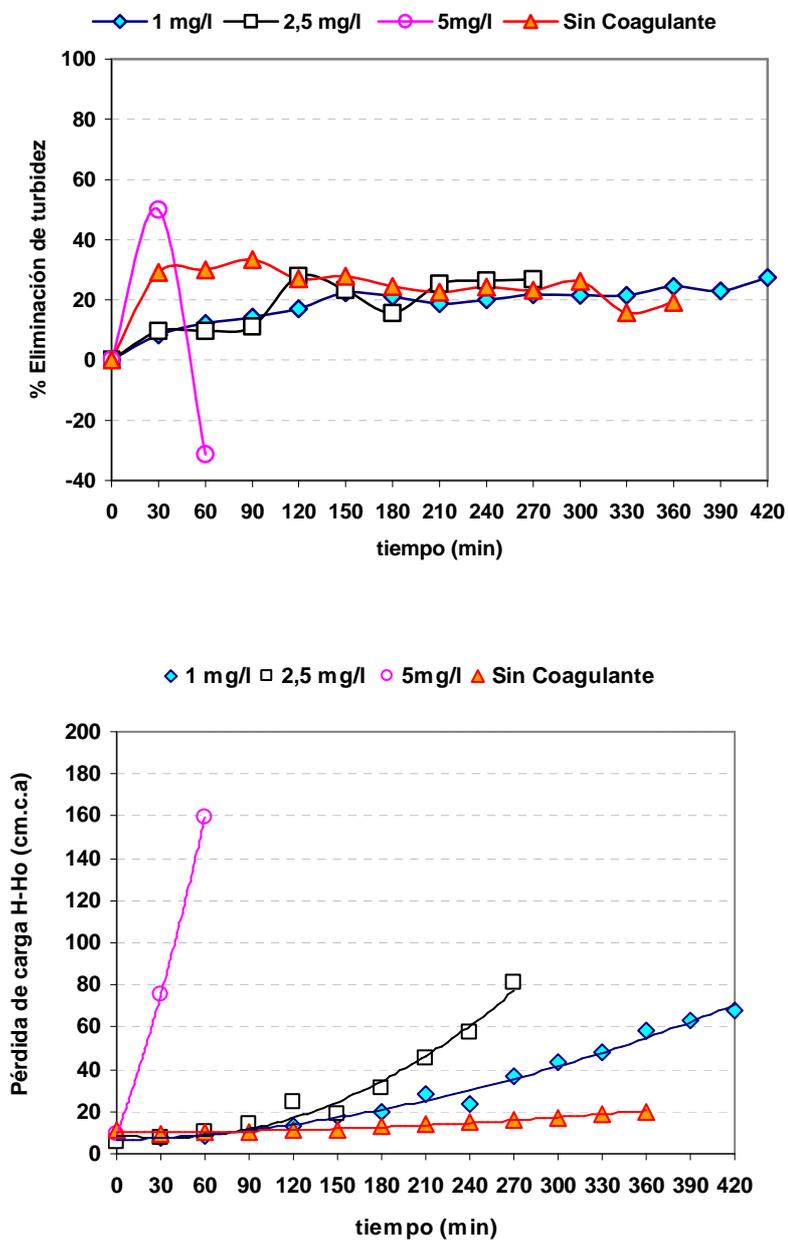


Figura 6.4 Coagulante Floccudex. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (arena de granulometría 1,4-1,6 mm)



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

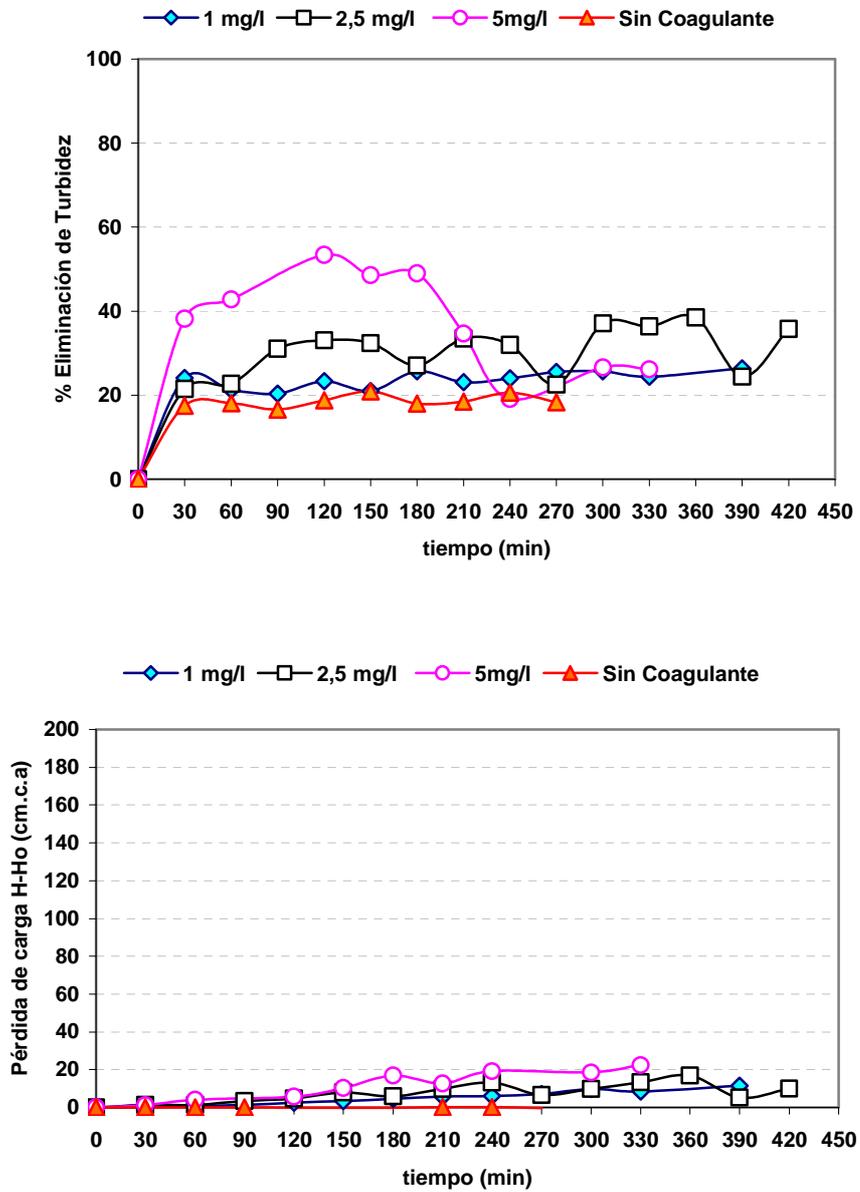


Figura 6.5 Coagulante PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (arena de granulometría 1,8-2,0 mm)

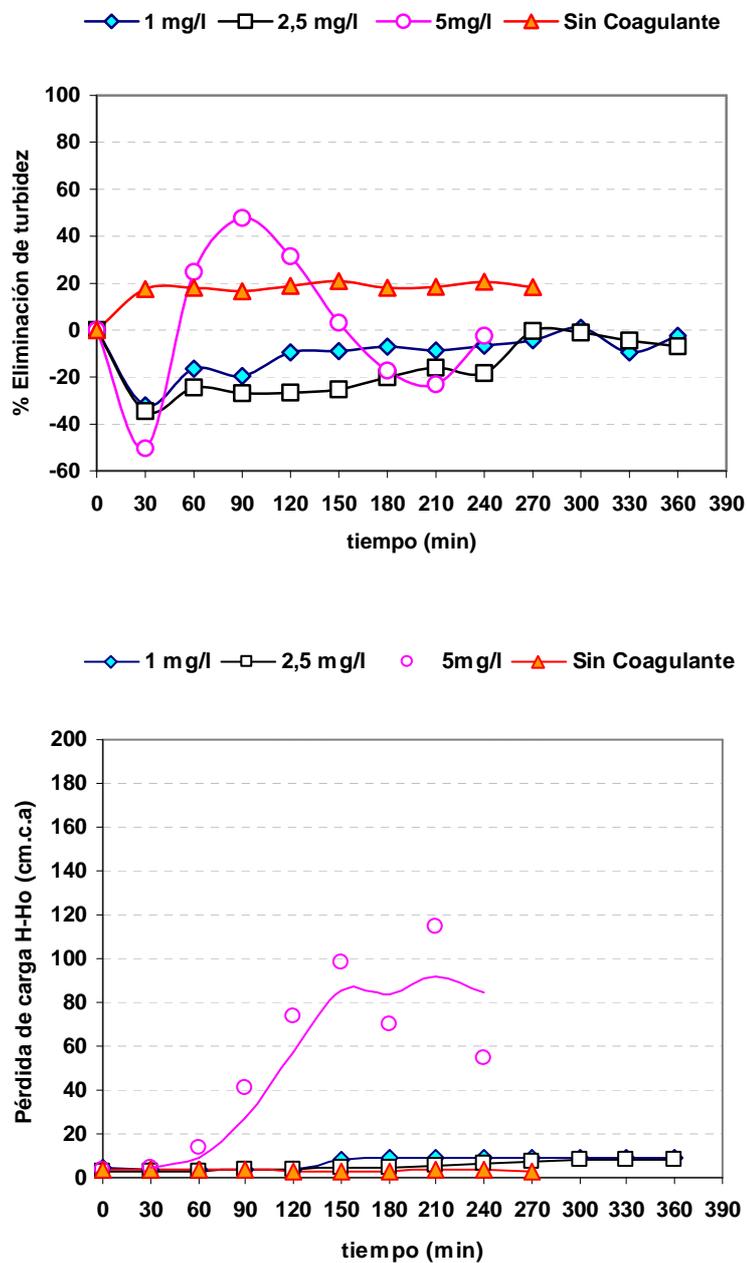


Figura 6.6 Coagulante Flocudex. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (arena de granulometría 1,8-2,0 mm)

6.1.4 Arena de 2.0-2.24 mm



Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.20 hasta AV.26, y se representan en las Figuras 6.7 y 6.8.

El rendimiento del filtro, sin adición de reactivo es de aproximadamente un 20%, a una turbidez media de 7,30 NTU (Figura 6.13). Por otro lado, se observa que con el PAC, se obtienen mejores resultados de eliminación de turbidez, aunque en ningún caso superiores a un 40%.

En ambos casos (PAC y Floccudex), resulta desaconsejable, la concentración de 5,0 mg/l, debido a que los rendimientos de eliminación son inferiores a los obtenidos con 2,5 mg/l (PAC) o negativos en el caso del Floccudex.

La pérdida de carga permanece invariante a lo largo del ciclo de filtración, excepto para el caso de 5,0 mg/l de Floccudex, en el que se obtiene un valor de aproximadamente 130 cm c.a. a las 4 horas.

Los resultados obtenidos en el filtro monocapa, con diferentes granulometrías de arena, conducen a lo siguiente:

El funcionamiento del filtro, utilizando los coagulantes citados (PAC y Floccudex), es poco satisfactorio, pues en el caso de arenas menores de 1,6 mm, la pérdida de carga alcanza valores altos en poco tiempo, en un número significativo de casos. Sin embargo, para tamaños superiores a 1,8 mm, aunque la pérdida de carga se mantiene en valores bajos a lo largo del tiempo, el rendimiento de eliminación de turbidez es muy inferior, llegando a ser negativo con el coagulante Floccudex, sobre todo a concentraciones altas.

Para la arena de menor tamaño, el filtro se obstruye con los flóculos formados a tiempos de ciclo cortos. Se observa que el proceso de filtración tiene relación directa con el área total de los granos y que la eficiencia en general es inversamente proporcional al diámetro de las partículas.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

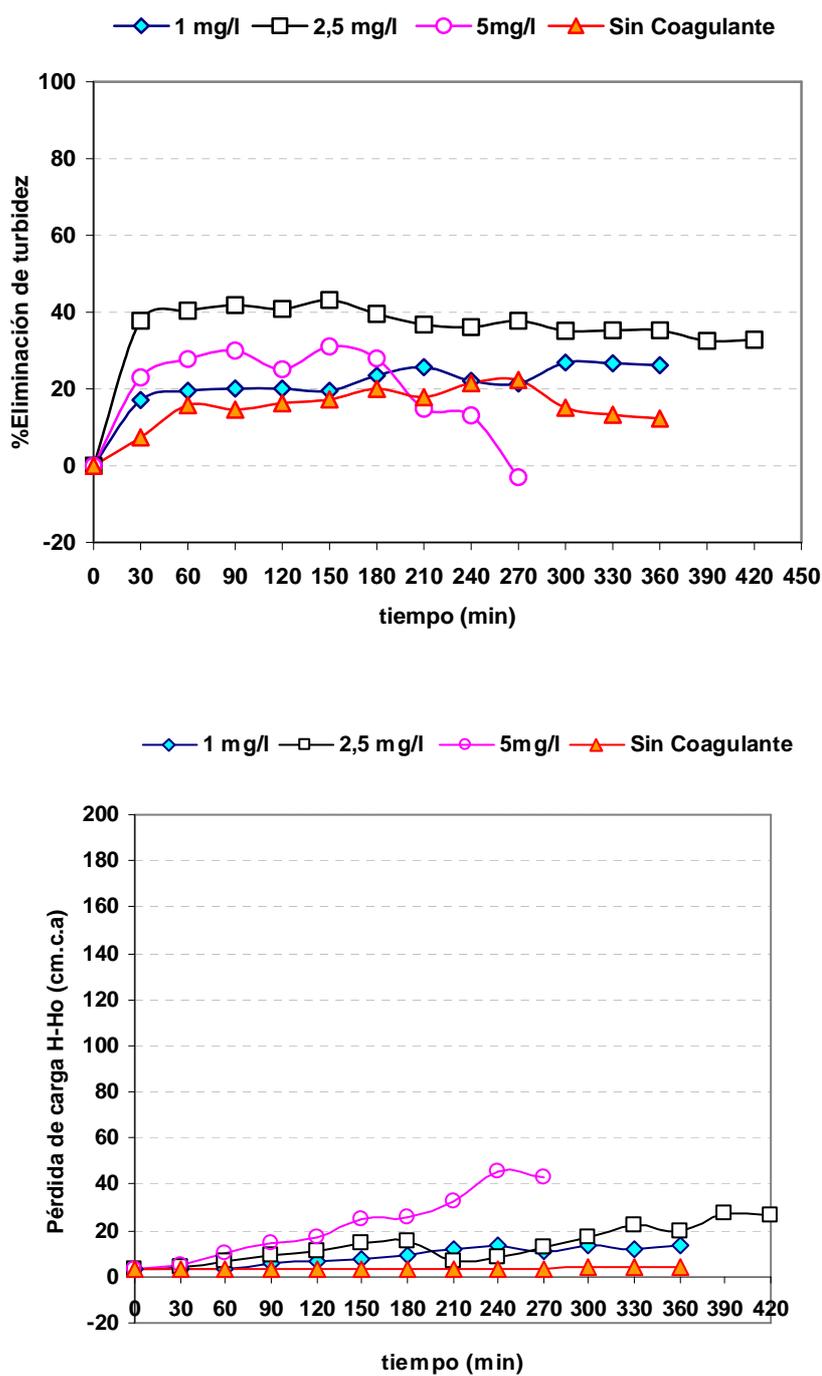


Figura 6.7 Coagulante PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (arena de granulometría 2,0-2,24 mm)



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

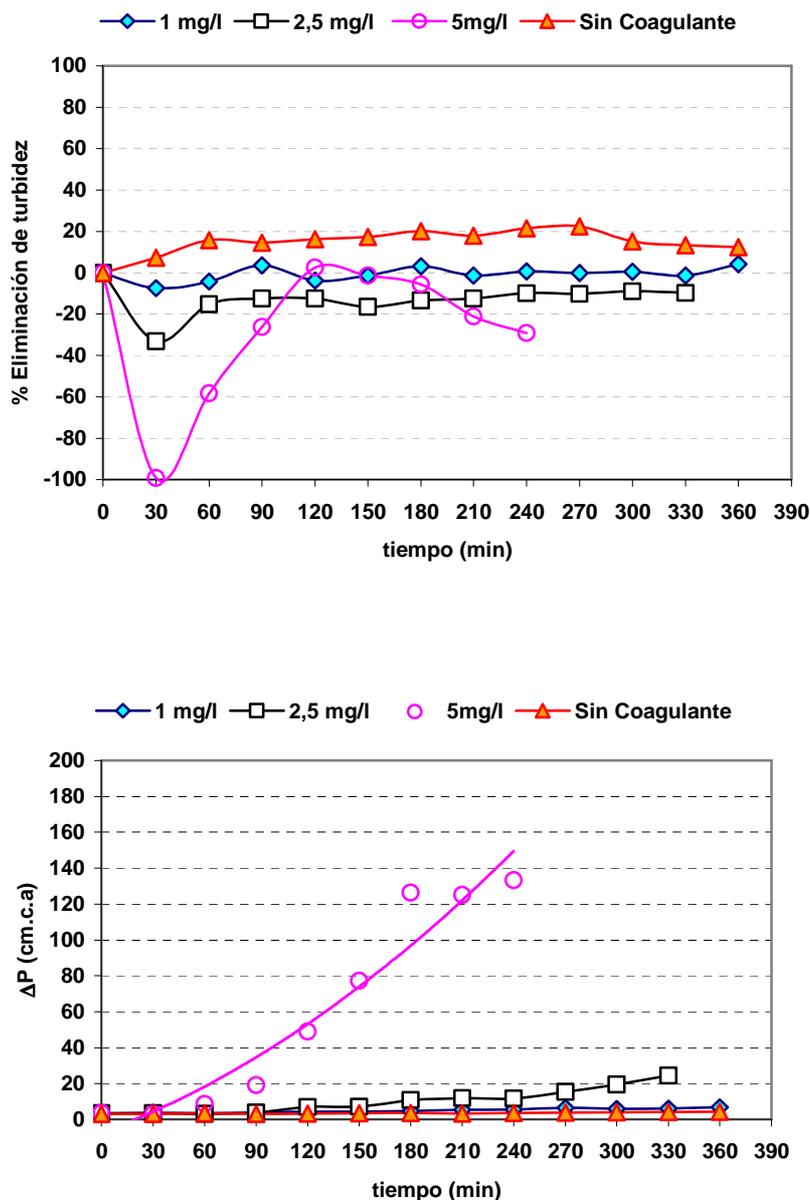


Figura 6.8 Coagulante Flocudex. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (arena de granulometría 2,0-2,24 mm)

Resultó aconsejable utilizar un lecho filtrante no estratificado, formado por partículas de diferentes tamaños, con la finalidad de que la permeabilidad del lecho se compense entre los diferentes tamaños existentes a través del lecho. Por ello, se propuso utilizar arena mezclada en distintos tipos de filtro.



6.2 FILTRO MONOCAPA CON ARENA MEZCLADA

Se utilizaron dos alturas de lecho (20 y 40 cm) de arena mezclada, cuyas características se presentan en la Tabla 4.9. Los coagulantes utilizados fueron PAC, flocudex y flocumix a las concentraciones de 1; 2,5 y 5 mg/l.

6.2.1 Filtro de 20 cm arena mezclada

Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.27 hasta AV. 35, y se representan en las Figuras 6.9 y 6.10.

El rendimiento del filtro para arena mezclada, sin adición de coagulante es inferior al 20%, a una turbidez inicial media de 6,64 NTU. La filtración con arena mezclada mejora el rendimiento con 1 mg/l de PAC, alcanzándose un 40 % de eliminación de turbidez a lo largo de todo el ciclo de filtración (Figura 6.9). Este comportamiento no se observa para el caso de Flocudex a la misma concentración. Al aumentar la concentración de ambos coagulantes hasta 2,5 mg/l no se obtienen mejoras en el rendimiento de eliminación de turbidez, sino todo lo contrario. La pérdida de carga en general, se mantiene bastante baja en las primeras 6 horas, como puede observarse en las Figuras 6.9 y 6.10.

Debido a que el Flocudex no fue efectivo como coagulante en el filtro, y que el rendimiento alcanzado por el PAC, fue insuficiente, se utilizó Flocumix (mezcla de PAC con un catiónico) a una concentración de 2,5 mg/l (T_0 : 23,41 NTU). Este coagulante se estudió previamente en el Jar Test y se comprobó su gran efectividad con respecto a los coagulantes anteriores. Por ello, se decidió hacer un estudio más exhaustivo utilizando concentraciones de 1; 2,5 y 5 mg/l.

Como puede observarse en la Figura 6.10, con la adición de 1 mg/l de Flocumix , (T_0 : 8,96 NTU) se llega a un 40 % de eliminación, que se mantuvo constante durante las primeras cinco horas de filtración, a partir de las cuales empeora la calidad del agua de salida, pero la pérdida de carga se mantiene en valores de 15 a 20 cm c.a.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

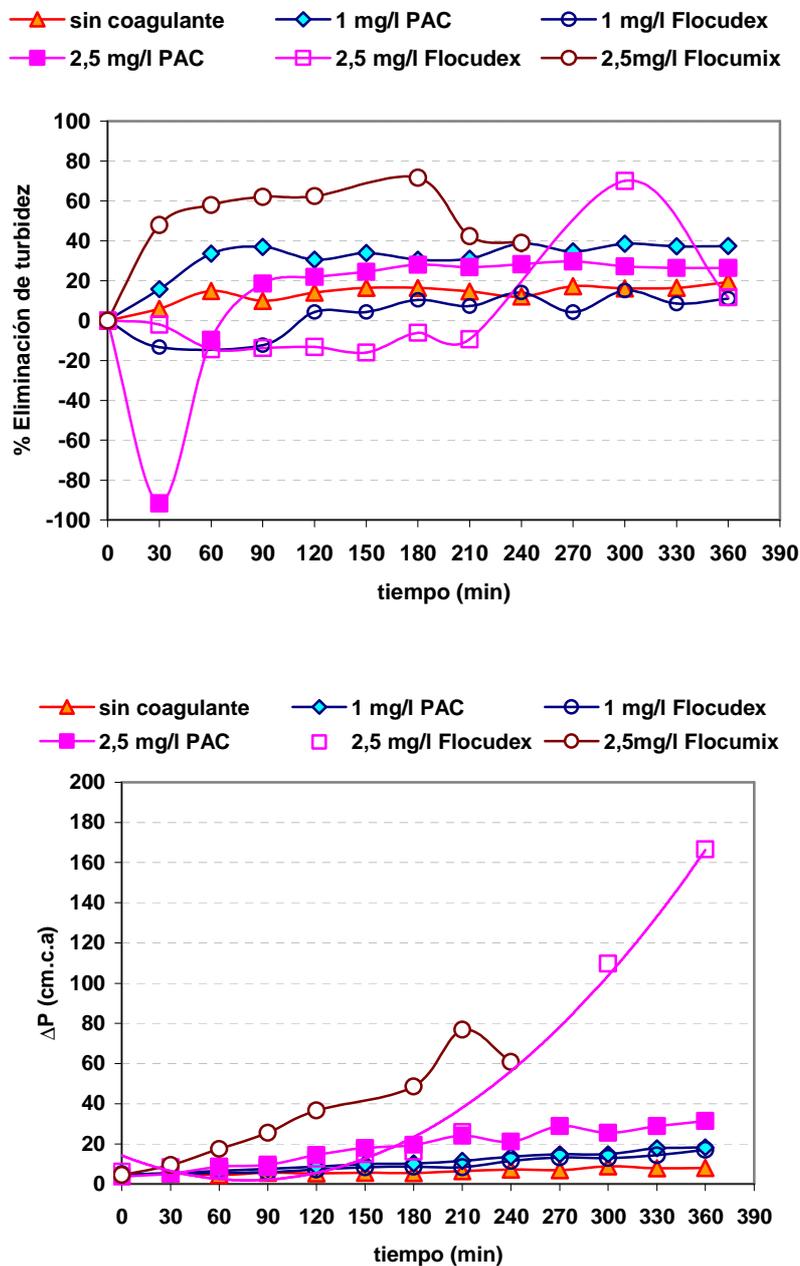


Figura 6.9 Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (20 cm de arena de granulometría mezclada)



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

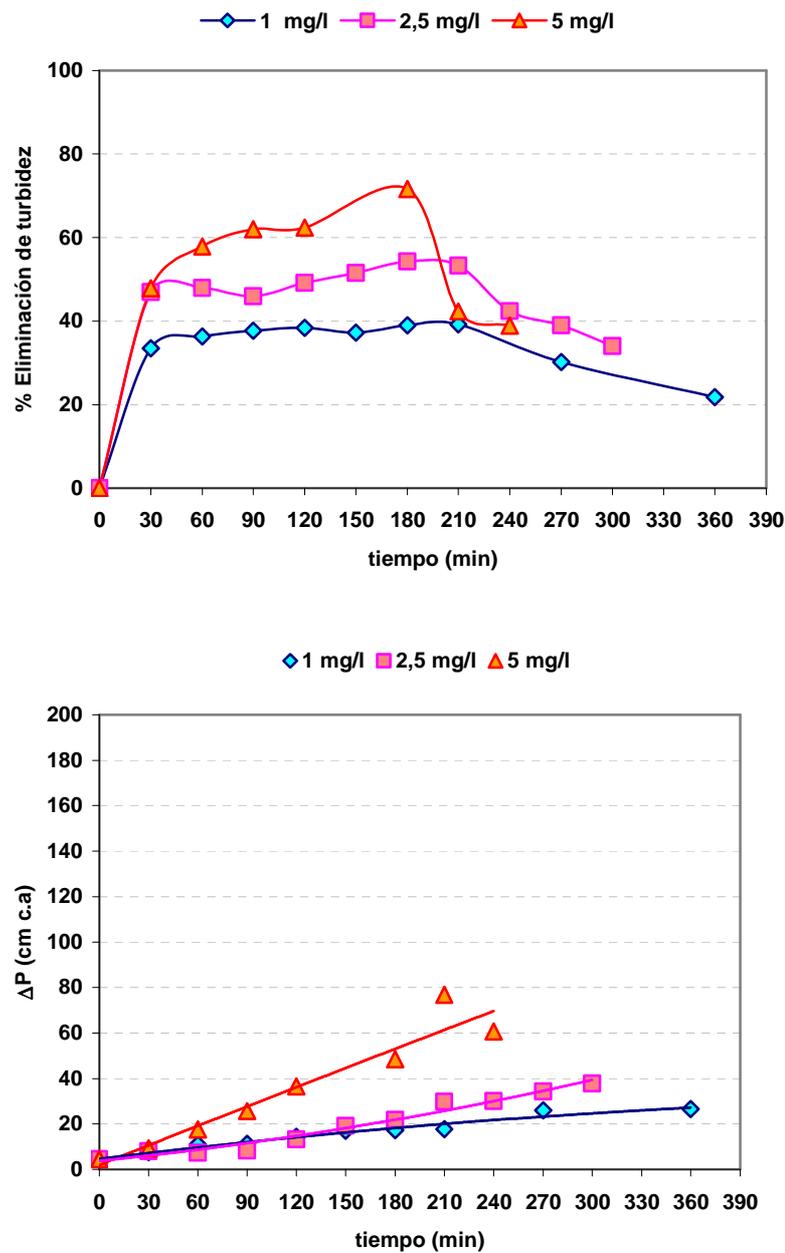


Figura 6.10 Coagulante Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (20 cm de arena de granulometría mezclada)

Al utilizar 2,5 mg/l del coagulante (To:10,00 NTU), se alcanza un valor máximo de 54 % de eliminación de turbidez. Esta eliminación se produce, prácticamente en la primera media hora, manteniéndose constante hasta las tres horas del ciclo de filtración. A partir de este instante, el % de eliminación va disminuyendo.



Para el caso de 5 mg/l de Flocumix, se alcanza un 70% de eliminación a las tres horas, valor que no se mantiene a lo largo del tiempo, e incluso llega a ser inferior que para concentraciones de 2,5 mg/l. Los valores de pérdida de carga son aceptables ya que en el peor de los casos llegan a 60 cm c.a.

Como se pudo observar, en general para el lecho de 20 cm de arena mezclada, los mejores rendimientos del filtro se obtuvieron con 1 mg/l de PAC (40%) y con 2,5 mg/l de Flocumix (55%).

6.2.2 Filtro de 40 cm arena mezclada:

En este filtro, se emplearon los coagulantes y las concentraciones que mejores resultados dieron en el filtro anterior. Estos coagulantes fueron: PAC y Flocumix a las concentraciones de 1 y 2,5 mg/l respectivamente. Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.36 hasta AV.38, y se representa en la Figura 6.11.

En este filtro y para una turbidez inicial media de 17,80 NTU, el mejor resultado en cuanto al rendimiento de eliminación de turbidez se obtuvo con 2,5 mg/l de Flocumix, y aunque la pérdida de carga es la mayor, situándose en torno a 100-120 cm c.a. al cabo de 3-4 horas, no se considera un factor limitante.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

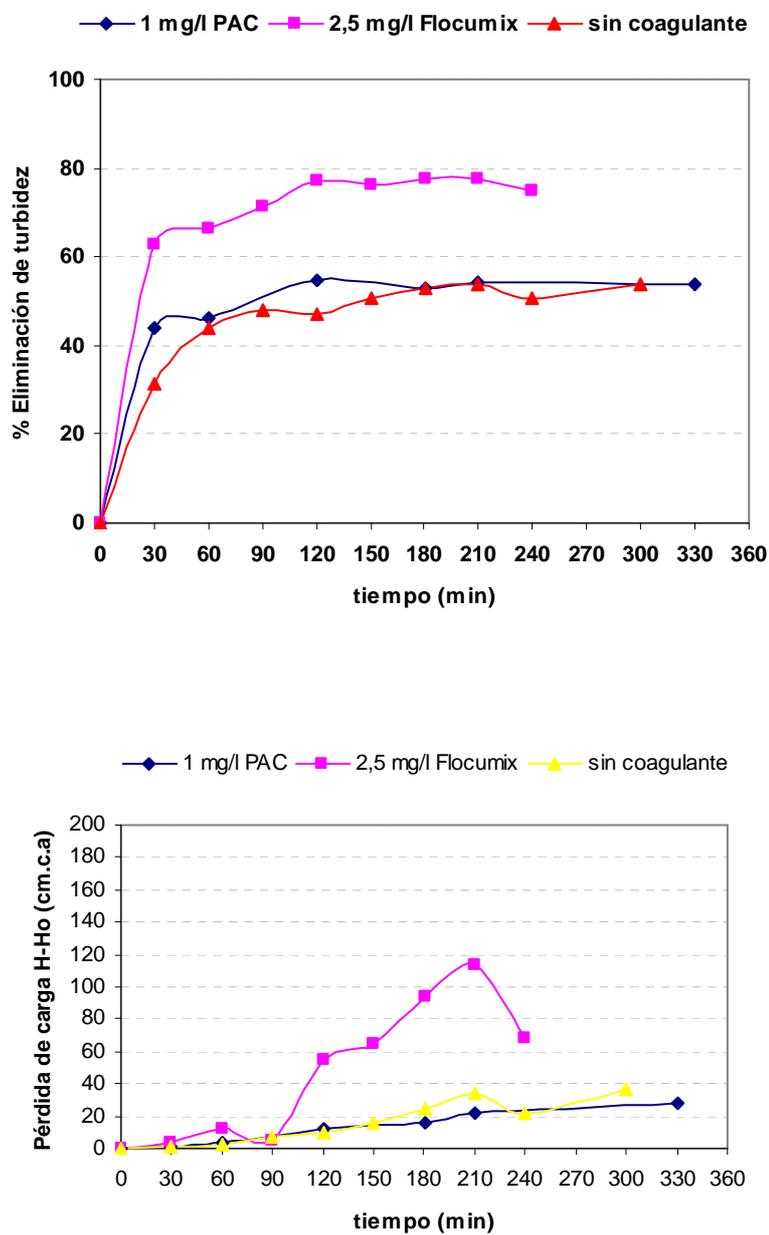


Figura 6.11 Coagulantes, PAC o Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (40 cm de arena de granulometría mezclada)



6.3 FILTRO BICAPA: ARENA MEZCLADA – ANTRACITA

Una solución, para que el filtro sea más eficiente, consiste en conseguir que la permeabilidad del lecho disminuya con la profundidad, de forma que los flóculos puedan penetrar y encontrar el medio más fino en las capas inferiores del filtro y el más grueso en las superiores.

Por ello, se decidió utilizar un filtro bicapa con 20 cm de antracita en la parte superior y 20 cm de arena mezclada en la inferior. Los coagulantes y concentraciones empleados fueron los mismos que los del filtro de 40 cm de arena mezclada. Con objeto de evitar la estratificación del lecho en la operación de retrolavado, se pensó en usar medios de diferentes densidades, de manera que los granos gruesos fueran de un material poco denso.

Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.39 hasta AV.41, y se representa en la Figura 6.12.

El rendimiento con el lecho bicapa sin adición de reactivo, es de un 60-70% de eliminación. Este rendimiento de eliminación es elevado, debido a que la turbidez inicial del agua también lo es (To: 41,2NTU). La pérdida de carga aumenta progresivamente, hasta alcanzar un valor final cercano a 100 cm c.a (Figura 6.12).

Aunque la turbidez inicial del agua para el caso de 1,0 mg/l de PAC fue menor que sin usar coagulante (To: 32,9 NTU), la calidad del efluente es similar, y se obtienen en algunos casos menores valores de pérdida de carga. Al utilizar 2,5 mg/l de Floccumix (To: 35,3 NTU), se obtiene un rendimiento del 80%, alcanzándose este valor casi en la primera media hora y manteniéndose constante durante todo el ciclo. La pérdida de carga aumenta progresivamente, hasta valores inferiores a los obtenidos para el ensayo sin coagulante (70 cm c.a).

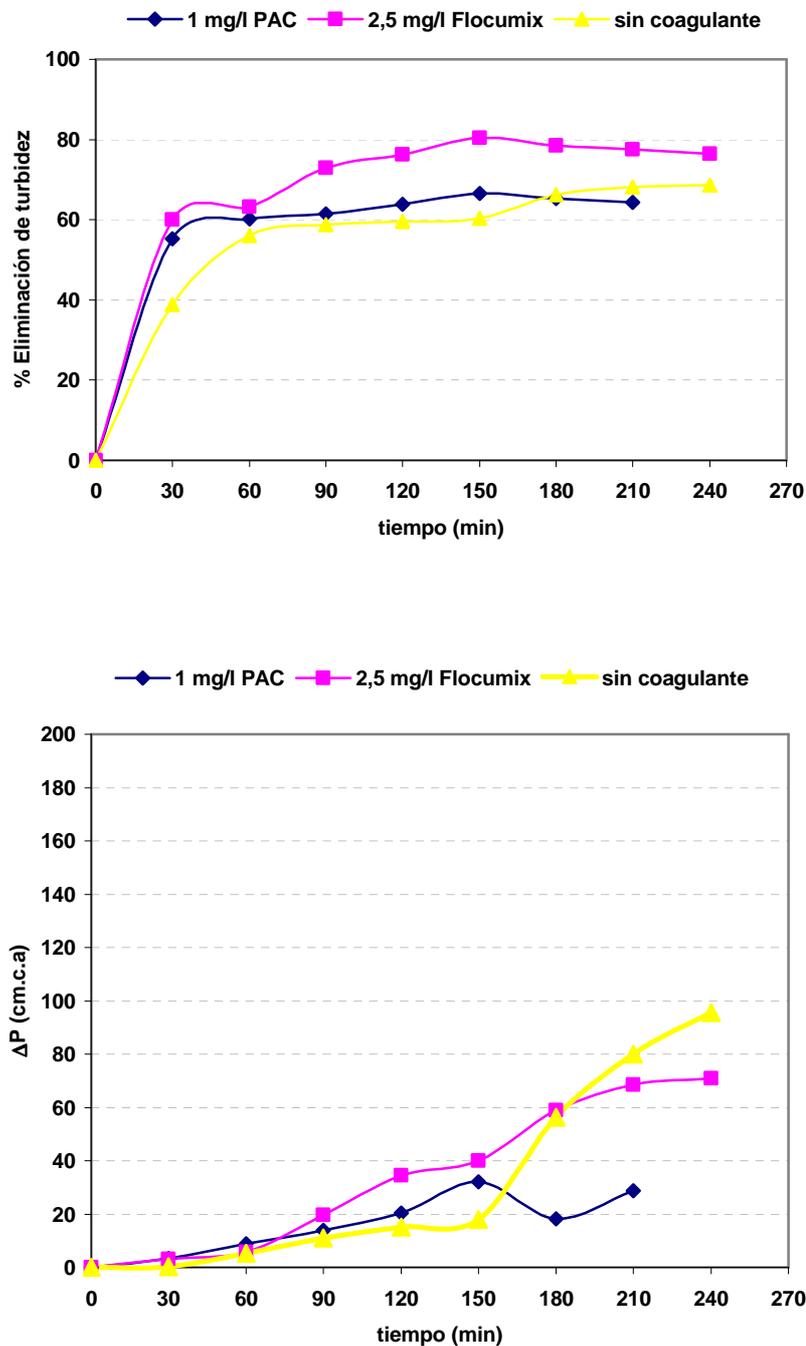


Figura 6.12 Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro. (20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita)



6.4 INFLUENCIA DE LA TURBIDEZ INICIAL DEL AGUA EN EL PROCESO DE FILTRACIÓN.

Basandonos en los resultados obtenidos sobre el tamaño de partícula a utilizar, donde se demostró la mayor eficacia de lechos de arena de granulometría variada, así como de lechos bicapas, se ha realizado un estudio detallado de la influencia de la turbidez inicial del agua en el proceso de filtración.

En este estudio también se analizaron la influencia del tipo de coagulante utilizado y la longitud del lecho de filtración.

La turbidez inicial del agua a filtrar, constituye una variable importante a considerar en el proceso de filtración, e influye de manera directa en los rendimientos de eliminación de turbidez en función del tipo y cantidad de coagulante empleado. Los coagulantes utilizados fueron: PAC y Flocumix, además de introducir un coagulante catiónico (KF69/H), que fue probado anteriormente en el Jar Test con buenos resultados.

Los filtros que se utilizaron fueron con lechos de arena mezclada y arena-antracita de 20 y 40 cm de longitud.

6.4.1 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada

Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.42 hasta AV. 66, y se representan en las Figuras 6.13 a 6.21.

Cuando se utiliza 1 mg/l de **PAC**, los rendimientos obtenidos son relativamente altos, pero no se mantienen a lo largo del ciclo. Su comportamiento es bastante inestable, además de ofrecer mayores valores de pérdida de carga (Figura 6.13).

Al aumentar la concentración de coagulante hasta 2,5 mg/l (Figura 6.14), se obtiene un buen rendimiento (80%) a T_0 : 12,5 NTU, aunque a una turbidez inicial similar (T_0 :11 NTU) no se observa dicho comportamiento, esto es debido a que el valor de DQO (81 mg/l) es mayor con respecto al anterior (23 mg/l), e indica la mayor presencia de coloides orgánicos en el agua, interfiriendo en el correcto funcionamiento del coagulante. Dicho comportamiento se ve reflejado en la pérdida de carga. Por otro lado, para el caso



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

de T_o : 17,3 NTU (DQO: 95 mg/l), el rendimiento es menor y será necesario incrementar la concentración de coagulante.

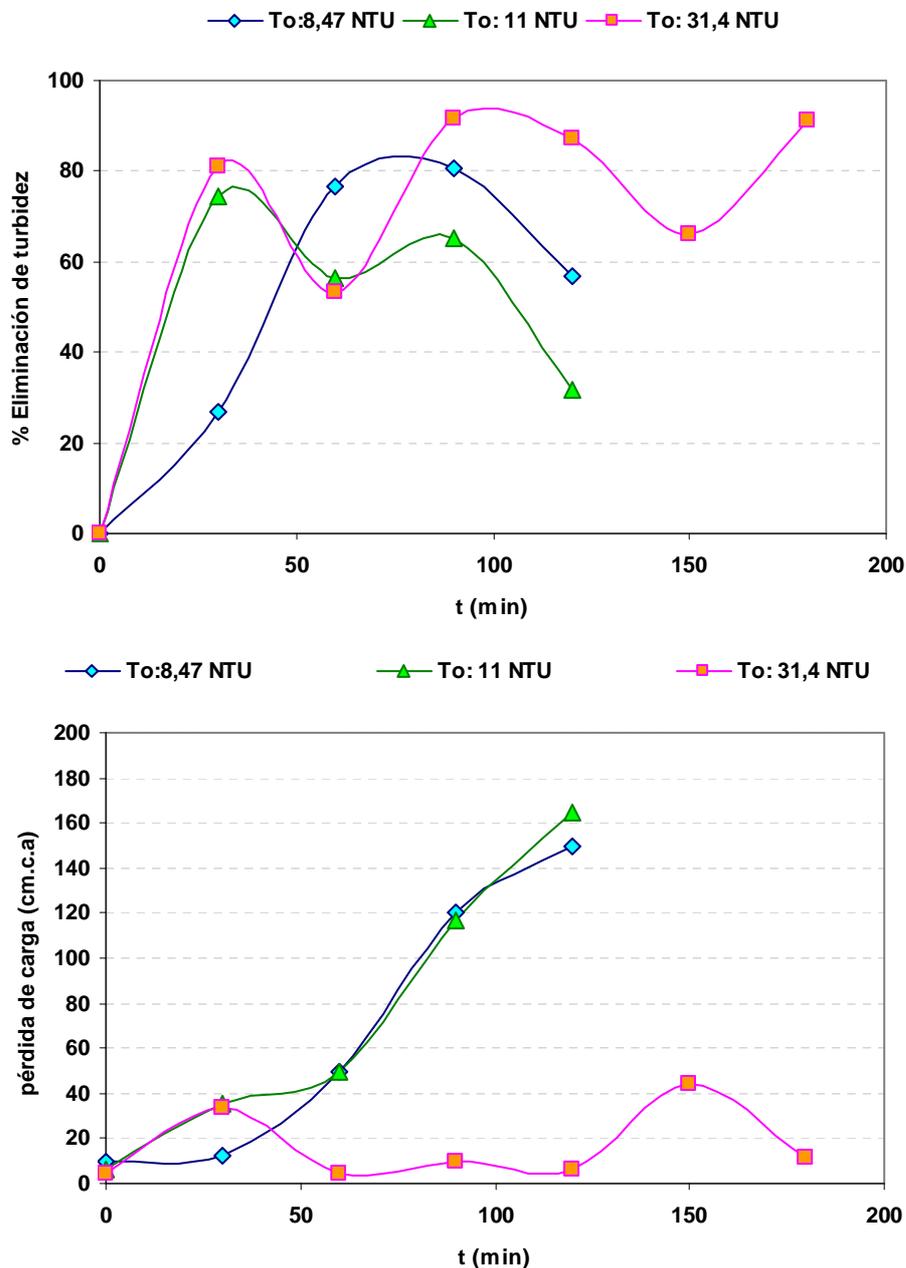


Figura 6.13 20 cm de arena mezclada y 1 mg/l de PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

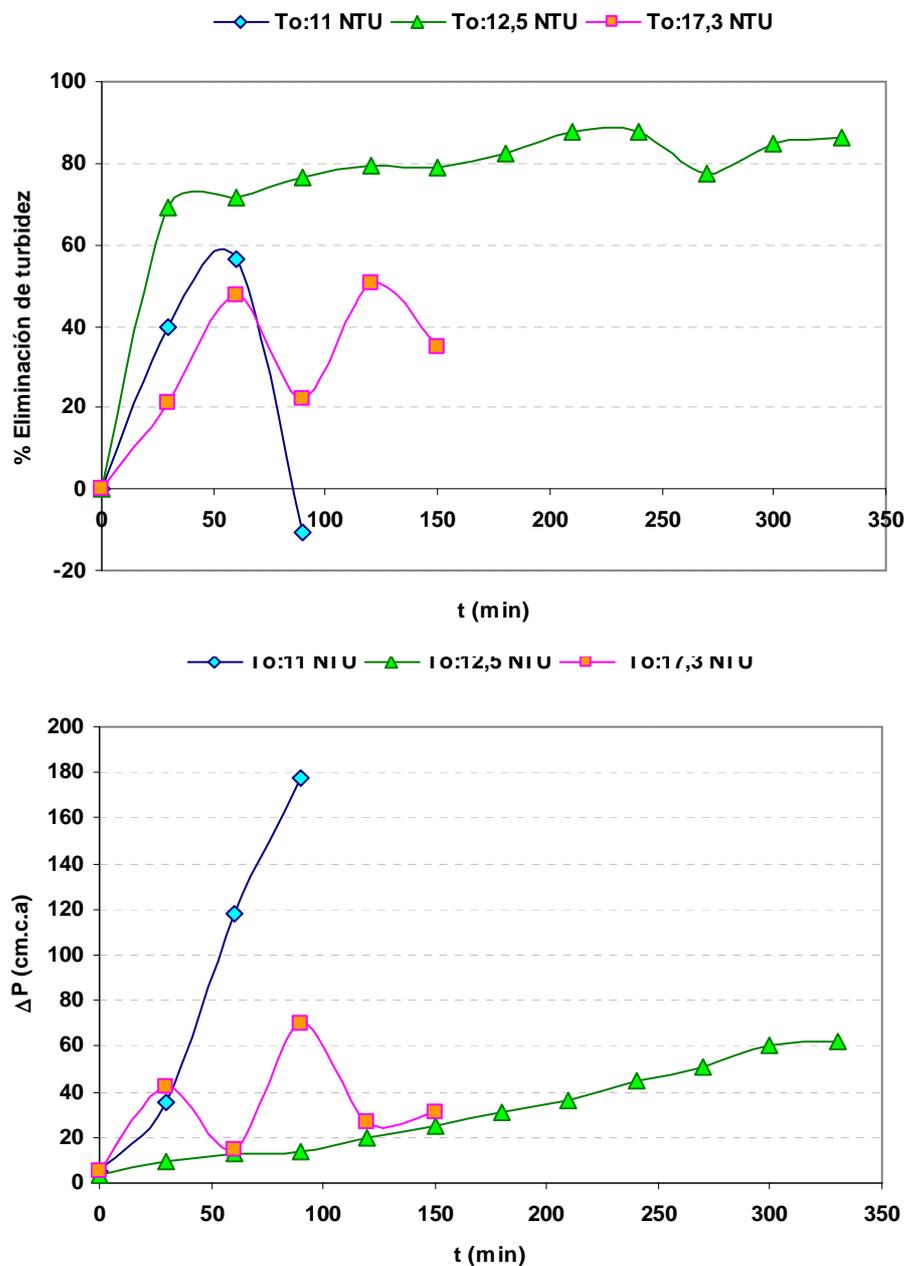


Figura 6.14 20 cm de arena mezclada y 2,5 mg/l de PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

Utilizando 5 mg/l de coagulante, se observa un comportamiento más estable en las curvas de rendimiento de eliminación, (rendimiento entre un 60-90%). Las curvas de pérdida de carga aumentan rápidamente a medida que la T_o es mayor, alcanzándose un valor de 120 cm c.a. a los 90 minutos en el peor de los casos (T_o :28,2 NTU)(Figura 6.15).



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

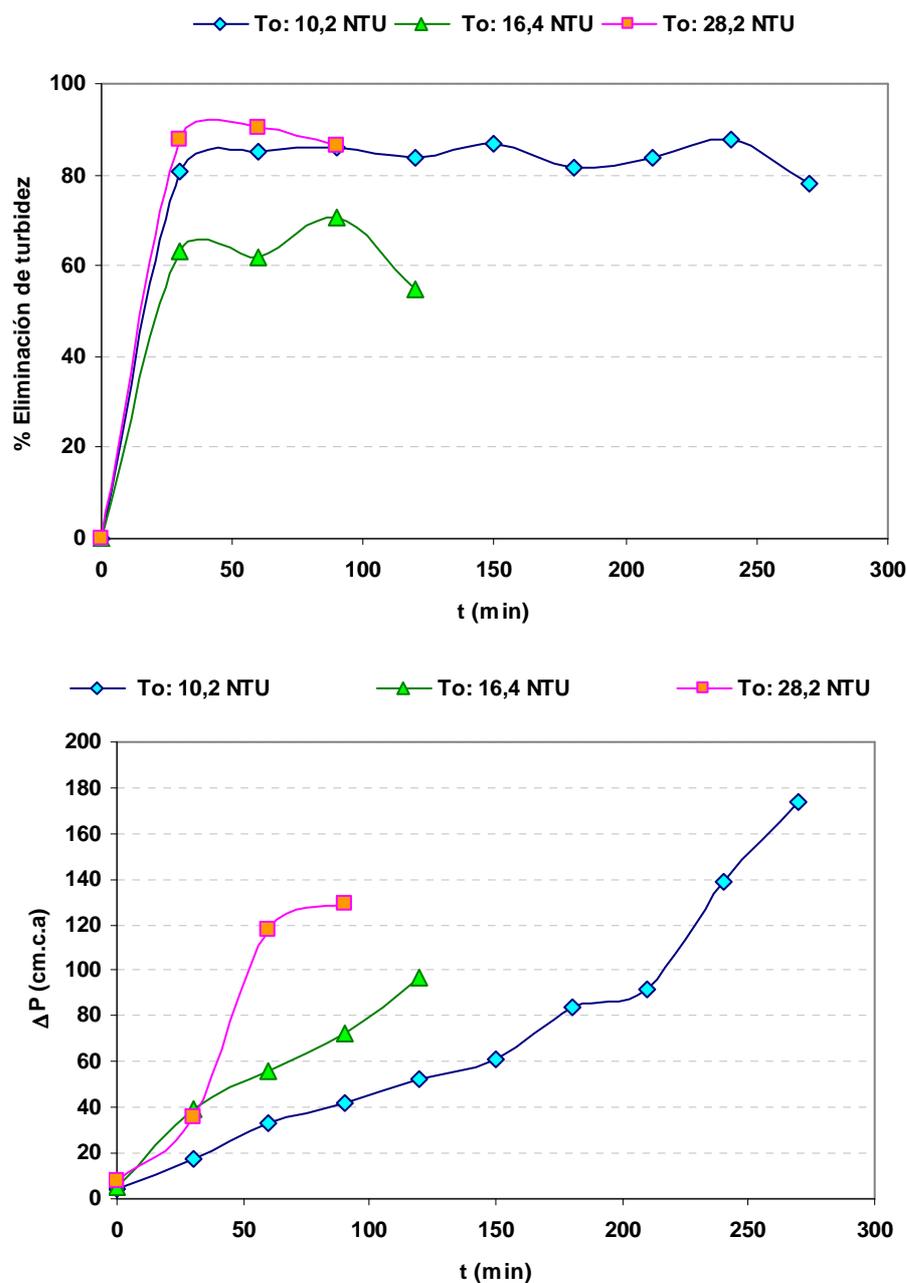


Figura 6.15 20 cm de arena mezclada y 5 mg/l de PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

Utilizando **Flocumix** como coagulante (Figura 6.16), a la concentración de 1 mg/l, no mejora el rendimiento obtenido con PAC. Al aumentar la concentración hasta 2,5 mg/l, solo a turbidez alta (T_o : 29,6 NTU) se estabiliza el rendimiento de eliminación hasta un valor medio del 80%, presentando en general un comportamiento similar al del PAC (Figura 6.17).



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

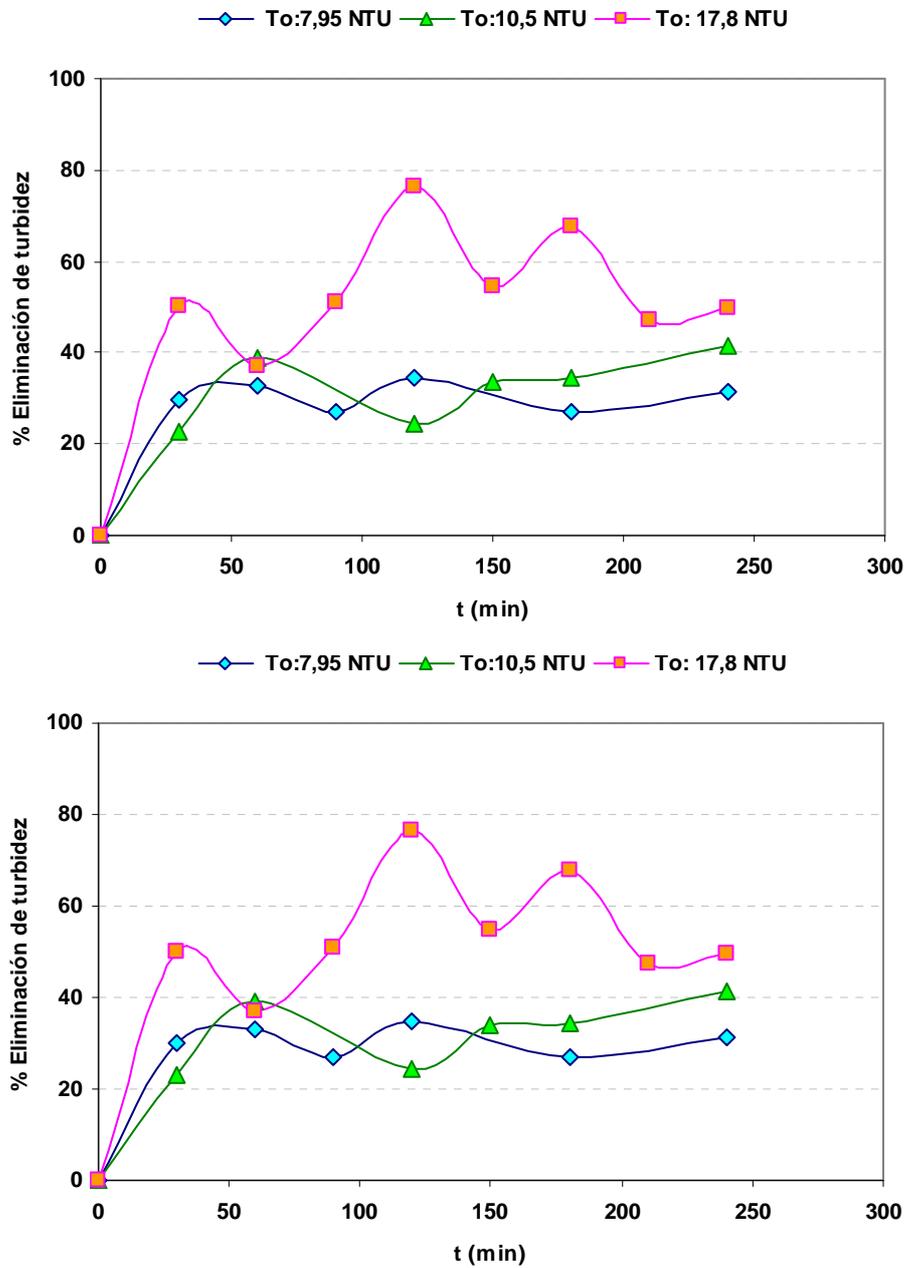


Figura 6.16 20 cm de arena mezclada y 1 mg/l de Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

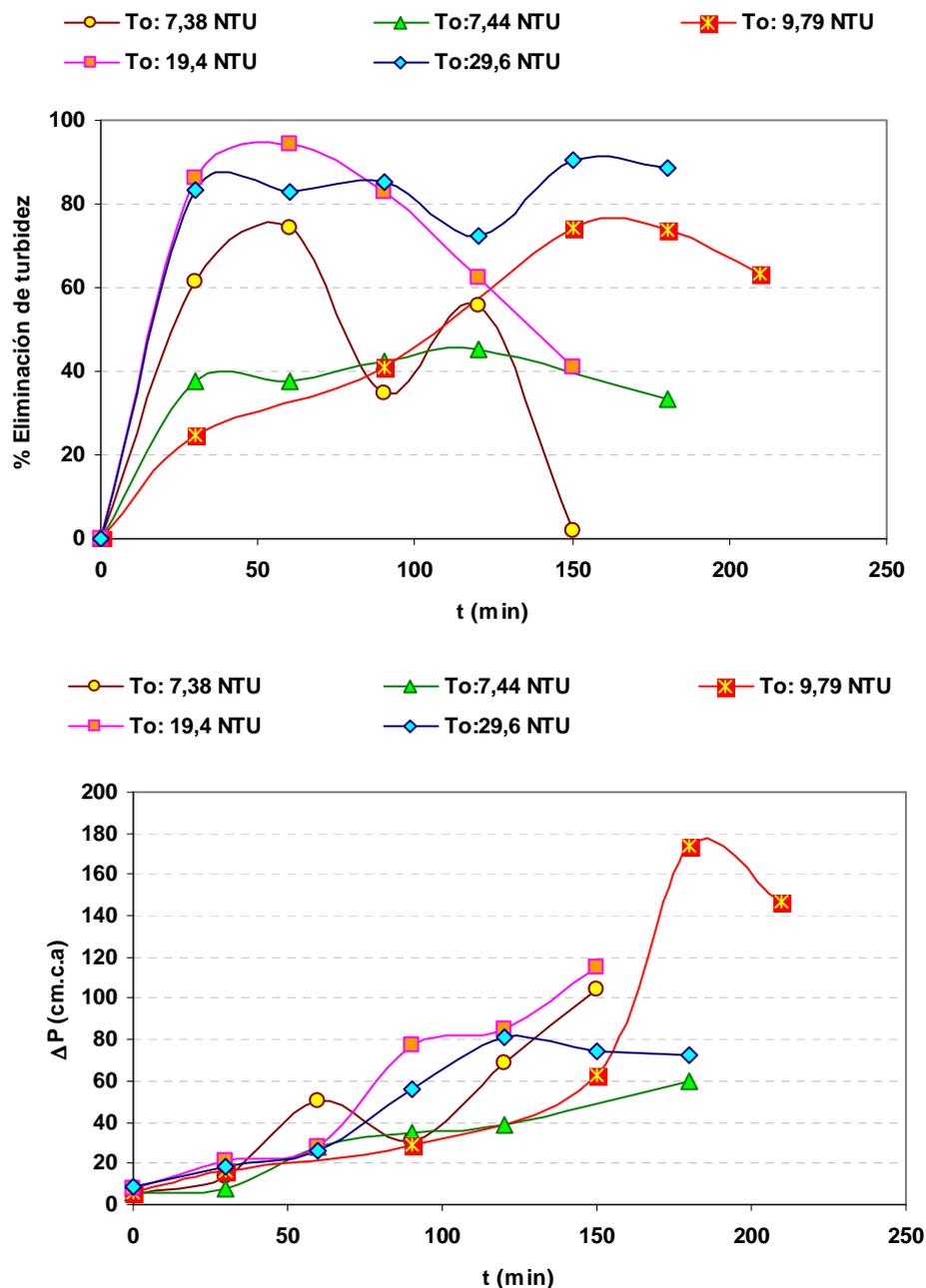


Figura 6.17 20 cm de arena mezclada y 2,5 mg/l de Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

Para la concentración mayor de coagulante (5 mg/l), a valores de turbidez inicial bajos y similares entre sí, se observa un comportamiento irregular del rendimiento, lo que podría explicarse por una altura insuficiente de lecho que impide alcanzar la capa de trabajo del filtro, y además podría ser una concentración excesiva de coagulante para un valor tan bajo de T_o . El desarrollo de la pérdida de carga se incrementa progresivamente a lo largo del tiempo del ciclo. (Figura 6.18).



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

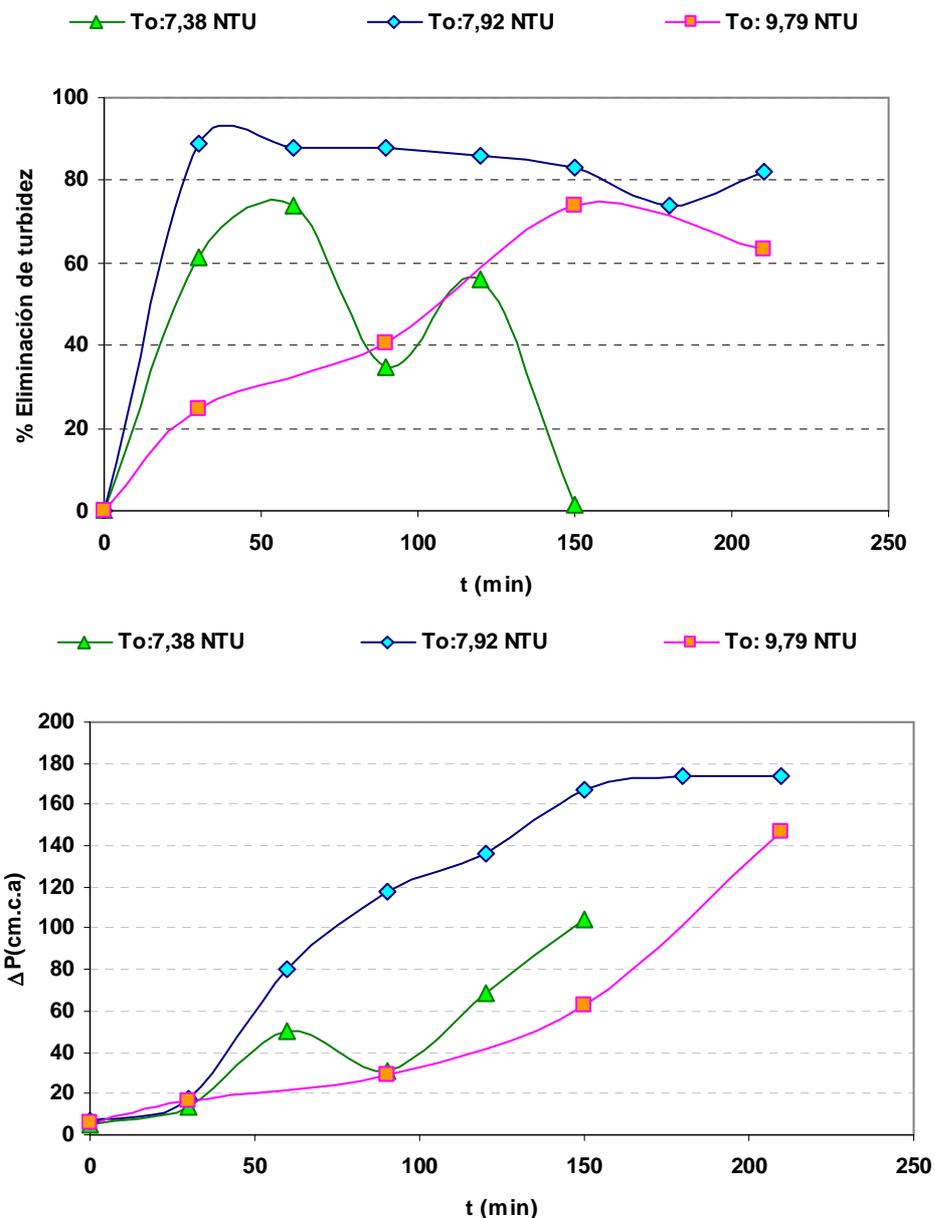


Figura 6.18 20 cm de arena mezclada y 5 mg/l de Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

Cuando se utiliza 1 mg/l de **KF69/H**, se obtiene mayor rendimiento de eliminación de turbidez a medida que la turbidez inicial del agua es mayor, aunque la pérdida de carga aumenta más rápidamente para el caso del valor de turbidez inicial menor, pero sin alcanzar valores elevados durante los primeros 270 min de filtración (Figura 6.19).



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

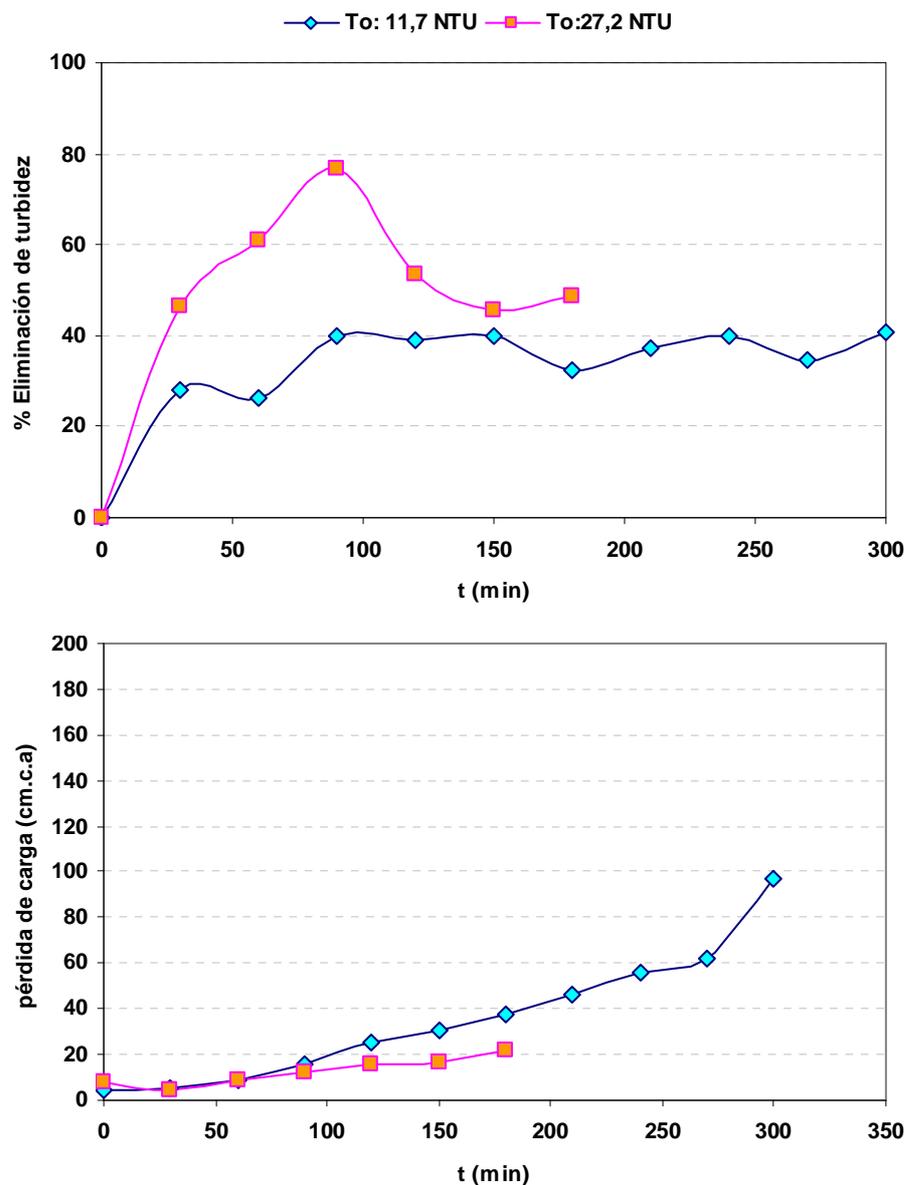


Figura 6.19 20 cm de arena mezclada y 1 mg/l de KF69/H. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro

Al incrementar la concentración a 2,5 mg/l, no se obtienen mejores rendimientos en el filtro (Figura 6.20). Para el caso de turbidez baja (To: 6,08 NTU) se obtuvo un rendimiento negativo, para un valor de DQO alto (104 mg/l) con respecto a su turbidez inicial. Esto indica la presencia de coloides orgánicos, como se ha detectado en casos anteriores. Con respecto a la pérdida de carga se va incrementando, a medida que lo hace el valor de turbidez inicial del agua.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

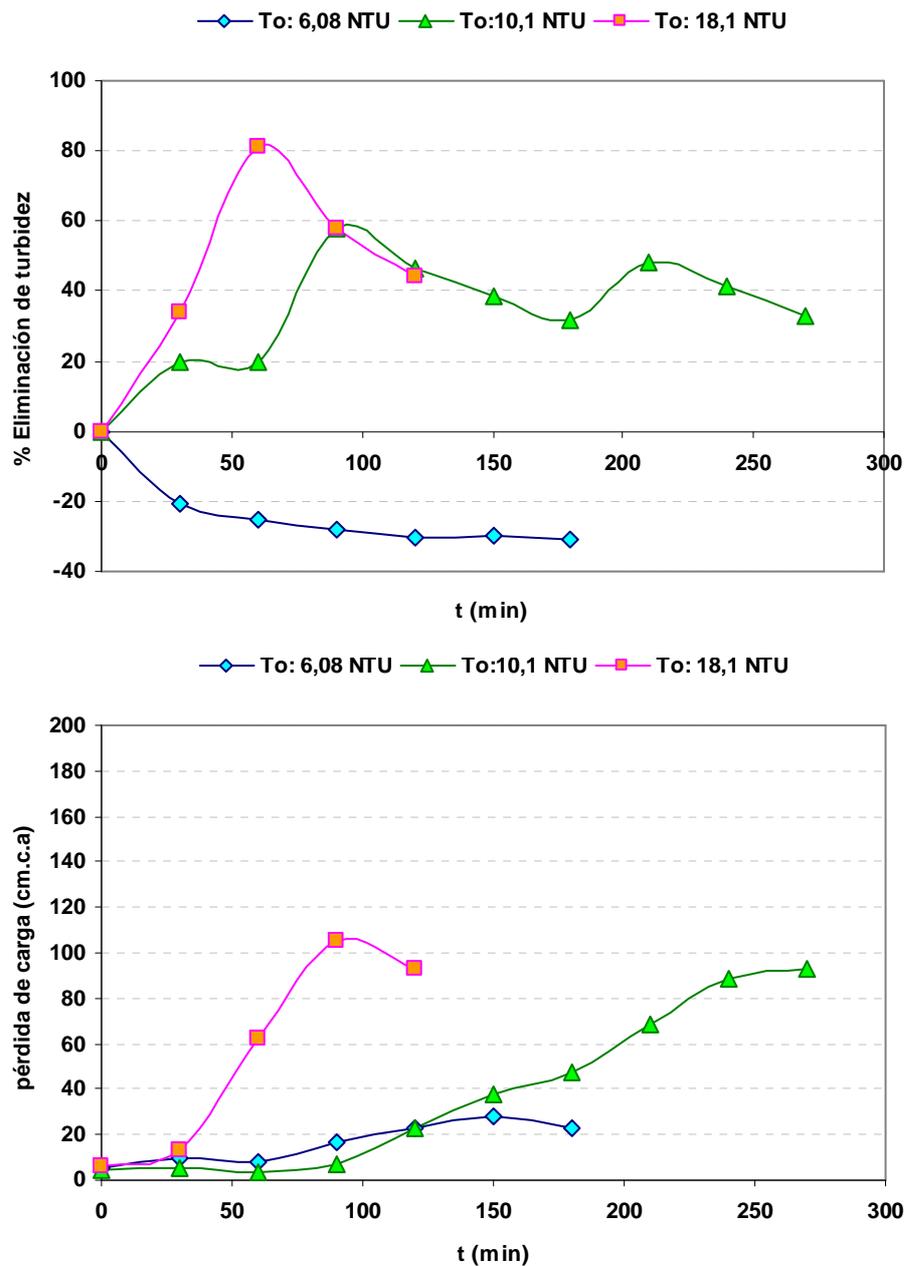


Figura 6.20 20 cm de arena mezclada y 2,5 mg/l de KF69/H. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

Para 5 mg/l de coagulante, aumentan los rendimientos de eliminación de turbidez, a medida que la turbidez inicial es mayor (Figura 6.21). Se obtienen rendimientos de 80-90% a diferentes valores de T_o , con un tiempo de ciclo de 60 minutos, aunque para todos los casos, los valores de la pérdida de carga alcanzan valores entre 120 y 180 cm c.a. para ese tiempo de ciclo.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

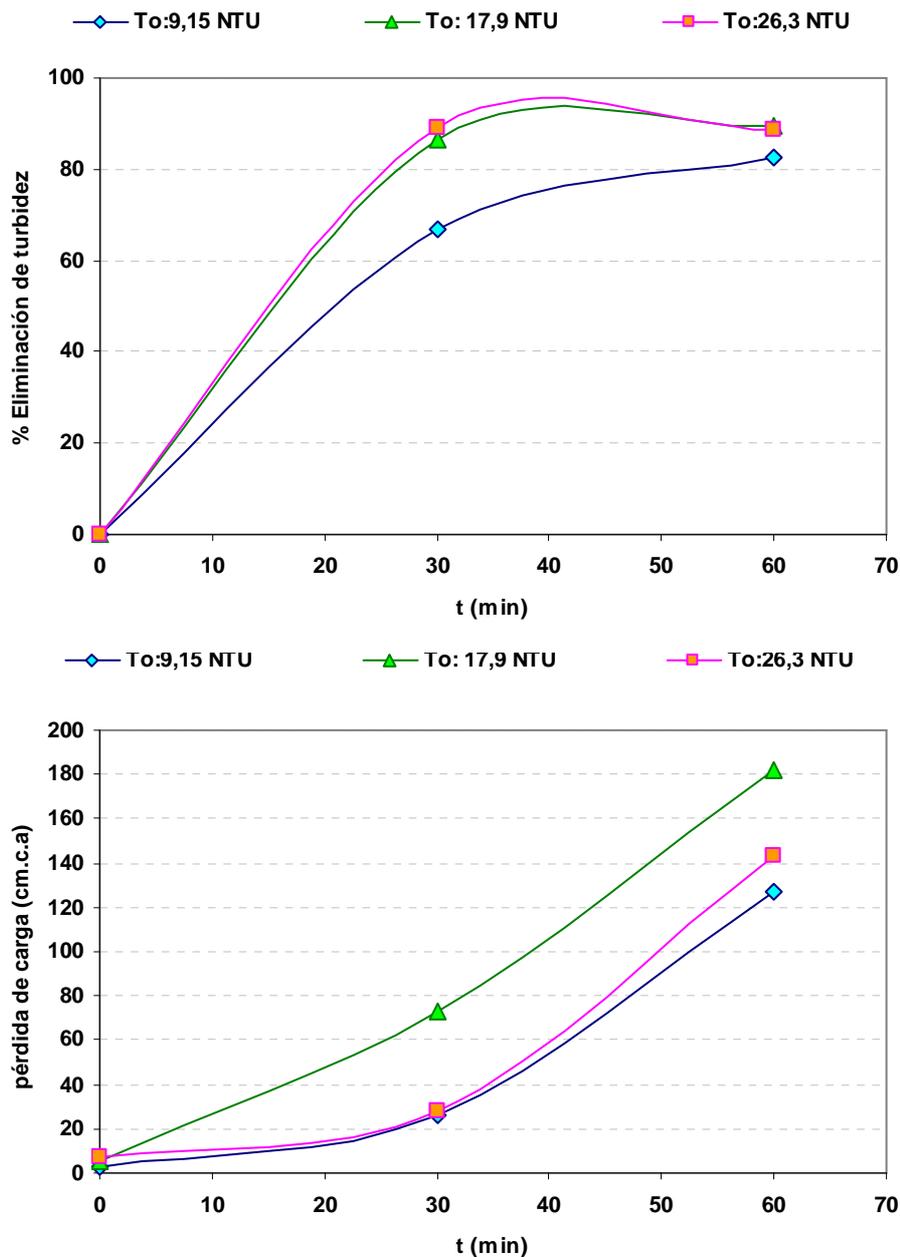


Figura 6.21 20 cm de arena mezclada y 5 mg/l de KF69/H. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

La mejor opción para el filtro de 20 cm de arena mezclada, es utilizar 5 mg/l de PAC, debido a que en general el comportamiento es estable e independiente de la turbidez inicial del agua a filtrar. El rendimiento de eliminación de turbidez es superior al 80%, pero la pérdida de carga se incrementa rápidamente. Se considera que es necesario aumentar la altura del lecho filtrante.



6.4.2 Lecho filtrante de 40 cm de arena mezclada

Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.67 hasta AV.96, y se representan en las Figuras 6.22 a 6.30. Al utilizar 1 mg/l de **PAC**, se obtienen rendimientos de eliminación en torno a un 80%, e independientemente del valor de la T_o inicial del agua. (Figura 6.22). Con respecto a la pérdida de carga en el filtro, no se alcanzan valores elevados, a medida que transcurre el ciclo de filtración, excepto para T_o elevadas (32,2 NTU). La forma de la curva pasa de ser lineal a tener un comportamiento de tipo exponencial.

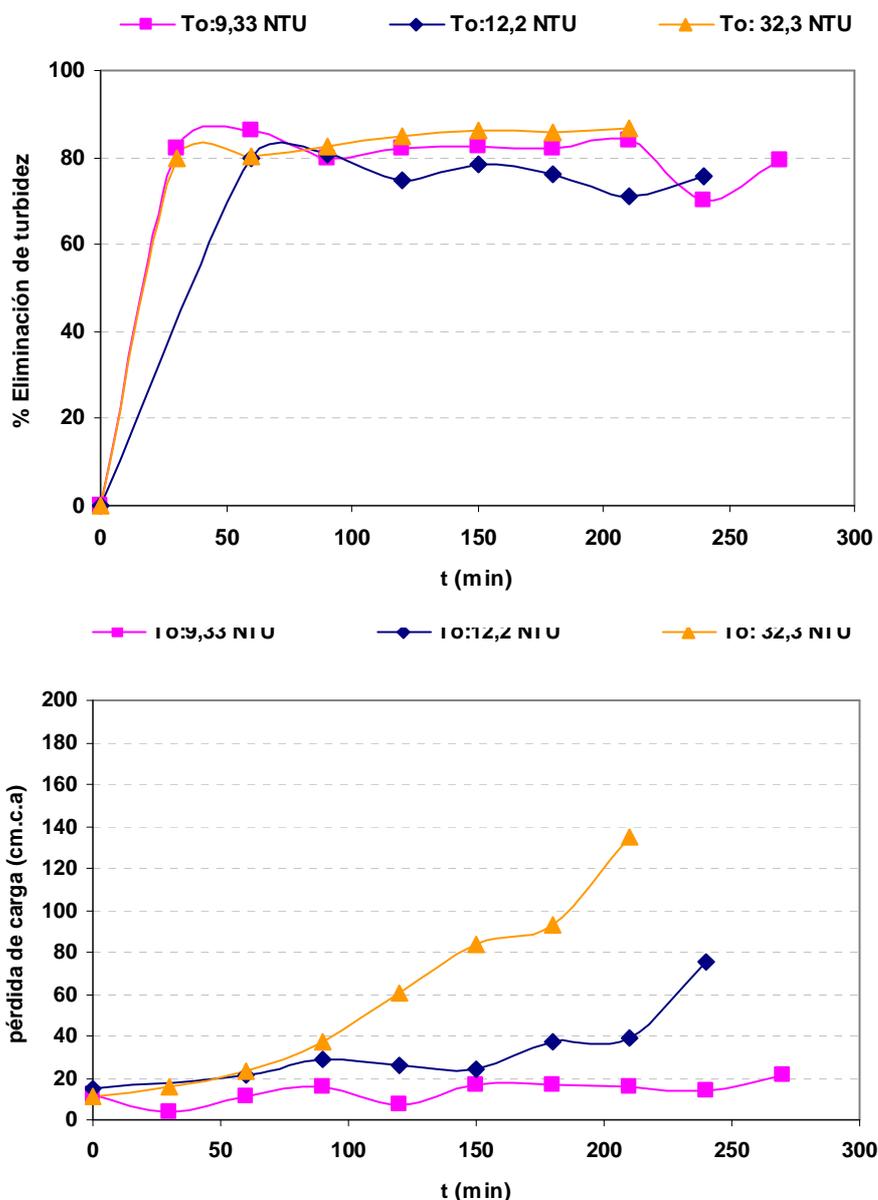


Figura 6.22 40 cm de arena mezclada y 1 mg/l de PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

Cuando se incrementa la concentración de coagulante a 2,5 mg/l, ya no se obtiene un comportamiento similar al anterior; si bien se obtienen rendimientos de eliminación muy buenos en los primeros 100 minutos de filtración, este comportamiento solo se mantiene a lo largo del ciclo para el caso de valores de T_o bajos. El comportamiento de la pérdida de carga, es similar para el rango de turbidez inicial estudiado, obteniéndose valores aceptables (Figura 6.23).

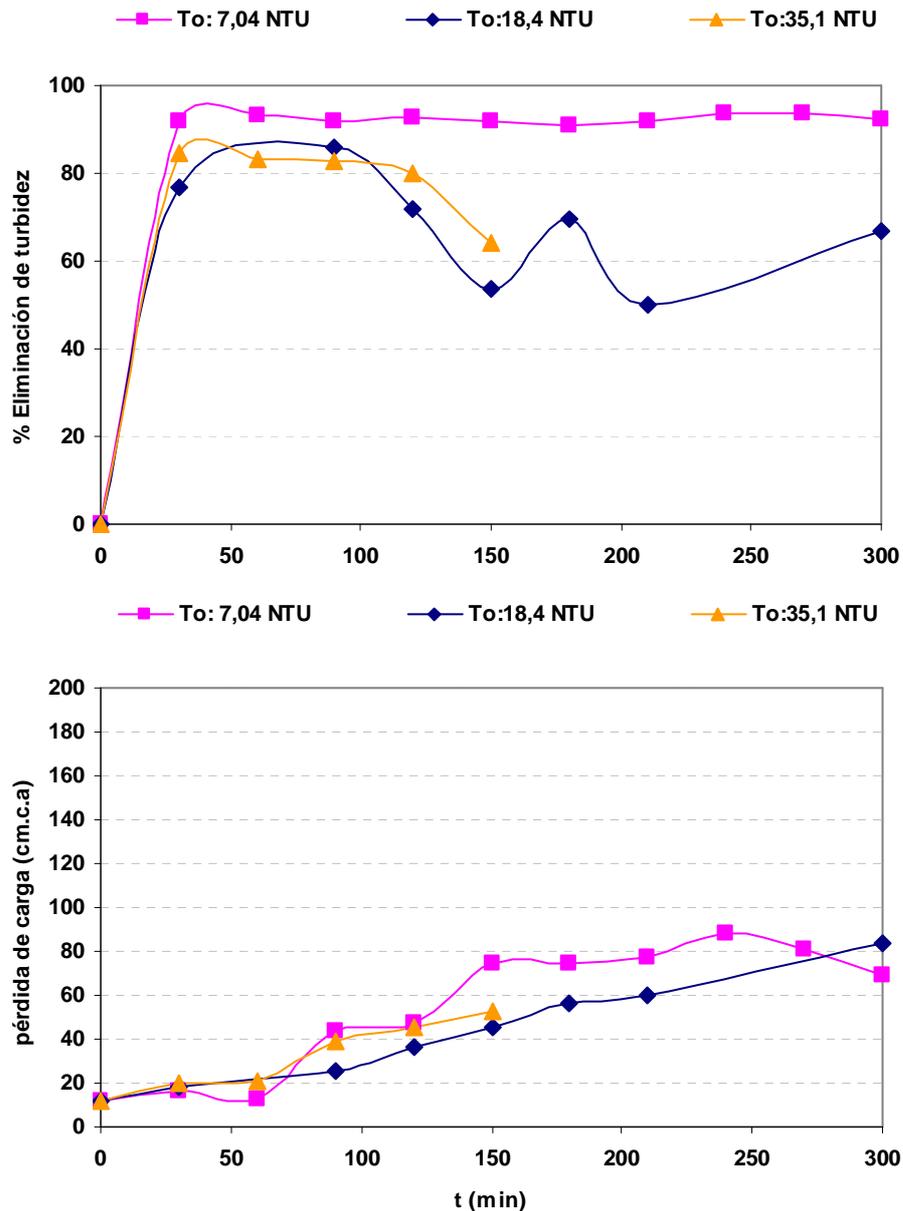


Figura 6.23 40 cm de arena mezclada y 2,5 mg/l de PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

Para la mayor concentración empleada (5 mg/l), el comportamiento es similar, alcanzando los mejores resultados de eliminación, cuando la turbidez inicial tiene un valor medio (To: 10,2 NTU), como se observa en la Figura 6.24. Las curvas de pérdida de carga, siguen un comportamiento exponencial.

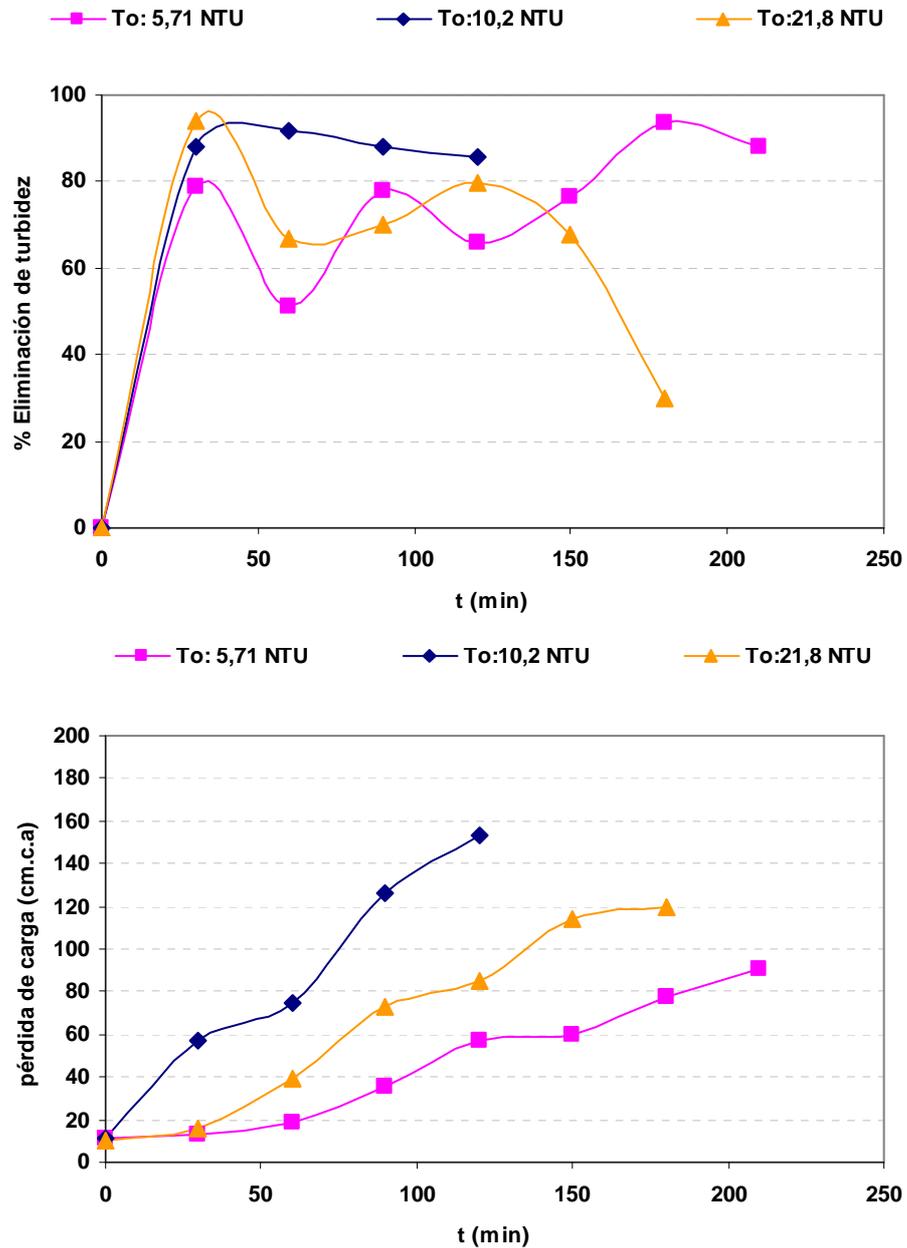


Figura 6.24 40 cm de arena mezclada y 5 mg/l de PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

Al utilizar 1 mg/l de **Flocumix** y para turbidez inicial baja (8,5 NTU), se obtienen muy buenos rendimientos de eliminación, aunque la pérdida de carga es alta (140 cm c.a a los 100 min).(Figura 6.25). En cambio, a mayores valores de T_0 , el rendimiento se encuentra entre un 40-60%, lo que cabe pensar que la concentración de coagulante es insuficiente en estos casos. La pérdida de carga presenta un comportamiento casi lineal para los valores de T_0 considerados.

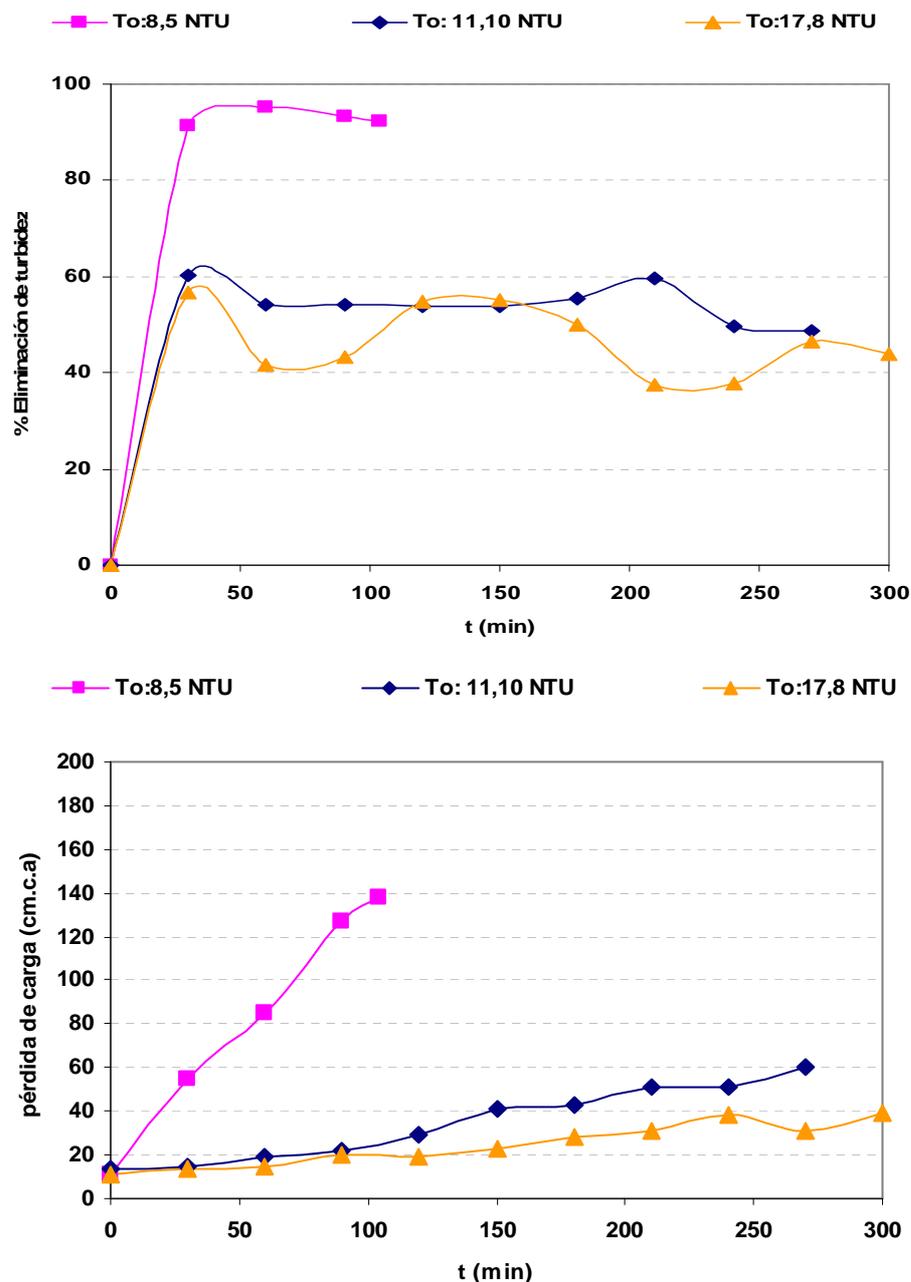


Figura 6.25 40 cm de arena mezclada y 1 mg/l de Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

Para 2,5 mg/l de coagulante, se observa que para los dos ensayos a turbidez baja, los rendimientos son muy distintos, desde 90% para T_o : 6,12 NTU (DQO: 58 mg/l) hasta un 40% a T_o : 8,19 NTU (DQO: 100 mg/l), que evidencia una vez más la influencia de la materia orgánica sobre la eficacia del coagulante (Figura 6.26).

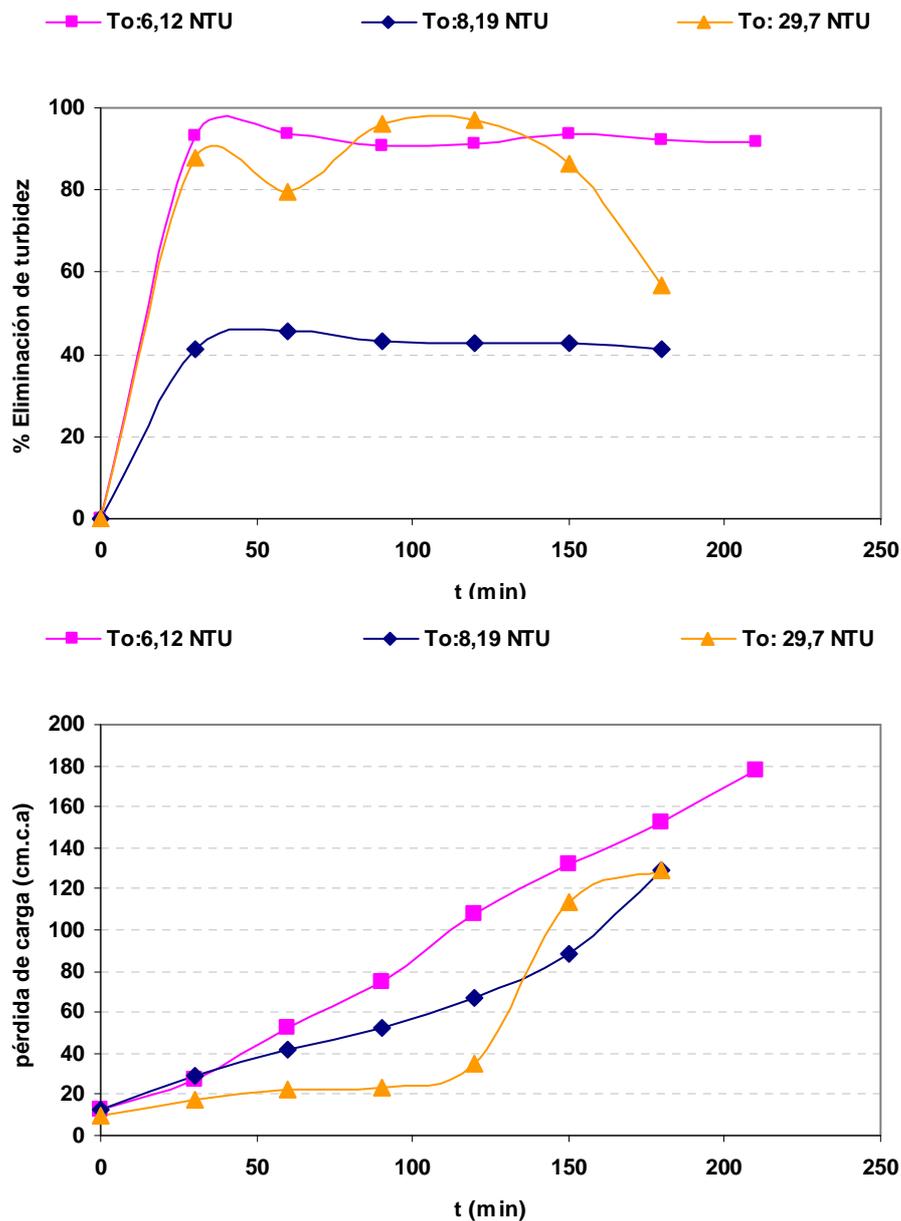


Figura 6.26 40 cm de arena mezclada y 2,5 mg/l de Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



Para T_0 alta (29,7 NTU), se obtienen buenos rendimientos de eliminación, pero no constantes a lo largo del período de filtración, empeorándose la calidad del efluente a partir de los 150 min de tiempo de ciclo, por dosis insuficiente. La pérdida de carga, en el peor de los casos alcanza un valor de 180 cm c.a a las 3 horas y media de tiempo de ciclo.

Utilizando una concentración de 5 mg/l se obtienen muy buenos rendimientos de eliminación de turbidez (superiores al 80%), independientemente de los valores de turbidez inicial del agua, como puede observarse en la Figura 6.27. Por otro lado, puede observarse un comportamiento estable del filtro, en el que durante la primera hora tiende a estabilizarse y continuar sin variación alguna a lo largo del ciclo de filtración. La pérdida de carga se incrementa casi linealmente, de forma similar para cada caso de turbidez inicial.

Utilizando 1 mg/l de **KF69/H**, se aprecia un comportamiento más estable, solo para un valor de T_0 medio (60 %), pero a T_0 baja (5,15 NTU) no se obtienen resultados favorables. Por otro lado, la pérdida de carga se va incrementando gradualmente a lo largo del tiempo de ciclo (Figura 6.28).

Para el caso de 2,5 mg/l, solo se obtienen buenos rendimientos de eliminación, cuando la T_0 es alta (T_0 : 19,9 NTU), Figura (6.29), en detrimento de la pérdida de carga, que alcanza valores elevados (160 cm c.a.) en solo 1 hora de filtración. Esto demuestra la importancia que tiene el tipo de flóculo formado (flóculos espesos y poco compactos), que producen una rápida obstrucción del filtro.

Aumentando la concentración hasta 5 mg/l, se observa que sólo para T_0 : 10,8 NTU el rendimiento del filtro es alto (80%); para valores de T_0 menores, el rendimiento decrece, debido a la presencia de altos valores de MOD. Esto se refleja en los altos valores de pérdida de carga obtenidos (170 cm c.a. antes de los 80 minutos del tiempo de ciclo) (Figura 6.30).



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

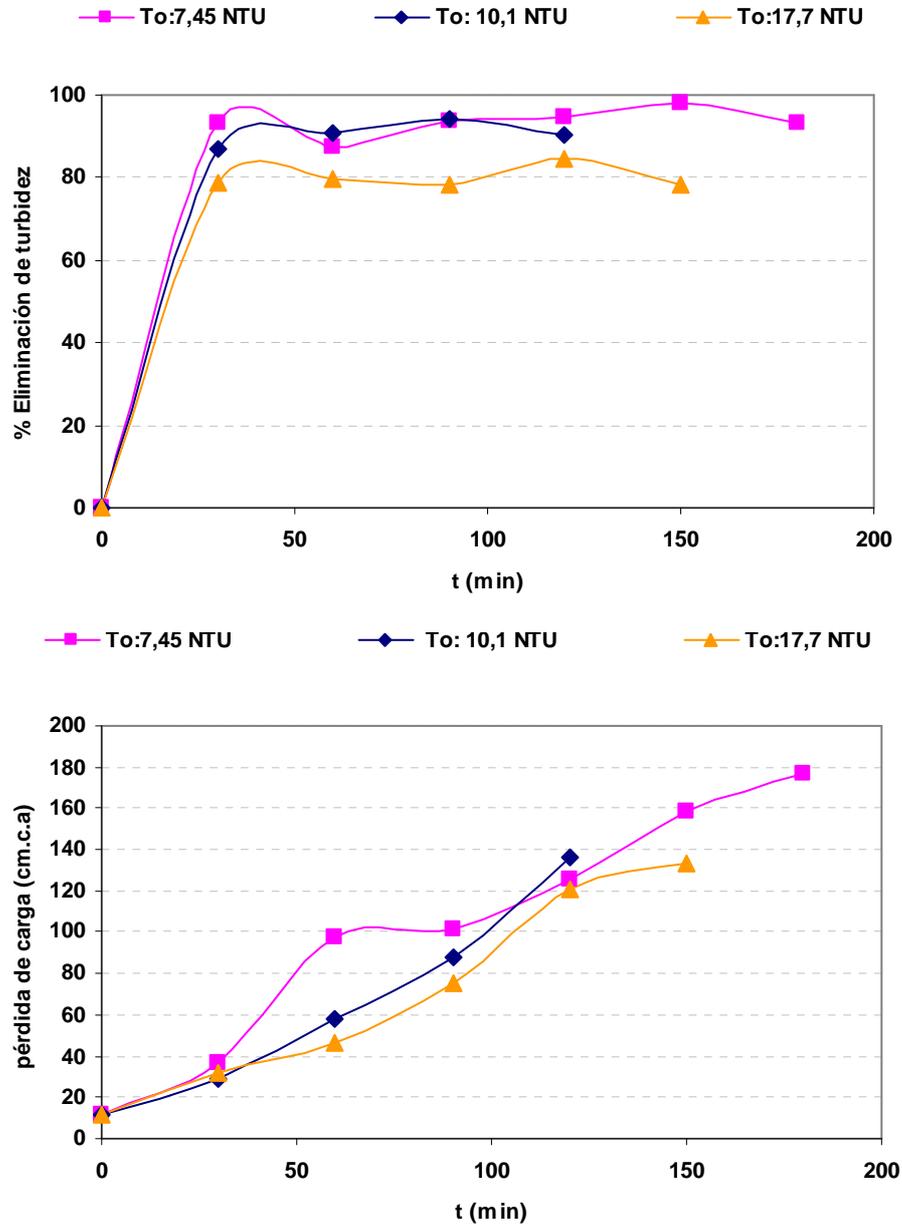


Figura 6.27 40 cm de arena mezclada y 5 mg/l de Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

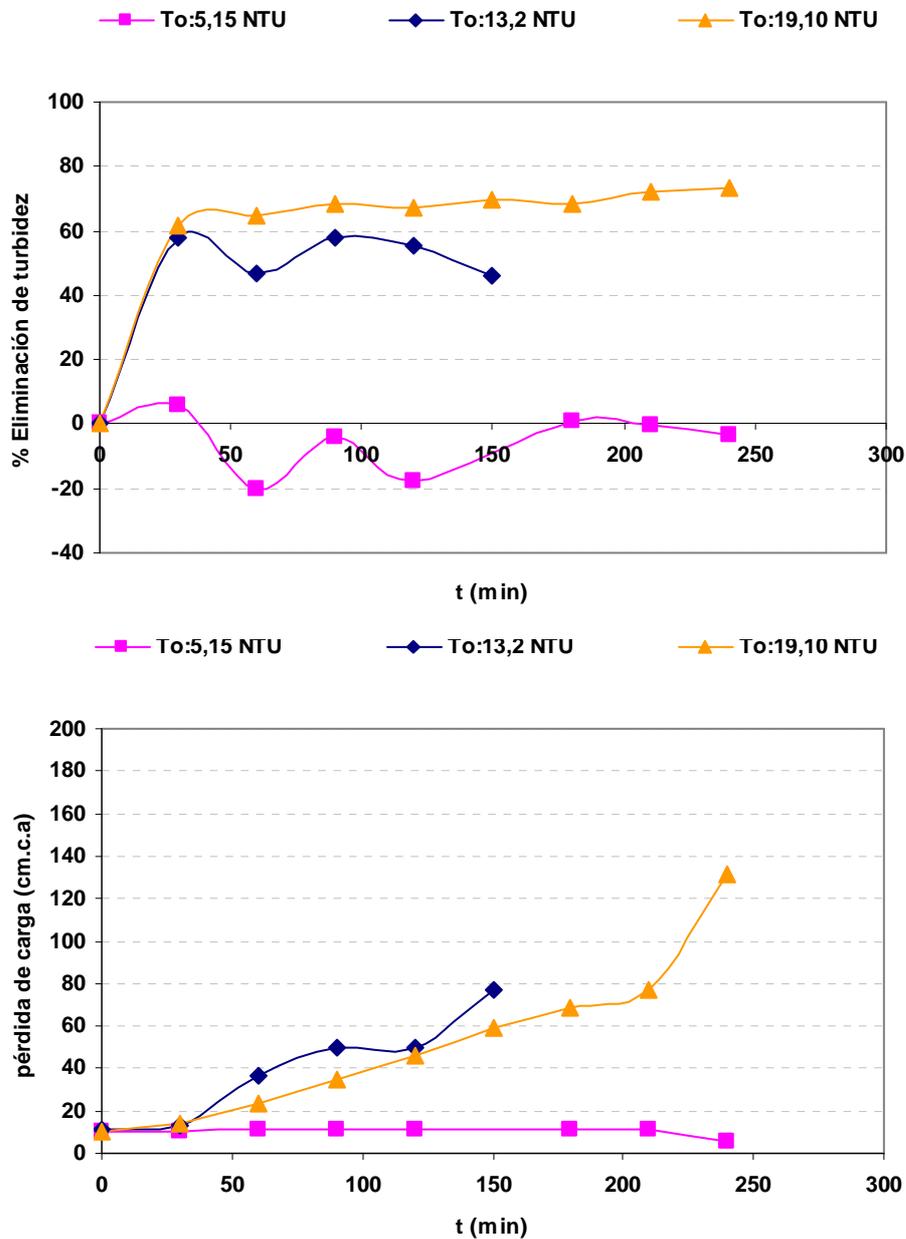


Figura 6.28 40 cm de arena mezclada y 1 mg/l de KF69/H. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

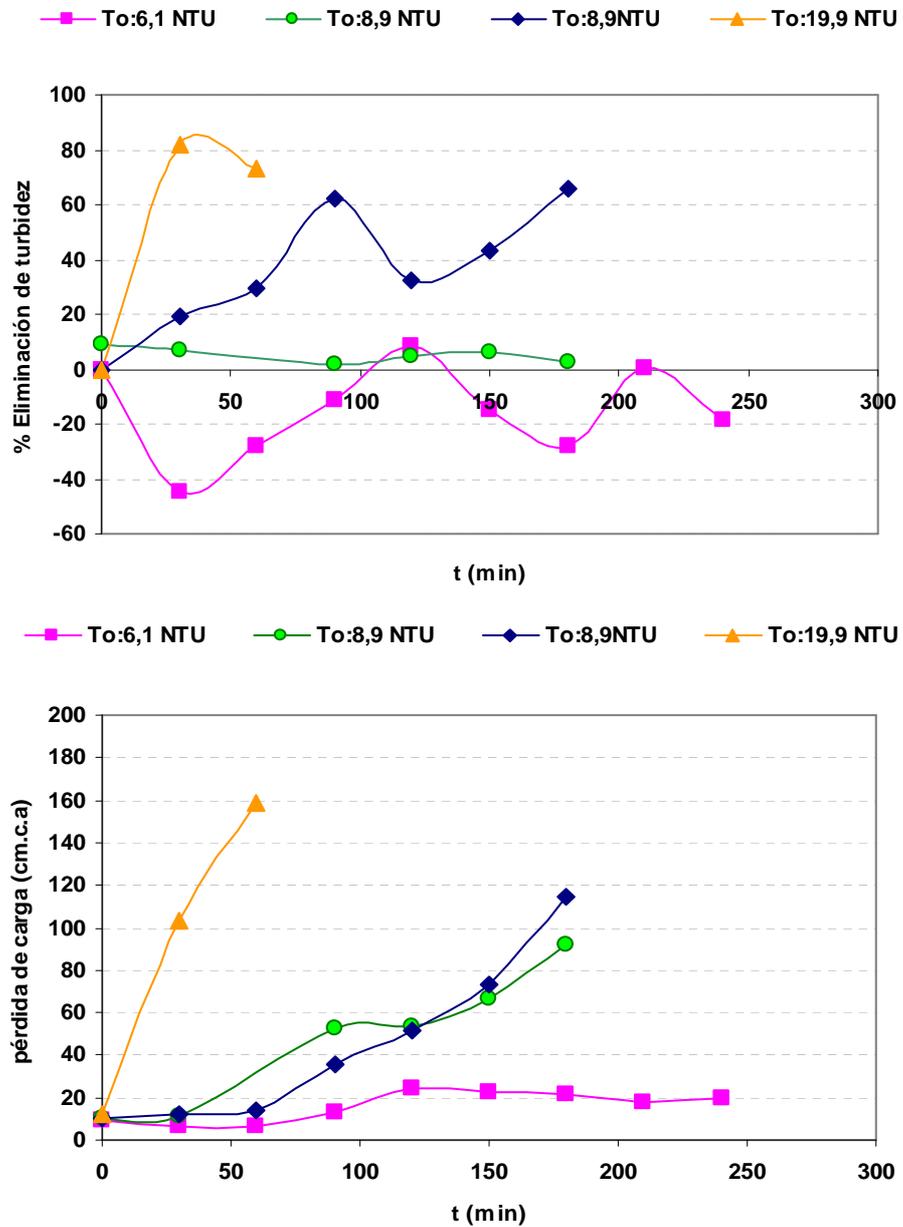


Figura 6.29 40 cm de arena mezclada y 2,5 mg/l de KF69/H. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

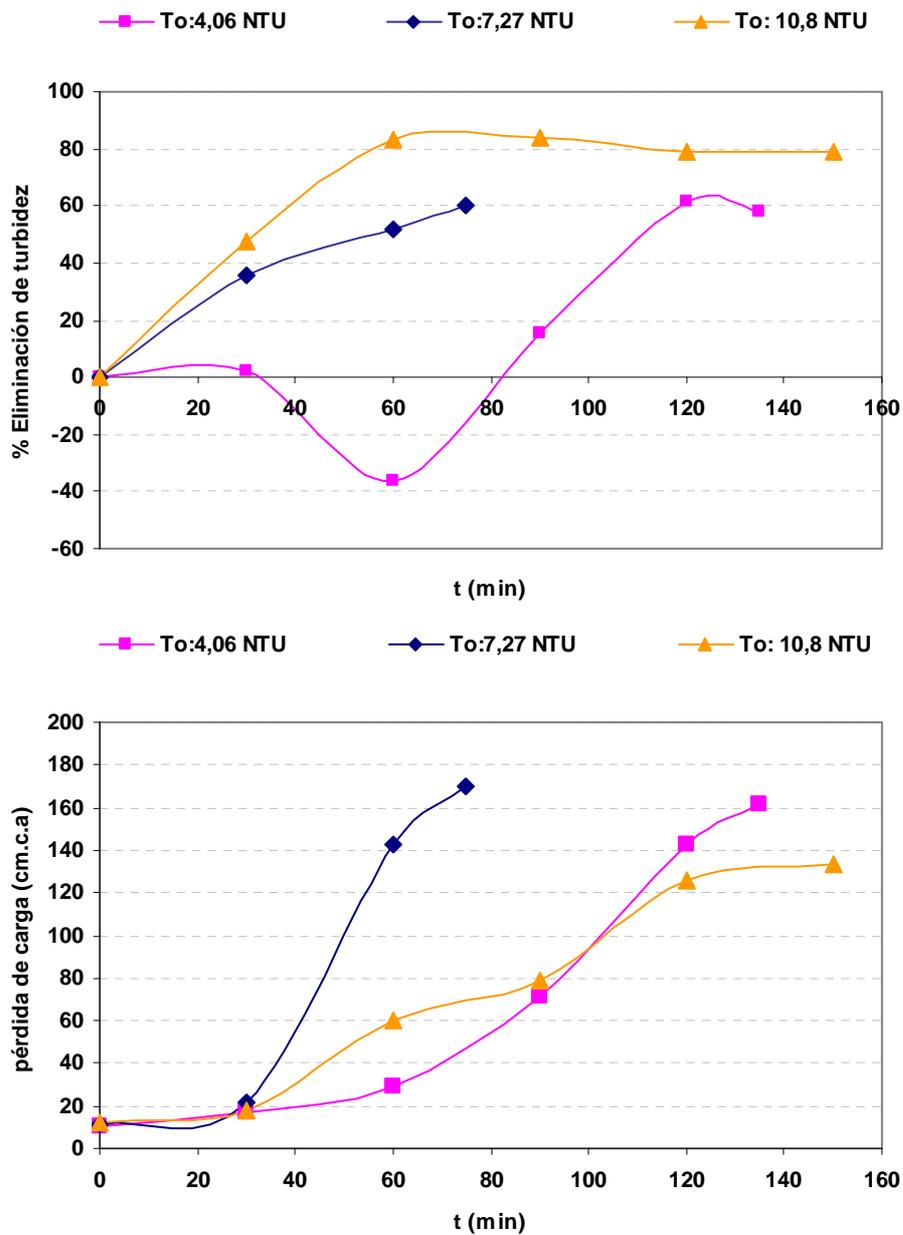


Figura 6.30 40 cm de arena mezclada y 5 mg/l de KF69/H. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

En general se observa un comportamiento más estable con el PAC y el Flocumix, que con el KF6/H, además de obtenerse mejores rendimientos de eliminación. Por lo tanto, para 40 cm de arena, las mejores condiciones se obtuvieron con PAC a 1 mg/l ó Flocumix a 2,5 mg/l de concentración, con éste último, se obtienen mayores valores de pérdida de carga.



6.4.3 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada con 20 cm de antracita

Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.97 hasta AV.124, y se representan en las Figuras 6.31 a 6.39.

Con la aplicación de 1mg/l de **PAC**, se alcanzan rendimientos entre un 60 y 80% , dependiendo de los valores de turbidez inicial (Figura 6.31). La pérdida de carga desarrollada en el filtro, se mantiene en valores muy bajos durante el tiempo del ciclo.

A medida que se incrementa la concentración de coagulante (2,5 y 5 mg/l), no mejora la calidad del efluente con respecto al uso de 1 mg/l, aunque si se ve incrementada la pérdida de carga en el filtro (Figuras 6.32 y 6.33).

Al utilizar 1 mg/l de **Flocumix**, se obtienen rendimientos de eliminación entre un 40 y 60%, aunque se observan comportamientos un poco inestables (Figura 6.34). La pérdida de carga, presenta comportamientos similares para ambos valores de turbidez inicial del agua, y no se ve incrementada de manera significativa.

Al utilizar 2,5 mg/l, se mejora el rendimiento de eliminación para todos los valores de turbidez inicial estudiados. Se alcanzan rendimientos superiores al 80% en la mayoría de los casos, y el filtro tiende a estabilizarse aunque en general no se observe uniformidad a lo largo del ciclo de filtración (Figura 6.35).

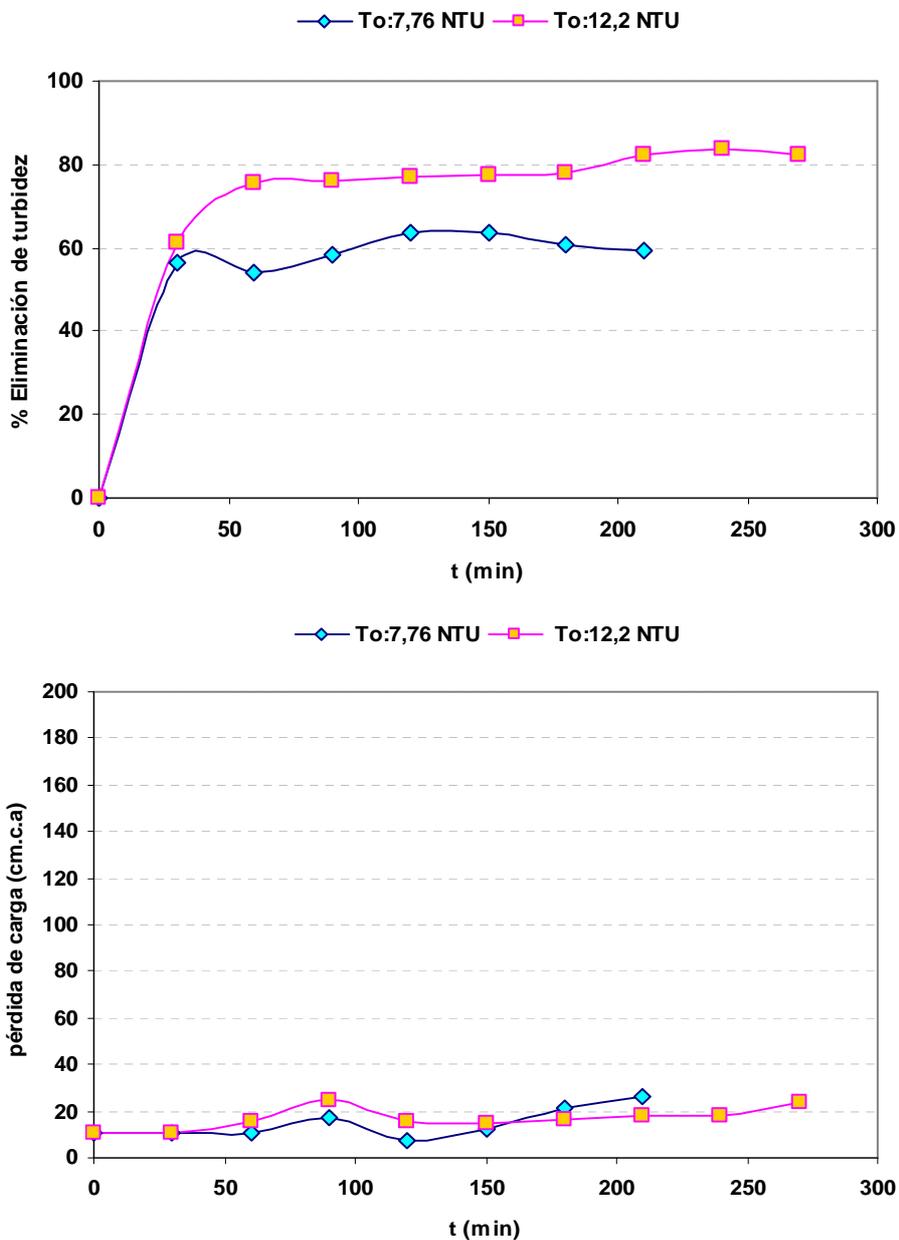


Figura 6.31 20 cm de arena mezclada-20 cm antracita y 1 mg/l de PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

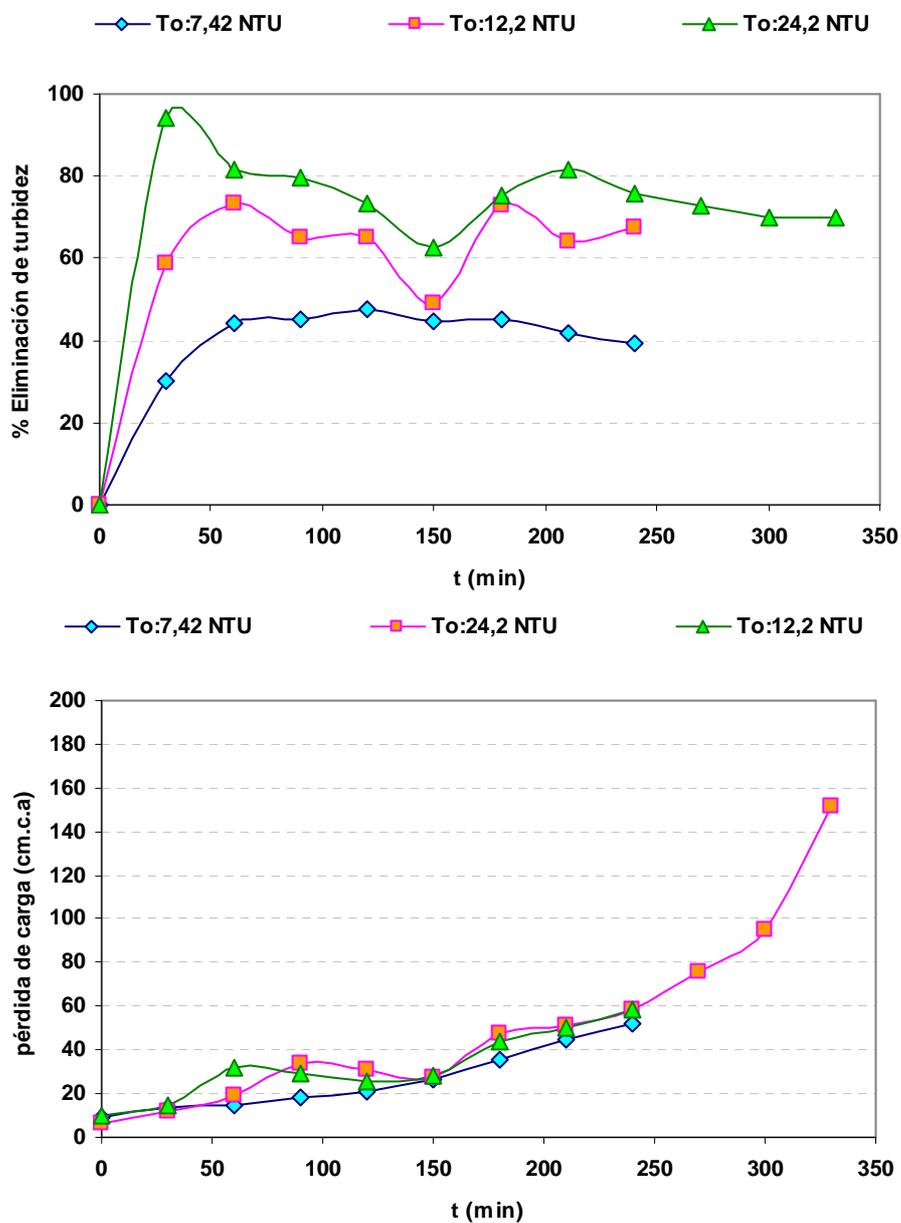


Figura 6.32 20 cm de arena mezclada-20 cm antracita y 2,5 mg/l de PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

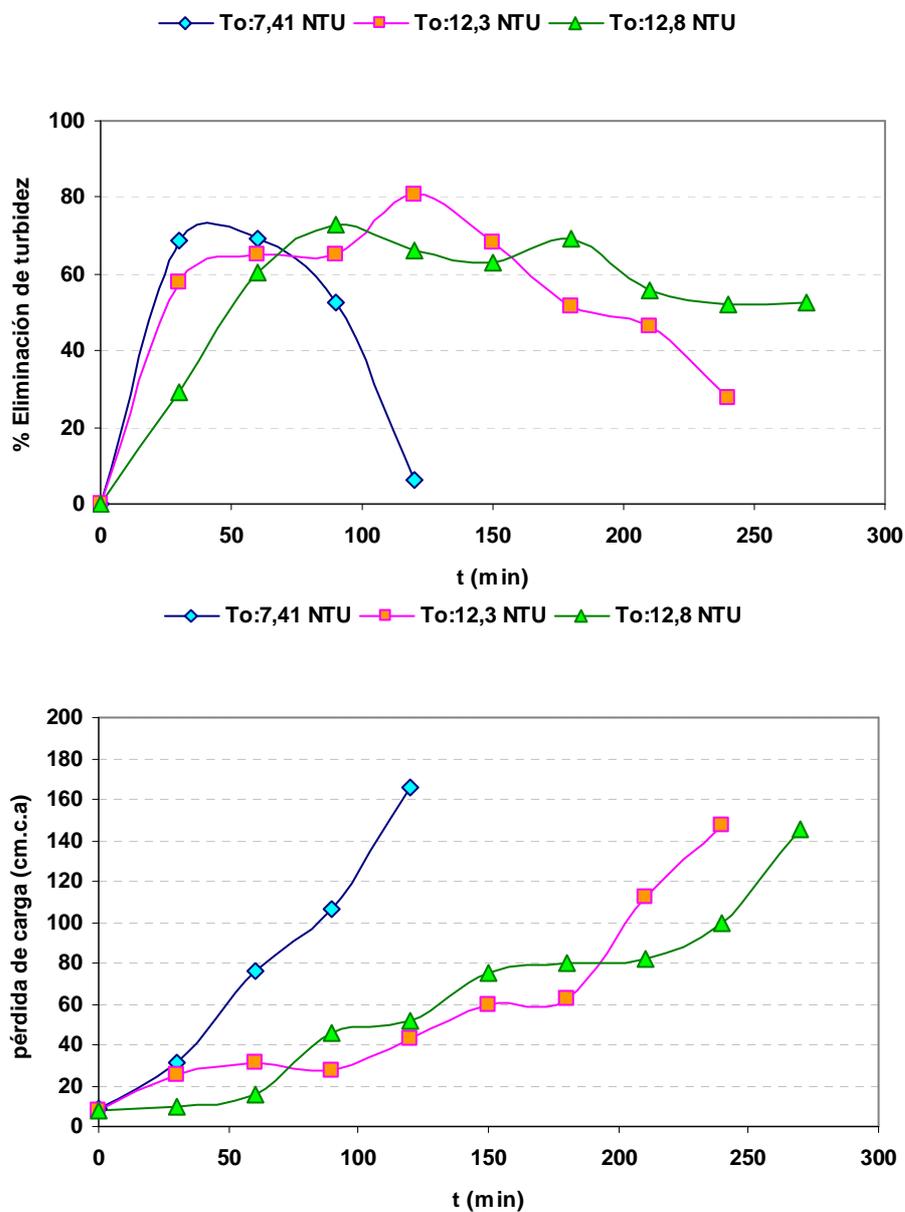


Figura 6.33 20 cm de arena mezclada-20 cm antracita y 5 mg/l de PAC. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

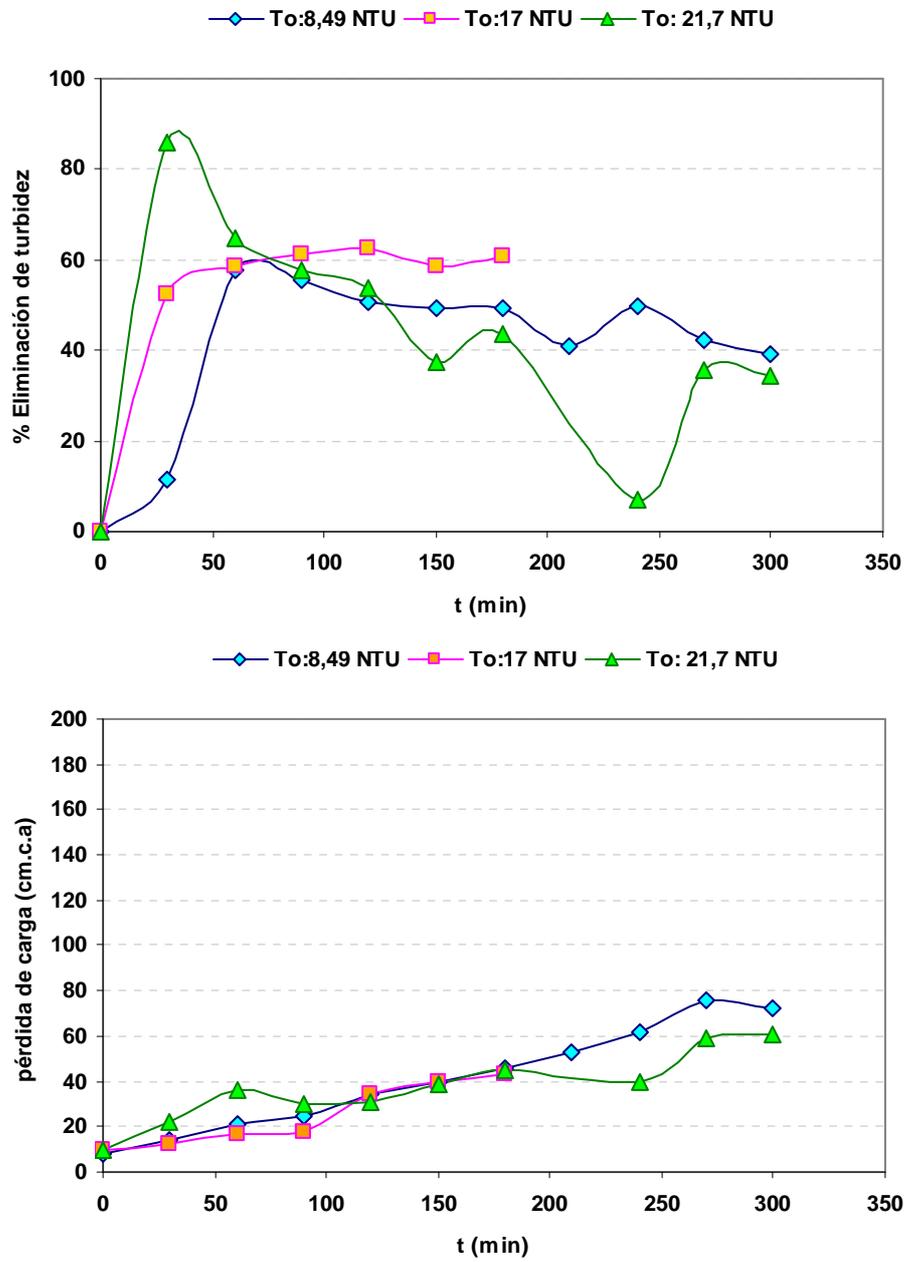


Figura 6.34 20 cm de arena mezclada-20 cm antracita y 1 mg/l de Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

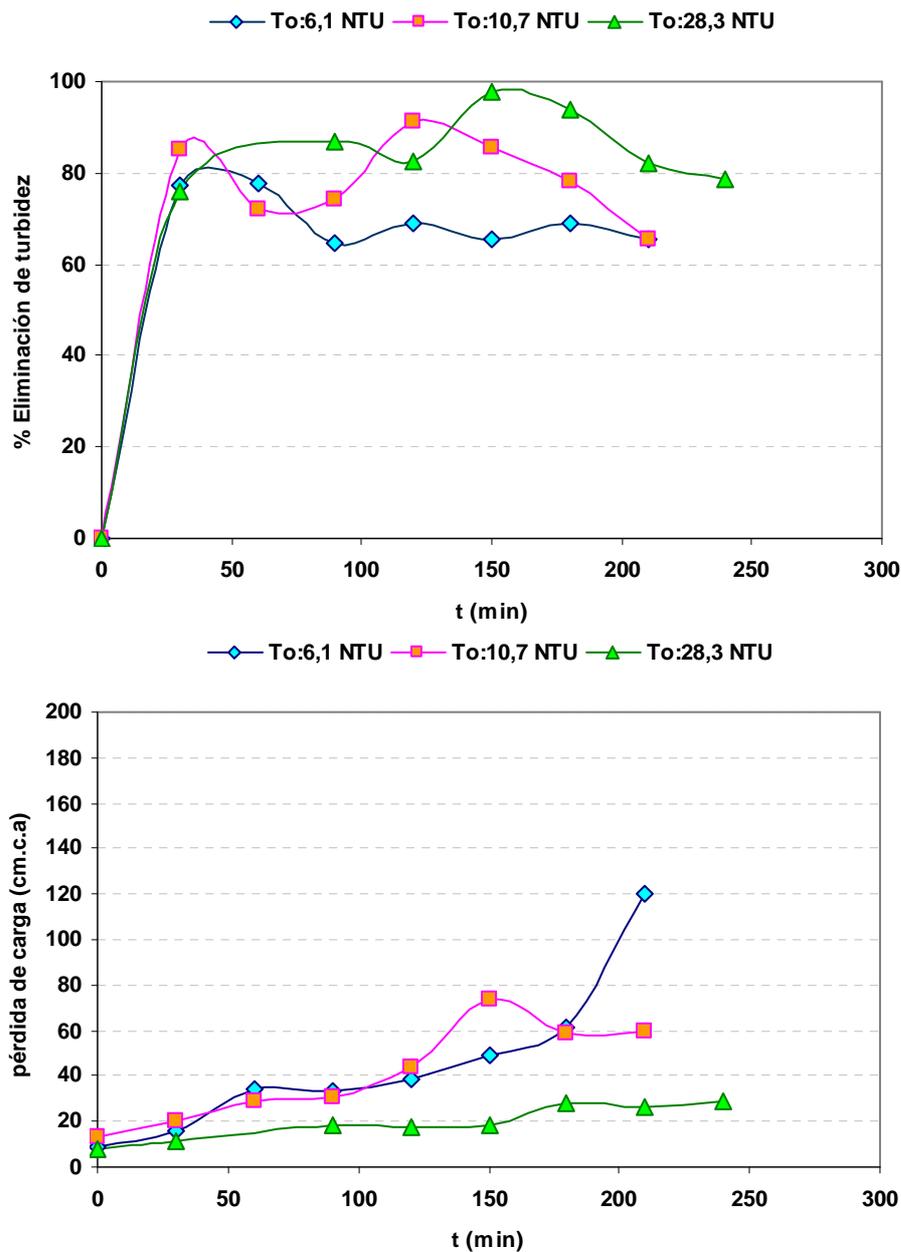


Figura 6.35 20 cm de arena mezclada-20 cm antracita y 2,5 mg/l de Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

Aumentando la concentración hasta 5 mg/l, el comportamiento es un poco inestable, pudiendo ser el caso de dosis excesiva, debido a que si bien se obtienen buenos rendimientos de eliminación, en algunos casos ese comportamiento no se mantiene a lo largo del ciclo de filtración (Figura 6.36). Por otro lado, no se obtiene



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

diferencia alguna en los rendimientos obtenidos, independientemente de los valores de turbidez inicial del agua.

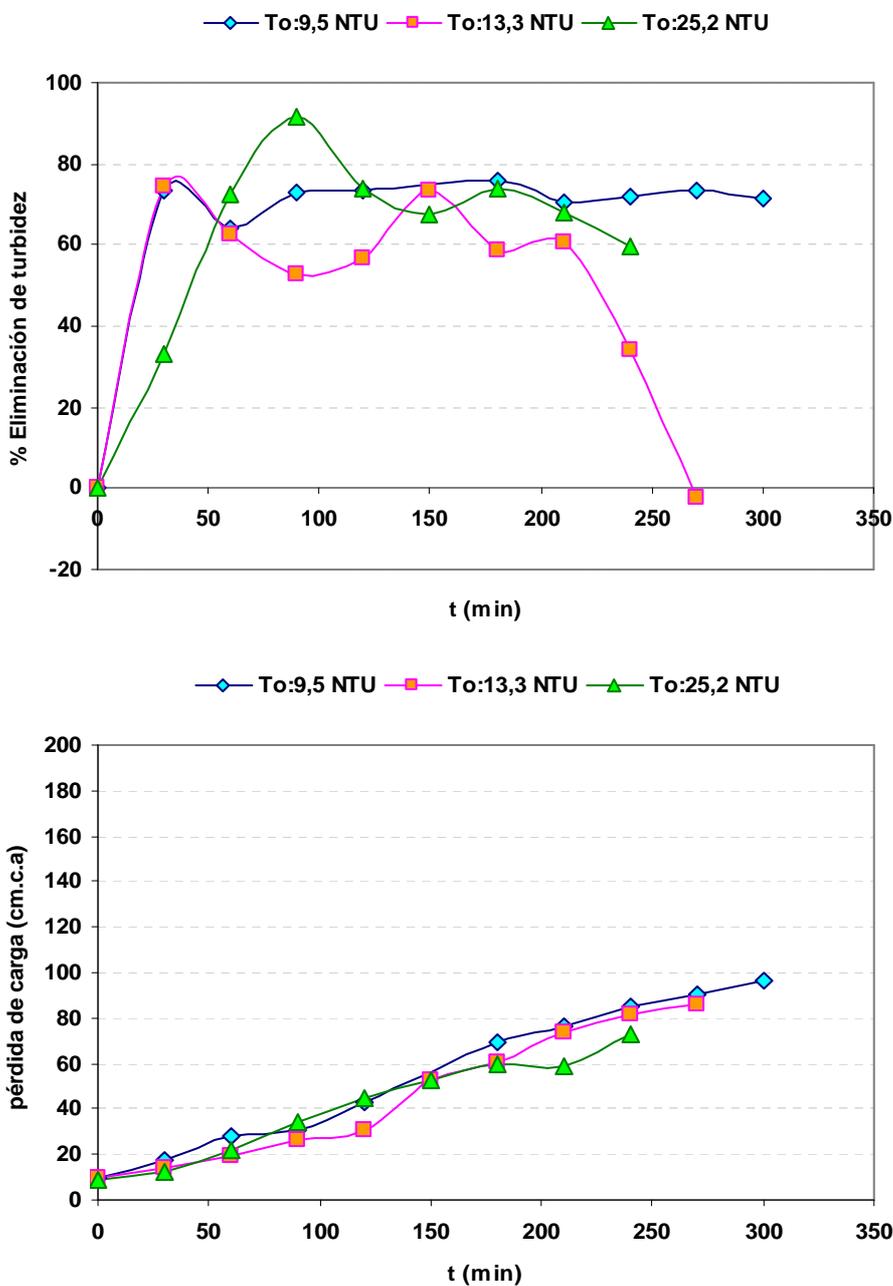


Figura 6.36 20 cm de arena mezclada-20 cm antracita y 5 mg/l de Flocumix. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

La pérdida de carga se incrementa progresivamente a lo largo del tiempo de filtración y presenta un comportamiento casi lineal y similar en ambos casos, independientemente del valor de turbidez inicial del agua.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

Al utilizar una concentración de 1 mg/l de **KF69/H**, el rendimiento de eliminación es inferior al 50 %, aunque cabe destacar que en todo momento la turbidez inicial del agua fue baja (6-9 NTU). (Figura 6.37). La pérdida de carga en el filtro, prácticamente no se ve incrementada a lo largo de la duración del ciclo de filtración.

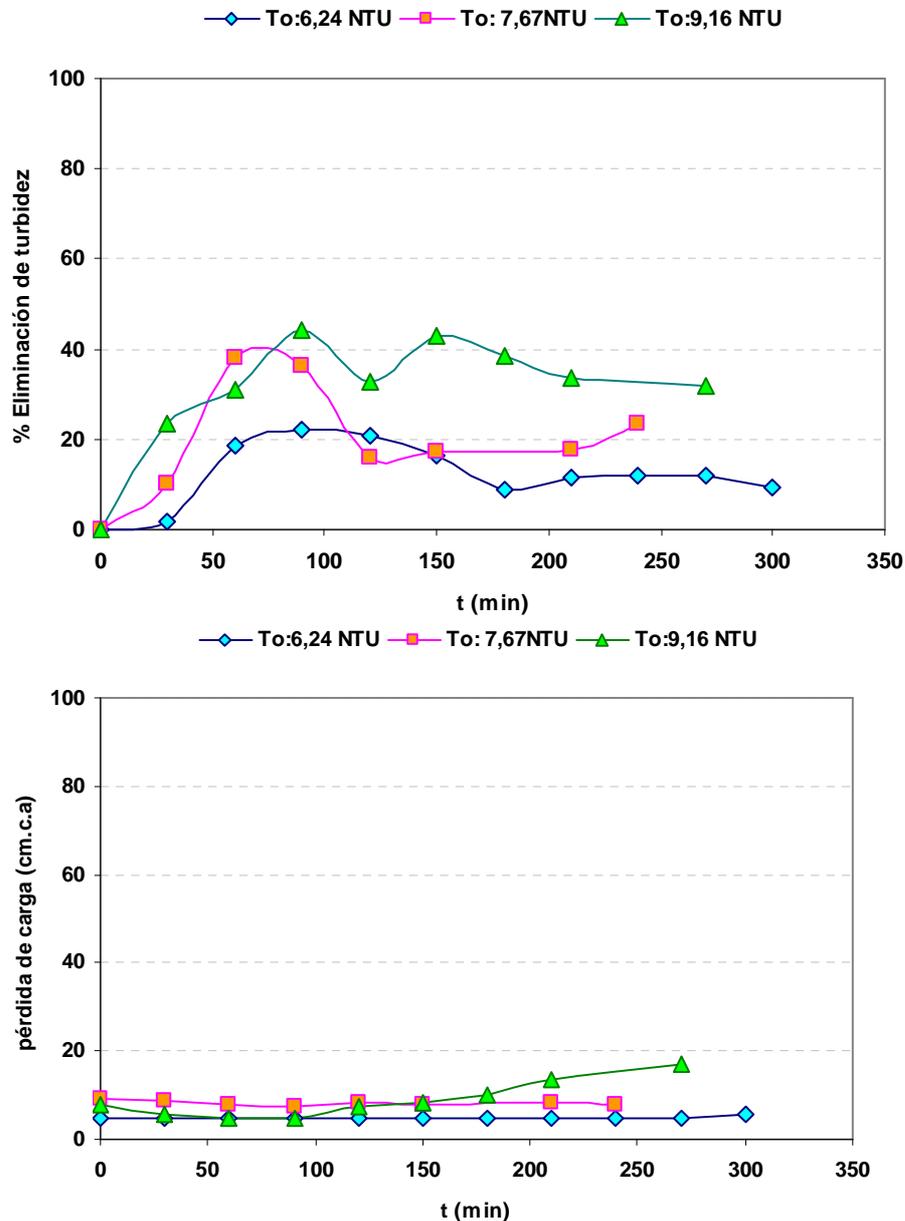


Figura 6.37 20 cm de arena mezclada-20 cm antracita y 1 mg/l de KF69/H. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

Para el caso de 2,5 mg/l, los rendimientos de eliminación de turbidez son inferiores a los obtenidos con 1 mg/l, incluso llegando a ser negativos (To: 4,44 NTU) (Figura 6.38) y la pérdida de carga presenta un comportamiento similar al anterior.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

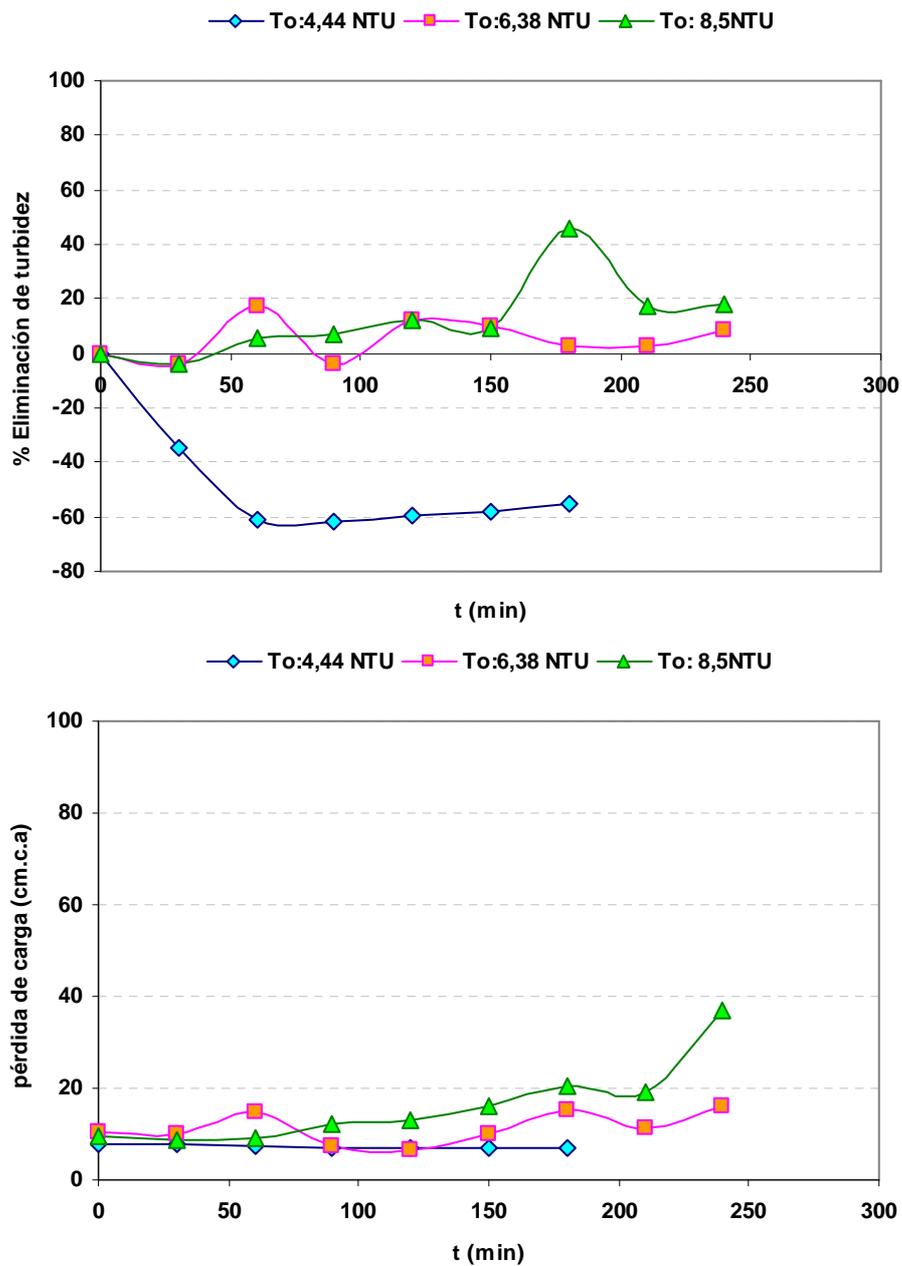


Figura 6.38 20 cm de arena mezclada-20 cm antracita y 2,5 mg/l de KF69/H. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

Al aumentar la concentración de coagulante hasta 5 mg/l, aumenta el rendimiento de eliminación, debido a que al ser valores de turbidez inicial bajos, debe incrementarse la concentración de coagulante para obtener mejores resultados. Esto conlleva a un incremento en la pérdida de carga, como se observa en la Figura 6.39.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

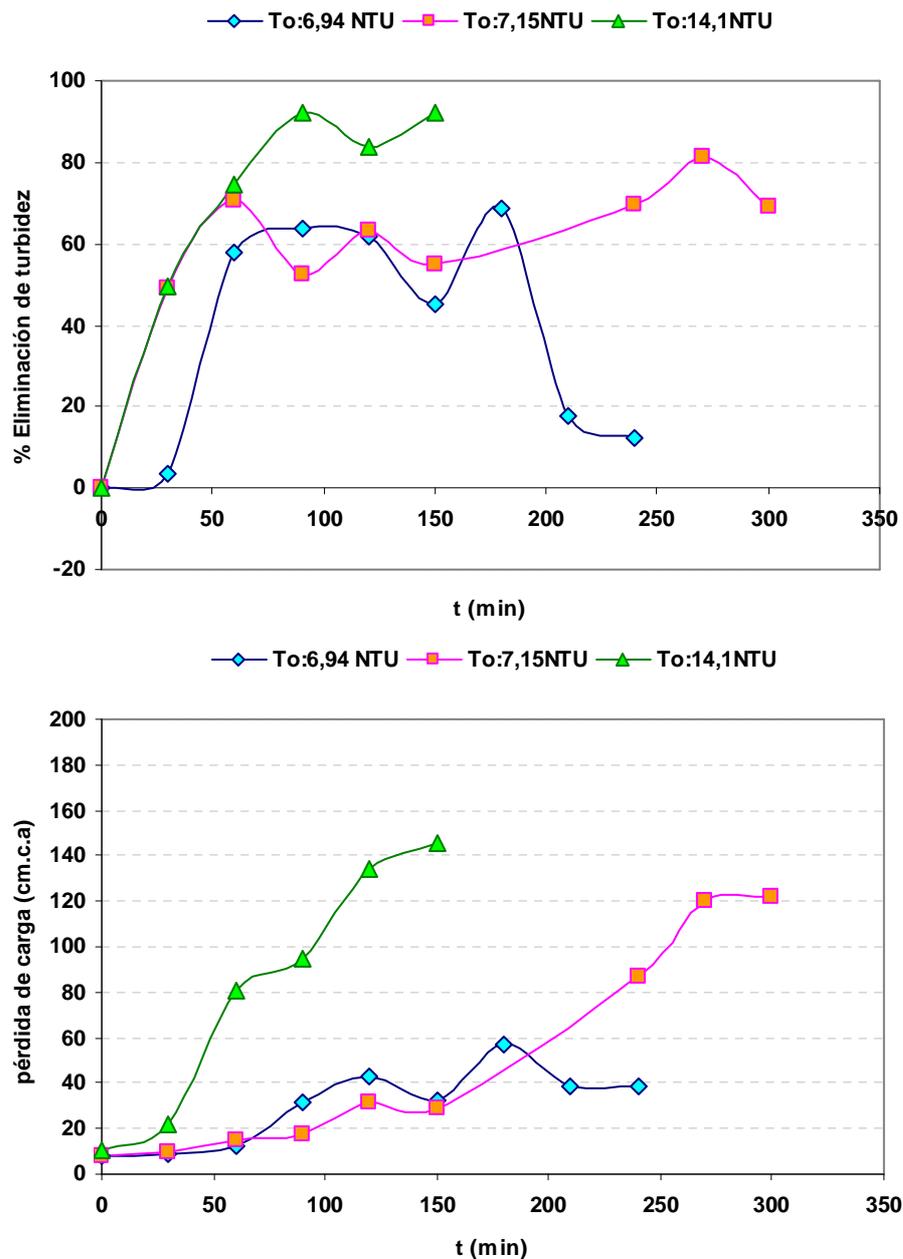


Figura 6.39 20 cm de arena mezclada-20 cm antracita y 5 mg/l de KF69/H. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga del filtro.

Por lo tanto hay que destacar, que para el filtro con 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita, las mejores condiciones de operación se obtuvieron utilizando 2,5 mg/l de Flocumix. Se obtienen rendimientos de eliminación de turbidez de aproximadamente un 80% y la pérdida de carga no se incrementa considerablemente. Se observan comportamientos más estables que con el uso de los otros coagulantes. La eficacia del PAC depende mucho del valor de la turbidez inicial del agua (comportamiento inestable).



6.5 EMPLEO DE PUMITA COMO LECHO FILTRANTE

Como material autóctono para el filtro, se utilizó pumita, en las condiciones óptimas de trabajo empleadas con la arena mezclada: 40 cm de altura de lecho; PAC y Flocumix como coagulantes a las concentraciones de 1 y 2,5 mg/l. Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.125 hasta AV.137, y se representan en las Figuras 6.40 a 6.43.

Los rendimientos de eliminación obtenidos con el **PAC** a la concentración de 1 mg/l, están comprendidos entre un 30-50%, con pérdidas de carga muy pequeñas (18 cm c.a. a las 4 horas de filtración), como se observa en la Figura 6.40. Cuando la concentración de PAC aumenta a 2,5 mg/l, también lo hace el rendimiento de eliminación (60-80%), manteniéndose la pérdida de carga a 40 cm c.a. hasta 3 horas de filtración (Figura 6.41).

Los dos ensayos realizados con 1 mg/l de **Flocumix**, muestran un rendimiento de eliminación inestable, hasta un tiempo de 100 minutos (Figura 6.42), a partir del cual, coinciden en un valor del 50%, para valores de turbidez inicial similares.

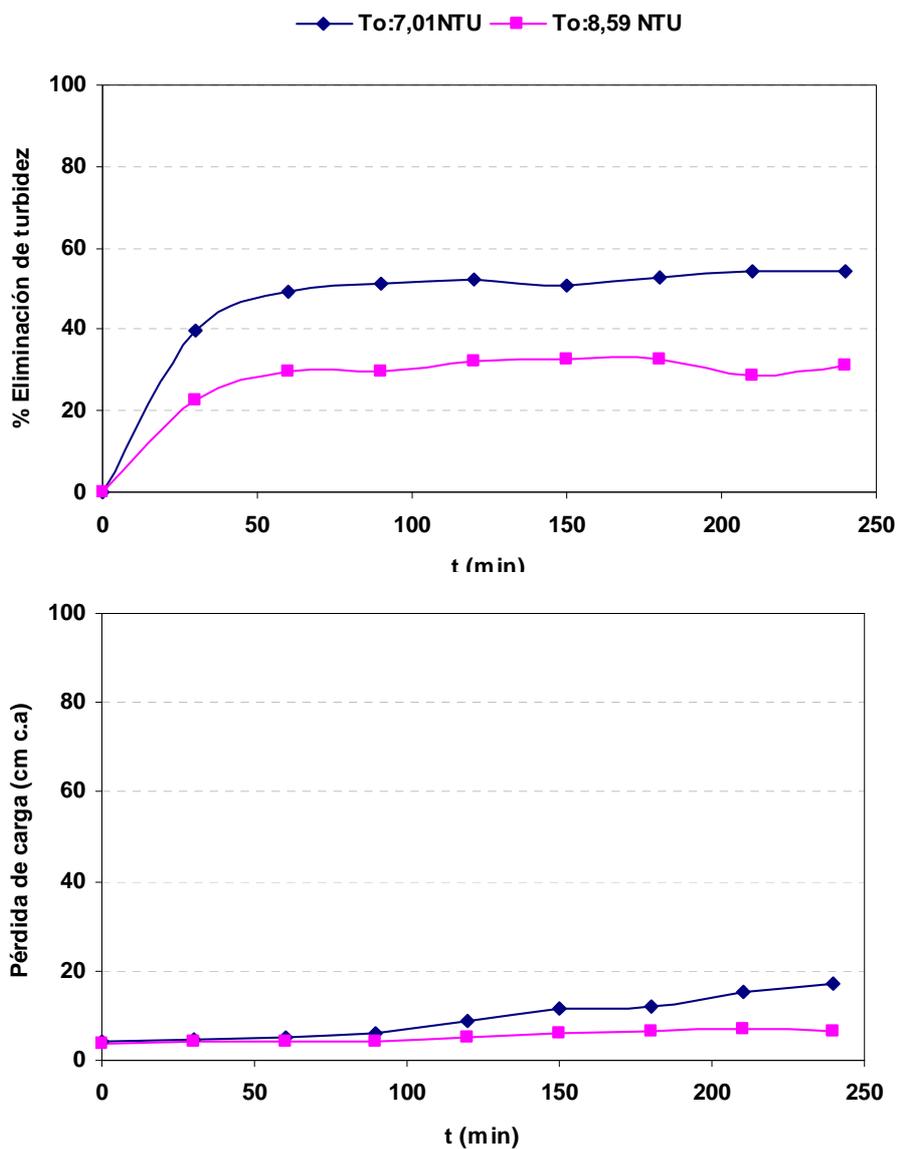


Figura 6.40 Coagulante PAC: 1 mg/l y 40 cm de pumita. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

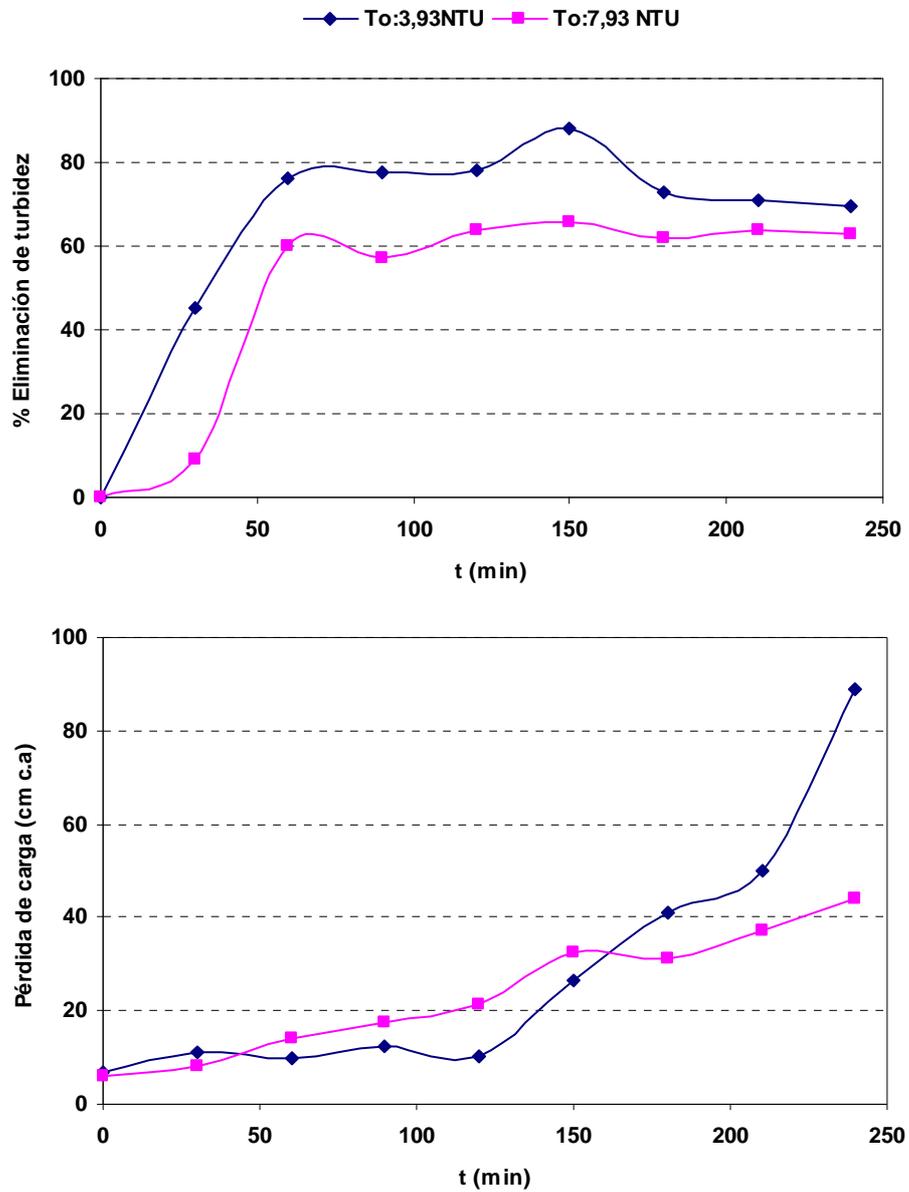


Figura 6.41 Coagulante PAC: 2,5 mg/l y 40 cm de pumita. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

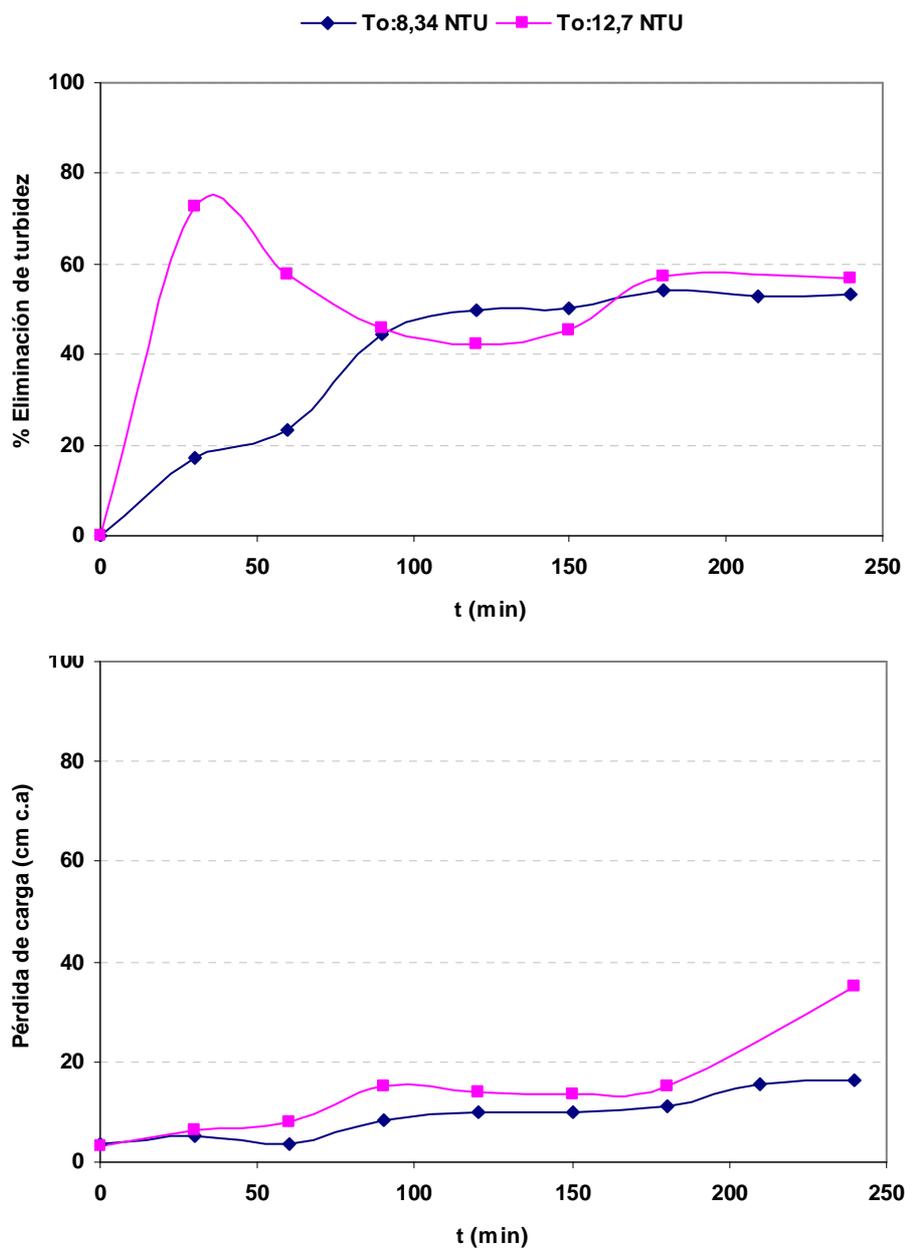


Figura 6.42 Coagulante Flocumix: 1 mg/l y 40 cm de pumita. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga.

Quando la concentración aumenta hasta 2,5 mg/l, el rendimiento de eliminación medio es del 40% para un valor de turbidez media ($To:10,7$ NTU) y un comportamiento inestable para el caso de turbidez baja (6,77 NTU), como se observa en la Figura 6.43. La pérdida de carga, también presenta valores muy bajos con este coagulante.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

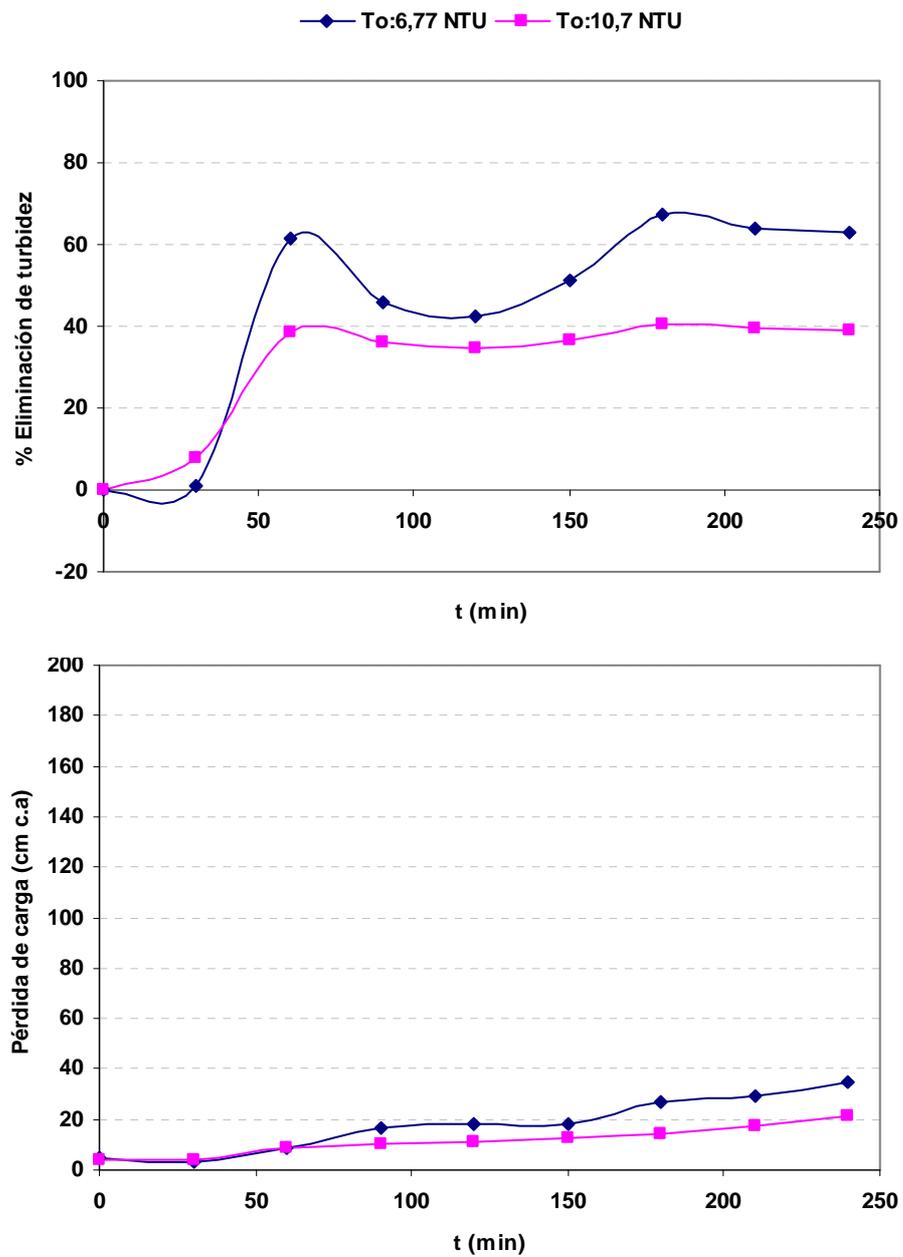


Figura 6.43 Coagulante Flocumix: 2,5 mg/l y 40 cm de pumita. Rendimiento de eliminación de turbidez y variación de la pérdida de carga.

En resumen, con el lecho de pumita, el mejor coagulante es el PAC a la concentración de 2,5 mg/l.



6.6 ESTUDIO DEL EFECTO DEL CAUDAL

Habiendo establecido las matrices respectivas empleando el método Taguchi (Capítulo 4), se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en las Tablas AV.135 hasta AV.136. Con el tratamiento respectivo de los datos utilizando el método de Taguchi, se representan los resultados en las Figuras 6.44 a 6.49. Se utilizó PAC y Flocumix como coagulantes a las concentraciones de 1 y 2,5 mg/l.

● Lecho filtrante de 40 cm de arena mezclada:

Influencia del Caudal

Para un caudal de $8 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$ se obtienen los mejores rendimientos de eliminación de turbidez, muy superiores a los obtenidos para el caudal de $16 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$ (Figura 6.44). En lo que se refiere a la pérdida de carga, para $8 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$, la pérdida de carga varía en función de otros parámetros, como pueden ser el tipo de coagulante y la concentración del mismo. En cambio, al incrementar el caudal hasta $16 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ h}$, la pérdida de carga es independiente del tipo de coagulante y la concentración empleada, manteniendo prácticamente constante. Esto permite establecer, que a medida que el caudal es mayor, afectan menos las variables de operación del filtro en la pérdida de carga obtenida.

Influencia del tipo de coagulante

Considerando el efecto del tipo de coagulante, se obtienen los resultados que se muestran en la Figura 6.45, donde puede observarse que el Flocumix ofrece mejores rendimientos de eliminación de turbidez y su comportamiento es más estable con respecto al uso del PAC, aunque en general los rendimientos no difieren significativamente uno con respecto al otro.

Por otro lado, la pérdida de carga si se ve incrementada por el uso de flocumix como coagulante, además, se observa que depende no solo del tipo de coagulante sino también de otras variables, hecho que se refleja en la poca uniformidad del resultado. Con el coagulante PAC, en general, se obtienen valores inferiores y presenta un comportamiento menos variable. La pérdida de carga no representa un factor limitante



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

para decidir las condiciones óptimas de operación, debido a que los valores obtenidos para ambos coagulantes no son excesivos.

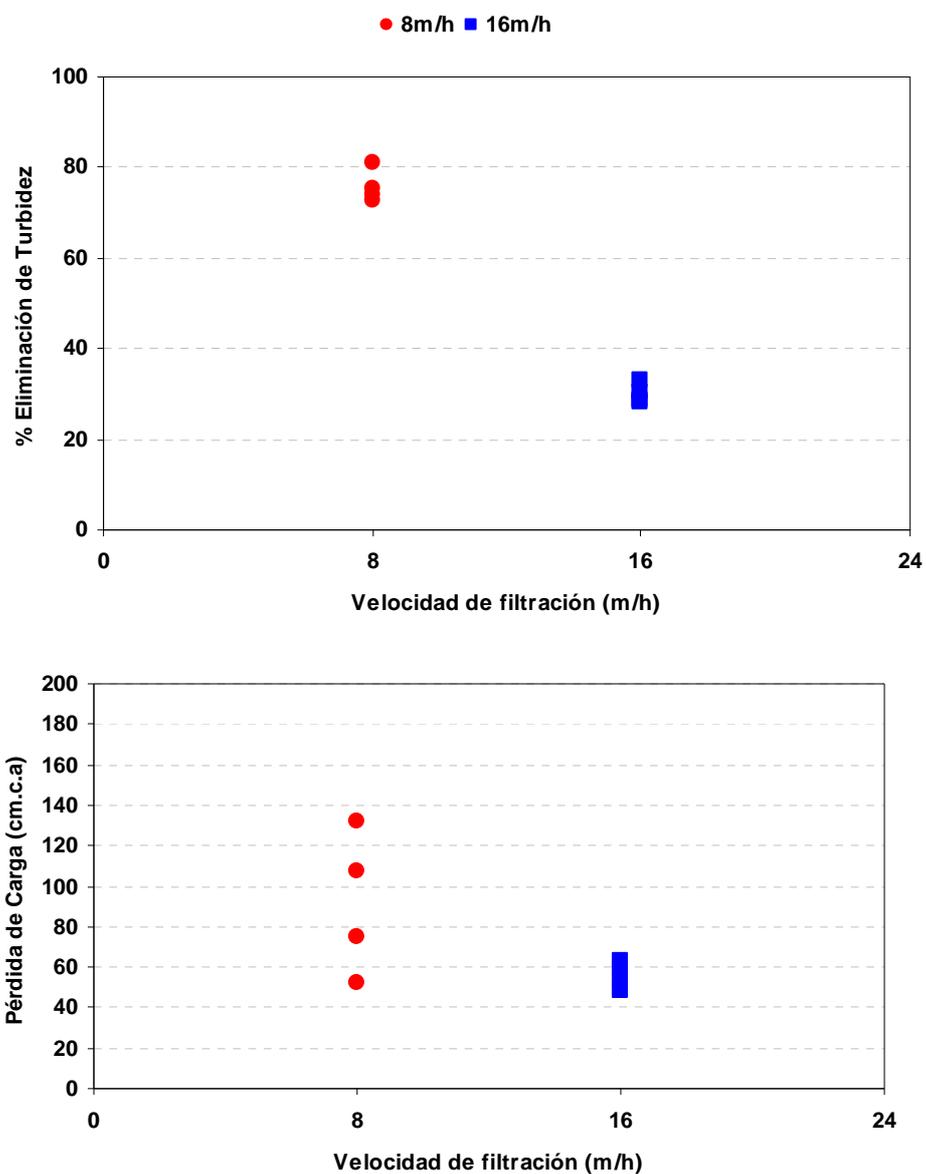


Figura 6.44 40 cm de arena mezclada. Variación del % eliminación de turbidez y la pérdida de carga con respecto a la variación del caudal

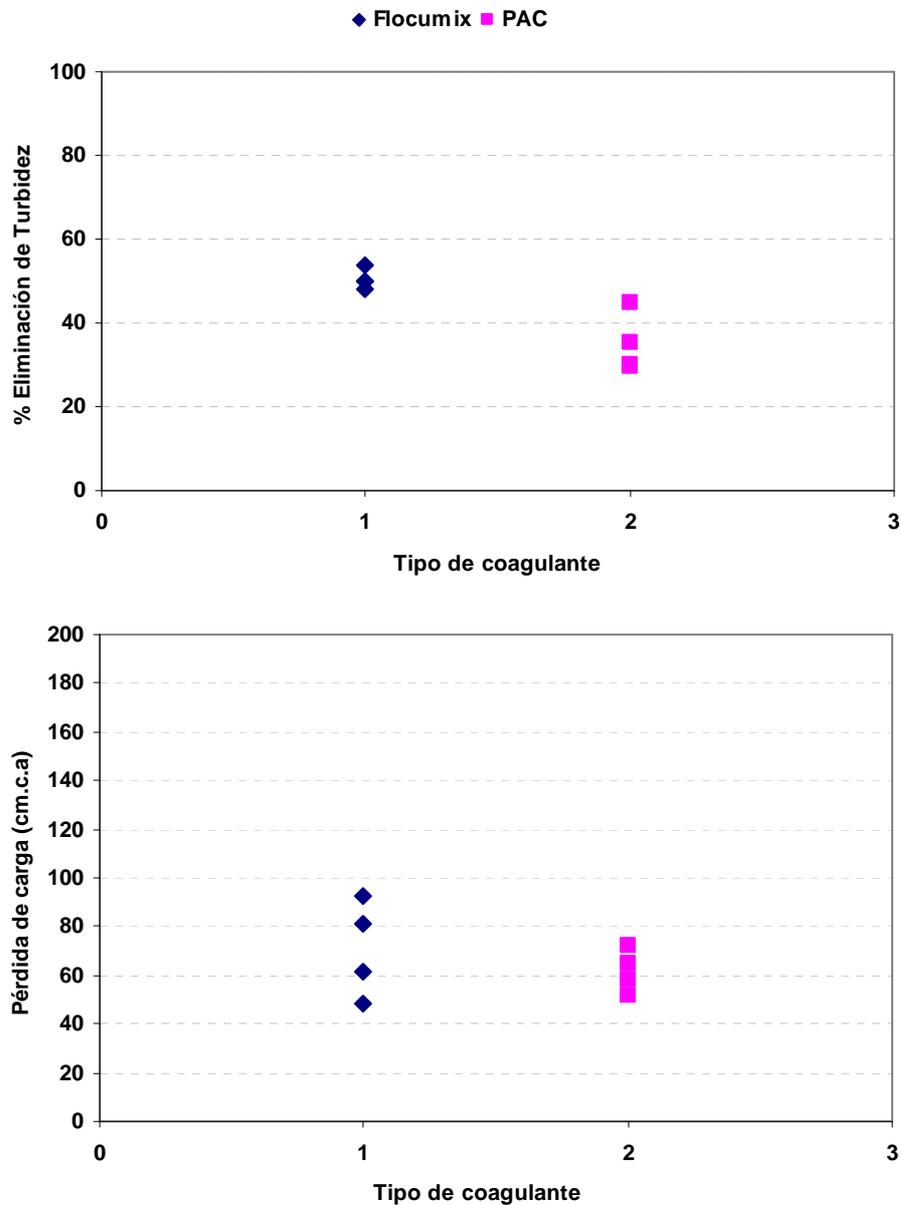


Figura 6.45 40 cm de arena mezclada. Variación del % eliminación de turbidez y la pérdida de carga con respecto al tipo de coagulante.

Influencia de la concentración de coagulante

En la Figura 6.46, se observa que la concentración óptima es 2,5 mg/l debido a que se obtienen mejores rendimientos de eliminación. La pérdida de carga se ve incrementada como cabe esperar, a medida que la concentración de coagulante



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

aumenta, pero no es un factor limitante, debido a que los valores límites permitidos son muy superiores a los obtenidos.

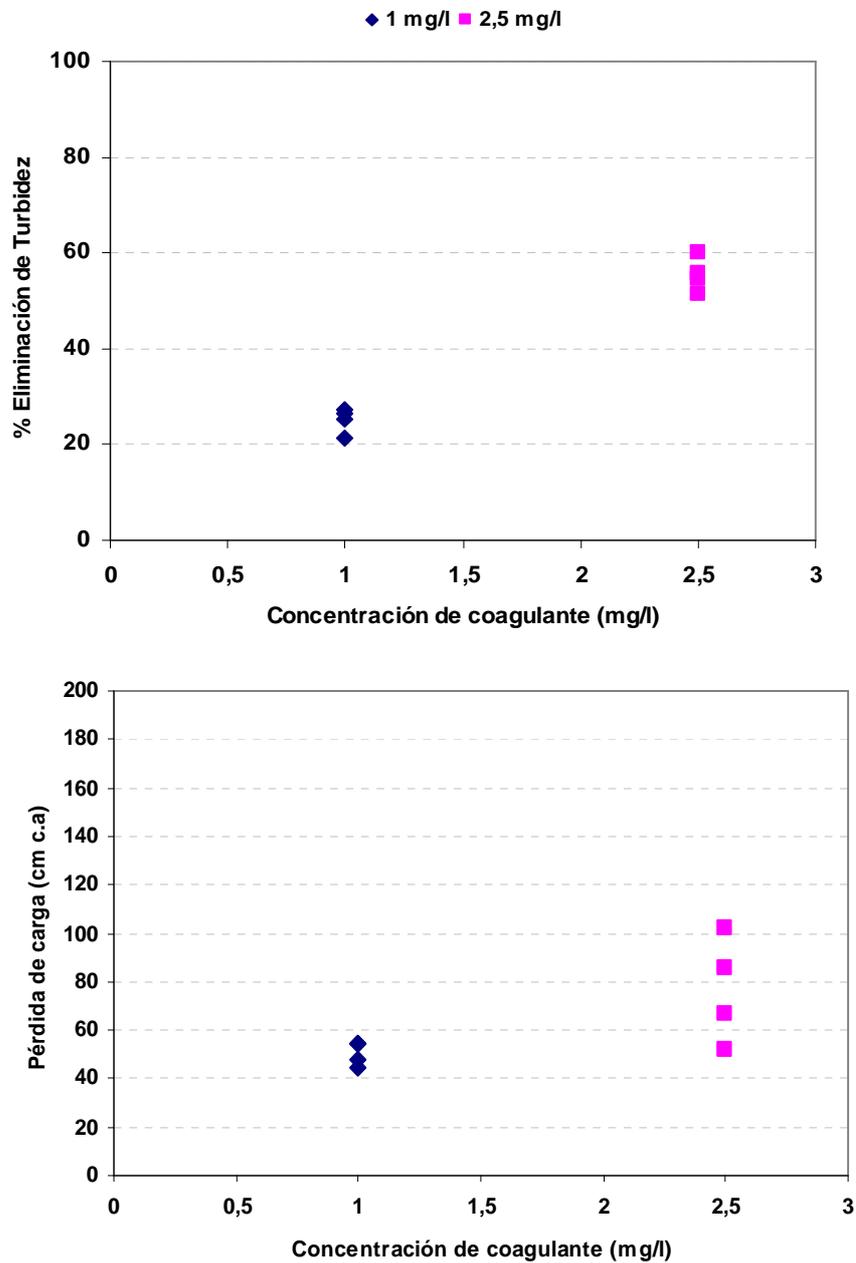


Figura 6.46 40 cm de arena mezclada. Variación del % eliminación de turbidez y la pérdida de carga con respecto a la concentración de coagulante.



● **Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita:**

Influencia del Caudal

En el filtro bicapa, con respecto a la influencia de la variación del caudal, sobre la eliminación de turbidez, el comportamiento es similar al obtenido con el filtro de 40 cm de arena mezclada (Figura 6.47). Los valores de pérdida de carga desarrollada en el filtro, son similares, pero sensiblemente menores a los obtenidos en el filtro de 40 cm de arena.

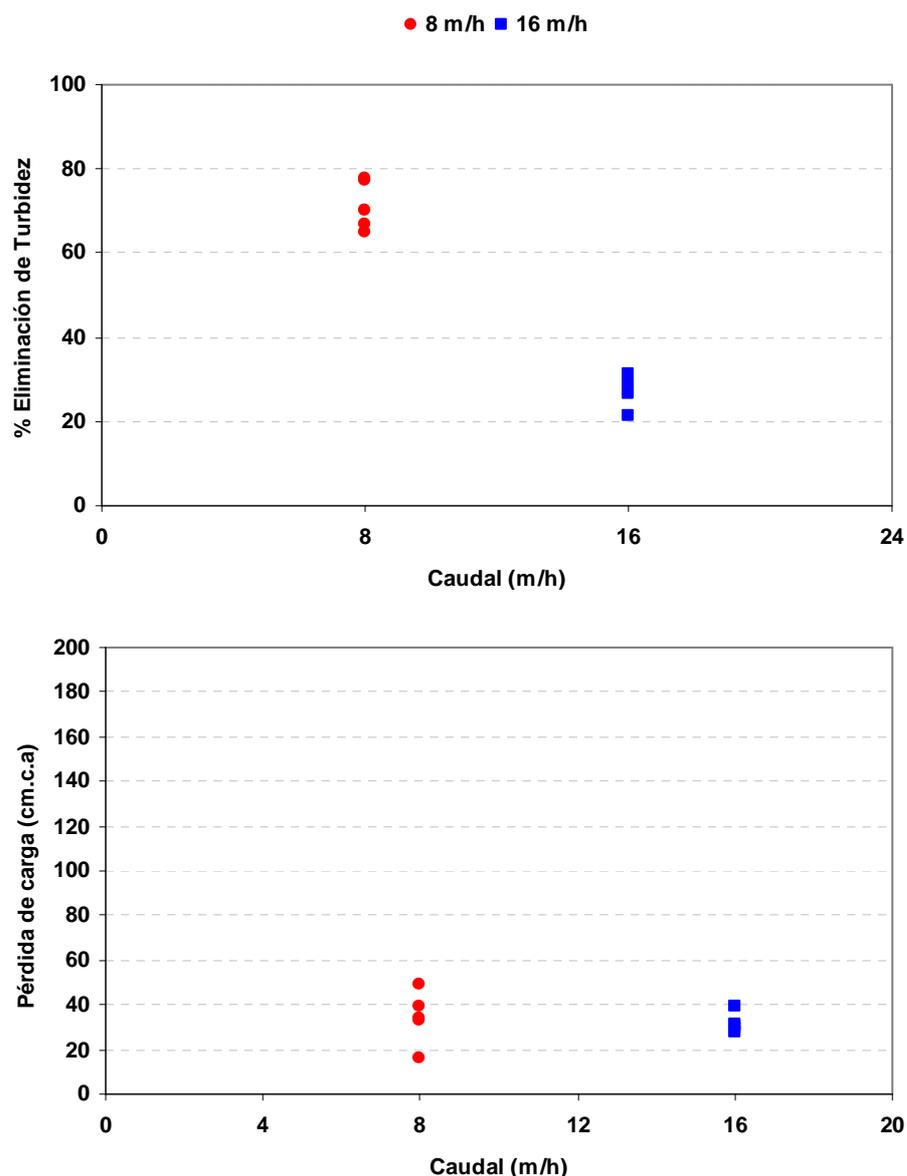


Figura 6.47 20 cm de arena y 20 cm de antracita. Variación del % Eliminación de Turbidez y la pérdida de carga con respecto a la variación del caudal



Influencia del tipo de coagulante

Aunque los rendimientos de eliminación de turbidez, son inferiores con respecto al uso de 40 cm de arena mezclada, sigue siendo el Flocumix el que produce mejor rendimiento de eliminación, pero en este caso los resultados son más uniformes para los dos coagulantes. Esto indica una menor dependencia de esta variable con respecto a las demás, para este tipo de lecho (Figura 6.48). Se obtienen resultados similares de la pérdida de carga, independientemente del tipo de coagulante utilizado a la misma concentración.

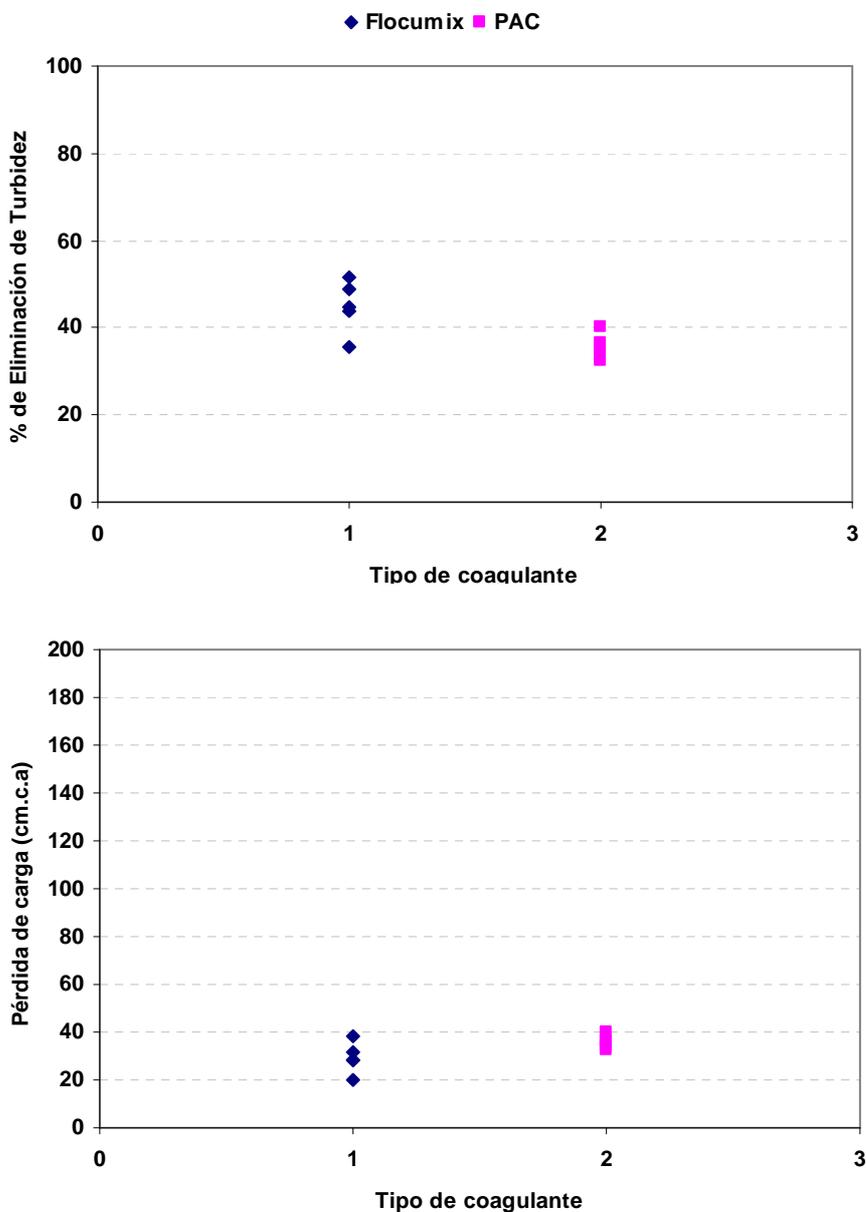


Figura 6.48 20 cm de arena y 20 cm de antracita. Variación del % Eliminación de Turbidez y la pérdida de carga con respecto al tipo de coagulante.



Influencia de la concentración de coagulante

Al igual que en el caso anterior, se observa que la mejor concentración de coagulante es de 2,5 mg/l, aunque en este tipo de lecho, la pérdida de carga obtenida es muy similar en ambos casos (Figura 6.49).

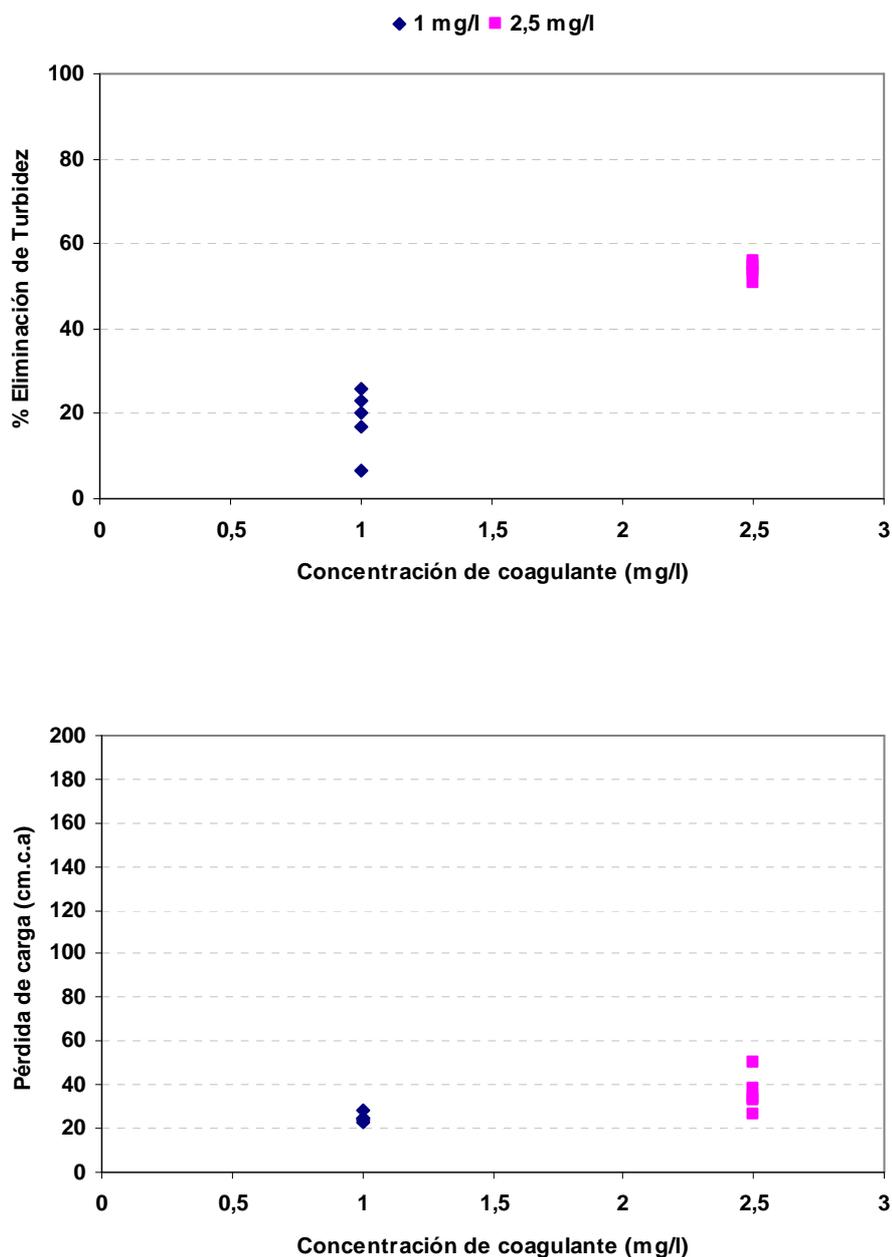


Figura 6.49 20 cm de arena y 20 cm de antracita. Variación del % Eliminación de Turbidez y la pérdida de carga con respecto a la concentración de coagulante.



6.7 COMPROBACIÓN DE ECUACIONES TEÓRICAS DE PÉRDIDA DE CARGA INICIAL

Se comprobó la bondad de las ecuaciones teóricas de Rose y Karman Koceny que determinan la pérdida de carga del filtro a lecho limpio para cada uno de los estudios de filtración realizados. Los resultados experimentales obtenidos se muestran en las Tablas AV.137 hasta AV.142 y se representan en las Figuras 6.50 a 6.56.

Para 20 cm de arena se obtienen algunos valores fuera del rango que determinan las ecuaciones teóricas empleadas. Esto puede ser debido al hecho de que cada vez que se hacía una experiencia de filtración, se colocaba un lecho limpio en el filtro y la manera en que se distribuye la arena a lo largo del filtro es aleatoria. Por otro lado, pudieran quedar retenidas algunas burbujas de aire entre las partículas de arena, que en algunos casos resultan imposibles de eliminar en su totalidad.

Para el estudio con arena de diferentes granulometrías, a medida que el tamaño del grano es mayor, la pérdida de carga inicial presenta menor variación y se ajusta uniformemente a las ecuaciones teóricas. El rango de variación entre ellas y los valores experimentales obtenidos es menor. (Figuras 6.50 a la 6.53)

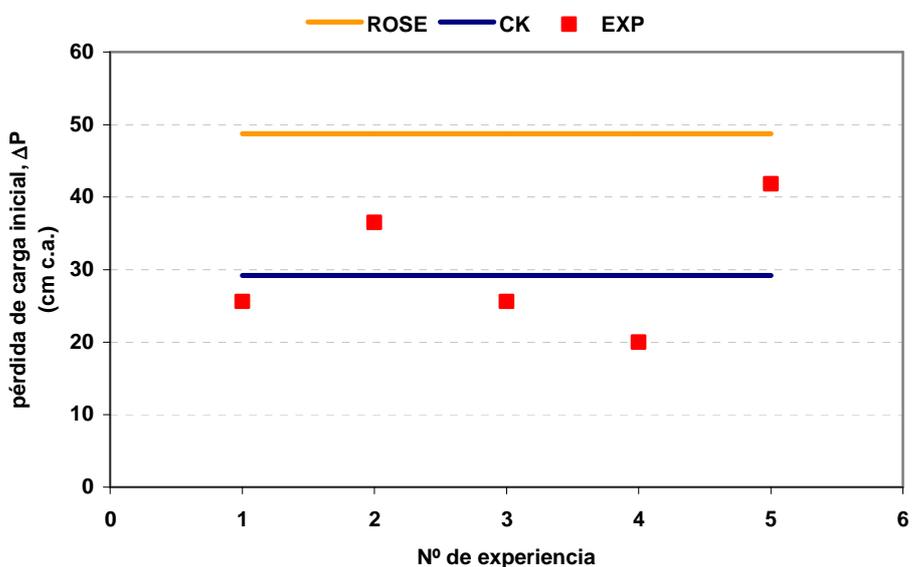


Figura 6.50 Variación de la pérdida de carga del filtro a lecho limpio. 20 cm de arena (0,8 mm).

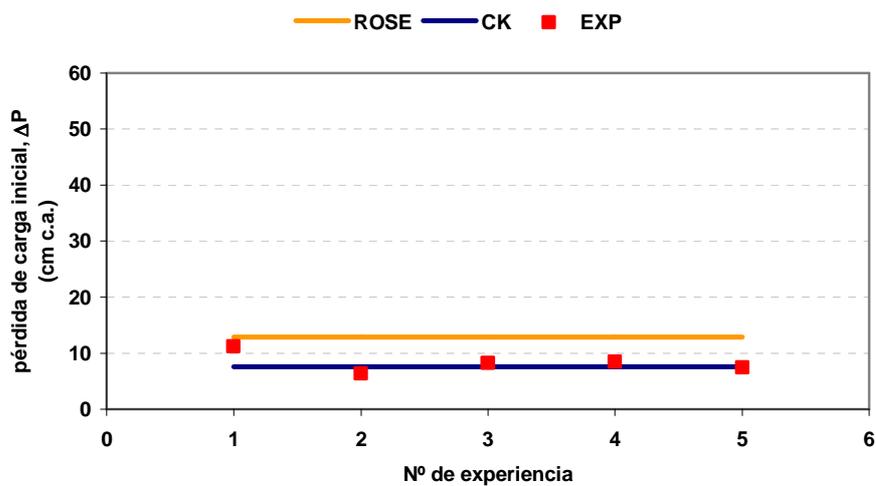


Figura 6.51 Variación de la pérdida de carga del filtro a lecho limpio. 20 cm de arena (1,4-1,6 mm).

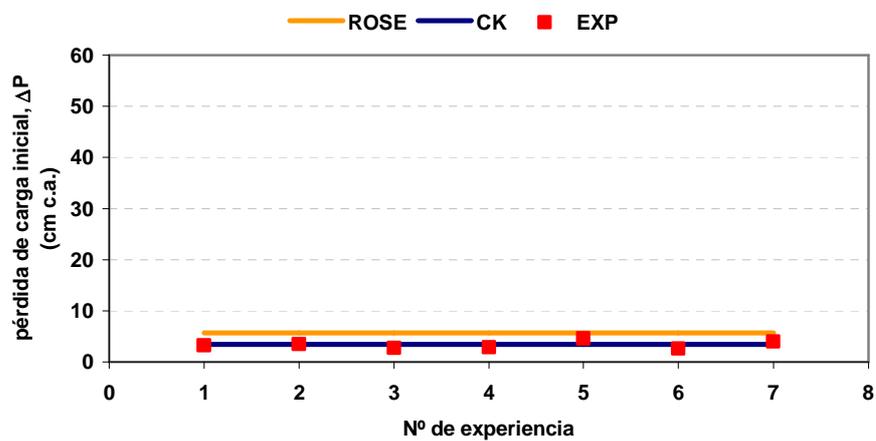


Figura 6.52 Variación de la pérdida de carga del filtro a lecho limpio. 20 cm de arena (1,8-2,0 mm).

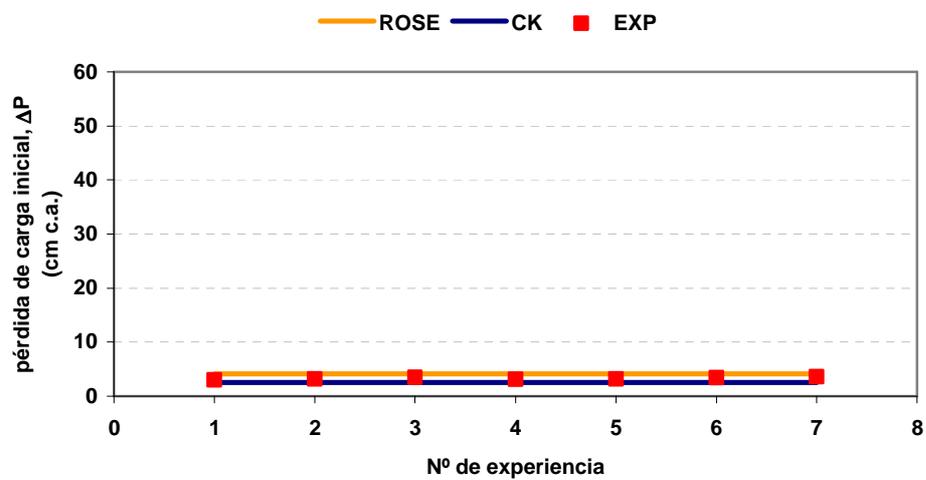


Figura 6.53 Variación de la pérdida de carga del filtro a lecho limpio. 20 cm de arena (2,0-2,24 mm).

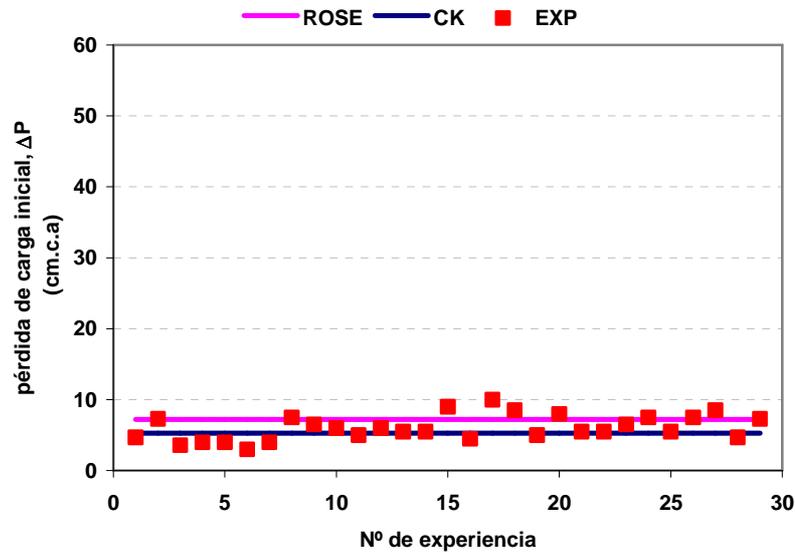


Figura 6.54 Variación de la pérdida de carga del filtro a lecho limpio utilizando 20 cm de arena mezclada.

Con el filtro de 40 cm de arena, la pérdida de carga inicial obtenida en los resultados, se mantiene más estable que para los otros dos casos (20 cm de arena y filtro bicapa), por lo que la altura y el tipo de material empleado como lecho filtrante, influye de manera decisiva en los resultados esperados. Esto suele indicar, que el lecho de 40 cm de arena se comporta mucho más estable que los demás estudiados. (Figura 6.55).

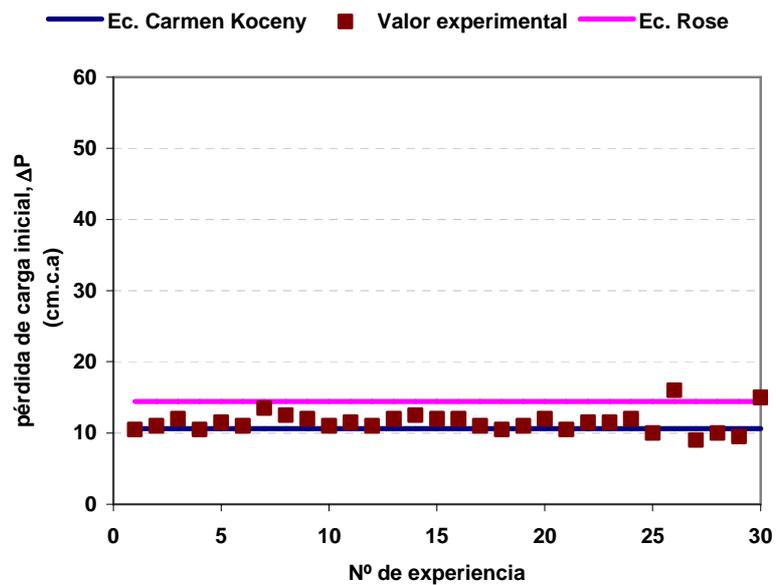


Figura 6.55 Variación de la pérdida de carga del filtro a lecho limpio utilizando 40 cm de arena mezclada.



El rango de valores ofrecido por las ecuaciones teóricas utilizadas, es más amplio para 40 cm de arena, siendo el menor cuando se utiliza 20 cm de arena y 20 de antracita. (Figura 6.56).

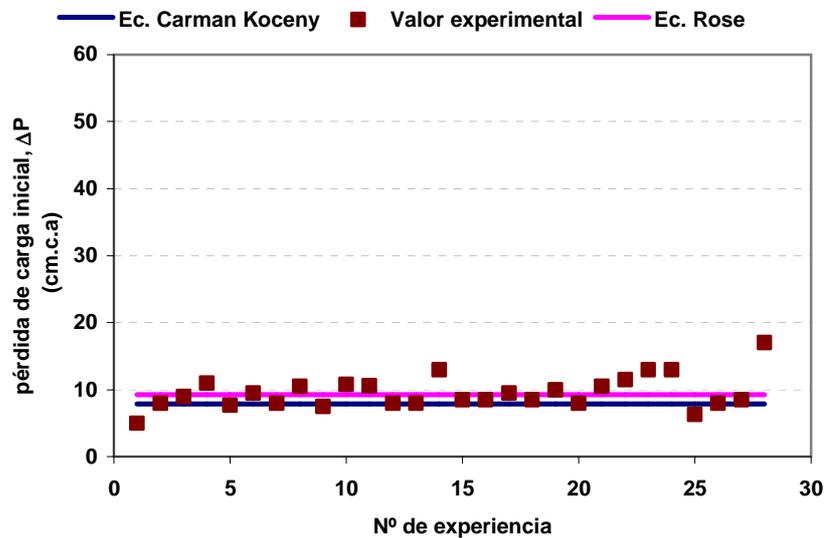


Figura 6.56 Variación de la pérdida de carga del filtro a lecho limpio utilizando 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita.

En general, se observa que para 20 cm de arena los valores de pérdida de carga inicial deben estar entre 5,3 y 7,2 cm.c.a, para 40 cm de arena los valores deben estar entre 10,6 y 14,4 cm.c.a y para el filtro bicapa de arena y antracita entre 7,9 y 9,3 cm.c.a.

6.8 RELACIÓN ENTRE EL RENDIMIENTO DEL FILTRO Y LAS VARIABLES DE FILTRACIÓN.

De los resultados obtenidos se deduce que el coagulante más apropiado es el Flocumix, y su rendimiento óptimo se encuentra cuando opera en un lecho mezclado de 40 cm. de longitud. Para este lecho filtrante se han correlacionado los rendimientos de eliminación obtenidos con las distintas variables que influyen en el proceso, considerando que la presión de entrada es constante, es decir, con la concentración de floculante añadida y con la concentración de sólidos en el agua de entrada, medida por su grado de turbidez.



Se han estudiado tres concentraciones de floculante de 1, 2,5 y 5 mg/l, y para cada una de ellas se han realizado filtraciones con aguas con diferente turbidez inicial que oscilan en el rango de 6 a 30 NTU. Los rendimientos de eliminación obtenidos se presentan en las Tablas AV.88 hasta AV.96 del anexo V.

Una correlación de las diferentes variables lleva a una correlación empírica del tipo:

$$\eta_{cal} = (a + b.F + cT_0^3)t + (d + e.F + (f + g.F)T_0^3)t^{0,5} \quad [6.1]$$

donde η_{cal} es el rendimiento de eliminación del filtro obtenido a partir de la ecuación empírica [6.1], F la concentración de floculante, T_0 la turbidez inicial del agua, t el tiempo de filtración y el resto son constantes según:

$$\begin{array}{llll} a=-0,314 & b=-0,114 & d=6,9 & e=1,8 \\ c=-3,8 \cdot 10^{-5} & f=4,9 \cdot 10^{-4} & g=1,52 \cdot 10^{-5} & \end{array}$$

En la Figura 6.57, se representan los valores del rendimiento calculado por la ecuación [6.1] frente al obtenido experimentalmente, para todos los experimentos comentados, independientemente de sus condiciones de filtración.

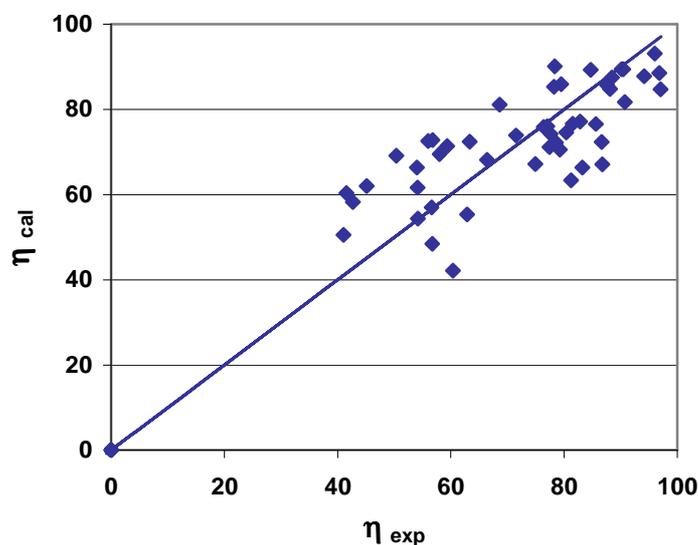


Figura 6.57 Comparación del rendimiento de eliminación de turbidez calculado y el experimental.

Un ajuste perfecto de la expresión empírica debería producir puntos sobre la diagonal, representada por la línea en el gráfico, observándose en la figura que los puntos se encuentran alrededor de dicha diagonal independientemente de las



condiciones de filtración con una separación inferior al 10%, lo que está dentro del error experimental de la medida. Por tanto la expresión propuesta permite obtener, para el lecho en estudio, el rendimiento de eliminación a partir de las condiciones iniciales de filtración.

Ahora bien, el rendimiento de eliminación no es un parámetro que en sí mismo permita conocer la calidad del efluente obtenido, ya que un valor de rendimiento alto, si proviene de un agua con una alta cantidad de sólidos en suspensión, puede todavía indicar una cantidad de sólidos significativa en el efluente del filtro.

La correlación empírica obtenida permite obtener el rendimiento con el tiempo, y a partir de este valor y con la turbidez inicial se puede obtener la turbidez del efluente, que es una medida directa de su calidad, según la expresión:

$$T = T_0 \left(1 - \frac{\eta_{\text{cal}}}{100} \right) \quad [6.2]$$

En la Figura 6.58, se presenta la evolución de la turbidez en el efluente del filtro con el tiempo para distintas concentraciones de floculante y turbidez inicial del agua, tanto medida experimentalmente como a partir de la ecuación anterior.

Se observa que, en general, la ecuación predice aceptablemente la calidad del efluente, independientemente de las condiciones iniciales, observándose las mayores desviaciones cuando se utiliza una concentración baja de floculante. Esto nos permite predecir el momento en el que el filtro se va a colmar y por tanto deberá procederse a su limpieza.

Evidentemente esta ecuación solo es válida para las condiciones para las que ha sido calculada, pero se puede aumentar su validez realizando experimentos que permitan estimar la influencia de la longitud y diámetro del lecho filtrante.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

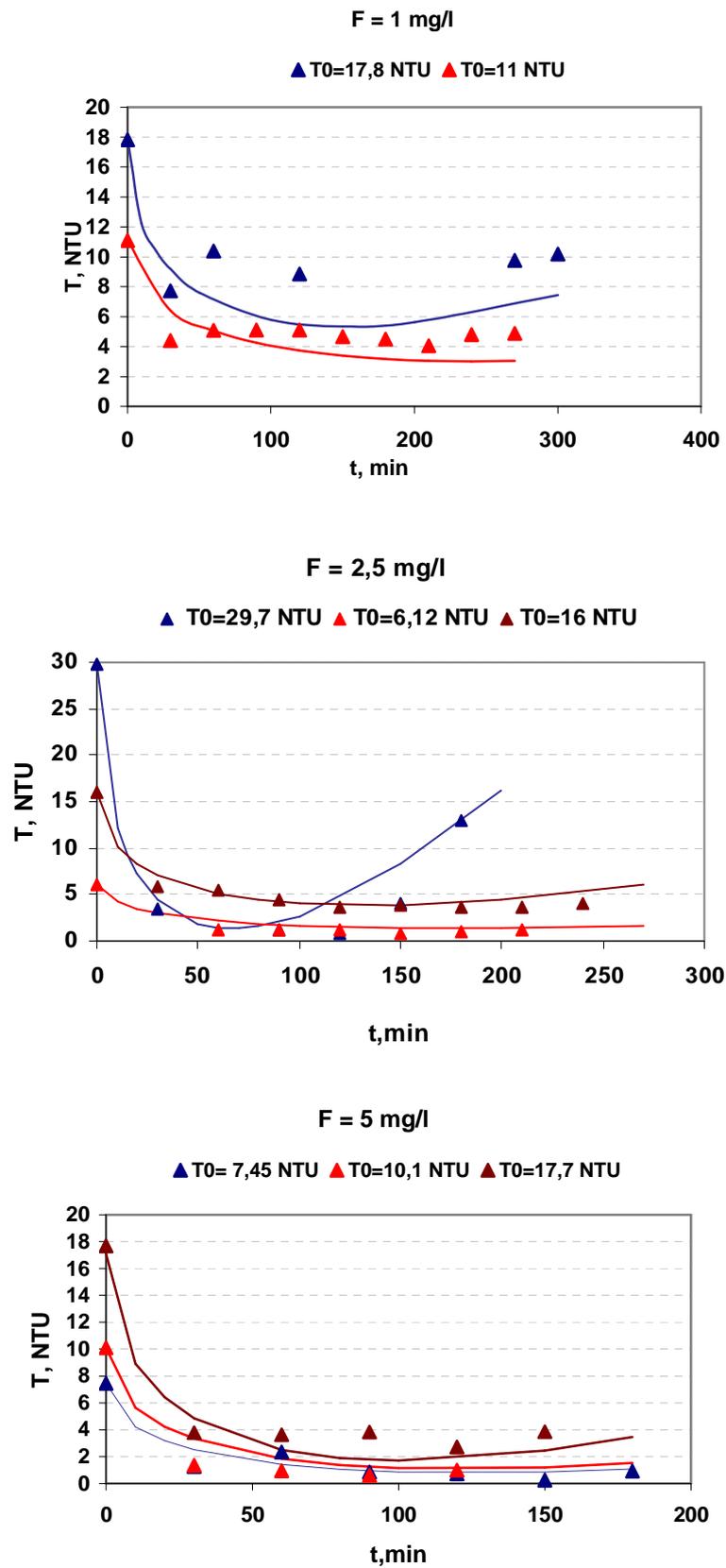


Figura 6.58 Evolución de la turbidez del efluente con el tiempo.

▲ Valor experimental ___ correlación empírica



6.9 RELACIÓN ENTRE TURBIDEZ Y MES EN EL PROCESO DE FILTRACIÓN.

El proceso de filtración se ha seguido midiendo la turbidez de las muestras obtenidas en los distintos tiempos de filtrado, por ser un parámetro de sencilla determinación y que está directamente relacionado con la cantidad de sólidos remanentes en la suspensión, que es la variable que realmente nos determina la eficacia del filtro.

En una serie de experimentos se ha medido no solo la turbidez de las muestras, sino también los materia en suspensión (MES), con objeto de encontrar una relación sencilla entre ellos.

Estos experimentos han sido realizados en los tres filtros utilizados (20 y 40 cm de arena mezclada y 20 cm de arena con 20 cm de antracita) en presencia de tres coagulante (PAC, Floccumix y KF69/H) a tres concentraciones diferentes (1, 2.5 y 5 mg/l), Los resultados obtenidos se encuentran en las Tablas AV.42 hasta AV.125, y se presentan en la Figura 6.59, donde en cada una de las gráficas se representan los valores de MES frente a los de turbidez, en muestras obtenidas a diferentes tiempos de filtración utilizando cada uno de los lechos y todas las concentraciones de coagulantes.

En todas ellas se observa que la relación de la Turbidez con el MES es independiente de la concentración de floculante, de la turbidez inicial de agua y del lecho filtrante utilizado, encontrándose todos los puntos dispersos alrededor de una recta, con oscilaciones en el orden del error experimental.

Cuando se correlacionan los valores de MES y turbidez, se encuentra que los tres coagulantes dan lugar a relaciones empíricas lineales según:

$$\text{KF69/H: } \text{MES}=1,631+1,278*T \quad [6.3]$$

$$\text{PAC: } \text{MES}=7,366+1,0117*T \quad [6.4]$$

$$\text{FLOCUMIX: } \text{MES}=7,518+1,245*T \quad [6.5]$$

donde T es la turbidez en NTU y MES la concentración de sólidos en mg/l.



6. RESULTADOS Y DISCUSIÓN. Filtración en medio granular

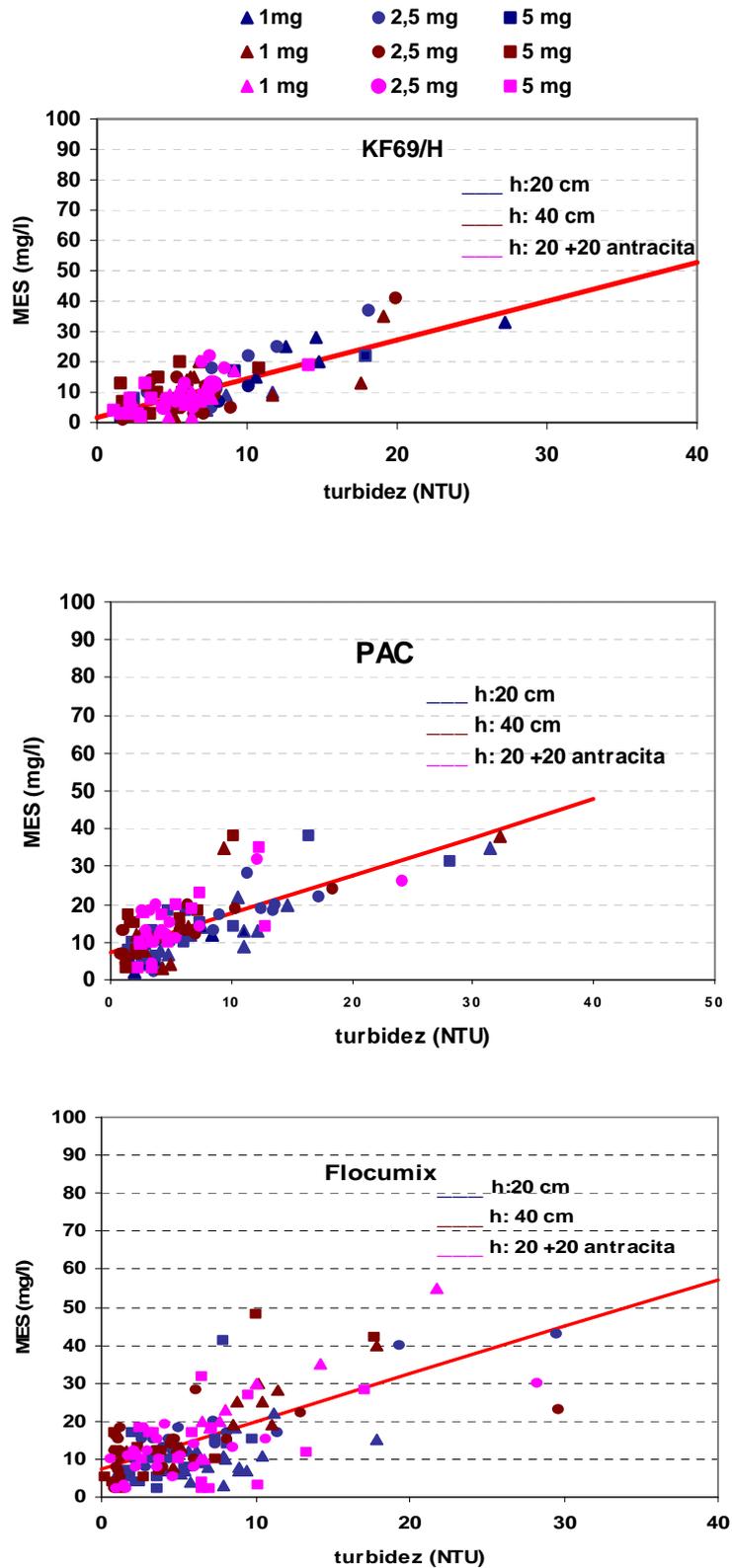


Figura 6.59 Relación entre la turbidez y la MES para cada tipo de coagulante..

▲ Valor experimental ___ correlación empírica



A partir de estas correlaciones se puede predecir la cantidad de sólidos presente en la suspensión a partir de medidas de turbidez, y en la Figura 6.60, se representan los valores obtenidos para los tres coagulantes.

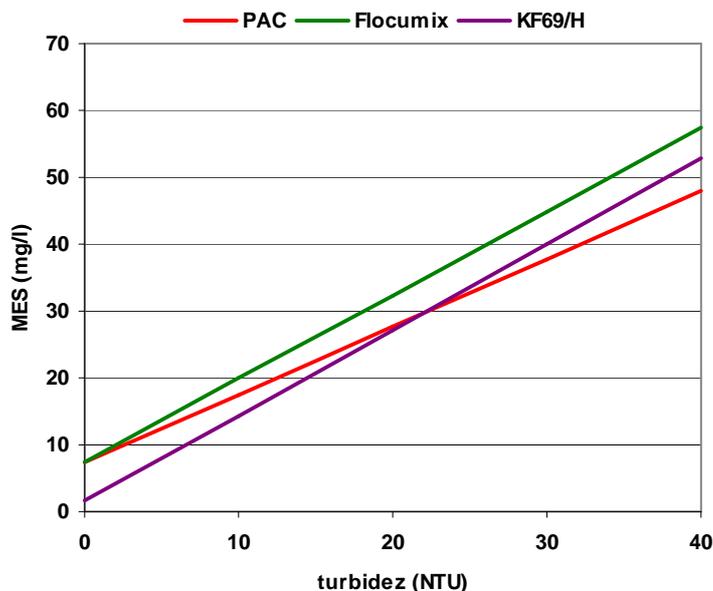


Figura 6.60 Estimación de la MES en función de la turbidez para cada tipo de coagulante..

En la Figura, se observa la influencia del floculante en la relación de la concentración de sólidos y la turbidez. Así, los dos coagulantes con contenido orgánico presentan un comportamiento paralelo, dando lugar el KF69/H (coagulante orgánico) a mayor turbidez para una misma concentración de sólidos, lo que indica que las partículas que origina este coagulante son más finas. El coagulante inorgánico (PAC) presenta un comportamiento diferente a los otros dos, indicando que las partículas presentan un agrupamiento diferente

Capítulo 7

Conclusiones



CONCLUSIONES

Del estudio realizado se pueden extraer las siguientes conclusiones:

Coagulación-Floculación:

1. El PAC es el coagulante metálico más idóneo para ser utilizado en este tipo de aguas frente al Cloruro Férrico y al Sulfato de Aluminio.
2. En la zona de bajas concentraciones de PAC (< 20 mg/l), la eliminación de turbidez es inferior con respecto a la obtenida en zonas de altas concentraciones (30-50 mg/l). El aumento de la turbidez inicial, produce un aumento en el número de partículas con el consiguiente incremento de la eficacia de eliminación.
3. La concentración óptima de PAC es aproximadamente de 50 mg/l, valor para el que los rendimientos de eliminación de turbidez se aproximan al 90%, cualquiera que sea la turbidez inicial del agua en el rango estudiado.
4. Con respecto a la utilización de permanganato como preoxidante, se aprecia que el aumento de eliminación de turbidez es poco significativo, para el intervalo de concentraciones de PAC empleadas (10-20 mg/l).
5. A partir de 4 mg/l de permanganato, se observa una disminución de la eficacia de eliminación, para todas las concentraciones de PAC.
6. La preoxidación con hipoclorito de sodio no mejora el rendimiento de eliminación de turbidez conseguido con el uso del PAC.
7. Los polielectrolitos catiónicos, se utilizaron individualmente ó acompañados por 10 mg/l de PAC, obteniéndose los siguientes resultados:
 - El Flocusol y el Flocudex sólo producen buenos rendimientos de eliminación, en presencia de PAC.



- El KF69/H es recomendable para aguas de turbidez inicial media-alta. Cuando la turbidez inicial desciende, es necesario mezclarlo con PAC.
- El uso de Actipol C-421, Fennopol K-211, K-508, K-504, Cs-253 y Cs-40, no mejoran la calidad del agua.
- El mejor coagulante utilizado fue el Flocumix (mezcla de PAC con catiónico), con rendimientos de eliminación del 80% para concentraciones de 10 mg/l, incluso para valores bajos de turbidez inicial del agua.

8. Del estudio del efecto de la variación del pH y de la concentración de coagulante en la coagulación se concluye:

- Los coagulantes óptimos utilizados fueron el PAC y el Flocumix, a concentraciones de 20 y 40 mg/l, y aunque los rendimientos de eliminación de turbidez obtenidos a pH=7 y a pH=8 sean aproximadamente iguales, a pH=8 se genera menor volumen de lodos. Esto confirma el hecho de tratar el agua a su pH original (8), como mejor opción.
- Con respecto a la eliminación de DQO, con 20 mg/l de PAC, se obtiene la mayor eliminación, independientemente del valor del pH inicial del agua.
- Para el caso de la MES, los mejores rendimientos de eliminación (entre un 60-80%), se obtienen con los dos polielectrolitos catiónicos: KF69/H y Flocudex seguidos por el Flocumix, siendo el PAC el que produce peores resultados.

9. En general, los polímeros floculantes (aniónicos y no iónicos) utilizados, no ofrecieron una notable mejoría con respecto al uso del PAC sólo, no resultando ser una opción favorable para este tipo de agua.

10. El uso del coagulante polimérico natural "Chitosan", solo resulta efectivo a valores elevados de turbidez inicial del agua.



✚ **Filtración en medio granular:**

1. Resultó aconsejable utilizar un lecho filtrante de arena no estratificado, formado por partículas de diferentes tamaños (arena mezclada), con la finalidad de que la permeabilidad del lecho se compense entre los diferentes tamaños existentes a través del lecho.

2. Del estudio de la filtración, a caudal constante de $8 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$, se obtienen las siguientes conclusiones:

- La mejor opción para el filtro de 20 cm de arena mezclada, es utilizar 5 mg/l de PAC, debido a que en general el comportamiento es estable e independiente de la turbidez inicial del agua a filtrar. El rendimiento de eliminación de turbidez es superior al 80%, pero la pérdida de carga se incrementa rápidamente.
- Para el filtro con 40 cm de arena mezclada, las mejores condiciones se obtuvieron con 1 mg/l de PAC ó 2,5 mg/l de Flocumix.
- En el filtro bicapa de 20 cm de antracita y 20 cm de arena mezclada, las mejores condiciones de operación se obtuvieron utilizando 2,5 mg/l de Flocumix, alcanzando rendimientos de eliminación de turbidez del 80% y la pérdida de carga no se incrementa considerablemente. Se obtiene un comportamiento más estable que con el uso de los otros coagulantes.

3. La influencia del caudal se estudió en los tres filtros citados, y para los coagulantes PAC y Flocumix obteniéndose lo siguiente:

- Para el **Lecho de 40 cm de arena mezclada** y un caudal de $8 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$ se obtienen los mejores rendimientos de eliminación de turbidez y muy superiores a los obtenidos para el caudal $16 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$.
- En lo que se refiere a la pérdida de carga para $8 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$, varía en función del tipo de coagulante y la concentración del mismo. Por el contrario, al incrementar el caudal hasta $16 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$, la pérdida de carga es



independiente del tipo de coagulante y la concentración empleada, manteniéndose prácticamente constante.

- Con respecto al tipo de coagulante, el Flocumix a una concentración de 2,5 mg/l, ofrece mejores rendimientos de eliminación de turbidez y su comportamiento es más estable con respecto al uso del PAC, aunque en general los rendimientos no difieren significativamente uno con respecto al otro.
- Para el **Lecho de 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita**, en general, el comportamiento obtenido con respecto a la variación del caudal, es similar al del filtro de 40 cm de arena mezclada, pero los valores de pérdida de carga son sensiblemente menores.
- Con respecto al tipo de coagulante, aunque los rendimientos de eliminación de turbidez, son inferiores a los obtenidos con 40 cm de arena mezclada, sigue siendo el Flocumix el que produce mejores rendimientos, pero en este caso los resultados son más uniformes para los dos coagulantes. Esto indica una menor dependencia de esta variable con respecto a las demás, para este tipo de lecho.
- La mejor concentración de coagulante es de 2,5 mg/l, aunque en este tipo de lecho, la pérdida de carga obtenida es muy similar en ambos casos.

4. La turbidez del efluente de filtración está directamente relacionada con su MES (materia en suspensión), y depende solamente del tipo de floculante utilizado y no de las condiciones de filtración, dando las siguientes expresiones:

$$\text{KF69/H:} \quad \text{MES} = 1,631 + 1,278 * T$$

$$\text{PAC:} \quad \text{MES} = 7,366 + 1,012 * T$$

$$\text{Flocumix} \quad \text{MES} = 7,518 + 1,245 * T$$

5. Cuando se utiliza Flocumix en un lecho de arena de 40 cm, el rendimiento del filtro se correlaciona con las variables de filtración: tiempo, concentración de Floculante y turbidez inicial del agua, según una expresión del tipo:



$$\eta_{cal} = (a+b*F+cT_o^3)*t + (d+e+F+(f+g*F)T_o^3)*t^{0,5}$$

dando un error inferior al 10% y donde, F es la concentración de floculante, T_o es la turbidez inicial del agua y t el tiempo de filtración.

6. Utilizando la pumita como material filtrante, los mejores resultados se obtuvieron con 2,5 mg/l de PAC (60-80% de eliminación de turbidez).

Capítulo 8: Nomenclatura

**NOMENCLATURA**

A	Lo que se acumula en el sistema
ANOM	análisis de medias
ANOVA	análisis de varianza
BALTEN	Organismo Autónomo Balsas de Tenerife
C_1	Concentración deseada de coagulante, (mg/l)
C_o	Concentración inicial de coagulante, (mg/l)
C	Concentración final de coagulante (mg/l)
C_d	Coeficiente de arrastre
CF	Coniformes Fecales
CU	Coeficiente de Uniformidad. Relación de los tamaños correspondientes a los porcentajes 60 y 10.
Cond.	Conductividad ($\mu\text{S/cm}$)
d	Diámetro del grano
d_g	Diámetro medio entre los tamaños de tamiz d_1 y d_2 , $\sqrt{d_1 d_2}$, (m)
DBO_5	Demanda Biológica de Oxígeno (mg/l)
DE	Diámetro efectivo. Corresponde al 10% en peso en un diagrama granulométrico acumulativo.
DOE	Design of Experiments
DQO	Demanda Química de Oxígeno (mg/l)
E	Entrada al sistema
EDAR	Estación Depuradora de Aguas Residuales
EMMASA	Empresa municipal de Aguas
f	Coeficiente de fricción
“G”	Gradiente de velocidad media o factor de mezcla (s^{-1})
G	Lo que se genera en el sistema
g	Aceleración de la gravedad, ($9,8 \text{ m/s}^2$)
h	Pérdida de carga, (m)
h_s	Pérdida de carga a través de un lecho filtrante estratificado, (m)
ISTAC	Instituto Canario de Estadística
K_s	Producto de solubilidad del hidróxido metálico
L	Profundidad del lecho filtrante, (m)
MES	Contenido de Materia en Suspensión (mg/l)



M_e^{n+}	Concentración del ión metálico en disolución
MOD	Materia Orgánica
MON	Materia Orgánica Natural
MOPTMA	Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio ambiente
NI/l	Huevos de Nemátodos intestinales por litro
N_R	Número de Reynolds
NTU	Unidad nefelométrica de turbidez
p	Fracción de partículas (en masa) retenidas entre dos tamices consecutivos
P	Energía necesaria o disipada, (W ó kW)
PAC	Policloruro de Aluminio
PNC	Modelo de precipitación-neutralización de carga
Q	Caudal de agua residual (cm^3/min)
q	Caudal de coagulante (cm^3/min)
S	Lo que sale del sistema
S_i	Concentración coloidal = (Concentración de Superficie coloidal/Unidad de volumen de suspensión), (m^2/l)
SAR	índice que indica la relación de la absorción de Sodio en el agua. Mediante el cual se determina una clasificación de las aguas para el riego.
T	Turbidez del agua (NTU)
TOC	Carbono Orgánico Total (mg/l)
TAC	Alcalinidad carbonatada total, ($^{\circ}F$)
t_r	tiempo de retención teórico (s)
U.S.S.L.	Salinity Laboratory of United State.
V_o	Volumen de coagulante a añadir, (ml)
V_1	Volumen de mezcla, (ml)
V_s	Velocidad de filtración superficial (de aproximación), (m/s)
Z	Potencial zeta

Símbolos griegos

α	Porosidad
μ	Viscosidad ($N s/m^2$)

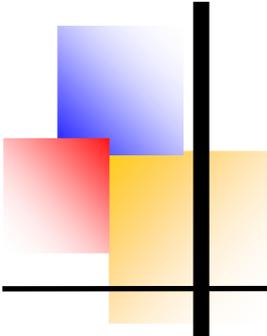


$\mu\text{S/cm}$	Unidad de conductividad
ν	Viscosidad cinemática (m^2/s^2)
ϕ	Factor de forma de las partículas (1,0 para esferas; 0,82 para arena redondeada; 0,75 para arena normal; 0,73 para material de machaque y arena angulada)
ε	Porosidad del lecho filtrante
η	Rendimiento de eliminación
ρ	Densidad
γ	
Ψ_0	Valor del potencial eléctrico en la superficie

Subíndices

- o Condición inicial

Anexo I. Calibrados



ANEXO I: CALIBRADOS

I. CALIBRADO DE LA BOMBA PERISTÁLTICA PARA LA DOSIFICACIÓN DE COAGULANTE

I.1 CALIBRADO PARA EL POLICLORURO DE ALUMINIO (PAC)

I.2 CALIBRADO PARA LOS COAGULANTES CATIONICOS

II. CALIBRADO DEL ROTÁMETRO





ANEXO I. CALIBRADOS

I. CALIBRADO DE LA BOMBA PERISTÁLTICA PARA LA DOSIFICACIÓN DE COAGULANTE

I.1 CALIBRADO PARA EL POLICLORURO DE ALUMINIO (PAC)

Se prepararon varias disoluciones patrón de PAC a diferentes concentraciones: 10.000, 1.000 y 33,86 mg/l. El calibrado de la bomba peristáltica para la dosificación de coagulante se realizó utilizando los siguientes materiales:

- Probeta de 10 ml.
- Vaso de precipitado.
- Cronómetro.
- Bomba peristáltica.

Los resultados del calibrado se muestran en las Tablas A I.1, A I.2 y A I.3 y se representan en las Figura A I.1, A I.2 y A I.3.

Tabla A I.1 Calibración de la bomba con PAC (10000 mg/l).

Nº de división	V (l)	t (s)	q (l/h)	q (cm ³ /min)
2	0,01	270,97	0,13	2,21
3	0,01	68,83	0,54	8,72
4	0,01	34,54	1,04	17,37
5	0,01	22,59	1,58	26,56
6	0,01	18,20	1,98	32,97
7	0,01	14,65	2,45	40,96
8	0,01	12,22	2,95	49,10
9	0,01	10,48	3,42	57,25
10	0,01	9,56	3,60	62,76

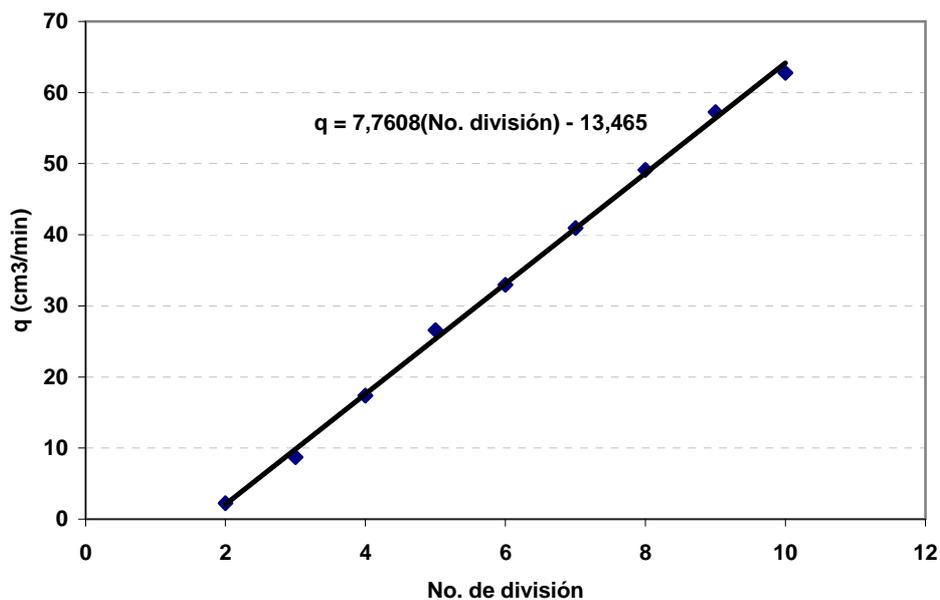


Figura A I.1 Curva de calibrado de la bomba usando PAC (10000 mg/l).

Tabla A I.2 Calibración de la bomba con PAC (1000 mg/l).

No. de división	q (l/h)	q (cm^3/min)
1	0,23	3,76
2	0,52	8,69
3	0,80	13,33
4	1,06	17,67
5	1,29	21,46
6	1,57	26,11
7	1,82	30,30
8	2,00	33,33
9	2,40	40,00
10	2,40	40,00

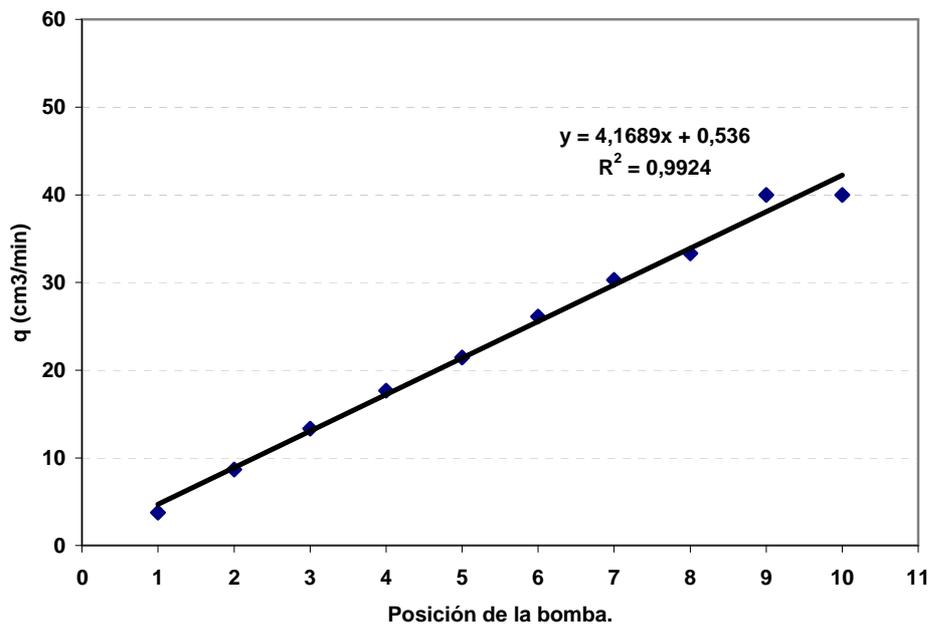


Figura A I.2 Curva de calibrado de la bomba usando PAC (1000 mg/l).

Tabla A I.3 Calibración de la bomba con PAC (33,82 mg/l).

No. de división	q (l/h)	q (cm³/min)
1	0,23	3,90
2	0,54	8,96
3	0,84	13,97
4	1,15	19,23
5	1,40	23,26
6	1,82	30,30
7	2,00	33,33
8	2,26	37,59
9	2,58	42,92
10	3,00	50,00

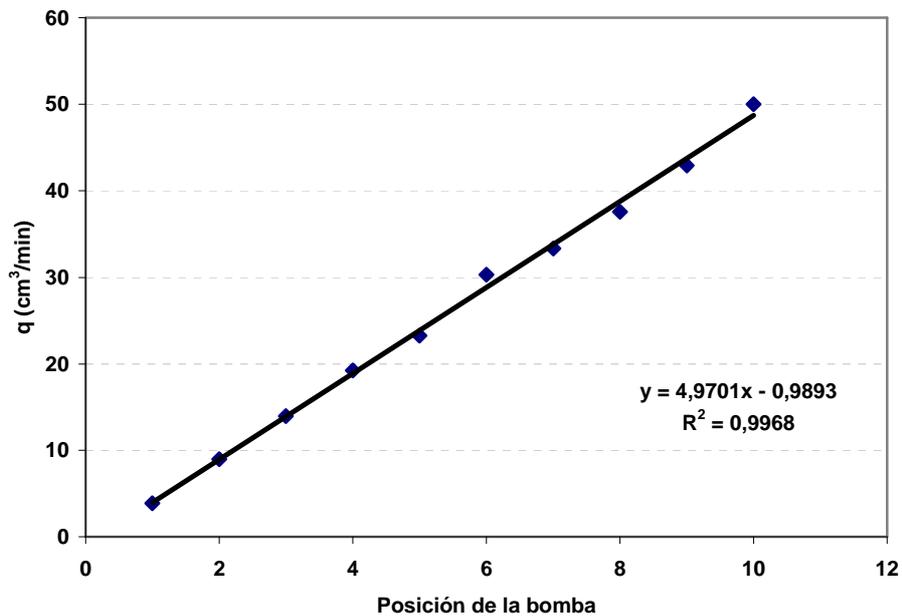


Figura A I.3 Curva de calibrado de la bomba usando PAC (33,82 mg/l).

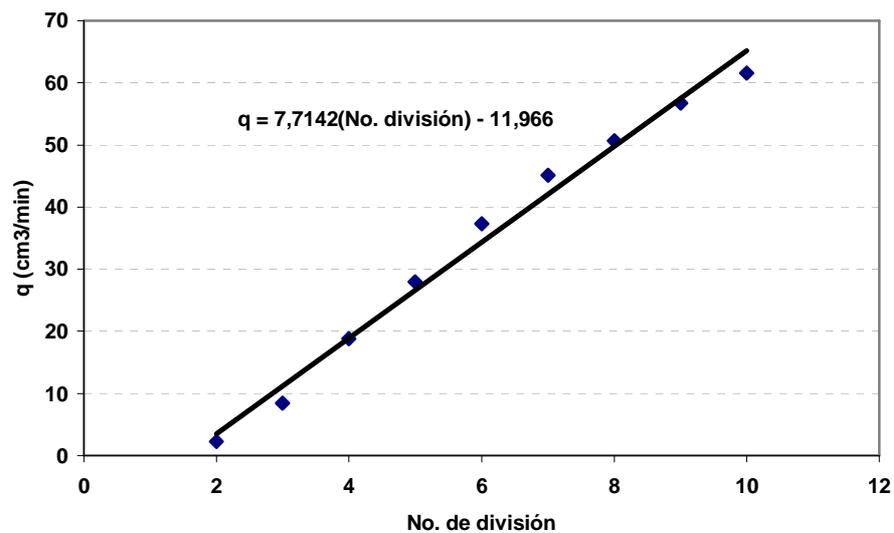
Como se observa, el caudal no varía mucho al variar la concentración inicial de la disolución patrón de coagulante, por lo que se fijó una concentración inicial determinada y se realizó un único calibrado para cada tipo de coagulante.

I.2 CALIBRADO PARA LOS COAGULANTES CATIÓNICOS

Para el caso de los coagulantes catiónicos, se preparó una disolución patrón de cada coagulante de 45 mg/l de concentración. Se obtienen los resultados que se muestran en la Tabla A I.4 y se representan en la Figura A I.4

**Tabla A I.4** Resultado de la calibración con coagulante catiónico.

Nº de división	V (l)	t (s)	q (l/h)	q (cm ³ /min)
2	0,01	262,55	0,14	2,29
3	0,01	70,73	0,50	8,48
4	0,01	31,91	1,12	18,80
5	0,01	21,49	1,69	27,92
6	0,01	16,08	2,23	37,31
7	0,01	13,31	2,70	45,08
8	0,01	11,84	3,02	50,68
9	0,01	10,58	3,42	56,71
10	0,01	9,74	3,60	61,60

**Figura A I.4** Curva de calibrado de la bomba usando coagulantes catiónicos como coagulantes.

Se fijó la graduación de la bomba peristáltica para obtener un caudal constante y variar la concentración inicial de coagulante.



II. CALIBRADO DEL ROTÁMETRO

Tabla A I.5 Calibración del rotámetro.

Altura	V (ml)	t (s)	q (cm ³ /min)	q (l/h)
4	5	22,43	13,2	0,80
6	10	17,1	34,8	2,11
8	50	54,12	55,2	3,33
13	100	48,96	122,4	7,35
15	20	8,09	148,2	8,90
16	20	7,67	156,6	9,39
18	100	31,41	190,8	11,46
20	50	14,99	200,4	12,01

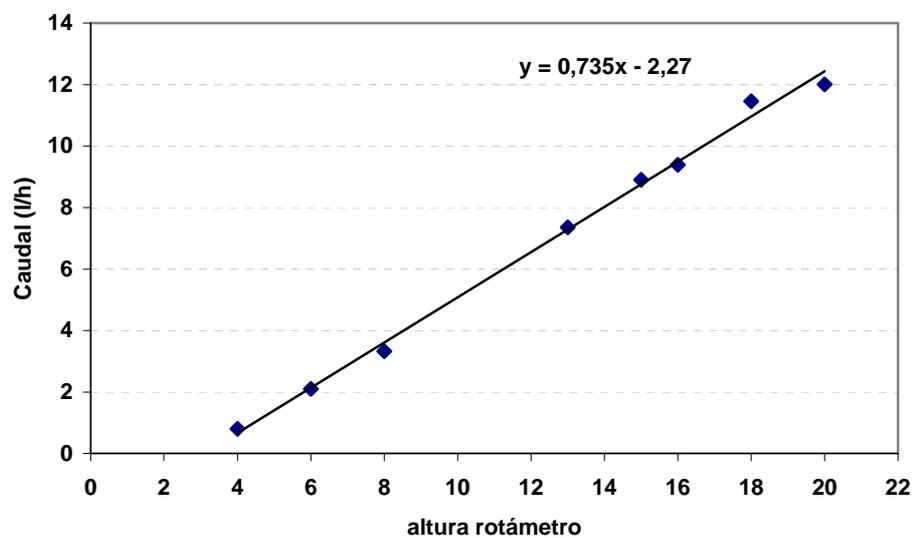
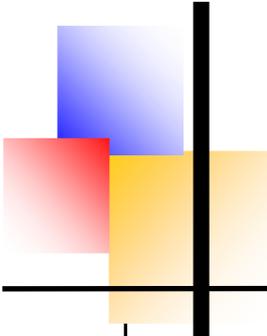


Figura A I.5 Curva de calibrado del rotámetro.

Anexo II. Preparación de Coagulantes



ANEXO II: PREPARACIÓN DE COAGULANTES

ESTUDIO DEL JAR TEST:

- II.1 PREPARACIÓN DEL PAC
- II.2 PREPARACIÓN DE COAGULANTES CATIONICOS
- II.3 PREPARACIÓN DE COAGULANTES ANIÓNICOS
- II.4 PREPARACIÓN DEL COAGULANTE FLOCUSOL
- II.5 PREPARACIÓN DEL COAGULANTE CHITOSAN
- II.6 PREPARACIÓN DEL COAGULANTE FLOCUMIX

FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR:

- II.7 CÁLCULO DE LAS CONCENTRACIONES INICIALES DE LOS COAGULANTES
 - II.7.1 Concentración inicial de PAC
 - II.7.2 Concentración inicial de coagulante catiónico



ANEXO II. PREPARACIÓN DE COAGULANTES

➤ ESTUDIO DEL JAR TEST

II.1 PREPARACIÓN DEL PAC

El PAC es un coagulante que comercialmente se vende en estado líquido con una concentración de 100.000 mg/l (10%) o de 170.000 mg/l (17%). Para este estudio se utilizó a una concentración de 100.000 mg/l. Dada su alta concentración inicial, se preparó una solución patrón de 10.000 mg/l.

Los experimentos de Jar Test se realizan en vasos de precipitado de 800 ml. Los volúmenes de disolución de coagulante que se debe añadir para obtener las dosis deseadas (10 a 50 mg/l), se calculan teniendo en cuenta el balance de masas:

$$V_0 C_0 = (800 + V_0) \times C_1 \quad [II.1]$$

$$V_0 = \frac{800 \times C_1}{C_0 - C_1} \quad [II.2]$$

Donde:

V_1 = Volumen de mezcla, ml.

C_1 = Concentración deseada de coagulante, mg/l

V_0 = Volumen de coagulante a añadir, ml

C_0 = Concentración inicial de coagulante, mg/l

$$V_0 = \frac{800 \times C_1}{10.000 - C_1} \quad [II.3]$$



En la Tabla AII.1 se muestran las diferentes concentraciones experimentales y el volumen de coagulante que se debe añadir en cada caso.

Tabla A II.1 Concentraciones y volúmenes de PAC.

Concentración (mg/l)	Volumen coagulante (ml)
10	0,8
20	1,6
30	2,4
40	3,2
50	4,0

II.2 PREPARACIÓN DE COAGULANTES CATIÓNICOS

Los coagulantes catiónicos utilizados, vienen comercialmente en estado sólido. Para su utilización se deben disolver en agua. Se prepararon a una concentración de 800 mg/l.

Los coagulantes cationicos usados en el Jar Test, con esta preparación, son los siguientes: Cs-40, Cs-253, Actipol C-421, Fennopol K-211, Fennopol K-504, Fennopol K-508, KF69/H, y Floccudex.

Los experimentos de Jar Test se llevan a cabo con 800 ml de muestra de agua residual. El volumen de disolución de coagulante que se debe añadir para las diferentes concentraciones experimentales son las siguientes:

$$V_0 = \frac{V_1 \times C_1}{C_0 - C_1} \quad [II.4]$$

$$V_0 = \frac{800 \times C_1}{800 - C_1} \quad [II.5]$$



En la Tabla AII.2 se muestran las diferentes concentraciones experimentales y el volumen de coagulante que se debe añadir en cada caso.

Tabla A II.2 Concentraciones y volúmenes de coagulante catiónico.

Concentración (mg/l)	Volumen coagulante (ml)
1	1,0
2	2,0
3	3,0
5	5,0
10	10,1
15	15,3
20	20,5
30	31,2

II.3 PREPARACIÓN DE COAGULANTES ANIÓNICOS

Los coagulantes aniónicos utilizados, vienen comercialmente en estado sólido. Para su utilización se deben disolver en agua. Las disoluciones concentradas, de estos coagulantes, tienen una alta viscosidad que dificulta su dosificación, por ello se prepararon a concentraciones inferiores a los catiónicos, siendo el valor elegido el de 40 mg/l.

Los coagulantes aniónicos usados en el Jar Test, con esta preparación, son los siguientes: As-72, As-25, As-74, As-20, As-77, SS-120, As-45, SS-140, As-40, SS-140H, As-34, A-305, N-200, y As-37.

El volumen de disolución de coagulante que se debe dosificar, para las diferentes concentraciones experimentales son las siguientes:

$$V_0 = \frac{V_1 \times C_1}{C_0 - C_1} \quad [\text{II.6}]$$

$$V_0 = \frac{800 \times C_1}{40 - C_1} \quad [\text{II.7}]$$



En la Tabla AII.3, se muestran las diferentes concentraciones experimentales y el volumen de coagulante que se debe añadir en cada caso.

Tabla A II.3 Concentraciones y volúmenes de coagulantes aniónicos.

Concentración (mg/l)	Volumen coagulante (ml)
0,05	1,0
0,1	2,0
0,15	3,0
0,20	4,0
0,30	6,1
0,40	8,1
0,50	10,1
0,80	16,3
1,0	20,5
2,0	42,1

Los coagulantes aniónicos siempre se añaden al agua en la etapa lenta (46 rpm) precedidos de un coagulante catiónico o sal metálica en la etapa rápida (220 rpm).

II.4 PREPARACIÓN DEL COAGULANTE FLOCUSOL

El coagulante viene preparado en una disolución al 50%. Su concentración en mg/l es de 500.000 mg/l. Se preparó una disolución patrón de 1.000 mg/l.

El volumen de disolución de coagulante que se debe añadir para las diferentes concentraciones experimentales son las siguientes:

$$V_0 = \frac{V_1 \times C_1}{C_0 - C_1} \quad [II.8]$$

$$V_0 = \frac{800 \times C_1}{1000 - C_1} \quad [II.9]$$



En la Tabla AII.4 se muestran las diferentes concentraciones experimentales y el volumen que se debe adicionar en cada uno de ellos:

Tabla A II.4 Concentraciones y volúmenes de Flocusol.

Concentración (mg/l)	Volumen coagulante (ml)
0,5	0,4
1	0,8
2	1,6
3	2,4
5	4,0
10	8,1
15	12,2
20	16,3
30	24,7
60	51,1

II.5 PREPARACIÓN DEL COAGULANTE CHITOSAN

El chitosan es un coagulante natural que viene en estado sólido. Para su preparación se debe diluir en una disolución de ácido acético al 1%.

Según las recomendaciones del fabricante se debe preparar a una concentración inicial $C_0 = 500$ mg/l.

El volumen de disolución de coagulante que se debe añadir para las diferentes concentraciones experimentales son las siguientes:

$$V_0 = \frac{V_1 \times C_1}{C_0 - C_1} \quad [\text{II.10}]$$

$$V_0 = \frac{800 \times C_1}{500 - C_1} \quad [\text{II.11}]$$



En la Tabla A II.5 se muestran las diferentes concentraciones experimentales y el volumen que se debe adicionar en cada caso.

Tabla A II.5 Concentraciones y volúmenes de Chitosan.

Concentración (mg/l)	Volumen coagulante (ml)
1	1,6
2	3,2
3	4,8
5	8,1
10	16,3
15	24,7
20	33,3
30	51,1

II.6 PREPARACIÓN DEL COAGULANTE FLOCUMIX

El Flocumix es una mezcla de Policloruro de Aluminio al 15,5% y polielectrolito catiónico. Este preparado está en estado líquido. Su concentración en base a PAC, es de 155.000 mg/l. Se preparó una disolución patrón de 1.000 mg/l.

El volumen de disolución de coagulante a añadir para las diferentes concentraciones se calcula según las ec. II.11 y II.12.

$$V_0 = \frac{V_1 \times C_1}{C_0 - C_1} \quad [\text{II.12}]$$

$$V_0 = \frac{800 \times C_1}{1.000 - C_1} \quad [\text{II.13}]$$

En la Tabla A II.6 se muestran las diferentes concentraciones experimentales y el volumen que se debe adicionar en cada caso.

*Tabla A II.6 Concentraciones y volúmenes de Flocumix.*

Concentración (mg/l)	Volumen coagulante (ml)
1	0,8
2	1,6
3	2,4
5	4,0
10	8,1
15	12,2
20	16,3
30	24,7

➤ FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

II.7 CÁLCULO DE LAS CONCENTRACIONES INICIALES DE LOS COAGULANTES

El coagulante se dosifica al agua mediante la bomba peristáltica a través del mezclador estático, para producir la coagulación. Con objeto de obtener las concentraciones de coagulante en el agua programadas para filtración: 1; 2,5; y 5 mg/l, se calculan las concentraciones iniciales de coagulante, haciendo un balance de materia en el mezclador.

$$E + G = S + A \quad [II.14]$$

Donde:

E: lo que entra al mezclador

G: lo que se genera en el mezclador

S: lo que sale

A: lo que se acumula

Despreciando los términos correspondientes a la generación y acumulación, se obtiene lo siguiente:



$$E=S \quad [II.15]$$

$$q \times C_0 = Q \times C + q \times C \quad [II.16]$$

Donde:

q = caudal de coagulante en cm^3/min .

C_0 = concentración inicial de coagulante, mg/l .

Q = caudal de agua residual, cm^3/min .

C = concentración final de coagulante, mg/l .

Por tanto la concentración inicial de coagulante (C_0) es:

$$C_0 = \frac{(Q+q) \times C}{q} \quad [II.17]$$

Debido a los pequeños caudales necesarios de coagulante se tomó como graduación en la bomba peristáltica el número 2 y se mantuvo constante durante todo el experimento.

II.7.1 Concentración inicial de PAC

El caudal fijando la perilla de la bomba en la posición No. 2 es:

$$\text{N}^\circ 2 \rightarrow q = 2,21 \text{ cm}^3/\text{min}.$$

Las velocidades de filtración de 8 y 16 m/h corresponden a caudales de 55,44 y 67,56 cm^3/min respectivamente.



Las concentraciones iniciales a las que habrá que preparar el PAC inicialmente, para obtener las concentraciones deseadas en el agua, serán las que se muestran en la Tabla A II.7.

Tabla A II.7 Concentraciones iniciales de PAC.

Concentración en el agua (C) mg/l	Concentración inicial (C₀) mg/l
1	26,08
2,5	65,21
5	130,43

II.7.2 Concentración inicial de coagulante catiónico

El caudal de coagulante catiónico, fijando la perilla de la bomba en el número 2 es:

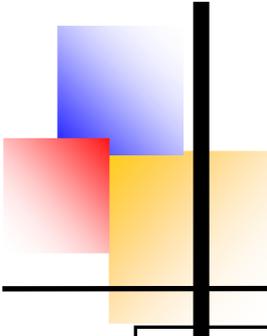
$$\text{N}^{\circ} 2 \rightarrow q = 2,29 \text{ cm}^3/\text{min.}$$

Las concentraciones iniciales a las que habrá que preparar el coagulante catiónico inicialmente, para obtener las concentraciones deseadas en el agua, serán las que se muestran en la Tabla A II.8.

Tabla A II.8 Concentraciones iniciales de coagulante catiónico.

Concentración en el agua (C) mg/l	Concentración inicial (C₀) mg/l
1	25,32
2,5	63,29
5	126,58

Anexo III.
**Caracterización de los
materiales filtrantes**



ANEXO III: CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES FILTRANTES

III.1 INTRODUCCIÓN

III.2 CARACTERIZACIÓN DE LA ARENA

III.2.1 Diámetro específico y coeficiente de uniformidad de la arena

III.2.2 Porosidad del lecho filtrante de arena

III.2.3 Densidad del material

III.3 CARACTERIZACIÓN DE LA ANTRACITA

III.3.1 Diámetro específico y coeficiente de uniformidad de la antracita

III.3.2 Porosidad del lecho filtrante de antracita

III.3.3 Densidad del material

III.4 CARACTERIZACIÓN DE LA PUMITA

III.4.1 Diámetro específico y coeficiente de uniformidad de la pumita

III.4.2 Porosidad del lecho filtrante de pumita

III.4.3 Densidad del material

III.5 BIBLIOGRAFIA





ANEXO III. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES FILTRANTES.

III.1 INTRODUCCIÓN

Los medios filtrantes se caracterizan por los siguientes parámetros: naturaleza del medio; tamaño de grano: especificado en base al tamaño efectivo y del coeficiente de uniformidad; el peso específico; la porosidad; la dureza, y la altura de los diferentes materiales que van a utilizarse como lecho en el filtro.

Uno de los primeros trabajos de estudio de la arena fue el realizado por Allen Hazen (1869), que estableció dos factores: tamaño específico y coeficiente de uniformidad.

- **Diámetro específico.** Es el orificio del tamiz que permite el paso del 10% de la arena u otro medio filtrante; correspondería al porcentaje 10 del diagrama acumulativo. El diámetro de poros es, aproximadamente, $1/7$ del diámetro específico.
- **Coeficiente de uniformidad.** Es la relación entre las aperturas de tamiz correspondientes a los porcentajes 60 y 10 del diagrama acumulativo. Un valor usual en arenas comerciales es de 1,5; no debe sobrepasarse el valor de 1,6 y sólo en algunos casos se aceptará hasta 1,8.

III.2 CARACTERIZACIÓN DE LA ARENA

III.2.1 Diámetro específico y coeficiente de uniformidad de la arena

Para la determinación del diámetro específico y el coeficiente de uniformidad de la arena, se pesaron cuatro kilogramos de la misma y se tamizaron. Los tamaños de los tamices fueron: 2,5; 2,24; 2,0; 1,8; 1,6; 1,4; 1,25; 1,12; 1,0; 0,9 y 0,8 mm.

Las cantidades de arena que quedan en cada tamiz se pesan por separado y se calculan los porcentajes y su acumulación como se muestra en la Tabla AIII.1. Se



representan los tamaños de apertura de los tamices frente a la acumulación. La curva que se obtiene, es el diagrama acumulativo que se muestra en la Figura AIII.1, mediante el cual se calcula el diámetro específico y el coeficiente de uniformidad.

Tabla A III.1 Resultados experimentales de la arena.

Apertura (mm)	Peso (g)	% %	% Acumulado
0	190,49	4,93	4,93
0,80	134,20	3,47	8,40
1,00	72,81	1,88	10,28
1,12	576,14	14,90	25,18
1,25	532,82	13,78	38,97
1,40	830,26	21,48	60,44
1,60	556,94	14,41	74,85
1,80	371,85	9,62	84,46
2,00	284,79	7,37	91,83
2,24	168,20	4,35	96,18
2,50	147,64	3,82	100,00

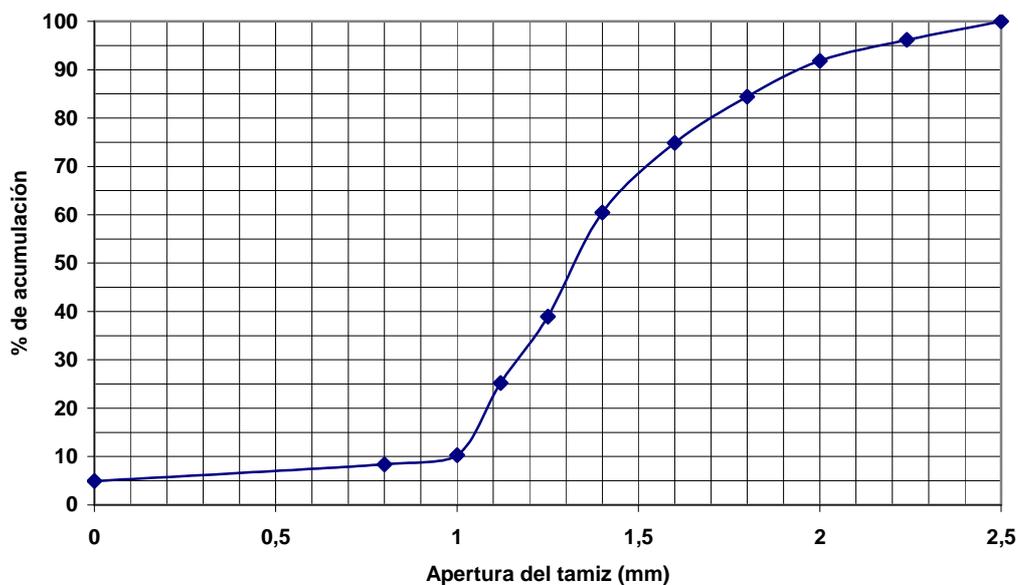


Figura A III.1 Caracterización de la arena.



Diámetro específico (10%): 1 mm.

Coefficiente de uniformidad (60%/10%): $\frac{1,4}{1} = 1,4$

III.2.2 Porosidad del lecho filtrante de arena

Para la determinación de la porosidad se pesó una probeta vacía con el mismo diámetro del filtro. Se llenó con arena hasta la altura de lecho a la cual se quiere determinar la porosidad. Se añade agua hasta cubrir la columna de arena. Se registra el peso de la probeta con la arena y luego con la arena y el agua.

La diferencia de pesada entre la arena seca y la mojada dará el volumen de huecos, y con el volumen de arena se obtiene la porosidad.

Los resultados obtenidos para determinar la porosidad de la arena, se muestran a continuación en la Tabla A III.2:

Tabla A III.2 Cálculo de la porosidad del lecho filtrante de arena.

Peso probeta + 250 ml arena seca	618,53 (g)
Peso probeta + 250 ml arena mojada	713,45 (g)
Masa de agua	94,92 (g)
Volumen de agua =Volumen de huecos	94,92 (ml)
Volumen de la arena	250 (ml)

$$\text{Porosidad} = \frac{V_{\text{hueco}}}{V_{\text{arena}}} = \frac{94,92}{250} = 0,38$$



III.2.3 Densidad del material

La densidad se determina con el peso de la arena y el volumen que ocupa. Para ello se pesa una probeta vacía y después con un volumen de arena conocido, por diferencia de pesada se obtiene el peso de la arena.

A continuación en la Tabla A III.3 se detallan los resultados para determinar la densidad de la arena.

Tabla A III.3 Cálculo de la densidad del lecho de arena.

Peso probeta	231,72 (g)
Peso probeta + 250 ml arena seca	618,53 (g)
Masa de la arena	386,81 (g)
Volumen del lecho	250 (ml)

$$\text{Densidad del lecho} = \frac{\text{Masa}_{\text{arena}}}{V_{\text{lecho}}} = \frac{386,81}{250} = 1,55 \text{ g/ml}$$

$$\text{Densidad de la arena} = \frac{\text{Densidad}_{\text{lecho}}}{(1 - \varepsilon)} = \frac{1,55}{1 - 0,38} = 2,50 \text{ g/ml}$$

Donde:

ε : es la porosidad del lecho filtrante

III.3 CARACTERIZACIÓN DE LA ANTRACITA

III.3.1 Diámetro específico y coeficiente de uniformidad de la antracita

Para la determinación del diámetro específico y el coeficiente de uniformidad de la antracita, se pesaron tres kilogramos de la misma y se tamizaron. Los tamaños de los tamices fueron: 2,5; 2,24; 2,0; 1,8; 1,6; 1,4; 1,25 y 1,0.



ANEXO III. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES FILTRANTES

Las cantidades de antracita que quedan en cada tamiz se pesan por separado y se calculan los porcentajes y su acumulación, al igual que en la arena que se muestran en la Tabla A III.4. Se representan los tamaños de apertura de los tamices frente a la acumulación (Figura A III.2).

Tabla A III.4 Resultados experimentales de la antracita.

Apertura mm	Peso (g)	%	% Acumulado
0	8,45	0,28	0,28
1,00	16,94	0,57	0,85
1,25	33,49	1,12	1,97
1,40	191,56	6,42	8,39
1,60	553,59	18,55	26,95
1,80	381,01	12,77	39,72
2,00	778,27	26,08	65,80
2,24	613,49	20,56	86,36
2,50	406,99	13,64	100,00

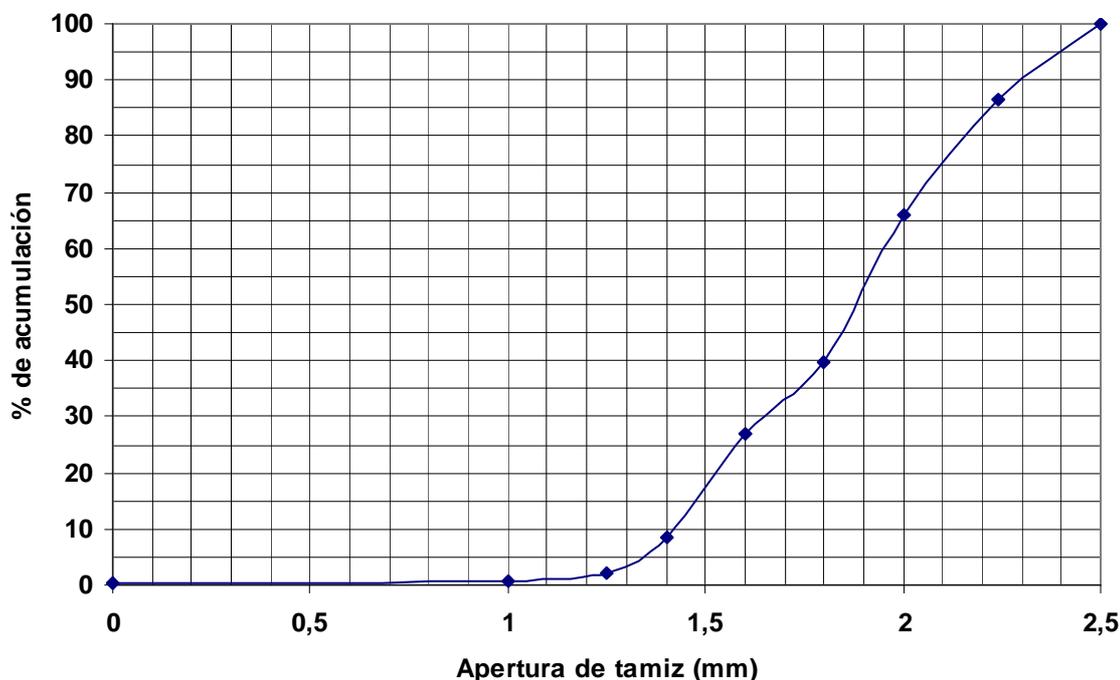


Figura A III.2 Caracterización de la antracita.



Diámetro específico (10%): 1,42 mm.

$$\text{Coeficiente de uniformidad (60%/10%): } \frac{1,95}{1,42} = 1,37$$

III.3.2 Porosidad del lecho filtrante de antracita

Siguiendo el mismo procedimiento descrito para el cálculo de la porosidad de la arena, en la Tabla A III.5 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla A III.5 Cálculo de la porosidad del lecho filtrante de antracita.

Peso probeta + 250 ml antracita seca	421,04 (g)
Peso probeta + 250 ml antracita mojada	533,27 (g)
Masa de agua	112,23 (g)
Volumen de agua =Volumen de huecos	112,23 (ml)
Volumen de la antracita	250 (ml)

$$\text{Porosidad} = \frac{V_{\text{hueco}}}{V_{\text{antracita}}} = \frac{112,23}{250} = 0,45$$

III.3.3 Densidad del material

La densidad se determinó con el peso de la antracita y el volumen que ocupa. Para ello se pesó una probeta vacía y después con un volumen de antracita conocido, por diferencia de pesada se obtuvo el peso de la antracita.

A continuación en la Tabla A III.6 se detallan los resultados para determinar la densidad de la antracita.

Tabla A III.6 Cálculo de la densidad del lecho de antracita.

Peso probeta	231,72 (g)
Peso probeta + 250 ml antracita seca	421,04 (g)
Masa de la antracita	189,32 (g)
Volumen de lecho	250 (ml)



$$\text{Densidad del lecho} = \frac{\text{Masa}_{\text{antracita}}}{V_{\text{lecho}}} = \frac{189,32}{250} = 0,76 \text{ g/ml}$$

$$\text{Densidad de la antracita} = \frac{\text{Densidad}_{\text{lecho}}}{(1 - \varepsilon)} = \frac{0,76}{(1 - 0,45)} = 1,38 \text{ g/ml}$$

III.4 CARACTERIZACIÓN DE LA PUMITA

III.4.1 Diámetro específico y coeficiente de uniformidad de la pumita

Para la determinación del diámetro específico y el coeficiente de uniformidad de la antracita, se pesaron tres kilogramos de la misma y se tamizaron. Los tamaños de los tamices fueron: 2,5; 2,24; 2,0; 1,8; 1,6; 1,4; 1,25; 1,12; 1,0; 0,8 y 0,9.

La granulometría de la arena se muestra en la Tabla A III.7. Se representan los tamaños de apertura de los tamices frente a la acumulación (Figura A III.3).

Tabla A III.7 Resultados experimentales de la pumita.

Apertura mm	Peso (g)	%	% Acumulado
0	162,30	5,41	5,41
0,80	30,90	1,03	6,44
0,90	96,60	3,22	9,66
1,00	186,00	6,20	15,86
1,12	134,10	4,47	20,33
1,25	133,80	4,46	24,79
1,40	728,70	24,29	49,08
1,60	727,80	24,26	73,34
1,80	360,30	12,01	85,35
2,00	296,70	9,89	95,24
2,24	69,90	2,33	97,57
2,50	72,87	2,43	100,00

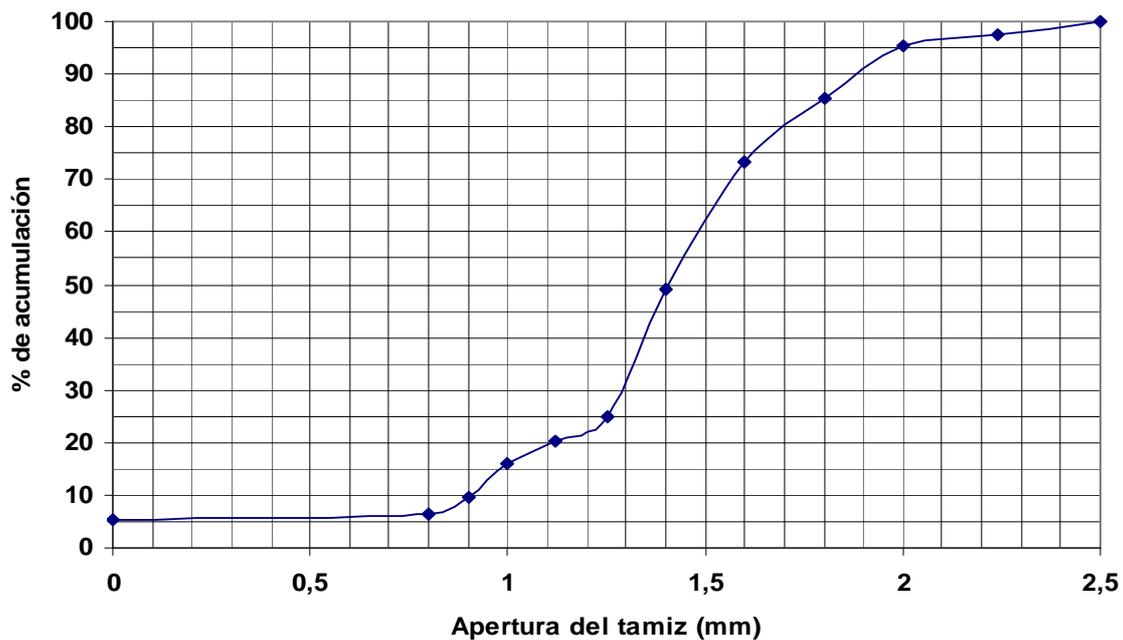


Figura AIII.3 Caracterización de la pumita.

Diámetro específico (10%): 0,90mm

Coefficiente de uniformidad (60%/10%): $\frac{1,48}{0,90} = 1,64$

III.4.2 Porosidad del lecho filtrante de pumita

Siguiendo el mismo procedimiento descrito para el cálculo de la porosidad de la arena y de la antracita, en la Tabla A III.8 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla A III.8 Cálculo de la porosidad de la pumita.

Peso probeta + 250 ml pumita seca (g)	727,54
Peso probeta + 250 ml pumita mojada (g)	1066,97
Masa de agua (g)	333,03
Volumen de agua (ml)=Volumen de huecos	333,03
Volumen de la pumita (ml)	550

$$\text{Porosidad} = \frac{V_{\text{hueco}}}{V_{\text{pumita}}} = \frac{333,03}{550} = 0,60$$



III.4.3 Densidad del material

A continuación en la Tabla A III.9, se detallan los resultados para determinar la densidad de la pumita.

Tabla A III.9 Cálculo de la densidad del lecho de pumita.

Peso probeta	448,55 (g)
Peso probeta + 40 cm pumita seca	727,54 (g)
Masa de la pumita	278,99 (g)
Volumen de lecho	550 (ml)

$$\text{Densidad del lecho} = \frac{\text{Masa}_{\text{pumita}}}{V_{\text{lecho}}} = \frac{278,99}{550} = 0,51 \text{ g/ml}$$

$$\text{Densidad de la pumita} = \frac{\text{Densidad}_{\text{lecho}}}{(1 - \varepsilon)} = \frac{0,51}{(1 - 0,60)} = 1,28 \text{ g/ml}$$

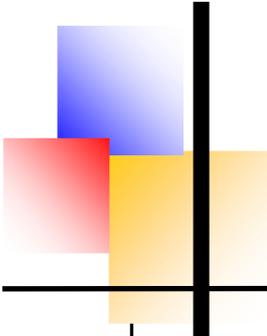


III.5 BIBLIOGRAFIA

Hazen, A.(1869);. Report on the filtration of River Water for the supply of cities as practiced in Europe, New York.

Anexo IV.

Coagulación-Floculación



ANEXO IV: COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

IV.1 ESTUDIO DEL EMPLEO DE SALES METÁLICAS

IV.2 ESTUDIO DE LAS CONDICIONES ÓPTIMAS DE MEZCLADO

IV.3 METODOLOGÍA DE JAR TEST

IV.3.1 Efecto de la concentración de PAC

IV.3.2 Estudio del efecto de la preoxidación-coagulación

IV.3.3 Estudio de otros coagulantes

A) Polielectrolitos Catiónicos

B) Polielectrolitos Aniónicos

C) Coagulante natural "Chitosan"

IV.4 ESTUDIO DEL pH DE DIFERENTES COAGULANTES A DIFERENTES
CONCENTRACIONES



**ANEXO IV. COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN****IV.1 ESTUDIO DEL EMPLEO DE SALES METÁLICAS****Tabla A IV.1** Coagulantes: Sales metálicas. Resultados de coagulación-floculación.

Sulfato de Aluminio		Cloruro férrico		PAC	
Co (mg/l)	Eliminación turbidez (%)	Co (mg/l)	Eliminación turbidez (%)	Co (mg/l)	Eliminación turbidez (%)
0	24,3	0	13,6	0	10,5
3	27,9	3	24,0	5	50,9
5	24,3	5	31,3	10	74,4
10	25,7	10	44,0	15	74,8
15	25,7	20	49,5	20	81,5
20	23,8	30	54,0	30	89,5
30	37,5			40	94,1
40	40,4				

IV.2 ESTUDIO DE LAS CONDICIONES ÓPTIMAS DE MEZCLADO**Tabla A IV.2** Influencia del tiempo de mezcla lenta en el rendimiento de eliminación de turbidez a diferentes concentraciones de PAC.

To (NTU)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)	TOC _o (mg/l)
10,00	8,06	52	23	15

PAC (mg/l)	Eliminación Turbidez (%)	
	Tiempo mezcla lenta 20 min	9 min
0	8,0	8,0
10	64,0	61,0
20	74,0	73,0
30	80,0	78,0



Tabla A IV.3 Influencia del factor de mezcla "G" en el rendimiento de eliminación de turbidez a valores de pH de 7 y 8.

To (NTU)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)	TOC _o (mg/l)
19,40	8,11	70	33	23

PAC (mg/l)	pH	G (s ⁻¹)	Turbidez residual (NTU)
5	7	30	30
		50	27
	8	30	29
		50	24
10	7	30	20
		50	14
	8	30	21
		50	19
15	7	30	13
		50	8
	8	30	14
		50	13
20	7	30	8
		50	7
	8	30	9
		50	12



IV.3 METODOLOGÍA DE JAR TEST

IV.3.1 Efecto de la concentración de PAC

Tabla A IV.4 Efecto de la variación de la concentración de PAC en la eliminación de turbidez.

To [4-10] NTU		To [10-40] NTU	
PAC (mg/l)	Eliminación turbidez (%)	PAC (mg/l)	Eliminación turbidez (%)
0	5,7	0	18,4
5	48,6	10	72,8
10	60,5	15	72,5
15	62,3	20	79,8
20	71,2	30	86,1
30	74,1	40	90,0
40	83,5	50	93,5
50	88,2		

IV.3.2 Estudio del efecto de la preoxidación-coagulación

Tabla A IV.5 Resultados de preoxidación-coagulación. Reactivos: Permanganato de Potasio y PAC.

To (NTU)	pH ₀	MES ₀ (mg/l)
4,20	8,22	12

PAC (mg/l)	Mn ⁺⁷ (mg/l)	Eliminación turbidez (%)	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)
10	0	50,0	8	33,3
	1	52,4	5	58,3
	2	53,3	6	50,0
	4	56,0	1	91,7
	6	41,4	2	83,3
	8	16,7	6	50,0
15	0	63,6	6	50,0
	1	66,4	5	58,3
	2	67,1	6	50,0
	4	67,9	6	50,0
	6	61,4	9	25,0
	8	40,0	8	33,3
20	0	69,0	8	33,3
	1	71,2	8	33,3
	2	69,5	11	8,3
	4	66,7	7	41,7
	6	60,0	8	33,3
	8	40,5	9	25,0



Tabla A IV.6 Resultados de preoxidación-coagulación. Reactivos: Hipoclorito de Sodio y PAC.

<table border="1"> <thead> <tr> <th>To (NTU)</th> <th>pH_o</th> <th>MES_o (mg/l)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>7,44</td> <td>8,22</td> <td>12</td> </tr> </tbody> </table>				To (NTU)	pH _o	MES _o (mg/l)	7,44	8,22	12
To (NTU)	pH _o	MES _o (mg/l)							
7,44	8,22	12							
PAC (mg/l)	ClO ⁻ (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)						
5	0	2,24	45,9						
	5	2,02	51,2						
	10	1,93	53,4						
	15	1,82	56,0						
	20	1,71	58,7						
5	0	4,02	51,2						
	20	3,80	53,9						
	30	3,82	53,6						
	40	3,86	53,2						
	50	4,62	43,9						
10	0	4,10	58,8						
	5	3,94	60,4						
	10	3,95	60,3						
	20	4,48	54,9						
	40	4,44	55,3						

Tabla A IV.7 Resultados de preoxidación-coagulación con corrección del pH. Reactivos: Hipoclorito de Sodio y PAC.

<table border="1"> <thead> <tr> <th>To (NTU)</th> <th>pH_o</th> <th>MES_o (mg/l)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>20,65</td> <td>8,22</td> <td>66</td> </tr> </tbody> </table>				To (NTU)	pH _o	MES _o (mg/l)	20,65	8,22	66
To (NTU)	pH _o	MES _o (mg/l)							
20,65	8,22	66							
ClO ⁻ (mg/l)	PAC (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)						
0	10	4,29	80,6						
	20	2,90	86,9						
	30	2,18	90,1						
20	10	4,67	78,9						
	20	2,89	86,9						
	30	1,80	92,1						
0	10	4,75	75,3						
	20	2,86	85,1						
	30	1,64	91,5						
15	10	4,69	75,6						
	20	2,81	85,4						
	30	1,90	90,1						

**IV.3.3 Estudio de otros coagulantes****A) Polielectrolitos Catiónicos:****Tabla A IV.8** Coagulante KF69/H.*Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.*

To (NTU)	T (°C)	pHo	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C	Zo (mV)
3,78	20,0	8,01	95	1781	- 16,4

KF69/H (mg/l)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
0	16,1	84	11,6	-18,6
1	46,0	52	45,3	-15,3
2	48,1	48	49,5	-13,4
3	28,0	55	42,1	-13,1
5	-10,6	46	51,6	-10,9
10	0,3	42	55,8	5,0
15	41,8	50	47,4	19,2
20	54,5	59	37,9	23,4
30	59,5	71	25,3	24,4



Tabla A IV.9 Coagulante KF69/H.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
14,10	19,8	7,99	106	2190	- 16,7

KF69/H (mg/l)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
1	7,8	70	34,0	-15,1
2	39,8	90	15,1	-15,0
3	69,4	87	17,9	-15,0
5	65,9	80	24,5	-13,6
10	68,3	81	23,6	-13,5
15	76,2	66	37,7	-12,5
20	81,6	65	38,7	-11,9
30	68,8	76	28,3	-2,0

Tabla A IV.10 Coagulante KF69/H-PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
3,65	18,9	7,85	170	2220	- 13,6

KF69/H (mg/l)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
0	53,4	84	50,6	-15,6
1	56,7	33	80,6	-11,9
2	58,4	137	19,4	-13,4
3	59,7	60	64,7	-11,2
5	43,8	128	24,7	-10,3
10	54,0	34	80,0	-11,3
15	62,7	29	82,9	-7,2
20	59,5	41	75,9	-6,5
30	63,0	53	68,8	-1,0



ANEXO IV. COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

Tabla A IV.11 Coagulante Actipol C-421.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
3,66	20,1	8,03	102	1773	- 14,3

Actipol (mg/l)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
1	16,4	51	50,0	-15,5
2	-5,2	54	47,1	-12,6
3	-38,0	55	46,1	-12,7
5	-94,0	67	34,3	-6,1
10	-88,3	66	35,3	10,5
15	-52,2	92	9,8	18,1
20	-31,1	78	23,5	21,2
30	-17,5	80	21,6	22,7

Tabla A IV.12 Coagulante Actipol C-421.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
12,40	21,5	7,91	60	2060	-15,4

Actipol (mg/l)	T (NTU)	Eliminación Turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
1	9,97	19,6	42	30,0	-14,4
2	8,07	34,9	50	16,7	-13,7
3	7,19	42,0	47	21,7	-13,7
5	9,17	26,0	55	8,3	-14,1
10	9,30	25,0	81	-35,0	-14,0
15	8,56	31,0	53	11,7	-13,8
20	10,10	18,5	115	-91,7	-13,6
30	9,34	24,7	67	-11,7	-12,7



Tabla A IV.13 Coagulante Actipol C-421. Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	pH _o
83,00	8,01

Actipol (mg/l)	Eliminación turbidez (%)
1	30,5
3	35,8
4	45,5
5	52,8
6	51,6
10	84,5

Tabla A IV.14 Coagulante Flocusol. Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
3,65	18,9	7,85	170	2220	-13,6

Flocusol (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	Z (mV)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
1	3,60	1,4	-14,1	68	60,0
2	4,90	-34,2	-13,1	92	45,9
3	5,51	-51,0	-13,7	13	92,4
5	8,91	-127,0	-12,3	67	60,6
10	10,2	-132,0	-0,8	78	54,1
15	7,75	-112,3	3,4	58	65,9
20	6,33	-73,4	8,3	48	71,8
30	5,53	-51,5	16,8	71	58,2



ANEXO IV. COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

Tabla A IV.15 Coagulante Flocusol- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
3,65	18,7	7,85	170	2220	-13,6

Flocusol (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
1	1,72	52,9	39	77,1	-15,1
2	1,15	68,5	48	71,7	-12,8
3	0,74	79,7	29	82,9	-14,2
5	0,63	82,7	42	75,3	-9,5
10	0,59	83,8	31	81,8	-4,2
15	1,55	57,5	39	77,1	3,5
20	3,09	15,3	40	76,5	4,0
30	3,50	4,1	71	58,2	8,6

Tabla A IV.16 Coagulante Flocudex.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
6,43	18,8	8,03	65	2007	-12,3

Flocudex (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
1	6,06	5,8	106	-63,1	-12,5
2	3,96	38,4	170	-161,5	-13,3
3	4,00	37,8	66	-1,5	-14,5
5	4,37	32,0	58	10,8	-14,8
10	4,01	37,6	59	9,2	-13,6
15	2,80	56,5	54	16,9	-8,5
20	2,32	63,9	57	12,3	-5,1
30	3,24	49,6	81	-24,6	-6,6



ANEXO IV. COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

Tabla A IV.17 Coagulante Flocudex- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
6,43	18,9	8,03	65	2007	-12,3

Flocudex (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
1	2,73	57,5	59	9,2	-13,5
2	3,38	47,4	57	12,3	-12,9
3	1,91	70,3	50	23,1	-12,8
5	1,87	70,9	24	63,1	-11,8
10	0,92	85,8	10	84,6	-11,0
15	2,30	64,2	14	78,5	-10,8
20	2,20	65,8	26	60,0	-11,9
30	1,68	73,9	38	41,5	-10,0

Tabla A IV.18 Coagulante Flocumix.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
9,40	20,3	8,02	67	1.983	-14,2

Flocumix (mg/l)	T (NTU)	Eliminación Turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
1	9,23	1,8	71	-6,0	-13,2
2	8,65	8,0	89	-32,8	-13,9
3	7,70	18,1	80	-19,4	-13,2
5	5,74	38,9	79	-17,9	-12,7
10	2,04	78,3	95	-41,8	-12,1
15	0,99	89,5	43	35,8	-11,4
20	0,75	92,0	56	16,4	-8,8
30	1,29	86,3	11	83,6	-12,4



Tabla A IV.19 Coagulante Flocumix.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
10,55	20,5	7,92	101	35	2054	-13,1

Flocumix (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	MES (mg/l)	Z (mV)
5	4,00	63,3	59	41,3	20	-12,4
10	1,13	88,8	48	52,2	18	-10,1
20	0,55	94,9	52	48,3	8	-7,1
40	0,46	95,5	65	35,3	10	-10,9

Tabla A IV.20 Coagulante Fennopol K-211.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
3,66	20,5	8,03	102	1817	-14,3

Fennopol K-211 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
1	2,56	30,1	46	54,9	-13,4
2	2,34	36,1	50	51,0	-13,6
3	2,63	28,1	53	48,0	-13,6
5	2,54	30,6	48	52,9	-12,8
10	3,35	8,5	79	22,5	-0,3
15	2,96	19,1	65	36,3	-3,8
20	3,52	3,8	81	20,6	1,2
30	3,93	-7,4	80	21,6	-0,8



Tabla A IV.21 Coagulante Fennopol K-211- PAC (10 mg/l). Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
35,00	20,4	8,01	384	82

C (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
3	11,60	70,8
4	10,90	72,5
5	10,10	74,6
6	11,70	70,5

Tabla A V.22 Coagulante Fennopol K-508.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc.uc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
4,74	20,2	7,88	69	2070	-12,0

Fennopol K-508 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
0	3,98	16,0	59	14,5	-13,4
1	3,80	19,8	61	11,6	-12,9
2	4,78	-0,8	60	13,0	-14,5
3	4,94	-4,2	59	14,5	-14,1
5	6,55	-38,2	60	13,0	-12,9
10	6,54	-38,0	63	8,7	-9,7
15	6,74	-42,2	69	0,0	-0,1
20	6,54	-38,0	118	-71,0	3,0
30	6,22	-31,2	246	-117,4	5,1

**Tabla A IV.23** Coagulante Fennopol K-508. Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
35,00	19,2	8,13	371	23

Fennopol K-508 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
3	25,90	26,0
4	21,80	37,7
5	20,70	40,9
6	22,70	34,6
10	20,70	40,3
15	16,00	53,9

Tabla A IV.24 Coagulante Fennopol K-508. Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
83,00	18,2	7,96	574	66

Fennopol K-508 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
3	44,00	47,0
5	49,00	41,0
10	29,00	65,1
15	26,00	68,7



Tabla A IV.25 Coagulante Fennopol K-504.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
4,74	20,6	7,88	69	1985	-12,0

Fennopol K-504 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
1	3,86	18,6	67	2,9	-10,3
2	3,20	32,5	78	-13,0	-12,3
3	3,93	17,1	70	-1,4	-12,5
5	3,70	21,9	51	26,1	-10,4
10	4,91	-3,6	21	69,6	-4,4
15	7,02	-48,1	46	33,3	-0,5
20	7,65	-61,4	51	26,1	2,0
30	7,93	-67,3	63	8,7	3,4

Tabla A IV.26 Coagulante Fennopol K-504. Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
36,00	20,6	8,09	113	35

Fennopol K-504 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
3	19,90	44,9
4	17,00	52,9
5	14,70	59,3
6	12,80	64,0
10	12,80	64,0



Tabla A IV.27 Coagulante Fennopol K-504- PAC (10 mg/l). Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
36,00	20,6	8,09	113	35

Fennopol K-504 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0	30,46	15,4
3	23,20	34,8
4	22,30	37,4
5	19,70	45,3
6	19,00	47,2

Tabla A IV.28 Coagulante Cs-253. Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
23,80	20,0	8,01	146	22

Cs-253 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0,2	18,90	5,5
0,3	18,50	7,5
0,4	18,30	8,5
0,5	18,50	7,5
1,0	22,20	-11,0
1,5	19,10	4,5

Tabla A IV.29 Coagulante Cs-40. Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
23,80	20,0	8,11	91	35

Cs-40 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
3	24,40	4,7
4	25,30	1,2
5	26,20	-2,3
6	26,20	-43,2
10	26,10	-42,6
15	25,20	-37,7



B) Polielectrolitos Aniónicos:

Tabla A IV.30 Coagulante As-40- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
4,38	18,9	8,12	67	1970	-12,6

As-40 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
0	2,10	52,1	70	-4,5	-10,9
0,05	2,11	51,8	73	-9,0	-12,4
0,1	1,81	58,7	73	-9,0	-8,7
0,15	1,78	59,4	53	20,9	-9,9
0,2	1,86	57,5	75	-11,9	-10,9
0,3	1,71	61,0	70	-4,5	-11,5
0,4	1,91	56,4	63	6,0	-12,8
0,5	2,10	52,1	70	-4,5	-12,9
0,8	1,94	55,7	35	47,8	-13,4
1	1,93	55,9	61	9,0	-10,2
2	2,06	53	74	-10,4	-10,8

Tabla A IV.31 Coagulante As-40- PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
15,10	20,0	8,11	75	16

As-40 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0,03	2,80	81,1
0,05	3,20	78,8
0,1	2,80	81,5
0,2	3,00	80,1
0,3	3,50	76,4



Tabla A IV.32 Coagulante As-72- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
4,38	18,7	7,98	97	1979	-13,8

As-72 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
0	1,95	55,5	65	33,0	-13,2
0,05	2,17	50,5	236	-143,3	-11,1
0,1	2,05	53,2	65	33,0	-10,7
0,15	2,30	47,5	60	38,1	-8,9
0,2	2,16	50,7	71	26,8	-11,4
0,3	2,30	47,5	66	32,0	-11,8
0,4	2,17	50,5	126	-29,9	-11,6
0,5	2,48	43,4	57	41,2	-10,9
0,8	2,30	47,5	77	20,6	-11,0
1	2,26	48,4	44	54,6	-12,9
2	2,17	50,5	66	32,0	-12,1



Tabla A IV.33 Coagulante As-72- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
12,40	20,4	7,91	57	2026	-14,7

As-72 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
0	4,57	63,1	47	17,5	-15,2
0,05	5,15	58,5	37	35,1	-14,5
0,1	4,56	63,2	45	21,1	-13,4
0,15	4,54	63,4	88	-54,4	-14,3
0,2	4,47	64,0	39	31,6	-13,6
0,3	4,28	65,5	37	35,1	-14,0
0,4	4,86	60,8	45	21,1	-13,2
0,5	4,06	67,3	40	29,8	-13,3
0,8	4,45	64,1	38	33,3	-14,0
1	4,32	65,2	94	-64,9	-14,2
2	4,58	63,1	226	-296,50	-13,4

Tabla A IV.34 Coagulante As-72- PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
21,80	19,4	8,11	74	19

As-72 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0	6,58	69,8
0,01	3,20	85,3
0,06	3,50	83,9
0,07	3,70	83,0
0,08	3,50	83,9
0,1	3,20	85,3
0,15	4,20	80,7
0,2	4,30	80,3
0,3	4,00	81,7



Tabla A IV.35 Coagulante As-74- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
5,01	18,9	7,9	69	1980	-13,9

As-74 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
0	1,54	69,3	50	27,5	-13,3
0,05	1,58	68,5	80	-15,9	-13,3
0,1	1,39	72,3	75	-8,7	-14,2
0,15	1,48	70,5	54	21,7	-15,0
0,2	1,49	70,3	50	27,5	-13,1
0,3	1,44	71,3	58	15,9	-12,5
0,4	1,40	72,1	44	36,2	-12,9
0,5	1,40	72,1	40	42,0	-12,8
0,8	1,49	70,3	49	29,0	-10,8
1	1,39	72,3	60	13,0	-13,1
2	1,48	70,5	43	37,7	-13,1

Tabla A IV.36 Coagulante As-74- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
23,00	20,6	8,18	73	28

As-74 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0	6,88	70,1
0,03	6,00	73,9
0,05	4,99	78,3
0,1	4,99	78,3
0,2	4,00	82,6
0,3	6,00	73,9

**Tabla A IV.37** Coagulante As-77 PAC (10 mg/l).*Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.*

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
3,94	20,7	7,75	49	1902	-13,7

As-77 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
0,05	2,35	40,4	38	22,4
0,1	1,90	51,8	42	14,3
0,15	1,88	52,3	45	8,2
0,2	2,17	44,9	41	16,3
0,3	2,10	46,7	35	28,6
0,4	2,10	46,7	61	-24,5
0,5	2,02	48,7	38	22,4
0,8	2,12	46,2	43	12,2
1	2,09	47,0	67	-36,7
2	1,97	50,0	46	6,1

**Tabla A IV.38** Coagulante As-77- PAC (10 mg/l).*Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.*

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
14,1	20,9	7,99	106	2002	-16,7

As-77 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
0,05	5,58	60,4	38	64,2
0,1	5,89	58,2	46	56,6
0,15	5,44	61,4	42	60,4
0,2	5,50	61,0	39	63,2
0,3	5,41	61,6	71	33,0
0,4	5,02	64,4	52	50,9
0,5	5,64	60,0	75	29,2
0,8	6,10	56,7	51	51,9
1,0	5,35	62,1	118	-11,3
2,0	5,32	62,3	55	48,1



Tabla A IV.39 Coagulante SS-120- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
3,94	21,2	7,75	49	1926	-13,7

SS-120 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
0,05	1,89	52,0	37	24,5
0,1	1,77	55,1	38	22,4
0,15	1,86	52,8	35	28,6
0,2	1,72	56,3	46	6,1
0,3	1,74	55,8	43	12,2
0,4	1,90	51,8	46	6,1
0,5	1,92	51,3	44	10,2
0,8	1,85	53,0	43	12,2
1	1,97	50,0	44	10,2
2	1,93	51,0	45	8,2

Tabla A IV.40 Coagulante SS-120- PAC (10 mg/l). Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
40,50	19,7	8,04	342	44

SS-120 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0	11,14	72,5
0,03	10,50	73,8
0,05	10,40	74,6
0,1	12,11	70,1
0,2	11,91	70,6
0,3	12,23	69,8



Tabla A IV.41 Coagulante SS-140- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
7,56	18,9	8,08	65	1924	-14

SS-140 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
0,05	3,00	60,3	54	16,9
0,1	2,88	61,9	34	47,7
0,15	2,89	61,8	190	-192,3
0,2	2,93	61,2	49	24,6
0,3	3,11	58,9	29	55,4
0,4	3,05	59,7	31	52,3
0,5	2,85	62,3	42	35,4
0,8	2,82	62,7	28	56,9
1	2,76	63,5	47	27,7
2	2,99	60,4	44	32,3

Tabla A IV.42 Coagulante SS-140- PAC (10 mg/l). Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
40,50	19,7	8,04	342	44

SS-140 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0,03	9,80	76,0
0,05	10,00	75,1
0,1	10,60	73,6
0,2	10,90	72,9
0,3	10,40	74,6

**Tabla A IV.43** Coagulante SS-140/H- PAC (10 mg/l).*Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.*

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
9,30	18,9	8,02	69	1989	-14,2

SS-140H (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
0,05	2,97	68,1	45	34,8
0,1	2,94	68,4	61	11,6
0,15	2,80	69,9	44	36,2
0,2	2,88	69,0	71	-2,9
0,3	2,94	68,4	46	33,3
0,4	2,74	70,5	43	37,7
0,5	2,75	70,4	45	34,8
0,8	3,06	67,1	33	52,2
1	2,96	68,2	68	1,4
2	2,82	69,7	17	75,4

**Tabla A IV.44** Coagulante A-305- PAC (10 mg/l).*Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.*

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
5,81	18,9	8,07	63	1975	-14,9

As-305 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
0,05	2,42	58,3	76	-20,6
0,1	2,46	57,7	53	15,9
0,15	2,35	59,6	86	-36,5
0,2	2,47	57,5	77	-22,2
0,3	2,31	60,2	50	20,6
0,4	2,70	53,5	97	-54,0
0,5	2,48	57,3	42	33,3
0,8	2,58	55,6	41	34,9
1	2,72	53,2	50	20,6
2	2,28	60,8	43	31,7



Tabla A IV.45 Coagulante As-25- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
3,61	18,9	8,08	70	1985	-12,5

As-25 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Z (mV)
0	2,20	39,1	340	-38,9	-12,0
0,05	2,08	42,4	30	57,1	-13,1
0,1	1,93	46,5	31	55,7	-13,3
0,15	1,79	50,4	20	71,4	-14,5
0,2	1,80	50,1	14	80,0	-12,3
0,3	1,91	47,1	14	80,0	-12,8
0,4	2,27	37,1	20	71,4	-12,4
0,5	2,14	40,7	37	47,1	-14,7
0,8	2,05	43,2	25	64,3	-14,1
1	2,04	43,5	35	50,0	-15,1
2	2,06	42,9	33	52,9	-13,5

Tabla A IV.46 Coagulante As-25- PAC (10 mg/l). Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
15,40	20,0	8,10	75	15,5

As-25 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0	3,30	78,6
0,05	3,70	76,0
0,1	3,40	77,9
0,2	3,10	79,9
0,3	3,10	79,9



Tabla A IV.47 Coagulante As-20- PAC (10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
5,81	19,7	8,07	63	2005	-14,9

As-20 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
0,05	2,44	58,0	72	-14,3
0,1	2,70	53,5	75	-19,0
0,15	2,49	57,1	71	-12,7
0,2	2,48	57,3	44	30,2
0,3	2,71	53,4	46	27,0
0,4	2,66	54,2	80	-27,0
0,5	3,04	47,7	69	-9,5
0,8	2,75	52,7	89	-41,3
1	2,68	53,9	80	-27,0
2	2,47	57,5	80	-27,0

Tabla A IV.48 Coagulante As-20- PAC (10 mg/l). Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
25,00	20,4	8,18	73	28

As-20 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0,03	5,00	80,0
0,05	5,00	80,2
0,1	5,00	80,2
0,2	4,00	84,1
0,3	5,00	80,2

**Tabla A IV.49** Coagulante As-45- PAC (10 mg/l).*Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.*

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
3,61	19,6	8,08	70	1994	-12,5

As-45 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
0,05	1,80	50,1	91	-30,0
0,1	1,96	45,7	93	-32,9
0,15	1,78	50,7	76	-8,6
0,2	1,79	50,4	69	1,4
0,3	1,97	45,4	69	1,4
0,4	2,34	35,2	54	22,9
0,5	1,96	45,7	280	-300
0,8	1,82	49,6	58	17,1
1	1,78	50,7	66	5,7
2	2,03	43,8	51	27,1



Tabla A IV.50 Coagulante As-34- PAC (10 mg/l).
Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
4,38	19,5	7,98	97	2001	-13,8

As-34 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
0,05	2,16	50,7	289	-197,9
0,1	2,24	48,9	126	-29,9
0,15	2,24	48,9	235	-142,3
0,2	2,25	48,6	40	58,8
0,3	2,21	49,5	42	56,7
0,4	2,22	49,3	61	37,1
0,5	2,20	49,8	108	-11,3
0,8	2,17	50,5	41	57,7
1	2,31	47,3	161	-66,0
2	2,33	46,8	123	-26,8



Tabla A IV.51 Coagulante As-34- PAC (10 mg/l). Rendimiento de eliminación de turbidez.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
14,80	20,4	8,10	75	16

As-34 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0	3,12	78,9
0,03	3,40	77,0
0,05	3,00	79,7
0,1	2,80	81,1
0,2	2,69	81,8
0,3	2,69	81,8

Tabla A IV.52 Coagulante Fennopol N-200- PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
26,50	20,8	8,16	111	34

Fennopol N-200 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0	5,60	78,9
0,03	6,80	74,5
0,05	6,00	77,4
0,1	6,50	75,5
0,2	5,60	78,9
0,3	6,20	76,8

Tabla A IV.53 Coagulante As-37- PAC (10 mg/l). Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
26,50	21,0	8,16	111	34

As-37 (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)
0,03	5,80	77,6
0,05	5,70	78,0
0,1	5,50	78,8
0,2	5,50	78,8
0,3	6,60	74,5



C) Coagulante Natural “Chitosan”:

Tabla A IV.54 Coagulante Chitosan.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25 °C	Zo (mV)
5,01	19,8	7,90	69	1989	-13,9

Chitosan (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)
1	5,10	-1,8	95	-37,7
2	5,61	-12,0	236	-242,0
3	5,07	-1,2	144	-108,7
5	4,50	10,2	185	-168,1
10	4,59	8,4	306	-343,5
15	4,80	4,2	302	-337,7
20	5,71	-14,0	549	-695,7

Tabla A IV.55 Coagulante Chitosan.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
16,00	25,0	8,10	76	22

Chitosan (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)
5	16,30	-1,9	96	-26,3	45	-104,5
10	14,80	7,5	68	10,5	45	-104,5
15	14,60	8,8	80	-5,3	35	-59,1
20	10,70	33,1	93	-22,4	30	-36,4
25	7,26	54,6	74	2,6	16	27,3



Tabla A IV.56 Coagulante Chitosan.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
23,50	25,1	7,99	162	36

Chitosan (mg/l)	T (NTU)	Eliminación Turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	MES (mg/l)	Eliminación MES (mg/l)
10	17,50	25,5	126	22,2	35	2,8
20	15,80	32,8	112	30,9	31	13,9
30	5,34	77,3	125	22,8	17	52,8
40	2,30	90,2	138	14,8	11	69,4
50	1,39	94,1	159	1,9	16	55,6

Tabla A IV.57 Coagulante Chitosan.

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
34,00	25,1	7,85	169	45

Chitosan (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)
10	15,30	55,0	115	32,0	37	17,7
20	5,02	85,2	102	39,6	15	66,7
30	3,73	89,0	140	17,2	10	78,0
40	5,35	84,3	203	-20,1	25	45,1
50	11,30	66,8	220	-30,2	38	16,7

Tabla A IV.58 Coagulante Chitosan-PAC(10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
7,75	25,1	7,83	70	13

Chitosan+ PAC (mg/l)	T (NTU)	Eliminación Turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)
10	4,34	44,0	64	8,6	8	38,5
20	3,65	52,9	55	21,4	10	23,1
30	2,99	61,4	43	38,6	5	61,5
40	1,40	81,9	37	47,1	2	84,6
50	0,64	91,7	40	42,9	5	61,5



ANEXO IV. COAGULACIÓN-FLOCULACIÓN

Tabla A IV.59 Coagulante Chitosan-PAC(10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
16,00	25,2	8,10	76	22

Chitosan + PAC (mg/l)	T (NTU)	Eliminación Turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	MES (mg/l)	Eliminación MES (mg/l)
10	5,20	67,5	60	21,1	10	54,5
20	3,30	79,4	73	3,9	10	54,5
30	2,92	81,8	49	35,5	9	59,1
40	1,95	87,8	57	25,0	6	72,7
50	1,40	91,3	42	44,7	6	72,7

Tabla A IV.60 Coagulante Chitosan-PAC(10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
23,50	25,0	7,99	162	36

Chitosan+ PAC (mg/l)	T (NTU)	Eliminación Turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)
10	6,52	72,3	129	20,4	16	55,6
20	4,43	81,1	98	39,5	12	66,7
30	3,03	87,1	84	48,1	10	72,2
40	2,75	88,3	79	51,2	4	88,9
50	1,80	92,3	70	56,8	4	88,9

Tabla A IV.61 Coagulante Chitosan-PAC(10 mg/l).

Rendimientos de eliminación (turbidez y DQO) y variación del potencial zeta.

To (NTU)	T (°C)	pH _o	DQO _o (mg/l)	MES _o (mg/l)
34,00	25,0	7,85	169	45

Chitosan + PAC (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)
10	10,40	69,4	104	38,5	25	44,4
20	5,15	84,9	122	27,8	6	86,7
30	3,58	89,5	89	47,3	14	68,9
40	2,00	94,1	53	68,6	5	88,9
50	1,08	96,8	44	74,0	5	88,9



IV.4 ESTUDIO DEL pH DE DIFERENTES COAGULANTES A DIFERENTES CONCENTRACIONES

Tabla A IV.62 Coagulante PAC. Influencia del pH inicial del agua en la eficiencia de eliminación de turbidez, DQO y MES

	T_o (NTU)	MES_o (mg/l)	DQO_o (mg/l)	pH
	8,84	20	61	7,90

pH	PAC (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	Vol lodos (ml)
5	5	9,81	-7,7	0,5
	10	2,38	78,4	1
	20	1,10	88,4	4
	40	2,90	49,6	14
6	5	6,97	23,5	3,5
	10	3,87	64,8	8
	20	1,80	81,1	32
	40	1,48	74,3	14
7	5	5,16	43,4	1,5
	10	4,72	57,1	10
	20	2,30	75,8	34
	40	0,77	86,6	80
8	5	5,42	40,5	2
	10	3,69	66,4	11
	20	2,06	78,3	22
	40	1,07	81,4	38
9	5	5,83	36,0	0,5
	10	4,01	63,5	6,0
	20	2,38	74,9	14
	40	1,53	73,4	32



Tabla A IV.63 Coagulante Flocumix. Influencia del pH inicial del agua en la eficiencia de eliminación de turbidez, DQO y MES

	To (NTU)	MES_o (mg/l)	DQO_o (mg/l)	pH
	10,55	35	101	7,92

pH	Flocumix (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	Vol lodos (ml)
5	5	4,38	59,8	0,9
	10	5,31	47,4	19
	20	4,14	62,0	0,4
	40	5,98	41,9	3,0
6	5	1,14	89,5	8,0
	10	1,02	89,9	30
	20	2,12	80,5	20
	40	2,56	75,1	50
7	5	3,11	71,5	3,0
	10	1,01	90,0	21
	20	0,63	94,3	35
	40	0,73	92,9	54
8	5	4,00	63,3	2,5
	10	1,13	88,8	24
	20	0,55	94,9	22
	40	0,46	95,5	35
9	5	6,52	40,2	4,0
	10	2,77	72,6	20
	20	2,33	78,6	13
	40	0,41	96,0	25



Tabla A IV.64 Coagulante KF69/H. Influencia del pH inicial del agua en la eficiencia de eliminación de turbidez, DQO y MES

	To (NTU)	MES ₀ (mg/l)	DQO ₀ (mg/l)	pH
	12,10	38	118	7,95

pH	KF69/H (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	Vol lodos (ml)
5	5	3,88	69,4	--
	10	2,73	78,5	--
	20	2,77	75,9	--
	40	14,5	-26,1	--
6	5	4,92	61,3	--
	10	4,78	62,4	--
	20	2,44	78,8	--
	40	4,81	58,2	--
7	5	4,22	66,8	--
	10	2,25	82,3	--
	20	2,78	75,8	--
	40	4,84	57,9	--
8	5	5,08	60,0	--
	10	6,21	51,1	--
	20	2,87	75,0	--
	40	4,70	59,1	--
9	5	6,60	48,0	--
	10	7,16	43,6	--
	20	4,71	59,0	--
	40	4,06	64,7	--

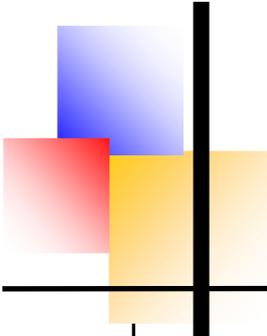


Tabla A IV.65 Coagulante Flocudex. Influencia del pH inicial del agua en la eficiencia de eliminación de turbidez, DQO y MES

	To (NTU)	MES _o (mg/l)	DQO _o (mg/l)	pH _o
	13,80	25	78	7,77

pH	Flocudex (mg/l)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	Vol lodos (ml)
5	5	3,38	75,5	--
	10	2,97	78,5	--
	20	3,63	38,4	--
	40	3,01	52,7	--
6	5	5,01	63,7	--
	10	3,38	75,5	--
	20	2,48	57,9	--
	40	3,79	40,4	--
7	5	4,77	65,4	2
	10	4,63	66,4	--
	20	2,13	63,8	--
	40	1,64	74,2	--
8	5	5,25	61,9	1,5
	10	5,35	61,2	--
	20	3,26	44,6	--
	40	2,84	55,3	--
9	5	5,42	60,7	2
	10	6,46	53,2	--
	20	5,55	5,8	--
	40	2,89	54,6	--

**Anexo V.
Filtración en medio
granular**



ANEXO V: FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

V.1 FILTRO MONOCAPA CON DIFERENTES GRANULOMETRÍAS DE ARENA

V.1.1 Arena de 0,8 mm

V.1.2 Arena de 1,4-1,6 mm

V.1.3 Arena de 1,8-2,0 mm

V.1.4 Arena de 2,0-2,24 mm

V.2 FILTRO MONOCAPA CON ARENA MEZCLADA

V.2.1 Filtro de 20 cm de arena mezclada

V.2.2 Filtro de 40 cm de arena mezclada

V.3 FILTRO BICAPA: ARENA MEZCLADA-ANTRACITA

V.4 INFLUENCIA DE LA TURBIDEZ INICIAL DEL AGUA EN EL PROCESO DE FILTRACIÓN

V.4.1 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada

V.4.2 Lecho filtrante de 40 cm de arena mezclada

V.4.3 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita

V.5 EMPLEO DE PUMITA COMO LECHO FILTRANTE

V.6 ESTUDIO DEL EFECTO DEL CAUDAL

V.7 COMPROBACIÓN DE ECUACIONES TEÓRICAS DE PÉRDIDA DE CARGA INICIAL





ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR. Experimentación en planta piloto.

V.1 FILTRO MONOCAPA CON DIFERENTES GRANULOMETRÍAS DE ARENA.

V.1.1 Arena de 0,8 mm

Tabla A V.1 Filtración de agua residual sin coagulante.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	6,66	0	25,6
30	4,89	26,6	28,2
60	4,78	28,2	31,7
90	4,95	25,7	31,1
120	4,89	26,6	33,6
150	4,80	27,9	38,9
180	5,00	24,9	39,3
210	4,93	26,0	43,2
240	5,00	24,9	45,5
270	5,00	24,9	44,5
300	5,13	23,0	46,9
330	5,06	24,0	49,0
360	5,16	22,5	53,9

Tabla A V.2 Filtración de agua residual con 1mg/l PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	5,82	0	36,5
30	4,08	29,9	31,9
60	4,28	26,5	28,5
90	3,92	32,6	45,0
120	4,15	28,7	52,0
150	4,65	20,1	54,5
180	4,36	25,1	77,0
210	4,20	27,8	85,1
240	4,00	31,3	72,5
270	4,15	28,7	106,8
300	3,96	32,0	113,5
330	4,14	28,9	135,0
360	4,10	29,6	140,2
390	4,10	29,6	164,4

**Tabla A V.3 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l PAC.**

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	4,31	0	25,6
30	3,00	30,4	74,0
60	3,07	28,8	110,5
90	3,16	26,7	174,5

Tabla A V.4 Filtración de agua residual con 1 mg/l Floccudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	7,96	0	20,0
30	5,95	25,3	24,9
60	5,75	27,8	22,6
120	5,91	25,8	36,3
180	5,20	34,7	50,7
210	5,48	31,2	60,2
240	5,29	33,5	74,3
270	5,42	31,9	82,1
300	5,46	31,4	88,7
330	5,25	34,0	113,5
360	5,28	33,7	114,7

Tabla A V.5 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l Floccudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	9,31	0	41,8
30	5,40	42,0	44,9
60	6,28	32,5	64,0
90	5,96	36,0	117,6
120	6,41	31,1	132,9



V.1.2 Arena de 1,4-1,6 mm

Tabla A V.6 Filtración de agua residual sin coagulante.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	4,93	0	11,2
30	3,49	29,2	9,5
60	3,45	30,0	10,2
90	3,29	33,3	10,4
120	3,60	27,0	11,3
150	3,56	27,8	10,9
180	3,72	24,5	13,0
210	3,82	22,5	14,3
240	3,73	24,3	15,1
270	3,78	23,3	16,0
300	3,64	26,2	17,2
330	4,15	15,82	19,0
360	3,98	19,27	20,0

Tabla A V.7 Filtración de agua residual con 1mg/l PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	6,15	0	6,3
30	5,22	15,1	7,1
60	4,78	22,3	7,5
90	4,54	26,2	10,0
120	4,63	24,7	11,8
150	4,42	28,1	14,4
180	4,39	28,6	16,4
210	4,64	24,6	19,0
240	4,40	28,5	22,2
270	4,67	24,1	23,2
300	4,49	27,0	26,1
330	4,48	27,2	30,9
360	4,48	27,2	32,0



Tabla A V.8 Filtración de agua residual con 2,5mg/l PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	4,74	0	8,2
30	3,81	19,6	12,9
60	3,44	27,4	16,4
90	3,33	29,7	20,9
120	3,19	32,7	33,3
150	3,08	35,0	48,5
180	3,21	32,3	55,2
210	3,13	34,0	69,8
240	3,17	33,1	76,6
300	2,88	39,2	102,8
330	2,98	37,1	124,7
360	2,94	38,0	125,0
390	2,88	39,2	150,2

Tabla A V.9 Filtración de agua residual con 5mg/l PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	3,85	0	8,5
30	3,02	21,6	11,0
60	2,78	27,8	18,1
90	2,61	32,2	35,5
120	2,65	31,2	49,3
150	2,67	30,6	69,5
210	2,63	31,7	86,5
240	2,81	27,0	85,8
270	2,55	33,8	130,4
300	2,52	34,5	152,2
330	2,57	33,2	167,9
360	2,55	33,8	177,5

**Tabla A V.10** Filtración de agua residual con 1mg/l Floccudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	7,00	0	7,4
30	6,40	8,4	7,2
60	6,20	12,1	8,9
90	6,00	14,4	11,5
120	5,80	17,1	13,0
150	5,50	22,3	18,0
180	5,50	21,1	19,4
210	5,70	18,7	28,5
240	5,60	20,0	23,5
270	5,50	21,8	37,0
300	5,50	21,5	43,5
330	5,50	21,5	48,0
360	5,30	24,4	58,2
390	5,40	23,0	62,8
420	5,10	27,4	67,8

Tabla A V.11 Filtración de agua residual con 2,5mg/l Floccudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm.c.a.)
0	8,53	0	6,1
30	7,71	9,6	7,9
60	7,70	9,7	10,2
90	7,58	11,1	14,0
120	6,15	27,9	24,2
150	6,55	23,2	19,2
180	7,21	15,5	30,7
210	6,36	25,4	45,7
240	6,27	26,5	57,9
270	6,24	26,8	81,3

Tabla A V.12 Filtración de agua residual con 5mg/l Floccudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm.c.a.)
0	5,60	0	9,3
30	2,80	50	75,6
60	7,35	-31,3	159,6



V.1.3 Arena de 1,8-2,0 mm

Tabla A V.13 Filtración de agua residual sin coagulante.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	6,07	0	3,2
30	5,01	17,5	3,2
60	4,97	18,1	3,2
90	5,06	16,6	3,2
120	4,93	18,8	3,1
150	4,80	20,9	3,0
180	4,98	18,0	3,1
210	4,95	18,5	3,3
240	4,82	20,6	3,3
270	4,96	18,3	2,8

Tabla A V.14 Filtración de agua residual con 1mg/l de PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	7,05	0	3,5
30	5,35	24,1	3,7
60	5,55	21,3	4,1
90	5,61	20,4	4,9
120	5,41	23,3	6,0
150	5,57	21,0	6,9
180	5,24	25,7	8,0
210	5,42	23,1	9,2
240	5,36	24,0	9,5
270	5,25	25,5	10,5
300	5,24	25,7	13,3
330	5,33	24,4	11,9
390	5,19	26,4	15,0

**Tabla A V.15 Filtración de agua residual con 2,5mg/l de PAC.**

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	5,50	0	2,7
30	4,32	21,5	4,0
60	4,25	22,7	4,0
90	3,79	31,1	6,0
120	3,68	33,1	7,5
150	3,72	32,4	10,6
180	4,01	27,1	8,6
210	3,66	33,5	12,4
240	3,74	32,0	15,9
270	4,26	22,5	9,2
300	3,46	37,1	12,4
330	3,50	36,4	16
360	3,38	38,5	19,6
390	4,16	24,4	7,9
420	3,53	35,8	12,7

Tabla A V.16 Filtración de agua residual con 5mg/l de PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	5,45	0	2,8
30	3,37	38,2	4,0
60	3,12	42,8	6,9
120	2,54	53,4	8,6
150	2,80	48,6	13,1
180	2,78	49,0	19,6
210	3,56	34,7	15,4
240	4,41	19,1	22,0
300	4,00	26,6	21,3
330	4,02	26,2	25,2

**Tabla A V.17** Filtración de agua residual con 1mg/l de Floccudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	7,03	0	4,5
30	9,28	-32,0	3,2
60	8,19	-16,5	3,5
90	8,40	-19,5	3,5
120	7,70	-9,5	3,5
150	7,66	-9,0	8,6
180	7,53	-7,1	8,8
210	7,64	-8,7	8,7
240	7,50	-6,7	8,9
270	7,33	-4,3	8,8
300	6,96	1,0	8,9
330	7,70	-9,5	9,1
360	7,20	-2,4	9,2

Tabla A V.18 Filtración de agua residual con 2,5mg/l de Floccudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	7,11	0	2,6
30	9,56	-34,5	2,9
60	8,85	-24,5	3,0
90	9,02	-26,9	3,5
120	9,00	-26,6	3,5
150	8,91	-25,3	4,4
180	8,54	-20,1	4,8
210	8,25	-16,0	5,4
240	8,42	-18,4	6,1
270	7,14	-0,4	7,0
300	7,19	-1,1	7,8
330	7,43	-4,5	8,3
360	7,61	-7,0	8,5

**Tabla A V.19** Filtración de agua residual con 5mg/l de Floccudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	5,80	0	3,9
30	8,72	-50,3	4,5
60	4,36	24,8	13,3
90	3,03	47,8	40,8
120	3,98	31,4	73,2
150	5,62	3,1	97,8
180	6,80	-17,2	69,8
210	7,14	-23,1	114,5
240	5,94	-2,4	54,7

V.1.4 Arena de 2,0-2,24 mm

Tabla A V.20 Filtración de agua residual sin coagulante.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	8,28	0	3,0
30	7,67	7,4	3,0
60	6,97	15,8	3,3
90	7,07	14,6	3,0
120	6,93	16,3	3,2
150	6,85	17,3	3,4
180	6,62	20,1	3,5
210	6,80	17,9	3,2
240	6,50	21,5	3,5
270	6,43	22,3	3,7
300	7,03	15,1	3,9
330	7,18	13,3	4,1
360	7,26	12,3	4,3

**Tabla A V.21** Filtración de agua residual con 1mg/l de PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	9,75	0	3,2
30	8,08	17,1	3,5
60	7,85	19,5	3,7
90	7,79	20,1	5,5
120	7,79	20,1	6,4
150	7,85	19,5	7,7
180	7,46	23,5	9,3
210	7,24	25,7	11,5
240	7,60	22,1	13,8
270	7,66	21,4	10,8
300	7,13	26,9	13,4
330	7,15	26,7	11,9
360	7,20	26,2	13,3

Tabla A V.22 Filtración de agua residual con 2,5mg/l de PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	6,12	0	3,5
30	3,81	37,7	4,3
60	3,65	40,4	6,7
90	3,56	41,8	9,3
120	3,62	40,8	11,4
150	3,48	43,1	14,5
180	3,70	39,5	15,6
210	3,87	36,8	7,1
240	3,91	36,1	8,6
270	3,81	37,7	12,6
300	3,97	35,1	16,8
330	3,96	35,3	22,1
360	3,96	35,3	20,1
390	4,13	32,5	27,6
420	4,11	32,8	26,7

**Tabla A V.23** Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	6,40	0	3,1
30	4,93	23,0	5,4
60	4,62	27,8	10,2
90	4,48	30,0	14,8
120	4,79	25,2	16,7
150	4,41	31,1	25,0
180	4,61	28,0	25,5
210	5,45	14,8	32,5
240	5,56	13,1	45,7
270	6,59	-3,0	43,0

Tabla A V.24 Filtración de agua residual con 1mg/l de Floccudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm.c.a.)
0	7,19	0	3,2
30	7,72	-7,4	3,5
60	7,50	-4,3	3,3
90	6,93	3,6	3,7
120	7,46	-3,8	4,2
150	7,28	-1,3	4,3
180	6,96	3,2	4,6
210	7,28	-1,3	5,4
240	7,14	0,7	5,5
270	7,20	-0,1	6,4
300	7,15	0,6	5,9
330	7,28	-1,3	6,1
360	6,88	4,3	6,8

**Tabla A V.25** Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	6,09	0	3,4
30	8,11	-33,2	3,3
60	7,02	-15,3	3,1
90	6,86	-12,6	3,8
120	6,86	-12,6	7,0
150	7,10	-16,6	7,1
180	6,91	-13,5	10,8
210	6,85	-12,5	11,9
240	6,70	-10,0	11,8
270	6,72	-10,3	15,5
300	6,64	-9,0	19,5
330	6,68	-9,7	24,5

Tabla A V.26 Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	3,78	0	3,6
30	7,53	-99,2	3,1
60	5,98	-58,2	8,7
90	4,77	-26,2	19,2
120	3,68	2,6	49,0
150	3,83	-1,3	77,2
180	3,99	-5,6	126,3
210	4,58	-21,2	125,1
240	4,88	-29,1	133,3

**V.2 FILTRO MONOCAPA CON ARENA MEZCLADA.****V.2.1 Filtro de 20 cm de arena mezclada***Tabla A V.27 Filtración de agua residual sin coagulante.*

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	6,64	0	4,3
30	6,25	5,9	5,2
60	5,66	14,8	4,5
90	5,98	9,9	5,5
120	5,71	14,0	5,2
150	5,55	16,4	5,5
180	5,56	16,3	5,4
210	5,67	14,6	6,4
240	5,84	12,0	7,2
270	5,50	17,2	6,8
300	5,57	16,1	8,8
330	5,55	16,4	7,8
360	5,35	19,4	7,9

Tabla A V.28 Filtración de agua residual con 1mg/l de PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	7,44	0	4,6
30	6,55	15,7	5,2
60	5,17	33,5	6,5
90	4,90	36,9	7,5
120	5,40	30,5	8,5
150	5,14	33,8	9,8
180	5,40	30,5	10,1
210	5,36	31,0	11,4
240	4,77	38,6	13,5
270	5,08	34,6	14,8
300	4,78	38,5	14,8
330	4,88	37,2	17,7
360	4,87	37,3	18,3

**Tabla A V.29** Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	5,11	0	3,7
30	9,79	-91,6	5,0
60	5,60	-9,6	8,5
90	4,16	18,6	9,5
120	3,99	21,9	14,5
150	3,86	24,5	17,9
180	3,68	28,0	19,5
210	3,74	26,8	24,1
240	3,67	28,2	21,1
270	3,59	29,7	28,8
300	3,72	27,2	25,5
330	3,76	26,4	28,9
360	3,76	26,4	31,4

Tabla A V.30 Filtración de agua residual con 1mg/l de Flocludex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	6,01	0	4,7
30	6,81	-13,3	5,1
90	6,75	-12,3	5,9
120	5,75	4,3	7,1
150	5,75	4,3	8,3
180	5,39	10,3	8,6
210	5,58	7,2	8,2
240	5,17	14,0	11,4
270	5,76	4,2	13,2
300	5,11	15,0	12,8
330	5,50	8,5	14,2
360	5,35	11,0	17,0

**Tabla A V.31** Filtración de agua residual con 2,5mg/l de Flocudex.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	5,44	0	6
30	5,55	-2,0	8,3
60	6,22	-14,3	6,9
90	6,19	-13,8	8,2
120	6,16	-13,2	12,5
150	6,31	-16,0	14,8
180	5,77	-6,1	16,0
210	5,95	-9,4	25,8
300	1,63	70,0	109,7
360	4,81	11,6	166,5

Tabla A V.32 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	23,41	0	4,5
30	12,20	47,9	9,3
60	9,85	57,9	17,5
90	8,90	62,0	25,6
120	8,80	62,4	36,6
180	6,65	71,6	48,5
210	13,50	42,3	76,8
240	14,30	38,9	60,7

Tabla A V.33 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	8,96	0	4,0
30	5,96	33,5	7,5
60	5,71	36,3	10,9
90	5,58	37,7	11,2
120	5,52	38,4	14,3
150	5,63	37,2	16,9
180	5,47	39,0	17,3
210	5,45	39,2	17,7
270	6,25	30,2	26,0
360	7,01	21,8	26,6

**Tabla A V.34** Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	10,00	0	4,5
30	5,30	47,0	8,0
60	5,20	48,0	7,3
90	5,40	46,0	8,3
120	5,08	49,2	13,2
150	4,84	51,6	19,2
180	4,57	54,3	21,8
210	4,67	53,3	29,8
240	5,76	42,4	30,2
270	6,10	39,0	34,4
300	6,60	34,0	37,9

Tabla A V.35 Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	23,41	0	4,5
30	12,20	47,9	9,3
60	9,85	57,9	17,5
90	8,90	62,0	25,6
120	8,80	62,4	36,6
180	6,65	71,6	48,5
210	13,50	42,3	76,8
240	14,30	38,9	60,7

V.2.2 Filtro de 40 cm de arena mezclada

Tabla A V.36 Filtración de agua residual sin coagulante.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	17,80	0	12,0
30	12,20	31,5	13,0
60	10,00	43,8	14,3
90	9,25	48,0	18,9
120	9,39	47,2	21,7
150	8,78	50,7	28,1
180	8,38	52,9	36,7
210	8,25	53,7	45,9
240	8,80	50,6	33,9
300	8,23	53,8	48,5

**Tabla A V.37** Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	13,80	0	8,0
30	7,75	43,8	9,8
60	7,42	46,2	11,5
120	6,28	54,5	20,5
180	6,48	53,0	23,5
210	6,32	54,2	29,8
330	6,37	53,8	36,4

Tabla A V.38 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Floccumix.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	34,50	0	10,1
30	12,80	62,9	13,7
60	11,60	66,4	21,9
90	9,84	71,5	15,2
120	7,92	77,0	64,7
150	8,14	76,4	74,8
180	7,72	77,6	104,1
210	7,81	77,4	123,0
240	8,67	74,9	78,2

V.3 FILTRO BICAPA: ARENA MEZCLADA-ANTRACITA

Tabla A V.39 Filtración de agua residual sin coagulante.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	41,20	0	9,0
30	25,20	38,8	9,2
60	18,10	56,1	14,3
90	17,00	58,7	20,1
120	16,70	59,5	24,2
150	16,30	60,4	27,0
180	13,90	66,3	65,4
210	13,10	68,2	89,0
240	12,90	68,7	104,5



Tabla A V.40 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	32,90	0	8
30	14,70	55,3	11,4
60	13,10	60,2	16,8
90	12,70	61,4	21,9
120	11,90	63,8	28,4
150	11,00	66,6	40,0
180	11,40	65,3	26,3
210	11,70	64,4	36,7

Tabla A V.41 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	ΔP (cm c.a.)
0	35,30	0	7,6
30	14,10	60,1	10,8
60	13,00	63,2	13,4
90	9,52	73,0	27,2
120	8,35	76,3	42,2
150	6,92	80,4	47,7
180	7,59	78,5	66,5
210	7,93	77,5	76,2
240	8,33	76,4	78,4



V.4 INFLUENCIA DE LA TURBIDEZ INICIAL DEL AGUA EN EL PROCESO DE FILTRACIÓN.

V.4.1 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada

Tabla A V.42 Filtración de agua residual con 1 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	4,0	11,70	0	8,18	10	75	-13,5	1766
30	5,0	8,40	28,2	8,26	--	--	--	--
60	9,0	8,60	26,5	8,27	9	42	1,2	1190
90	16,1	7,01	40,1	8,20	--	--	--	--
120	25,5	7,11	39,2	8,27	6	32	-15,5	1330
150	30,5	7,05	39,7	8,25	--	--	--	--
180	37,5	7,90	32,5	8,22	--	--	--	--
210	46,7	7,32	37,4	8,21	4	30	-13,8	1386
240	55,5	6,55	39,9	8,23	--	--	--	--
270	62,0	7,14	34,5	8,26	--	--	--	--
300	97,0	6,44	40,9	8,26	--	--	--	--

Tabla A V.43 Filtración de agua residual con 1 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	7,5	27,20	0	8,11	33	123	1842
30	4,4	14,60	46,3	8,17	28	73	1488
60	9,0	10,60	61,0	8,10	15	64	1268
90	12,5	6,29	76,9	8,06	8	51	1079
120	15,3	12,60	53,7	8,09	25	80	1490
150	17,0	14,80	45,6	8,09	20	96	1640
180	21,5	13,90	48,9	8,00	2	87	1503

Tabla A V.44 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.

t (min)	P (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	5,0	6,08	0	7,99	10	104	1927
30	9,7	7,34	-20,7	8,13	--	--	--
60	8,0	7,62	-25,3	8,10	5	83	1486
90	17,0	7,80	-28,3	8,11	--	--	--
120	23,0	7,92	-30,3	8,08	13	96	1536
150	28,5	7,89	-29,8	8,14	7	87	1523
180	23,2	7,95	-30,8	8,13	11	88	1513



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.45 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	4,0	10,10	0	8,20	12	197	1,5	1840
30	5,2	8,08	20,0	8,27	--	--	--	--
60	3,7	8,11	19,7	8,28	7	160	--	--
90	6,9	4,24	58,0	8,27	--	--	--	--
120	23,2	5,41	46,4	8,37	6	146	-11,1	1432
150	37,6	6,21	38,5	8,08	--	--	--	--
180	47,5	6,34	31,7	8,12	--	--	--	--
210	68,5	4,83	48,0	8,34	6	150	-12,1	1185
240	88,8	5,45	41,3	8,38	--	--	--	--
270	93,0	6,24	32,8	8,38	8	--	--	--

Tabla A V.46 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	6,5	18,10	0	8,12	37	86	1997
30	13,0	12,00	33,7	8,13	25	66	1734
60	62,0	3,35	81,5	8,11	10	49	1393
90	105,0	7,66	57,7	8,10	18	58	1641
120	93,0	10,10	44,2	8,13	22	75	1742

Tabla A V.47 Filtración de agua residual con 5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	3,0	9,15	0	8,33	17	58	-12,6	1760
30	25,8	3,05	66,7	8,32	3	32	-16,3	1434
60	127,0	1,58	82,7	8,25	2	15	-12,1	1401

Tabla A V.48 Filtración de agua residual con 5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	5,5	17,90	0	8,01	22	107	1954
30	73,0	2,43	86,4	8,16	8	48	1450
60	182,0	1,89	89,4	8,17	5	52	1400



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.49 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	10,0	8,47	0	7,95	12	0,001	101	1856
30	12,0	6,19	26,9	7,90	12	0,398	85	1521
60	50,0	1,98	76,6	7,79	2	0,065	49	1372
90	120,0	1,63	80,8	7,70	5	0,111	38	1257
120	149,5	3,65	56,9	7,81	11	0,858	59	1352

Tabla A V.50 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	6,0	11,00	0	8,06	13	0,000	78	1919
30	35,0	2,81	74,4	7,63	4	0,070	48	1406
60	49,5	4,82	56,2	7,95	11	0,130	60	1734
90	116,5	3,83	65,2	7,75	5	0,250	54	1512
120	165,0	7,51	31,7	7,88	14	0,700	80	1671

Tabla A V.51 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	4,7	31,40	0	7,85	35	0,001	176	1853
30	33,5	5,94	81,1	7,63	30	0,106	12	860
60	4,3	14,70	53,2	7,99	20	0,032	65	1700
90	9,6	2,58	91,8	7,86	10	0,034	8	414
120	5,9	4,05	87,1	7,33	8	0,040	25	242
150	44,0	10,60	66,2	7,97	22	0,042	60	1685
180	11,8	2,76	91,2	8,00	10	0,041	9	453

Tabla A V.52 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	5,0	11,00	0	7,98	9	0,145	81	1894
30	35,0	6,62	39,8	7,85	12	0,230	88	1781
60	118,0	4,80	56,4	7,11	7	0,150	19	1175
90	178,0	12,20	-10,9	7,39	13	0,320	53	1513



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.53 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	3,6	12,50	0	7,96	19	0,015	23	-13,9	1804
30	9,4	3,88	69,0	7,88	--	--	--	--	--
60	13,1	3,55	71,6	7,84	2	0,252	74	-11,7	1445
90	13,5	2,92	76,6	7,86	--	--	--	--	--
120	20,0	2,59	79,3	7,86	5	0,243	30	-15,3	1196
150	25,0	2,62	79,0	7,82	--	--	--	--	--
180	30,7	2,22	82,2	7,88	--	--	28	--	--
210	36,5	1,53	87,8	7,79	6	0,094	--	-15,5	1058
240	45,0	1,54	87,7	7,69	--	--	127	--	--
270	51,1	2,84	77,3	7,86	--	--	--	--	--
300	60,5	1,84	84,7	7,99	--	--	--	--	--
330	62,5	1,62	86,5	7,99	--	--	26	-15,2	1036

Tabla A V.54 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	5,5	17,30	0	8,23	22	0,000	95	1993
30	42,4	13,60	21,4	8,16	20	0,040	77	1944
60	14,9	9,08	47,5	8,14	17	0,070	62	1801
90	69,7	13,50	22,0	8,11	18	0,050	76	1873
120	27,0	8,58	50,4	8,12	13	0,070	53	1765
150	31,4	11,30	34,7	7,96	28	0,070	46	1161

Tabla A V.55 Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	4,0	10,20	0	8,09	14	0,034	172	-3,3	1945
30	17,7	1,95	80,9	8,08	--	--	--	--	--
60	32,9	1,53	85,0	7,98	3	0,107	117	-16,9	1315
90	42,0	1,60	86,0	7,97	--	--	--	--	--
120	52,7	1,83	84,0	7,92	10	0,100	30	-13,9	1146
150	61,0	1,51	86,7	7,83	--	--	--	--	--
180	84,0	2,08	81,7	7,98	--	--	35	--	--
210	91,7	1,86	83,7	8,08	--	--	--	--	--
240	139,0	1,42	87,5	8,04	8	0,073	28	-13,5	1091
270	174,0	2,52	77,9	8,08	--	--	--	--	--



Tabla A V.56 Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	5,5	16,40	0	8,05	38	0,045	140	1990
30	39,0	6,05	63,1	8,01	10	0,023	81	1693
60	56,0	6,26	61,8	8,02	18	0,019	82	1807
90	72,5	4,80	70,7	8,05	18	0,015	70	1750
120	97,0	7,44	54,6	8,04	15	0,025	76	1752

Tabla A V.57 Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI resid. (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	7,5	28,20	0	8,17	31	0,013	81	-15,6	1823
30	36,0	3,44	87,8	7,92	13	0,096	52	-12,8	1619
60	118,0	2,78	90,1	7,83	6	0,103	39	--	1325
90	129,0	3,83	86,4	7,83	6	0,107	50	--	1420

Tabla A V.58 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,5	7,95	0	8,08	3	0,015	62	1858
30	9,6	5,58	29,8	8,04	--	--	--	--
60	10,6	5,33	33,0	8,02	8	0,160	61	1487
90	14,4	5,79	27,2	8,03	--	--	--	--
120	20,0	5,20	34,6	8,02	6	0,180	51	1527
180	20,0	5,80	27,0	7,99	4	0,160	61	1601
240	30,0	5,45	31,4	8,01	7	0,210	52	1462

Tabla A V.59 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	9,0	10,5	0	7,85	11	0,005	93	1873
30	11,5	8,10	22,9	7,93	--	--	--	--
60	11,5	6,41	39,0	7,89	9	0,152	72	1584
120	14,5	7,93	24,5	7,90	11	0,230	109	1583
150	19,5	6,96	33,7	7,89	--	--	--	--
180	19,8	6,88	34,5	7,97	8	0,141	95	1665
240	22,0	6,16	41,3	8,01	12	0,190	90	1586



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla AV.60 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	7,5	17,80	0	8,20	15	0,015	107	2040
30	9,9	8,87	50,2	8,00	7	0,040	52	1532
60	13,5	11,20	37,1	8,11	22	0,060	70	1783
90	18,0	8,73	51,0	8,05	18	0,060	44	1600
120	25,0	4,19	76,5	7,90	7	0,050	33	1185
150	18,4	8,06	54,7	8,06	10	0,050	53	1536
180	24,3	5,72	67,9	8,08	12	0,150	40	1405
210	32,6	9,38	47,3	8,09	7	0,090	55	1674
240	66,5	8,97	49,6	8,07	8	0,040	48	1621

Tabla AV.61 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	5,5	7,44	0	8,01	14	0,034	68	1930
30	8,0	4,63	37,8	8,03	--	--	--	--
60	28,5	4,65	37,5	7,91	12	0,180	52	1665
90	34,5	4,27	42,6	7,94	--	--	--	--
120	38,5	4,06	45,4	7,96	13	0,17	46	1627
180	60,0	4,95	33,5	7,93	11	0,230	52	1578
210	67,5	4,44	40,32	7,95	10	0,200	51	1615

Tabla AV.62 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,0	19,40	0	8,23	40	0,005	91	1993
30	21,5	2,70	86,1	7,99	15	0,054	38	1456
60	28,2	1,08	94,4	7,88	5	0,034	25	1197
90	77,5	3,28	83,1	7,79	10	0,066	36	1404
120	85,5	7,28	62,5	8,00	20	0,099	62	1722
150	115,0	11,50	40,7	8,00	17	0,199	57	1760

Tabla AV.63 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,5	29,6	0	7,94	43	0,002	117	1844
30	18,5	4,99	83,1	7,79	18	0,093	120	1273
60	26,0	5,01	83,1	7,88	13	0,124	15	1379
90	56,5	4,35	85,3	7,83	15	0,094	3	1342
120	81,0	8,17	72,4	7,86	17	0,220	96	1515
150	74,0	2,88	90,3	7,78	8	0,113	14	1150
180	72,4	3,34	88,7	7,95	15	0,135	16	1359

**Tabla AV.64** Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	4,5	7,38	0	8,06	15	0,025	79	1892
30	14,0	2,86	61,6	7,28	--	--	--	--
60	50,5	1,93	74,1	7,75	6	0,140	36	1518
90	30,5	5,42	34,9	7,91	8	0,36	57	1722
120	68,5	3,67	55,9	7,95	11	0,310	55	1681
150	104,5	8,18	1,7	7,71	14	0,170	41	1507

Tabla AV.65 Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	6,5	7,92	0	8,34	41	0,619	79	1667
30	17,5	2,03	89,0	7,87	17	0,464	35	1621
60	80,5	2,23	87,9	7,71	10	>1,100	49	1647
90	117,5	1,69	87,7	7,67	7	>1,100	73	1608
120	136,5	1,91	86,2	7,83	5	>1,100	50	1482
150	167,0	2,30	83,3	7,94	4	>1,100	52	1566
180	174,0	3,62	73,8	7,95	5	>1,100	57	1433
210	174,0	2,48	82,0	7,99	4	>1,100	31	1481

Tabla A V.66 Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	5,5	9,79	0	8,00	15	0,046	107	1896
30	16,9	7,37	24,7	7,95	--	--	--	--
90	29,0	5,80	40,8	7,95	8	0,240	75	1689
150	63,0	2,54	74,1	7,87	17	0,156	43	1473
210	147,0	3,61	63,1	7,76	2	0,220	122	1457



V.4.2 Lecho filtrante de 40 cm de arena mezclada

Tabla A V.67 Filtración de agua residual sin coagulante.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	12,0	7,55	0	8,06	14	0,003	157	-8,5	1,802
30	11,5	5,69	24,6	8,12	--	--	165	--	--
60	10,5	5,63	25,4	8,12	--	--	--	--	--
90	12,5	5,56	26,4	8,13	9	0,011	--	-9,0	1,757
120	11,0	5,45	27,8	8,14	--	--	76	-8,9	1,770
150	11,0	5,45	27,8	8,14	11	0,013	71	-10,8	1,763
180	11,0	5,41	28,3	8,06	--	--	--	--	--
210	11,0	5,42	28,2	8,05	--	--	--	--	--
240	11,5	5,44	27,9	8,07	15,00	0,020	90	-10,2	1,761

Tabla A V.68 Filtración de agua residual con 1 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación Turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	10,0	5,15	0	8,23	2	21	1879
30	10,5	4,86	5,6	8,16	--	--	--
60	11,5	6,18	-20,0	8,07	7	42	1257
90	11,0	5,37	-4,3	8,14	--	--	--
120	11,0	6,06	-17,7	8,13	7	11	1266
180	11,0	5,10	1,0	8,17	8	47	1552
210	11,0	5,18	-0,6	8,16	--	--	--
240	5,9	5,33	-3,5	8,19	5	39	1501

Tabla A V.69 Filtración de agua residual con 1 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	16,0	6,46	0	7,73	15	25	1775
30	15,0	6,33	2,0	7,89	--	--	--
60	13,0	5,54	14,2	7,83	7	70	1573
90	14,5	5,40	16,4	7,88	--	--	--
120	13,5	11,70	-81,1	7,79	9	51	1624
150	16,5	11,00	-70,3	7,78	--	--	--
180	15,5	17,60	-172,4	7,56	13	31	1714
210	13,5	22,50	-248,3	7,63	--	--	--
240	13,0	20,90	-223,5	7,76	12	49	1604



Tabla A V.70 Filtración de agua residual con 1 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	11,0	13,20	0	8,11	171	-10,3	1753
30	13,3	5,57	57,8	8,24	69	-12,3	1339
60	36,5	7,04	46,7	8,20	--	--	--
90	49,3	5,54	58,0	8,21	62	-14,7	1410
120	50,2	5,85	55,7	8,22	--	--	--
150	77,0	7,09	46,3	8,25	112	-12,6	1815

Tabla A V.71 Filtración de agua residual con 1 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	10,5	19,10	0	8,18	35	137	-9,9	1805
30	14,2	7,39	61,3	8,23	--	--	--	--
60	23,5	6,80	64,4	8,25	20	57	-11,4	1529
90	34,5	6,06	68,3	8,25	--	--	--	--
120	46,0	6,23	67,4	8,25	15	18	-10,0	1481
150	59,0	5,75	69,9	8,26	--	--	--	--
180	68,7	5,99	68,6	8,26	14	--	--	--
210	77,0	6,48	72,2	8,12	--	--	--	--
240	131,0	6,20	73,4	8,09	--	47	-9,0	1665

Tabla A V.72 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	9,0	6,10	0	8,13	8	46	1892
30	6,8	8,82	-44,6	8,03	--	--	--
60	6,9	7,83	-28,4	8,06	11	35	1538
90	12,9	6,80	-11,5	8,08	--	--	--
120	24,6	5,59	8,4	8,05	5	24	1497
150	22,5	7,03	-15,2	8,07	--	--	--
180	22,0	7,83	-28,4	8,03	9	53	1538
210	17,6	6,08	0,3	8,05	--	--	--
240	19,8	7,23	-18,5	8,07	12	13	1617



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.73 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.

t(min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	10,0	8,90	0	7,95	5	4	1697
30	11,5	7,10	20,2	8,06	3	18	1549
90	53,0	1,72	80,7	8,04	1	--	1457
120	53,4	4,66	47,6	8,05	5	8	--
150	66,5	6,45	27,5	7,99	3	20	1504
180	91,9	2,42	72,8	7,95	2	3	754

Tabla A V.74 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	10,5	8,90	0	8,22	97	-12,7	2002
30	12,2	7,20	19,1	8,28	--	--	--
60	14,0	6,25	29,8	8,29	374	-15,5	1403
90	35,5	3,37	62,1	8,28	--	--	--
120	52,0	5,99	32,7	8,30	164	-12,7	1604
150	73,5	5,07	43,0	8,30	--	--	--
180	115,0	3,07	65,5	8,34	--	--	--
210	131,5	5,36	39,8	8,36	176	-14,6	1445

Tabla AV.75 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	12,0	19,90	0	8,18	41	68	-13,1	1841
30	103,5	3,60	81,9	8,22	14	52	-12,7	1492
60	159,0	5,33	73,2	8,22	15	3	-14,2	1659

Tabla AV.76 Filtración de agua residual con 5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	10,5	4,06	0	8,00	15	69	1978
30	17,0	3,98	2,0	7,97	10	58	1874
60	29,5	5,52	-36,0	7,93	20	57	1744
90	71,5	3,43	15,5	7,93	12	91	1678
120	143,0	1,56	61,6	7,92	13	55	1578
135	161,6	1,69	58,4	8,01	7	95	1608

**Tabla A V.77 Filtración de agua residual con 5 mg/l de KF69/H.**

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	11,5	7,27	0	7,93	8	100	1709
30	21,4	4,68	35,6	8,03	5	82	1547
60	143,0	3,51	51,7	8,00	3	61	1520
75	169,5	2,92	59,8	8,01	2	77	1505

Tabla A V.78 Filtración de agua residual con 5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	12,0	10,80	0	7,87	18	51	1699
30	18,0	5,68	47,4	7,98	10	54	1529
60	60,2	1,82	83,1	8,05	2	30	1477
90	78,8	1,72	84,1	8,00	2	38	1289
120	125,4	2,28	78,9	8,04	3	34	1279
150	133,6	2,25	79,2	8,02	5	46	1173

Tabla A V.79 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	12,0	9,33	0	7,97	35	0,360	91	1875
30	3,4	3,33	81,9	8,02	--	--	--	1528
60	10,9	2,50	86,4	8,00	10	--	26	1325
90	16,0	2,77	79,9	8,04	--	0,190	--	1566
120	7,0	2,44	82,3	8,08	12	--	29	--
150	16,5	2,42	82,5	7,93	--	0,170	--	1493
180	17,0	2,44	82,3	8,00	--	--	--	--
210	15,5	2,19	84,1	8,05	12	--	23	1290
240	13,5	4,10	70,3	8,05	--	--	--	1416
270	21,5	2,84	79,4	8,05	8	0,180	20	1414

Tabla A V.80 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	15,0	12,20	0	8,00	13	0,000	1853
60	21,0	2,44	80,0	7,88	5	0,020	1086
90	29,0	2,33	80,9	8,00	8	0,040	1568
120	25,9	3,07	74,8	8,01	3	0,040	1463
150	24,1	2,61	78,6	7,96	3	0,050	1218
180	37,2	2,89	76,3	8,01	7	0,030	1518
210	39,0	3,51	71,2	8,09	10	0,020	1620
240	75,5	2,96	75,7	8,01	8	0,020	1531



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.81 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	11,0	32,30	0	7,84	38	0,004	144	-12,2	1790
30	16,0	6,45	80,0	7,88	--	--	--	--	--
60	23,4	6,35	80,3	7,95	14	0,110	--	-12,3	1468
90	37,5	5,56	82,8	7,86	--	--	328	--	--
120	60,5	4,88	84,9	7,98	4	0,113	--	-12,0	1462
150	84,0	4,40	86,4	8,00	--	--	--	--	--
180	92,6	4,54	86,0	8,00	--	--	--	--	--
210	135,0	4,23	86,9	8,02	3	0,075	119	-10,8	1113

Tabla A V.82 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	12,0	7,04	0	8,22	12	0,160	32	1742
30	16,5	1,47	92,0	8,06	--	--	--	1492
60	13,0	1,22	93,4	8,08	13	--	76	1390
90	43,5	1,11	92,0	7,96	--	--	--	1350
120	47,5	0,97	92,9	7,97	13	0,080	90	1358
150	75,0	1,15	91,7	7,91	--	--	--	1459
180	75,0	1,28	90,7	7,96	33	0,100	63	1557
210	77,5	1,16	91,6	8,06	--	--	--	1545
240	88,0	0,89	93,5	8,01	7	--	53	1478
270	81,0	0,88	93,6	8,02	--	--	--	1468
300	69,5	1,08	92,2	7,95	7	0,070	70	1417

Tabla A V.83 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)
0	11,5	18,40	0	7,88	24	0.014	80
30	18,0	4,30	76,6	7,83	--	--	--
90	25,0	2,58	86,0	7,75	8	0.042	46
120	36,0	3,91	71,7	7,82	--	--	--
150	45,0	6,39	53,7	7,90	20	0.112	63
180	56,0	4,20	69,6	7,80	--	--	--
210	60,0	6,91	50,0	7,89	--	--	--
300	84,0	4,60	66,7	7,89	11	0.043	102



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.84 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	11,5	35,10	0	7,63	29	0,020	145	-13,3	1804
30	19,6	5,50	84,3	7,68	--	--	--	--	--
60	20,5	5,83	83,4	7,74	15	0,077	50	-11,0	1497
90	39,5	6,03	82,8	7,77	--	--	--	--	--
120	45,0	5,69	80,2	7,83	13	0,068	45	-10,0	1503
150	53,0	10,30	64,1	7,89	19	0,063	60	-0,5	1790

Tabla A V.85 Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	11,0	5,71	0	8,05	16	0.004	63	-13,3	1824
30	13,0	1,22	78,6	7,85	--	--	--	--	--
60	19,0	2,78	51,3	7,88	--	--	--	--	--
90	35,5	1,33	77,9	7,90	3	0.091	28	--	--
120	57,0	2,05	65,9	7,90	--	--	--	--	--
150	60,0	2,16	76,5	7,96	7	0.074	68	-13,7	1646
180	77,5	2,06	93,6	8,41	--	--	--	--	--
210	90,8	3,89	88,0	8,01	11	0.136	50	-11,3	1645

Tabla A V.86 Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	11,0	10,20	0	7,99	38	0,040	47	1954
30	56,7	2,21	88,0	7,86	8	0,070	23	1807
60	75,0	1,50	91,8	7,86	17	0,070	31	1793
90	126,0	1,64	88,1	7,87	15	0,110	38	1781
120	153,5	1,94	85,9	7,80	15	0,080	28	1745

Tabla A V.87 Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)
0	10,5	21,80	0	7,91	47	0,045	244
30	16,2	1,28	94,1	7,69	5	--	55
60	39,5	7,26	66,7	7,94	18	0,140	109
90	73,1	6,51	70,1	7,90	13	--	--
120	85,0	4,38	79,9	7,89	--	0,070	87
150	114,3	7,04	67,7	7,91	--	--	--
180*	120,0	15,30	29,8	7,87	58	0,150	115



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.88 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	11,0	8,50	0	7,86	19	0,580	64	1842
30	54,7	1,62	91,2	7,68	12	0,070	39	1612
60	84,5	0,87	95,3	7,63	12	0,043	32	1619
90	127,0	0,94	93,2	7,65	17	0,060	26	1632
104	137,5	1,05	92,4	7,68	17	0,044	29	1654

Tabla A V.89 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	13,3	11,10	0	7,95	19	0,035	65	-10,1	1738
30	15,0	4,40	60,4	7,95	--	--	--	--	--
60	19,0	5,09	54,1	7,99	--	0,218	--	--	--
90	22,3	5,10	54,1	7,96	13	--	33	-13,2	1617
120	29,5	5,11	54,0	7,97	--	--	--	--	--
150	41,5	4,66	53,9	7,97	8	--	10	-13,1	1548
180	43,0	4,51	55,3	8,01	--	0,199	--	--	--
210	50,7	4,07	59,7	7,99	--	--	--	--	--
240	51,0	4,80	49,8	8,06	--	0,222	--	--	--
270	60,0	4,89	48,8	8,12	13	--	15	-12,2	1533

Tabla A V.90 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	11,0	17,80	0	8,10	40	0,005	270	1962
30	13,8	7,71	56,7	8,08	--	--	--	--
60	14,2	10,4	41,6	8,09	25	0,100	80	1688
90	19,9	11,1	43,4	8,03	--	--	--	--
120	19,3	8,84	54,9	7,95	25	0,180	80	1665
150	22,8	8,81	55,0	7,93	--	--	--	--
180	28,7	9,83	49,85	7,92	--	--	--	--
210	30,7	11,4	37,36	8,01	28	0,090	104	1773
240	38,5	11,3	37,91	7,97	--	--	--	--
270	31,0	9,77	46,32	7,93	--	--	--	--
300	39,2	10,2	43,96	7,95	30	0,080	77	1683



Tabla A V.91 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	12,5	6,12	0	8,19	28	0,110	58	1699
30	27,0	1,21	93,4	7,94	18	0,070	44	1556
60	52,0	1,15	93,7	7,95	15	0,080	51	
90	75,0	1,27	90,8	7,96	10	0,080	49	1608
120	107,5	1,20	91,3	7,98	12	0,080	46	1601
150	132,0	0,88	93,6	7,95	12	0,060	47	
180	152,0	1,05	92,4	7,97	8	0,060	55	1595
210	178,0	1,13	91,8	7,92	7	0,05	53	1546

Tabla A V.92 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	12,5	8,19	0	8,05	15	0,025	100	0,6	1740
30	29,0	4,83	41,0	8,08	--	--	--	--	--
60	42,0	4,47	45,4	8,02	14	0,298	54	-13,9	1614
90	52,0	4,66	43,1	8,00	--	--	--	--	--
120	66,6	4,68	42,9	7,99	15	0,250	32	-10,4	1614
150	88,0	4,71	42,5	7,96	--	--	--	--	--
180	129,0	4,82	41,2	7,94	15	0,224	11	-12,2	1602

Tabla A V.93 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a.)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	9,5	29,70	0	7,94	23	0,006	107	1880
30	17,5	3,54	88,1	7,78	12	0,060	45	1313
60	22,0	6,07	79,6	7,90	10	0,090	61	1518
90	23,3	1,20	96,0	7,92	5	0,010	68	1272
120	35,0	0,89	97,1	7,65	2	0,010	33	740
150	114,0	3,98	86,6	7,70	8	0,050	56	1430
180	129,0	12,90	56,6	7,87	22	0,080	70	1744

**Tabla A V.94** Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	12	7,45	0	8,11	10	0,280	35	1742
30	37	1,25	93,2	7,77	2	--	36	1644
60	97,8	2,34	87,3	7,86	13	0,150	7	1597
90	101	0,86	93,7	7,68	3	--	17	1577
120	126	0,71	94,8	7,67	4	0,020	25	1570
150	158	0,24	98,3	7,61	5	--	8	1532
180	177	0,93	93,3	7,68	3	0,010	10	1529

Tabla A V.95 Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	11,5	10,10	0	7,78	48	0,017	107	1775
30	29,0	1,34	86,7	7,78	28	0,030	59	1458
60	58,0	0,94	90,7	7,79	17	0,040	35	1498
90	87,5	0,60	94,1	7,76	11	0,020	34	1416
120	135,8	0,99	90,2	7,89	12	0,050	40	1518

Tabla A V.96 Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	12,0	17,70	0	8,01	42	0,020	141	1956
30	31,5	3,79	78,6	7,93	--	--	--	--
60	46,2	3,63	79,5	7,90	12	0,010	69	1699
90	75,0	3,83	78,4	7,93	7	--	72	1663
120	121,0	2,71	84,7	7,80	5	0,010	69	1606
150	133,5	3,86	78,2	7,78	12	0,010	70	1678



V.4.3 Lecho filtrante de 20 cm de arena mezclada y 20 cm de antracita.

Tabla A V.97 Filtración de agua residual sin coagulante.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	6,0	3,05	0	8,20	4	0,015	50	-10,3	1937
30	5,5	3,40	-11,5	8,22	--	--	--	--	--
60	5,5	2,63	13,8	8,23	--	--	--	--	--
90	5,0	2,66	12,8	8,20	6	0,010	117	-11,4	1831
120	5,0	3,44	-12,8	8,05	--	--	--	--	--
150	5,0	3,53	-15,7	8,05	15	0,017	58	1,4	1862
180	5,0	3,53	-15,7	8,03	--	--	--	--	--
210	5,0	3,53	-15,7	8,04	5	--	--	--	--
240	5,0	3,54	-16,1	8,04	--	0,020	49	-10,6	1904

Tabla A V.98 Filtración de agua residual con 1 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	5,0	6,24	0	8,08	10	0,010	70	-11,2	1,938
30	4,7	6,13	1,8	8,11	--	--	--	--	--
60	5,0	5,07	18,7	8,13	--	--	--	--	--
90	5,0	4,85	22,3	8,11	9	0,010	--	-12,6	1,618
120	5,0	4,93	20,9	8,12	--	--	54	--	--
150	5,0	5,21	16,5	8,09	--	--	--	--	--
180	5,0	5,69	8,8	7,97	9	--	--	-9,7	1,594
210	5,0	5,51	11,7	8,13	--	--	--	--	--
240	5,0	5,50	11,9	8,15	--	--	49	--	--
270	5,0	5,50	11,9	8,13	11	0,030	--	-11,3	1,605
300	5,5	5,66	9,3	8,13	--	--	64	--	--

Tabla A V.99 Filtración de agua residual con 1 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	%Eliminación turbidez	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	9,0	7,67	0	7,91	8	13	1704
30	8,7	6,89	10,2	7,96	--	--	--
60	8,0	4,76	37,9	7,90	2	30	786
90	7,3	4,88	36,4	7,85	--	--	--
120	8,4	6,46	15,8	7,88	7	43	1360
150	8,0	6,36	17,1	7,92	--	--	--
210	8,1	6,32	17,6	7,90	10	37	1409
240	8,0	5,87	23,5	7,92	6	39	1408



Tabla A V.100 Filtración de agua residual con 1 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,0	9,16	0	7,91	17	125	1713
30	5,6	7,03	23,3	7,91	--	--	--
60	5,0	6,32	31,0	7,97	2	79	1267
90	4,8	5,12	44,1	7,79	--	--	--
120	7,5	6,15	32,9	7,92	7	96	1249
150	8,3	5,21	43,1	7,82	--	--	--
180	10,2	5,63	38,5	7,81	12	83	1189
210	13,5	6,08	33,6	7,85	--	--	--
270	17,0	6,23	31,9	7,87	7	94	1418

Tabla A V.101 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	7,7	4,44	0	8,17	5	63	-13,1	1716
30	8,0	6,48	-34,4	8,20	--	--	--	--
60	7,5	7,77	-61,2	8,21	--	71	--	--
90	7,0	7,78	-61,4	8,19	13	--	-15,5	1421
120	7,0	7,68	-59,3	8,09	--	70	--	--
150	7,0	7,63	-58,3	8,08	13	--	-16,8	1441
180	7,0	7,49	-55,4	8,05	11	56	-15,2	1348

Tabla A V.102 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	10,5	6,38	0	7,99	5	88	1709
30	10,0	6,65	-4,2	8,04	--	--	--
60	14,6	5,26	17,5	8,00	7	141	1440
90	7,4	6,61	-3,6	8,03	--	--	--
120	6,7	5,58	12,5	8,08	7	57	1343
150	10,2	5,72	10,3	8,02	--	--	--
180	15,2	6,20	2,8	8,01	7	80	1553
210	11,4	6,19	2,9	8,03	--	--	--
240	16,0	5,82	8,8	8,07	13	99	1446

**Tabla A V.103 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de KF69/H.**

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc ($\mu S/cm$) a 25°C
0	9,5	8,50	0	8,13	18	78	1954
30	8,5	8,84	-4,0	8,17	--	--	--
60	9,3	8,00	5,8	8,17	--	--	--
90	12,1	7,90	7,1	8,15	12	58	1682
120	13,2	7,47	12,1	8,17	22	56	1630
150	15,9	7,74	8,9	8,15	--	--	--
180	20,3	4,60	45,9	8,03	8	48	1556
210	19,0	7,02	17,4	8,06	--	--	--
240	37,0	6,98	17,9	8,03	20	56	1762

Tabla A V.104 Filtración de agua residual con 5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	7,5	6,94	0	7,84	7	85	1690
30	9,0	6,68	3,7	7,96	--	--	--
60	12,2	2,93	57,8	7,99	2	34	1420
90	31,7	2,52	63,6	7,82	--	--	--
120	43,2	2,66	61,7	7,82	3	27	1388
150	32,7	3,80	45,2	7,86	--	--	--
180	56,9	2,18	68,6	7,88	3	31	1525
210	38,6	5,72	17,6	7,86	--	--	--
240	38,3	6,07	12,5	7,85	6	54	1636

Tabla A V.105 Filtración de agua residual con 5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	7,5	7,15	0	7,89	8	65	1714
30	9,4	3,65	48,9	7,99	--	--	--
60	15,2	2,10	70,6	8,01	3	37	1418
90	17,7	3,41	52,3	8,05	--	--	--
120	31,2	2,64	63,1	8,04	--	--	--
150	28,8	3,23	54,8	8,01	13	172	1468
240	87,0	2,16	69,8	7,95	8	165	1226
270	120,5	1,34	81,3	7,95	--	--	--
300	122,0	2,21	69,1	7,93	5	74	1459



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.106 Filtración de agua residual con 5 mg/l de KF69/H.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	10,5	14,10	0	7,66	19	173	1706
30	22,0	7,09	49,7	7,85	9	58	1508
60	81,0	3,59	74,5	7,82	8	53	1362
90	95,0	1,10	92,2	7,87	4	54	1460
120	134,5	2,30	83,7	7,90	4	43	1319
150	145,2	1,57	91,9	7,93	3	42	1310

Tabla A V.107 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc (μS/cm) a 25°C
0	10,5	7,76	0	8,03	0,026	56	1798
30	10,5	3,37	56,6	8,08	0,040	53	1714
60	11,0	3,57	53,9	8,13	0,020	54	1724
90	17,0	3,22	58,5	8,11	0,020	58	1740
120	7,2	2,81	63,8	8,13	0,017	48	1600
150	12,6	2,84	63,4	8,06	0,020	48	1661
180	21,5	3,06	60,6	8,06	0,020	58	1736
210	26,5	3,16	59,3	7,98	0,010	54	1734

Tabla A V.108 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	10,5	12,20	0	7,84	43	0,160	42	1946
30	10,5	4,74	61,1	7,88	--	--	--	--
60	15,5	3,00	75,4	7,90	13	0,100	30	1677
90	24,5	2,93	75,9	7,97	--	--	--	--
120	15,5	2,78	77,2	7,96	25	0,120	36	1616
150	15,0	2,74	77,5	7,98	--	--	--	--
180	16,5	2,70	77,9	7,97	--	--	--	--
210	18,0	2,72	82,1	7,96	--	--	--	--
240	18,0	2,47	83,7	7,97	10	0,110	30	1652
270	23,7	2,66	82,5	7,91	18	0,140	30	1577



Tabla A V.109 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	9,0	7,42	0	8,01	14	0,016	66	-11,4	1741
30	14,0	5,20	29,9	8,04	--	--	--	--	--
60	15,0	4,16	43,9	8,04	--	--	--	--	--
90	18,2	4,07	45,1	8,02	12	0,150	34	-9,2	1586
120	21,0	3,88	47,7	8,06	--	--	75	--	--
150	26,6	3,82	44,9	8,06	20	0,150	--	-11,6	1589
180	36,0	3,81	45,0	8,05	--	--	--	--	--
210	45,0	4,03	41,8	8,08	--	--	--	--	--
240	52,0	4,20	39,4	8,12	13	0,160	57	-12,0	1586

Tabla A V.110 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	10,0	12,20	0	7,97	32	0,170	105	2010
30	14,8	5,05	58,6	7,98	--	--	--	--
60	31,6	3,26	73,3	7,89	18	0,140	50	1532
90	28,9	4,68	64,8	7,97	--	--	--	--
120	25,7	4,64	65,1	7,98	12	0,200	58	1754
150	28,5	6,78	49,0	8,06	--	--	--	--
180	44,0	3,61	72,9	7,95	10	0,150	85	1605
210	50,5	4,75	64,3	8,04	--	--	--	--
240	58,7	4,33	67,4	8,03	13	0,150	100	1695

Tabla A V.111 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)
0	6,3	24,20	0	8,11	26	0,008	134
30	11,5	1,44	94,1	7,70	--	--	--
60	19,5	4,46	81,6	7,93	--	--	--
90	34,0	4,99	79,4	8,03	15	0,181	59
120	31,5	3,85	73,3	8,02	--	--	--
150	27,0	5,35	62,8	8,07	11	0,108	75
180	47,2	3,56	75,3	8,02	--	--	--
210	50,7	2,67	81,5	7,98	--	--	--
240	58,5	3,50	75,7	7,99	4	0,047	80
270	75,6	3,88	73,1	8,00	--	--	--
300	95,0	4,31	70,1	8,04	--	--	--
330	102,0	4,30	70,1	8,01	--	--	--



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.112 Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,5	7,41	0	8,05	23	0,030	50	1714
30	31,5	2,30	68,9	7,43	3	0,060	28	1541
60	76,3	2,28	69,2	7,26	2	0,120	26	1488
90	106,5	3,52	52,5	7,33	10	0,510	57	1471
120	166,0	6,94	6,3	7,24	5	0,880	271	1429

Tabla A V.113 Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,0	12,30	0	8,08	35	0,046	120	2050
30	25,5	5,17	57,9	8,06	--	--	--	--
60	31,0	4,30	65,0	8,07	17	0,040	71	1818
90	27,0	4,29	65,1	8,09	--	--	--	--
120	42,5	2,35	80,9	7,99	10	0,010	49	1547
150	60,0	3,57	68,4	7,99	--	--	--	--
180	62,0	5,48	51,5	7,99	20	0,020	91	1649
210	112,0	6,07	46,3	7,79	--	--	--	--
240	147,0	8,20	27,4	7,80	75	0,100	123	1904

Tabla A V.114 Filtración de agua residual con 5 mg/l de PAC.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,0	12,80	0	8,01	14	0.008	84	-8,1	1968
30	10,0	9,05	29,3	8,04	--	--	--	--	--
60	16,0	5,04	60,6	8,03	--	--	--	--	--
90	46,0	3,48	72,8	8,02	3	0.090	58	-13,4	1593
120	51,5	4,30	66,4	8,05	--	--	--	--	--
150	75,0	4,71	63,2	8,06	10	0,200	52	-12,2	1657
180	80,0	3,91	69,4	8,05	--	--	--	--	--
210	82,0	6,31	55,9	8,08	--	--	--	--	--
240	100,0	6,84	52,2	8,12	19	0.331	66	-14,3	1625
270	145,0	6,81	52,4	8,11	--	--	--	--	--



Tabla A V.115 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	9,3	17,00	0	8,05	65	0,010	89	1956
30	12,0	8,06	52,6	7,99	23	--	--	--
60	16,6	7,01	58,7	8,03	--	0,080	86	1869
90	18,0	6,60	61,2	8,02	20	--	--	--
120	34,1	6,35	62,6	8,10	10	0,020	77	1831
150	39,8	7,01	58,8	7,99	18	--	--	--
180	43,5	6,70	60,6	8,02	10	0,070	69	1846

Tabla A V.116 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación Turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	10,0	21,70	0	7,94	55	0,030	189	1995
30	21,8	3,04	86,0	7,68	--	--	--	--
60	36,2	7,68	64,6	7,82	20	0,040	72	1738
90	29,8	9,15	57,8	7,93	--	--	--	--
120	31,0	10,00	53,9	7,87	30	0,020	76	1695
150	39,0	13,60	37,3	7,90	--	--	--	--
180	45,0	12,20	43,8	7,89	--	--	--	--
240	39,3	20,20	6,9	7,84	63	0,030	79	1618
270	59,0	14,00	35,5	7,93	--	--	--	--
300	61,0	14,20	34,6	7,94	35	0,020	94	1792

Tabla A V.117 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Al (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,5	6,10	0	8,13	8	0,017	110	-11,2	1899
30	16,0	1,39	77,2	7,93	--	--	--	--	--
60	34,0	1,37	77,5	7,89	--	--	79	--	--
90	33,0	2,15	64,7	7,96	12	0,270	--	-12,4	1621
120	39,0	1,81	68,9	7,96	--	--	111	--	--
150	49,0	2,01	65,5	7,99	--	0,200	--	-16,2	1463
180	61,0	1,81	68,9	7,97	11	0,440	58	-12,3	1594
210	120,0	2,01	65,5	7,79	37	--	--	-10,2	1571



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.118 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Zeta (mV)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,0	8,49	0	7,96	13	0,015	131	-11,5	1813
30	13,7	7,50	11,6	7,86	--	--	--	--	--
60	21,0	3,60	57,6	7,89	--	--	--	--	--
90	25,0	3,77	55,6	7,89	10	0,070	87	-12,4	1669
120	34,0	3,95	50,7	7,91	--	--	--	--	--
150	40,0	4,07	49,2	7,94	--	--	64	--	--
180	46,0	4,07	49,2	7,94	19	0,110	--	-13,7	1702
210	53,0	4,57	40,8	7,95	--	--	--	--	--
240	62,0	3,86	50,0	7,95	--	--	--	--	--
270	76,0	4,46	42,2	8,00	--	--	54	--	--
300	72,5	4,68	39,4	8,00	5	0,150	--	-10,3	1672

Tabla A V.119 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

T (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	13,0	10,70	0	8,11	15	0,030	65	1808
30	20,0	1,60	85,1	7,88	2	0,060	24	1352
60	29,0	2,98	72,2	8,03	12	0,130	80	1623
90	30,5	2,77	74,1	8,03	18	0,140	30	1623
120	44,0	0,95	91,1	7,93	2	0,030	30	1410
150	74,0	1,52	85,8	7,86	3	0,040	38	1448
180	58,5	2,33	78,2	8,01	8	0,070	46	1581
210	60,0	3,69	65,5	8,08	8	0,020	54	1782

Tabla A V.120 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,0	28,30	0	7,82	30	0,025	140	2020
30	11,0	6,82	75,9	7,85				
90	18,5	3,71	86,9	7,64	15	0,012	79	1980
120	17,7	4,93	82,6	7,92				
150	18,3	0,62	97,8	7,92	10	0,040	77	1975
180	28,5	1,78	93,7	7,62				
210	26,1	5,10	81,9	7,92	11	0,020	80	1982
240	28,9	6,02	78,7	7,92	14	0,035	83	1984

**Tabla A V.121** Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	10,0	9,50	0	7,89	27	0,015	140	1722
30	17,5	2,52	73,5	7,81	--	--	--	--
60	28,3	3,42	64,0	7,80	17	0,110	400	1517
90	30,6	2,57	72,9	7,84	--	--	--	--
120	43,0	2,53	73,4	7,86	--	--	--	--
180	69,0	2,30	75,8	7,77	11	0,060	128	1473
210	76,5	2,82	70,3	7,82	--	--	--	--
240	85,5	2,65	72,1	7,83	18	0,100	112	1521
270	90,2	2,40	73,3	7,86	--	--	--	--
300	96,7	2,54	71,7	7,77	18	0,100	431	1463

Tabla A V.122 Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	8,5	9,93	0	8,21	57	0,010	90	1930
30	16,7	1,56	84,3	7,95	--	--	--	--
60	23,3	3,07	69,1	7,88	17	0,060	65	1644
90	32,8	2,92	70,6	7,89	--	--	--	--
120	47,1	2,64	73,4	7,80	10	0,040	71	1621
150	45,2	5,86	40,9	7,92	17	0,080	82	1798
180	68,0	12,40	-24,9	7,77	--	--	--	--
210	85,5	9,15	7,9	7,93	42	0,150	95	1848

Tabla A V.123 Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	%Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. ($\mu S/cm$) a 25°C
0	9,5	13,30	0	8,11	11,67	0,080	93	1989
30	14,1	3,37	74,7	7,67	--	--	--	--
60	19,7	4,97	62,6	8,02	10	0,070	74	1730
90	26,3	6,30	52,6	8,01	--	--	--	--
120	30,5	7,21	56,8	8,01	18,33	0,200	92	1833
150	52,8	4,41	73,6	7,76	--	--	--	--
180	60,3	6,94	58,4	7,89	--	--	--	--
210	73,3	6,60	60,5	7,86	31,67	0,120	82	1743
240	81,2	11,00	34,1	7,87	--	--	--	--
270	86,0	17,10	-2,4	7,81	28,33	0,150	105	1696



Tabla A V.124 Filtración de agua residual con 5 mg/l de Flocumix.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	AI (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	8,5	25,20	0	7,68	11	0,0019	225	1777
30	12,5	16,90	32,9	7,76	--	--	--	--
60	21,5	7,00	72,2	7,65	2	0,0200	4	1724
90	34,0	2,10	91,7	7,47	--	--	--	--
120	44,5	6,60	73,8	7,66	2	0,0900	24	1641
150	53,0	8,19	67,5	7,67	--	--	--	--
180	59,5	6,57	73,9	7,58	4	0,0300	22	1602
210	59,0	8,07	68,0	7,65	--	--	--	--
240	73,0	10,20	59,5	7,65	3	0,0200	13	1631

Tabla A V.125 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocudex.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	DQO (mg/l)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	9,0	8,30	0	7,96	20	75	1951
30	8,5	6,52	21,5	7,99	--	--	--
60	9,5	6,80	18,1	7,94	18,33	67	1805
90	13,3	8,22	1,0	7,95	--	--	--
120	12,0	8,06	2,9	7,96	--	--	--
150	14,5	7,54	9,2	8,00	11,67	62	1699
180	16,0	5,53	33,4	7,97	--	--	--
210	22,7	4,41	46,9	7,97	10	48	1444
240	32,0	4,35	47,6	7,97	--	--	--
270	33,5	5,82	29,9	7,99	--	--	--
300	53,0	4,15	50,0	7,96	11,67	53	1486

V.5 EMPLEO DE PUMITA COMO LECHO FILTRANTE.

Tabla A V.126 Filtración de agua residual sin coagulante.

t (min)	ΔP (cm c.a)	T (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	4,0	8,34	0,0	8,1	6	0,0	75	0,0	1851
30	3,7	9,23	-10,7	8,1	11	-83,3	79	-5,3	1802
60	5,0	8,44	-1,2	8,2	--	--	--	--	--
90	10,0	8,99	-7,8	8,1	6	0,0	80	-6,7	1820
120	8,0	8,01	4,0	8,1	--	--	--	--	--
150	8,0	7,50	10,1	8,2	23	-283,3	76	-1,3	1811
180	7,5	7,10	14,9	8,2	--	--	--	--	--



Tabla A V.127 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC. Lecho:40 cm.

t (min)	ΔP (cm c.a)	To (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	7,0	3,93	0	7,6	7	0	48	0	1603
30	11,0	2,16	45,0	7,7	17	-142,9	32	33,3	1253
60	10,0	0,93	76,3	7,8	--	--	--	--	--
90	12,4	0,89	77,5	7,9	7	0	40	16,7	1317
120	10,4	0,86	78,0	7,9	--	--	--	--	--
150	26,5	0,46	88,2	7,9	2	71,4	30	37,5	728
180	41,0	1,06	73,0	7,7	--	--	--	--	--
210	50,0	1,14	71,0	7,7	1	85,7	40	16,7	1450
240	89,0	1,20	69,5	7,7	3	57,1	40	16,7	1499

Tabla A V.128 Filtración de agua residual con 1 mg/l de PAC. Lecho:40 cm.

t (min)	ΔP (cm c.a)	To (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	4,0	7,01	0,0	8,0	17	0,0	70	0,0	1766
30	4,7	4,22	39,8	8,1	29	-70,6	51	27,1	1606
60	5,2	3,55	49,4	8,1	--	--	--	--	--
90	6,0	3,40	51,5	8,0	2	88,2	47	32,9	1559
120	9,0	3,35	52,2	8,0	--	--	--	--	--
150	11,7	3,45	50,8	8,0	4	76,5	52	25,7	1633
180	12,0	3,32	52,6	8,0	--	--	--	--	--
210	15,3	3,20	54,4	8,0	4	76,5	48	31,4	1589
240	17,0	3,21	54,2	8,0	1	94,1	43	38,6	1578

Tabla A V.129 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC. Lecho:40 cm.

t (min)	ΔP (cm c.a)	To (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	3,5	8,59	0,0	8,2	11	0,0	45	0,0	1892
30	4,0	6,63	22,8	8,2	33	-200,0	47	-4,4	1671
60	4,0	6,03	29,8	8,2	--	--	--	--	--
90	4,3	6,05	29,6	8,2	72	-554,5	45	0,0	1640
120	5,0	5,81	32,4	8,2	--	--	--	--	--
150	5,8	5,77	32,8	8,2	29	-163,6	41	8,9	1610
180	6,3	5,78	32,7	8,2	--	--	--	--	--
210	7,0	6,15	28,4	8,2	17	-54,5	58	-28,9	1641
240	6,5	5,93	31,0	8,2	7	36,4	49	-8,9	1688



ANEXO V. FILTRACIÓN EN MEDIO GRANULAR

Tabla A V.130 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de PAC. Lecho:40 cm.

t (min)	ΔP (cm c.a)	To (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	% Elim MES	DQO (mg/l)	% Elim DQO	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	6,0	7,93	0,0	7,9	12	0,0	71	0,0	1761
30	8,0	7,22	9,0	8,0	274	-2183,3	45	36,6	1504
60	14,0	3,18	59,9	7,9	--	--	--	--	--
90	17,5	3,41	57,0	7,9	107	-791,7	42	40,8	1412
120	21,5	2,87	63,8	7,9	--	--	--	--	--
150	32,5	2,73	65,6	7,9	23	-91,7	46	35,2	1464
180	31,0	3,03	61,8	7,9	--	--	--	--	--
210	37,0	2,88	63,7	7,9	2	83,3	43	39,4	1447
240	44,0	2,96	62,7	7,9	2	83,3	46	35,2	1532

Tabla A V.131 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix. Lecho:40 cm.

t (min)	ΔP (cm c.a)	To (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	3,0	12,70	0,0	7,9	26	0,0	70	0,0	1969
30	6,5	3,46	72,8	7,7	8	69,2	34	51,4	1196
60	8,0	5,38	57,6	7,8	--	--	--	--	--
90	15,0	6,86	46,0	7,9	11	57,7	50	28,6	1597
120	14,0	7,34	42,2	7,9	--	--	--	--	--
150	13,5	6,95	45,3	7,9	13	50,0	69	1,4	1693
180	15,0	5,42	57,3	7,9	--	--	--	--	--
240	35,0	5,46	57,0	7,7	6	76,9	20	71,4	1054

Tabla A V.132 Filtración de agua residual con 1 mg/l de Flocumix. Lecho:40 cm.

t (min)	ΔP (cm c.a)	To (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	3,5	8,34	0,0	8,1	6	0,0	60	0,0	1885
30	5	6,9	17,3	8,1	131	-2083,3	44	26,7	1636
60	3,7	6,41	23,1	8,1	--	--	--	--	--
90	8,5	4,64	44,4	8,1	22	-266,7	38	36,7	1605
120	10	4,19	49,8	8,0	--	--	--	--	--
150	10	4,16	50,1	8,1	20	-233,3	40	33,3	1672
180	11	3,83	54,1	8,1	--	--	--	--	--
210	15,7	3,93	52,9	8,1	12	-100,0	32	46,7	1668
240	16,5	3,9	53,2	8,1	3	50,0	30	50,0	1672



Tabla A V.133 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix. Lecho:40 cm.

t (min)	ΔP (cm c.a)	To (NTU)	Eliminación Turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	4,0	10,70	0,0	8,0	13	0,0	53	0,0	1914
30	4,0	9,89	7,6	7,9	187	-1338,5	24	54,7	1469
60	8,5	6,57	38,6	7,9	--	--	--	--	--
90	10,0	6,85	36,0	8,0	12	7,7	45	15,1	1662
120	11,3	6,98	34,8	8,0	--	--	--	--	--
150	12,6	6,77	36,7	8,0	7	46,2	52	1,9	1679
180	14,5	6,36	40,6	8,0	--	--	--	--	--
210	17,5	6,45	39,7	8,0	9	30,8	50	5,7	1653
240	21,5	6,50	39,3	8,0	9	30,8	50	5,7	1671

Tabla A V.134 Filtración de agua residual con 2,5 mg/l de Flocumix. Lecho:40 cm.

t (min)	ΔP (cm c.a)	To (NTU)	Eliminación turbidez (%)	pH	MES (mg/l)	Eliminación MES (%)	DQO (mg/l)	Eliminación DQO (%)	Conduc. (μS/cm) a 25°C
0	4,5	6,77	0,0	8,0	19	0,0	69	0,0	1779
30	3,0	6,70	1,0	8,1	188	-889,5	62	10,1	1306
60	9,0	2,62	61,3	8,1	--	--	--	--	--
90	16,5	3,68	45,6	8,0	165	-768,4	47	31,9	1505
120	18,0	3,90	42,4	8,0	--	--	--	--	--
150	18,0	3,30	51,3	8,0	174	-815,8	50	27,5	1521
180	27,0	2,21	67,4	8,0	--	--	--	--	--
210	29,0	2,45	63,8	8,0	113	-494,7	37	46,4	1463
240	34,5	2,50	63,1	8,0	63	-231,6	47	31,9	1480



V.6 ESTUDIO DEL EFECTO DEL CAUDAL

Tabla A V.135 Filtración de agua residual con **lecho de 40 cm arena**. Efecto del caudal, concentración y tipo de coagulante.

Experimento	Tiempo	Eliminación	ΔP
	(min)	turbidez (%)	(cm c.a)
1	60	75,3	52,0
	90	72,7	75,0
	120	74,2	107,5
	150	81,1	132,0
2	60	44,9	52,0
	90	29,7	58,0
	120	35,1	64,5
	150	30,0	72,5
3	60	21,2	44,5
	90	27,4	48,0,
	120	25,4	54,0
	150	26,7	54,0
4	60	28,9	44,5
	90	27,37	48,0
	120	25,4	54,0
	150	26,65	54,0

Tabla A V.136 Filtración de agua residual con **lecho de 20 cm arena-20 cm antracita**. Efecto del caudal, concentración y tipo de coagulante.

Experimento	Tiempo	Eliminación	ΔP
	(min)	Turbidez (%)	(cm c.a)
1	30	77,2	16,0
	60	77,5	34,0
	90	64,8	33,0
	120	70,3	39,0
	150	67,1	49,0
2	30	34,4	36,5
	60	32,5	32,5
	90	36,4	34,5
	120	35,7	38,5
	150	40,0	51,0
3	30	20,1	23,5
	60	26,0	22,5
	90	6,6	24,5
	120	17,1	24,5
	150	22,8	28,0
4	30	20,1	23,5
	60	26,0	22,5
	90	6,7	24,5
	120	17,1	24,5
	150	22,8	28,0



V.7 COMPROBACIÓN DE ECUACIONES TEÓRICAS DE PÉRDIDA DE CARGA INICIAL.

Utilizando las Ecuaciones de Carmen Koceny y la ec. Rose descritas en la Tabla 3.7 del Capítulo 3, se obtienen los resultados de las Tablas A.V.138 hasta V. para cada altura y tipo de lecho a utilizar.

Tabla A V.137 Arena con diferentes granulometrías. Pérdidas de carga a lecho limpio utilizando la **Ec. de Carmen Koceny**.

dp (mm)	Pérdida de carga lecho limpio hs (cm c.a)
0,8	29,19
1,4-1,6	7,59
1,8-2,0	3,48
2,0-2,24	2,54

Tabla A V.138 Arena con diferentes granulometrías. Pérdidas de carga a lecho limpio utilizando la **Ec. de Rose**.

dp (mm)	Pérdida de carga lecho limpio hs(cm c.a)
0,8	48,75
1,4-1,6	12,88
1,8-2,0	5,70
2,0-2,24	4,13

Tabla A V.139 Arena mezclada: 20 y 40 cm. Pérdidas de carga a lecho limpio utilizando la **Ec. de Carmen Koceny**.

Dp	p	Nr	f	f*p/dg
0	0,05	0		
0,0008	0,03	1,30	73,41	5505,82
0,001	0,02	1,62	59,08	1312,86
0,0011	0,15	1,78	53,87	7695,29
0,0013	0,14	2,11	45,85	5349,06
0,0014	0,21	2,27	42,70	6642,09
0,0016	0,14	2,60	37,58	3507,51
0,0018	0,1	2,92	33,60	1976,43
0,002	0,07	3,24	30,41	1120,53
0,0022	0,04	3,57	27,81	529,69
0,0025	0,04	4,06	24,68	420,11
				hs(cm):
				40 cm arena: 10,6
				20 cm arena: 5,31



Tabla A V.140 Arena mezclada: 20 y 40 cm. Pérdidas de carga a lecho limpio utilizando la *Ec. de Rose*.

dp	p	Nr	Cd	Cd*p/dg
0	0,05	0		
0,0008	0,03	1,30	21,47	1609,99
0,001	0,02	1,62	17,49	388,67
0,0011	0,15	1,78	16,04	2290,77
0,0013	0,14	2,11	13,79	1608,39
0,0014	0,21	2,27	12,90	2006,39
0,0016	0,14	2,60	11,45	1068,54
0,0018	0,1	2,92	10,31	606,75
0,002	0,07	3,24	9,40	346,42
0,0022	0,04	3,57	8,65	164,82
0,0025	0,04	4,06	7,75	131,87
hs(cm):				
40 cm arena:				14,43
20 cm arena:				7,21

Tabla A V.141 Antracita:20 cm. Pérdidas de carga a lecho limpio utilizando la *Ec. de Carmen Koceny*.

dp	p	Nr	f	f*p/dg
0	0,003	0		
0,001	0,006	1,62	52,61	599,71
0,00125	0,011	2,03	42,44	422,46
0,0014	0,064	2,27	38,08	1844,88
0,0016	0,186	2,60	33,54	4147,17
0,0018	0,127	2,92	30,00	2253,79
0,002	0,261	3,24	27,18	3730,55
0,0022	0,206	3,57	24,87	2434,54
0,0025	0,1364	4,06	22,10	1282,30
	0,9999			16715,41
hs(cm):				
20cm antracita:				2,61
20 cm arena+				
20cm antracita:				7,91



Tabla A V.142 Antracita:20 cm. Pérdidas de carga a lecho limpio utilizando la **Ec. de Rose**.

dp	p	Nr	Cd	Cd*p/dg
0	0,0028	0		
0,001	0,0057	1,62	17,49	199,39
0,00125	0,0112	2,03	14,28	142,189
0,0014	0,0642	2,27	12,90	624,95
0,0016	0,1855	2,60	11,45	1415,82
0,0018	0,1277	2,92	10,32	774,82
0,002	0,2608	3,24	9,40	1290,66
0,0022	0,2056	3,57	8,65	847,15
0,0025	0,1364	4,06	7,75	449,69
	0,9999			5744,66
hs(cm):				
20cm antracita:				2,06
20 cm arena+				9,28
20cm antracita:				