

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE - FACULTAD DE
HUMANIDADES**



**PLANIFICACION DEL USO DEL AGUA DEL RIO
NEUQUEN, MEDIANTE LA APLICACIÓN DE UN
MODELO MATEMATICO
COMBINADO DE CALIDAD DE AGUA.
(Tramo Dique Ballester-Confluencia)**

GABRIELA M. POLLA

**PLANIFICACION DEL USO DEL AGUA DEL RIO
NEUQUEN, MEDIANTE LA APLICACIÓN DE UN
MODELO MATEMATICO
COMBINADO DE CALIDAD DE AGUA.
(Tramo Dique Ballester-Confluencia)**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE
Maestría en Planificación y Manejo de Cuencas
Hidrográficas.**

GABRIELA M. POLLA



Neuquén, 2002

**Director: Dr. Federico Horne
Co-Directora: M. Sc. Cecilia Dufilho**

A mis Padres, por respetar mi libertad.....

AGRADECIMIENTOS

A los Profesores Federico Horne y Cecilia Dufilho por sus enseñanzas, aportes e ideas.

A Prefectura Naval Argentina - Subprefectura del Comahue por colaborar con la embarcación y el timonel para realizar las campañas de medición sobre el río Neuquén.

A los alumnos de la Facultad de Ciencias Agrarias por su colaboración en las campañas de muestreo.

A mis amigos por el apoyo y el aliento permanente.

A Daniel, por su paciencia y comprensión. A Victoria y Lautaro.....

INDICE

| | | |
|--|--|----|
| Indice | | i |
| | | |
| Capítulo 1: Presentación | | |
| 1.1. Introducción | | 1 |
| 1.2. Objetivos | | 2 |
| 1.3. Materiales y Métodos | | 2 |
| 1.4. Resultados esperados | | 4 |
| 1.5. Contenido de la tesis | | 5 |
| | | |
| Capítulo 2: Procesos de transporte. Reacciones químicas y biológicas de constituyentes. | | |
| 2.1. Procesos de transporte | | 7 |
| 2.1.1. Advección | | 7 |
| 2.1.2. Dispersión | | 8 |
| 2.1.2.1. Estimación de coeficientes de dispersión | | 12 |
| 2.1.3. Otros procesos | | 14 |
| 2.1.3.1. Difusión molecular | | 14 |
| 2.1.3.2. Difusión turbulenta | | 15 |
| 2.2. Reacciones químicas y biológicas de constituyentes. | | 16 |
| 2.2.1. Expresiones matemáticas utilizadas para representar los procesos | | 17 |
| 2.2.2. Cinética de reacciones. | | 18 |
| 2.2.2.1. Oxígeno disuelto. | | 18 |
| 2.2.2.2. Demanda bioquímica carbonácea y nitrogenada. | | 19 |
| 2.2.2.3. Demanda de Oxígeno de sedimentos del curso de agua. | | 21 |
| 2.2.2.4. Consumo de oxígeno para producción y respiración de plantas acuática | | 22 |
| 2.2.2.5. Reaireación atmosférica. | | 25 |
| 2.2.3. Ecuación Streether-Phelps. | | 26 |
| 2.2.4. Otros constituyentes. | | 27 |
| 2.2.4.1. Microorganismos. | | 27 |
| 2.2.4.2. Fósforo. | | 28 |
| 2.2.4.3. Temperatura. | | 29 |
| 2.2.5. Revisión bibliográfica de algunos de los parámetros más importantes | | 30 |
| 2.2.5.1. Coeficiente de reaireación atmosférica. | | 30 |
| 2.2.5.2. Coeficiente de desoxigenación carbonácea. | | 33 |
| 2.2.5.3. Consumo béntico de oxígeno e índice de pérdida de DBO por sedimentación. | | 34 |
| | | |
| Capítulo 3: Modelos matemáticos de calidad de agua. | | |
| 3.1. Antecedentes | | 36 |
| 3.2. Modelo utilizado | | 37 |
| 3.2.1. Historia del QUAL2E | | 38 |
| 3.2.2. Principios básicos | | 39 |
| 3.2.2.1. Módulo Conceptual | | 40 |
| 3.2.2.2. Ecuación de balance de masas | | 40 |
| 3.2.3. Método numérico aplicado por el modelo QUAL2E | | 41 |
| 3.2.3.1. Aproximación del término advectivo | | 42 |

| | |
|---|----|
| 3.2.3.2. Aproximación del término dispersivo. | 43 |
| 3.2.3.3. Ecuación advección - dispersión | 43 |
| 3.2.3.4. Dispersión numérica. | 44 |
| 3.2.4. Expresiones utilizadas por el modelo para representar reacciones e interrelaciones entre constituyentes. | 45 |
| 3.2.4.1. Clorofila a. | 45 |
| 3.2.4.2. Ciclo del Nitrógeno. | 45 |
| 3.2.4.2.1. Nitrógeno orgánico. | 46 |
| 3.2.4.2.2. Nitrógeno como amonio. | 46 |
| 3.2.4.2.3. Nitrógeno como nitrito. | 46 |
| 3.2.4.2.4. Nitrógeno como nitrato. | 46 |
| 3.2.4.3. Ciclo del fósforo. | 47 |
| 3.2.4.3.1. Fósforo orgánico. | 48 |
| 3.2.4.3.2. Fósforo inorgánico. | 48 |
| 3.2.4.4. DBO carbonácea. | 48 |
| 3.2.4.5. Oxígeno disuelto. | 49 |
| 3.2.4.6. Coliformes. | 49 |
| Capítulo 4: Modelo de optimización | |
| 4.1. Antecedentes. | 52 |
| 4.2. Técnicas de optimización. | 52 |
| 4.2.1. Programación lineal. | 53 |
| 4.2.2. Programación entera. | 53 |
| 4.2.3. Programación no lineal. | 53 |
| 4.2.4. Programación dinámica. | 53 |
| 4.3. Programación lineal. | 54 |
| 4.3.1. Resolución analítica. | 55 |
| 4.3.2. Resolución gráfica. | 55 |
| 4.3.3. Análisis dual en el modelo de programación lineal. | 57 |
| Capítulo 5: Modelo simulación-optimización | |
| 5.1. Modelo de simulación. | 60 |
| 5.2. Modelo de optimización. | 61 |
| 5.2.1. Determinación de la función objetivo. | 63 |
| 5.2.2. Restricciones. | 66 |
| 5.2.3. Usos analizados. | 68 |
| 5.3. Resolución del modelo de simulación-optimización. | 70 |
| 5.4. Ventajas y desventajas del esquema simulación-optimización. | 70 |
| Capítulo 6: Aplicación a un tramo del río Neuquén | |
| 6.1. Descripción del área de estudio | 71 |
| 6.1.1. Regulación del régimen fluvial | 72 |
| 6.2. Desarrollo de actividades | 73 |
| 6.2.1. Medición de componentes de calidad | 73 |
| 6.2.1.1. Análisis de datos. | 79 |
| 6.2.2. Modelo de simulación | 85 |
| 6.2.2.1. Determinación de los parámetros hidrodinámicos y calibración. | 85 |
| 6.2.2.2. Simulación de diferentes alternativas | 93 |
| 6.2.2.2.1. Estado actual | 93 |

| | <i>Indice</i> |
|--|---------------|
| 6.2.2.2. Estado futuro (proyección 50 años –urbano e industrial) Caudales 30 y 350 m ³ /s. | 96 |
| 6.2.2.2.3. Estado futuro (proyección 50 años –urbano) Caudales 30 y 350 m ³ /s. | 98 |
| 6.2.3. Modelo de Optimización | 99 |
| 6.2.3.1. Función objetivo | 100 |
| 6.2.3.2. Restricciones | 101 |
| 6.2.3.3. Usos | 102 |
| 6.2.3.4. Aplicación del modelo de optimización | 105 |
| 6.3. Resultados y discusión | 107 |
| Capítulo 7: Conclusiones | 110 |
| Referencias Bibliográficas | 111 |
| Anexos | |

SIMBOLOS

A: sección transversal de la corriente, (L^2).

A_a : concentración de biomasa de algas, (M/L^3).

A_B : área del fondo que aporta, (L^2)

a_{op} : relación entre los mg de OD/ μg de clorofila A, (adimensional).

B: ancho medio, (L).

$b_{i,j}$: coeficiente de transferencia (indica la mejora en la concentración de DBO en el sitio j por unidad de líquido removido en i).

C: concentración media, (M/L^3).

c_h : concentración promediada verticalmente, (M/L^3).

$C_{i,i+1}$: concentración aguas abajo de la interface, (M/L^3).

c_i : coeficiente que indica costo de la construcción y operación de la planta de tratamiento de líquidos en función del porcentaje de agua tratado en el sitio i, (u\$s).

C_i : concentración saliente al volumen de control, (M/L^3).

C_{i-1} : concentración entrante al volumen de control, (M/L^3).

$C_{i-1,i}$: concentración aguas arriba de la interface, (M/L^3).

c'_h : desvío de c_h en cualquier punto de la columna de agua, (M/L^3).

Cl a: concentración de clorofila a, (M/L^3).

C_{ox} : concentración de oxígeno disuelto en agua, (M/L^3).

C_{oxs} : concentración de oxígeno de saturación, (M/L^3).

C_x : concentración media en la dirección longitudinal, (M/L^3).

d: coeficiente de difusión molecular, (L^2/T).

D: deficit de oxígeno, (M/L^3).

D_0 : deficit de oxígeno inicial, (M/L^3).

DBO_i^{max} : nivel máximo de DBO permitido en el sitio i, (M/L^3).

DBO_j^{max} : nivel máximo de DBO permitido en el sitio j, (M/L^3).

$d_{i,j}$: coeficiente de transferencia (indica la mejora en la concentración del déficit del oxígeno en el sitio j por unidad de líquido removido en i).

D_L : difusión de oxígeno a 20 ° C, (L^2/T).

d_x, d_y, d_z : coeficientes de difusión molecular en la dirección x, y, z, (L^2/T)

$D_{xx}^d, D_{xy}^d, D_{yx}^d, D_{yy}^d$: coeficientes de dispersión de corte en la dirección xx, xy, yx e yy, (L^2/T).

E: coeficiente de dispersión, (L^2/T).

e: base e de los logaritmos neperianos.

E_x : coeficiente de dispersión longitudinal, (L^2/T).

E_x : coeficiente de dispersión en dirección x, (L^2/T).

E_{xx} : coeficiente de dispersión en la dirección xx, (L^2/T).

E_{xy} : coeficiente de dispersión en la dirección xy, (L^2/T).

E_y : coeficiente de dispersión lateral, (L^2/T).

E_{yx} : coeficiente de dispersión en la dirección yx, (L^2/T).

E_{yy} : coeficiente de dispersión en la dirección yy, (L^2/T).

E_z : coeficiente de dispersión vertical, (L^2/T).

F: reactante, (M/L^3).

f: factor de fricción de Darcy-Weisbach.

F: Número de Froude, (adimensional).

F_0 : concentración inicial de reactante, (M/L^3).

F_1 : fracción de consumo de nitrógeno por las algas, del amonio existente, (adimensional).

$G(I_a)$: factor de atenuación sobre la profundidad (adimensional)

G_{max} : máxima tasa de crecimiento de fitoplancton, ($1/T$).

h: profundidad media, (L).

I_a : radiación solar promedio durante el día, (E/T).

I_s : radiación para crecimiento de fitoplancton a una velocidad máxima, (E/T).

J: tasa de descarga de masas, (M/T).

K: coeficiente de reacción o decaimiento de primer orden, (T^{-1})

k: coeficiente de Von-Karman

K_{11} : coeficiente de pérdida total de nitrógeno orgánico debido a la sedimentación de la forma particulada e hidrólisis y descomposición bacteriana a amoníaco, ($1/T$).

K_{12} : tasa de formación de amoníaco debida a la descomposición de nitrógeno orgánico, ($1/T$).

K_{22} : coeficiente de pérdida total de amoníaco debido a la asimilación por las plantas acuáticas y oxidación a nitrito/nitrato, ($1/T$).

K_{23} : tasa de formación de nitrito/nitrato debido a la oxidación de amoníaco, ($1/T$).

K_{33} : coeficiente de pérdida total de nitrito/nitrato debido a la asimilación por plantas acuáticas o a través de la desnitrificación, ($1/T$).

K_4 : constante de sedimentación de demanda de oxígeno, (M/L^2T).

K_5 : índice de muerte de coliformes, ($1/T$).

K_a : coeficiente de reaireación, ($1/T$).

K_d : tasa de deoxigenación de CBOD, ($1/T$).

K_{disp} : coeficiente de dispersión, ($1/T$).

K_e : coeficiente de extinción, ($1/L$).

K_i : valor del coeficiente a la temperatura medida, $(1/T)$.
 $K_{i,20}$: valor del coeficiente determinado a 20°C , $(1/T)$.
 K_n : tasa de deoxigenación de NBOD, $(1/T)$.
 K_o : índice de consumo béntico de oxígeno, $(1/T)$.
 K_r : tasa de pérdida de CBOD total $(K_s + K_d)$, $(1/T)$.
 K_s : pérdida de CBOD por sedimentación, $(1/T)$.
 L : concentración final de CBOD, (M/L^3) .
 L_0 : concentración inicial de CBOD en $x=0$, (M/V) .
 L_b : concentración de DBO producida por aportes no puntuales, (M/L^3) .
 M : concentración de coliformes, (M/L^3) .
 M_0 : concentración inicial en el tiempo cero, (M/L^3) .
 M_a : masa, (M) .
 N : concentración de DBO nitrogenado, (M/L^3) .
 N_0 : concentración inicial de NBOD, (M/L^3) .
 N_1 : nitrógeno orgánico, (M/L^3) .
 N_2 : amoníaco, (M/L^3) .
 N_3 : nitrito, (M/L^3) .
 N_4 : nitrato, (M/L^3) .
 N_5 : concentración de nitrógeno como amonio, (M/L^3) .
 OD_j^S : oxígeno de saturación en función de la temperatura y presión del agua en el sitio j , (M/L^3) .
 OD_j^{min} : concentración de oxígeno disuelto mínimo requerido en el sitio j , (M/L^3) .
 P : velocidad de transferencia debido a la difusión molecular, (L/T) .
 P_1 : concentración de fósforo orgánico, (M/L^3) .
 P_2 : concentración de fósforo inorgánico, (M/L^3) .
 p_a : producción fotosintética bruta promedio de oxígeno disuelto = función de la biomasa autótrofa, $(\text{M/L}^3\text{T})$.
 P_e : clorofila del fitoplancton, (M/L^3) .
 P_N : factor de preferencia por el amonio, (adimensional).
 P_o : fotosíntesis, (M/L^3) .
 P_t : pendiente, (adimensional).
 Q : caudal de la corriente, (L^3/T) .
 $Q_{i,i+1}$: caudal aguas abajo de la interface, (L^3/T) .
 Q_i : caudal saliente del volumen de control, (L^3/T) .
 $Q_{i-1,i}$: concentración aguas arriba de la interface, (L^3/T) .

Q_{i-1} : caudal entrante al volumen de control, (L^3/T).
 Q_x : caudal difusivo de la corriente en la dirección longitudinal, (L^3/T).
 Q_y : caudal difusivo de la corriente en la dirección transversal, (L^3/T).
 Q_z : caudal difusivo de la corriente en la dirección vertical, (L^3/T).
 R : reacciones, (M/L^3).
 R_e : respiración promedio, ($M/L^3 T$).
 S : demanda de oxígeno del sedimento, ($M/L^2 T$).
 S'_B : demanda de oxígeno total extraída, ($M/L^2 T$).
 S_B : demanda de oxígeno extraída del fondo por metro cuadrado de superficie, ($M/L^2 T$).
 S_i : aportes o derivaciones puntuales externas, (M/L^3).
 T : temperatura
 t : tiempo, (T).
 u^* : velocidad de corte, (L/T).
 u : velocidad media de la corriente en la dirección x, (L/T).
 u_h y v_h : velocidades promediadas verticalmente en la dirección x e y respectivamente, (L/T).
 u'_h, v'_h : desvío de u_h y v_h en cualquier punto de la columna de agua, (L/T)
 $\overline{u'c'}$: fluctuaciones turbulentas medias en la dirección x.
 $\overline{u}, \overline{v}, \overline{w}$: valor medio temporal en la dirección x,y,z, (L/T).
 $\overline{v'c'}$: fluctuaciones turbulentas medias en la dirección y.
 v : velocidad media de la corriente en la dirección y, (L/T).
 V : volumen, (L^3).
 V_o : volumen de la columna de agua superior, (L^3).
 $\overline{w'c'}$: fluctuaciones turbulentas medias en la dirección z.
 w : velocidad media de la corriente en la dirección z, (L/T).
 w_i : masa total de DBO producida en el sitio i por unidad de tiempo (MT^{-1}).
 x : dirección longitudinal, (L).
 x_i : porcentaje de líquido de desecho tratado en el sitio i, (%)
 DBO_i^{max} y: dirección transversal, (L).
 Z : profundidad vertical, (L).
 z : dirección vertical, (L).
 $\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yx}, \varepsilon_{yy}$: coeficientes de difusión turbulenta en la dirección xx,xy,yx e yy, (L^2/T).
 ε : coeficiente de difusión turbulenta, (L^2/T).
 μ : índice de crecimiento de algas, ($1/T$)

ρ : tasa de respiración local, función de la temperatura, (1/T).
 φ : coeficiente de corrección fórmula de Arrhenius (adimensional).
 α : coeficiente de peso aguas arriba del segmento, (adimensional).
 θ : coeficiente de proporcionalidad, ecuación de dispersión lateral.
 β : coeficiente de peso aguas abajo del segmento, (adimensional).
 α_0 : factor de conversión, (adimensional).
 β_1 : coeficiente de oxidación biológica de amonio, (1/T).
 α_1 : fracción de biomasa algal que es nitrógeno, (adimensional).
 σ_1 : tasa de sedimentación local de algas, (1/T).
 β_2 : coeficiente de oxidación de nitrito, (1/T).
 α_2 : contenido de fósforo orgánico de las algas, (adimensional).
 σ_2 : constante de aportación béntica de fósforo disuelto, (M/L²T).
 β_3 : constante para la hidrólisis del NO a amonio, (1/T).
 σ_3 : constante de fuente béntica de amonio, (M/L²T).
 α_3 : tasa de producción de oxígeno por unidad de fotosíntesis algal, (adimensional).
 σ_4 : coeficiente de sedimentación de NO, (1/T).
 β_4 : constante de disminución de fósforo orgánico, (1/T).
 α_4 : índice de consumo de oxígeno por unidad de alga respirando, (adimensional).
 α_5 : índice de consumo de oxígeno por unidad de oxidación de amonio, (adimensional).
 σ_5 : constante de sedimentación de fósforo orgánico, (1/T).
 α_6 : índice de consumo de oxígeno por unidad de oxidación de nitritos, (adimensional).
 $\partial C/\partial x, \partial C/\partial y, \partial C/\partial z$: gradientes de la concentración, (M/L⁴).
 β_0 : constante de proporcionalidad = $0.5 u^*/u$
 Δt : intervalo de tiempo, (T).
 Δx : distancia incremental en la dirección x, (L).
 $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$: coeficiente de difusión turbulenta en la dirección x,y,z, (L²/T)

CAPITULO 1

PRESENTACION

1.1 INTRODUCCION

El constante aumento de las demandas de agua en cantidad y calidad, así también como su distribución apropiada en tiempo y espacio, ha exigido que los planificadores formulen planes más amplios y ambiciosos referidos al manejo de los recursos hídricos.

Esto implica seleccionar herramientas que permitan analizar diferentes situaciones para luego evaluar, para cada problemática estudiada, una serie de alternativas que incluyan aspectos económicos, sociales, ambientales, legales y políticos, para posteriormente seleccionar aquella o aquellas que cumpla con los objetivos planteados.

La pregunta sería que sistema metodológico puede ayudar a definir y evaluar detalladamente las alternativas que representen y combinen diferentes grupos conflictivos, para finalmente seleccionar aquella que se considere “óptima”.

Una de las metodologías utilizadas en la actualidad es la programación matemática; dicha técnica puede ser puesta en práctica a partir de la utilización de los modelos matemáticos.

Helweg (1992) los define como simplificaciones físicas o matemáticas de los sistemas reales que tienen la particularidad de facilitar el diseño de planes y proyectos referidos a los recursos hidráulicos.

Las interacciones e interdependencias de los diferentes procesos que se producen en el sistema son tan complejas y tan difíciles de analizar simultáneamente, que sólo los modelos matemáticos pueden representar esto de manera apropiada.

Otra de sus ventajas más significativas es simular diferentes situaciones (escenarios), permitiendo al planificador evaluar y pronosticar con bastante rapidez las consecuencias producidas en cada caso, así como también identificar aquellas variables que puedan influir significativamente sobre el sistema.

Si se traslada esta problemática al Alto Valle de Río Negro y Neuquén (AVRN y N), con dos grandes cursos de agua como son los ríos Neuquén y Limay, es prioritario entonces desarrollar un esquema metodológico que incluya no solo el diagnóstico de las condiciones actuales sino también una propuesta de planificación que, sin eliminar las principales actividades productivas y de expansión urbana, seleccione alternativas de desarrollo que preserven la calidad del recurso hídrico.

Hasta el presente, los organismos encargados del monitoreo y planificación de los

recursos hídricos analizan los datos relevados de calidad de agua, por comparación con estándares o valores guías.

No se ha logrado aún realizar un trabajo que incluya a todos los Organismos involucrados en el tema y en el que se defina cuales son los aspectos prioritarios a atacar a corto, mediano y largo plazo.

En el presente trabajo se abordarán tanto aspectos teóricos como aplicaciones prácticas. Los aspectos teóricos incluyen el estudio de los principales procesos de transporte de sustancia que se producen en un río, así también como las diferentes reacciones químicas y biológicas. La aplicación práctica se realizará sobre un tramo del río Neuquén comprendido entre el Dique Ballester y el canal de los Milicos.

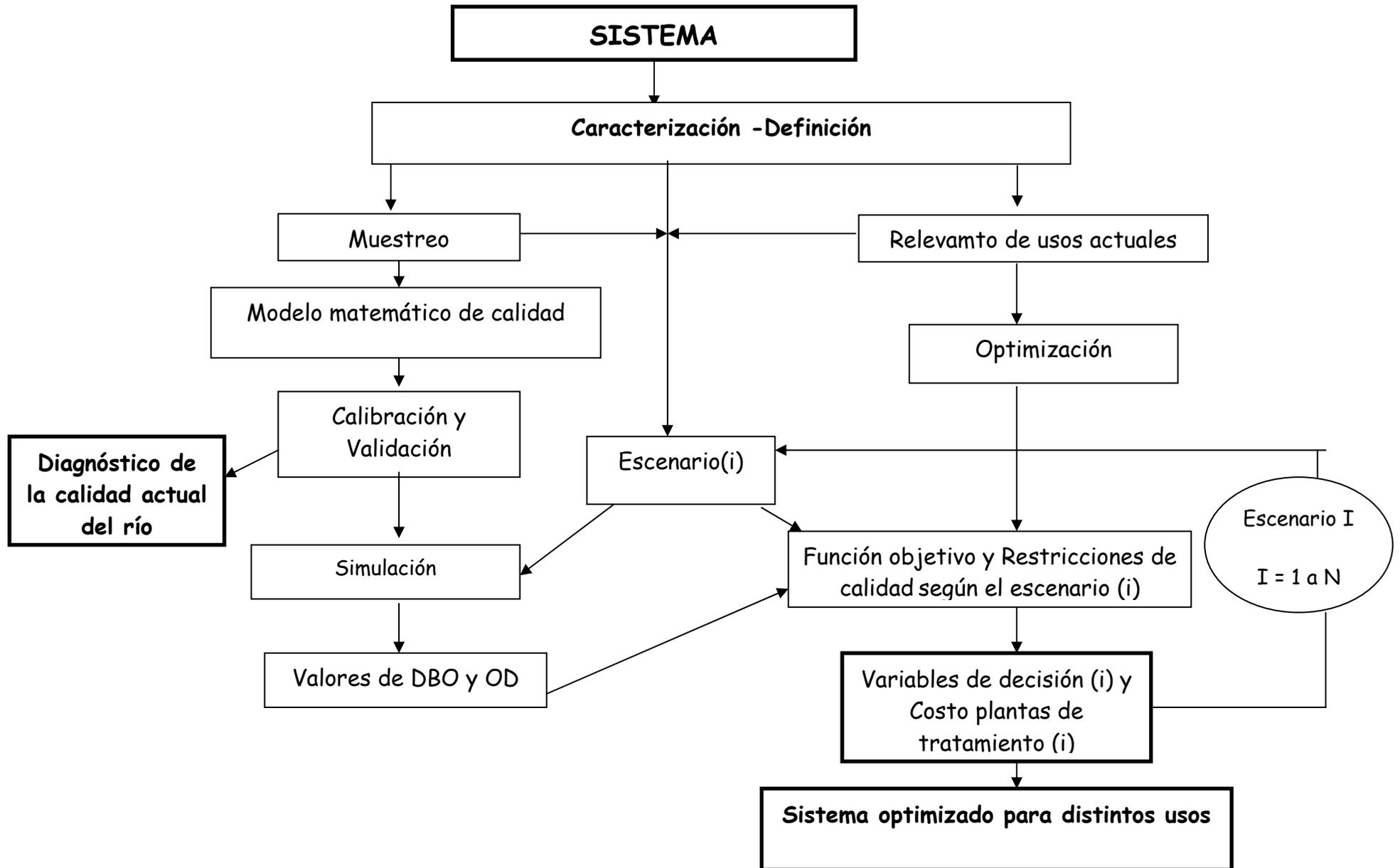
1.2 OBJETIVOS

Los principales objetivos que se esperan lograr de éste trabajo son:

1. Planificar a nivel regional, el manejo sustentable de un tramo del río Neuquén, en relación a las actividades industriales y urbanas, a partir de la aplicación combinada de modelos de simulación y optimización.
2. Introducirse en el conocimiento teórico de los procesos que describen el transporte de sustancias en un río.
3. Desarrollar una metodología transferible que permita diagnosticar la calidad del agua de los ríos.
4. Poner en relevancia con elementos científicos la tendencia degradativa de los ríos en la región del Alto Valle a partir del estudio de un tramo del río Neuquén.

1.3 MATERIALES Y METODOS

La propuesta consiste en efectuar una planificación a nivel regional, a partir de la aplicación combinada de un modelo de simulación y de optimización.



Inicialmente se definieron los límites del sistema a estudiar, relevando e identificando sus características principales.

Dado que no se contaba con datos suficientes, referidos a las componentes de calidad de agua, se organizaron una serie de campañas de muestreo que permitirían no solo evaluar el comportamiento de cada componente, en el espacio y en el tiempo, sino además implementar el modelo de simulación. Simultáneamente se relevaron los usos más importantes del área, que se utilizarían posteriormente a la hora de definir los distintos escenarios.

La aplicación de un modelo de simulación requiere de ciertos pasos sistemáticos como son: la identificación del sistema a modelar, la calibración, la validación y finalmente la utilización del modelo para simular distintas situaciones. Es importante destacar que la implementación de un modelo matemático requiere de un ajuste permanente, constituyendo éste un proceso de tipo iterativo.

Con el modelo implementado (calibrado y validado) se realizó el diagnóstico de la calidad actual del río así como la simulación de los diferentes escenarios propuestos.

La modelación de cada escenario, permitió definir el comportamiento espacial de dos de las principales componentes de calidad como son el oxígeno disuelto y la demanda biológica de oxígeno, datos necesarios para ingresar al modelo de optimización. Este requirió además de la definición, para cada situación, de la función objetivo y de las restricciones de calidad.

Los resultados obtenidos mostraron cual era la mejor combinación de tratamientos en los líquidos municipales e industriales de la región que minimizaban los costos de construcción y operación en las plantas de tratamiento, bajo el cumplimiento de las restricciones de calidad del agua, para las diferentes situaciones analizadas (actuales y futuras).

Una de las mayores ventajas de esta metodología radica en que se analiza el problema de contaminación mediante una evaluación global de la calidad del recurso, desestimando las decisiones individuales que encarecerían la solución.

1.4 RESULTADOS ESPERADOS

Se espera concretamente obtener los siguientes resultados:

1. Conocer el funcionamiento dinámico del río y sus contaminantes.

2. Disponer de un modelo matemático calibrado que permita predecir la respuesta del río ante distintas actividades contaminantes.

3. Realizar una planificación sustentable sobre las actividades que se desarrollan sobre el recurso hídrico.

1.5 CONTENIDO DE LA TESIS

Esta tesis se divide en ocho capítulos y 9 anexos. En el Capítulo 1 se definen los objetivos, las etapas metodológicas y los resultados esperados.

En el Capítulo 2 se presenta el análisis de las ecuaciones que gobiernan el transporte de las sustancias en el río, así como las reacciones químicas y biológicas que sobre él se producen.

El Capítulo 3 describe las principales características de los modelos matemáticos de simulación y en particular del elegido en éste caso (QUAL2E).

El Capítulo 4 describe las técnicas de optimización más utilizadas y en mayor detalle la de programación lineal aplicada en éste trabajo.

En el Capítulo 5 se detallan los pasos metodológicos sobre el cual se realizará la aplicación.

En el Capítulo 6 se aplica dicha metodología a un tramo del río Neuquén comprendido entre el Dique Ballester y la descarga del denominado “Canal de los Mililicos”, cercano a la Confluencia.

En el Capítulo 7 se describen las conclusiones finales del trabajo y por último se indica la bibliografía consultada para desarrollar el trabajo.

Además se incluyen 4 Anexos con información referida a: batimetrías de las distintas secciones del río, curvas H-Q, planillas de las mediciones realizadas sobre el tramo, curva de costos de plantas de tratamiento.

CAPITULO 2

PROCESOS DE TRANSPORTE Y REACCIONES QUIMICAS Y BIOLÓGICAS DE CONSTITUYENTES

El transporte de poluentes, en cursos de agua, está afectado fundamentalmente por dos procesos, denominados de advección y de dispersión, siendo la ecuación advección-dispersión la más utilizada en estos casos.

Trento (1998) define el transporte dispersivo como “producto de la combinación de la difusión turbulenta y la advección diferenciada. La difusión turbulenta la produce la turbulencia propia del escurrimiento, mientras que la advección diferenciada, se produce por la existencia, en el río, de un campo de velocidades no uniforme”.

Al simular el transporte de sustancias, a la ecuación advección-dispersión se le agrega otro término denominado cinética o tasa de reacciones químicas.

Estos procesos serán analizados en las tres direcciones para luego particularizarlo a una debido a que en el caso de ríos la dirección predominante es la longitudinal (x). (Fig. 2.1)

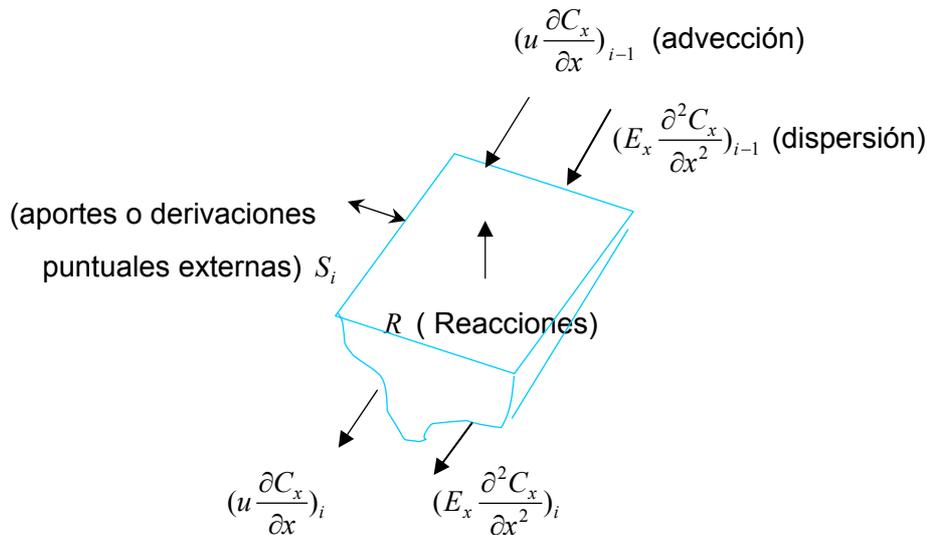


Figura 2.1: Esquema de procesos definidos en la dirección x.

Si se debiera simular otros sistemas hídricos como por ejemplo embalses, las ecuaciones se deberían desarrollar en dos direcciones (direcciones predominantes) e incluir otros procesos propios de la dinámica natural del sistema.

En éste capítulo se analizarán conceptos teóricos de los principales procesos de transporte que se producen en un río, además de dar una definición somera de otros que

no son significativos en este caso particular, pero permitirán al lector una mayor comprensión acerca de éste tema.

2.1. PROCESOS DE TRANSPORTE

2.1.1. Advección

Se refiere al movimiento de la masa de agua, que viaja de un punto a otro del curso por efecto de la velocidad media de la corriente.

Cuando el sistema elegido es un río, donde predomina una sola dirección, la advección se asume como el transporte de un constituyente en la dirección horizontal, producto del movimiento de la porción de agua que contiene al constituyente.

Si se considera un producto químico que viaja en el interior de una corriente de agua, el transporte advectivo representa el producto entre el caudal y la concentración media.

$$J = u * A * C = Q * C \quad (2.1)$$

donde:

- J = tasa de descarga de masa, (M/T).
- u = velocidad media de la corriente, (L/T).
- C = concentración media, (M/L³).
- Q = caudal de la corriente, (L³/T).
- A = sección transversal del curso de agua, (L²).

Cuando las condiciones del flujo son permanentes ($\partial Q / \partial t = 0$) y la concentración no varía en el tiempo ($\partial C / \partial t = 0$) entonces la descarga de masa es constante respecto al tiempo.

La ecuación diferencial parcial que describe la advección de masa se describe como:

$$\Delta(VC) = (Q_{i-1}C_{i-1} - Q_iC_i)\Delta t \quad (2.2)$$

donde:

- C_{i-1} = concentración entrante en el volumen de control, (M/L³).
- C_i = concentración saliente en el volumen de control, (M/L³).

Para $\Delta x \rightarrow 0$, si se divide la ecuación (2.2) por Δt y por el volumen incremental V se obtiene una ecuación diferencial parcial que describe el proceso de advección de masa para condiciones de tiempo variable:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial(Q * C)}{A \partial x} = -u * \left(\frac{\partial C}{\partial x}\right) \quad (2.3)$$

donde:

Δx = distancia incremental del volumen de control, (L).

El último término de la ecuación es válido para condiciones de flujo uniforme de manera que $u=Q/A$ es constante.

2.1.2. Dispersión

El concepto de dispersión, considera una distribución no uniforme de la velocidad sobre una sección transversal. Por efecto de este fenómeno, los elementos del fluido en la misma sección transversal viajan a diferentes velocidades, se separan y tienden a dispersar los marcadores en la dirección longitudinal.

El transporte dispersivo es producto de la combinación de la difusión turbulenta y la advección diferencial (fenómeno de cizallamiento que se produce cuando las capas adyacentes de un fluido presentan un deslizamiento relativo entre sí).

En este caso, a la interacción de la difusión turbulenta se le suma un gradiente de velocidades causado por la existencia de fuerzas de corte, que se encuentran en el cuerpo de agua, como por ejemplo la fuerza producida por el viento sobre la superficie o las fuerzas de corte que se producen en la interfase agua-sedimento. Este efecto produce un mayor grado de mezcla que el proceso de difusión turbulenta.

Se puede agregar además, que estos gradientes de velocidades también pueden producirse debido a la morfología del canal y/o a la sinuosidad de la corriente.

Los promedios temporales y espaciales son utilizados generalmente para simplificar las 3 (tres) dimensiones del modelo a 2 (dos) o una dimensión. (Fig. 2.2)

La ecuación de masa que gobierna el proceso de transporte se puede expresar como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial(uC)}{\partial x} + \frac{\partial(vC)}{\partial y} + \frac{\partial(wC)}{\partial z} = -\frac{\partial}{\partial x}(Q_x) - \frac{\partial}{\partial y}(Q_y) - \frac{\partial}{\partial z}(Q_z) \quad (2.4)$$

donde:

C = concentración media, (M/L³).

u, v, w = velocidades medias en las direcciones x, y, z , (L/T).

Q_x, Q_y, Q_z = caudales difusivos medios en las direcciones x, y, z , (L³/T).

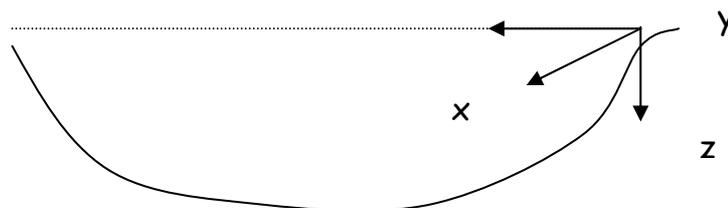


Figura 2.2: Direcciones x, y, z , del escurrimiento.

Tanto la concentración media como la velocidad media, pueden expresarse mediante la suma de un término que representa el promedio vertical, más un término que representa el desvío.

$$\begin{aligned} C &= c_h + c'_h \\ u &= u_h + u'_h \\ v &= v_h + v'_h \end{aligned} \quad (2.5)$$

donde:

$$c_h = \text{concentración promediada verticalmente} = \frac{1}{h} \int_0^h c dz, \quad (M/L^3). \quad (2.6)$$

$$u_h \text{ y } v_h = \text{velocidades promediadas verticalmente} = \int_0^h u dz \text{ y } \int_0^h v dz \quad (L/T). \quad (2.7)$$

c'_h = desvío de c_h en cualquier punto de la columna de agua, (M/L^3) .

u'_h, v'_h = desvío de u_h y v_h en cualquier punto de la columna de agua, (L/T)

h = profundidad media de la columna de agua, (L) .

La ecuación (2.4) se puede expresar como un promedio a lo largo de la dirección vertical:

$$\frac{\partial c_h}{\partial t} + \frac{\partial(u_h c_h)}{\partial x} + \frac{\partial(v_h c_h)}{\partial y} = - \frac{\partial}{\partial x} \frac{1}{h} \int_0^h (Q_x + u'_h c'_h) dz - \frac{\partial}{\partial y} \frac{1}{h} \int_0^h (Q_y + v'_h c'_h) dz \quad (2.8)$$

Los caudales de difusión turbulenta en las direcciones x e y , son proporcionales a los gradientes de las concentraciones promediadas en la vertical. A las constantes de proporcionalidad se las denomina coeficientes de difusión turbulenta:

$$Q_x = -\varepsilon_{xx} \frac{\partial c_h}{\partial x} - \varepsilon_{xy} \frac{\partial c_h}{\partial y} \quad (2.9)$$

$$Q_y = -\varepsilon_{yx} \frac{\partial c_h}{\partial x} - \varepsilon_{yy} \frac{\partial c_h}{\partial y}$$

donde:

$\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yx}, \varepsilon_{yy}$ = coeficientes de difusión turbulenta, (L^2/T) .

Análogamente, los términos de transporte horizontal, $u'_h c'_u$ y $v'_h c'_u$, asociados con las variaciones de velocidad vertical (advección diferencial), se expresan como coeficientes de dispersión de corte.

$$u'_h c'_u = -D_{xx}^d \frac{\partial c_h}{\partial x} - D_{xy}^d \frac{\partial c_h}{\partial y} \tag{2.10}$$

$$v'_h c'_u = -D_{yx}^d \frac{\partial c_h}{\partial x} - D_{yy}^d \frac{\partial c_h}{\partial y}$$

donde:

$D_{xx}^d, D_{xy}^d, D_{yx}^d, D_{yy}^d$ = coeficientes de dispersión de corte, (L^2/T).

Combinando (2.9) y (2.10) la ecuación que representa el transporte promedio a lo largo de la dirección vertical resulta:

$$\frac{\partial c_h}{\partial t} + \frac{\partial(u_h c_h)}{\partial x} + \frac{\partial(v_h c_h)}{\partial y} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(E_{xx} \frac{\partial c_h}{\partial x} + E_{xy} \frac{\partial c_h}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(E_{yx} \frac{\partial c_h}{\partial x} + E_{yy} \frac{\partial c_h}{\partial y} \right) \tag{2.11}$$

donde:

$E_{xx}, E_{xy}, E_{yx}, E_{yy}$ = coeficientes de dispersión considerados en la ecuación de transporte debido tanto a la concentración como al gradiente de velocidades sobre la vertical, (L^2/T). Estos coeficientes incluyen el efecto de la difusión turbulenta, la advección diferenciada y la variación en otros sentidos a los considerados. (Fig. 2.3)

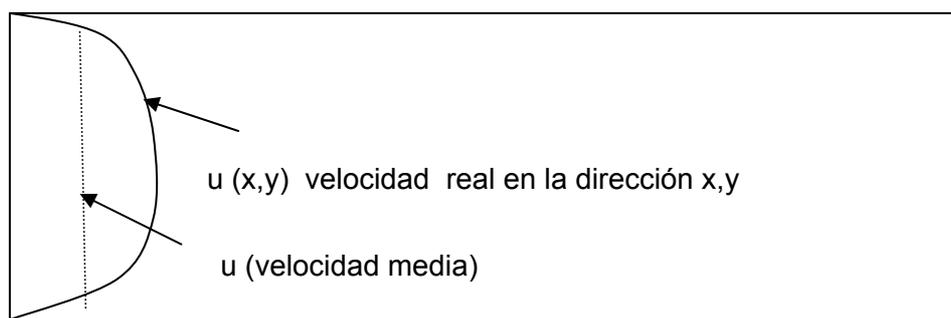


Figura 2.3: Mezcla por advección diferenciada y dispersión turbulenta.

Si a la ecuación (2.11) se le incluye el término de reacciones que expresa la cinética o tasa de reacción de cada sustancia debido a los procesos de transformación ocurridos en el curso de agua la ecuación completa es:

$$\frac{\partial c_h}{\partial t} + \frac{\partial(u_h c_h)}{\partial x} + \frac{\partial(v_h c_h)}{\partial y} = - \frac{\partial}{\partial x} \left(E_{xx} \frac{\partial c_h}{\partial x} + E_{xy} \frac{\partial c_h}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(E_{yx} \frac{\partial c_h}{\partial x} + E_{yy} \frac{\partial c_h}{\partial y} \right) - R \quad (2.12)$$

Haciendo coincidir los ejes coordenados con la dirección de mayor variación, resulta:

$$E_{xx} = E_x ; \quad E_{yy} = E_y ; \quad E_{xy} = 0 ; \quad E_{yx} = 0 \quad (2.13)$$

E_{xy} y E_{yx} son nulos por ser normales a la dirección de los ejes definidos.

Cuando el flujo es uniforme la ecuación (2.12) se transforma en (2.14)

$$\frac{\partial c_h}{\partial t} + u_h \frac{\partial c_h}{\partial x} + v_h \frac{\partial c_h}{\partial y} = E_x \frac{\partial^2 c_h}{\partial x^2} + E_y \frac{\partial^2 c_h}{\partial y^2} - R \quad (2.14)$$

La solución de ésta ecuación depende de los valores de E_x , E_y y de las condiciones iniciales y de borde.

Si la velocidad y la sección son aproximadamente constantes con respecto al tiempo (flujo permanente), y solo varían con la distancia longitudinal, la ecuación (2.14) puede expresarse en una sola dirección.

Es común encontrar en la bibliografía que C reemplace a c_h y u reemplace a u_h . Finalmente la forma de la ecuación de advección y dispersión más simple y utilizada es la descrita en una dimensión, donde la velocidad, la sección y la constante de dispersión son constantes con respecto al tiempo.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -u \frac{\partial C}{\partial x} + E_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - R \quad (2.15)$$

La utilización de ésta ecuación, puede no ser adecuada en muchas aplicaciones donde existe una variación de la velocidad y del coeficiente de dispersión en la dirección longitudinal; para resolverlo existen modelos que dividen al río en segmentos en los cuales u y E_x son constantes.

Estos segmentos se caracterizan por mantener constante el caudal y las características morfométricas de cada tramo, aunque varíen entre tramos.

2.1.2.1. Estimación de coeficientes de dispersión**Coeficiente de dispersión longitudinal**

Existen tres maneras de poder estimar el coeficiente de dispersión longitudinal: por técnicas de campo, métodos analíticos o empíricos.

Los métodos analíticos poseen la desventaja de que requieren conocer los valores de las velocidades fluctuantes del escurrimiento; por lo que resulta difícil implementarlos.

Las fórmulas empíricas requieren de la velocidad media de la sección transversal y de la profundidad del curso.

Glover (1964), citado en Bowie (1985), encontró al estimarlo para cursos naturales, que sus valores eran 10 a 40 veces mayores que los obtenidos por las ecuaciones de Elder y Taylor.

Ruthven (1971), citado en Bowie (1985), determinó que si la relación $KE_x/u^2 < 0.04$, este coeficiente podría ser despreciado ya que su inclusión mejoraría el perfil de concentración de una solución solo en un 10 %, siendo K la tasa de decaimiento del poluente en el tiempo.

Esto indica que si el gradiente de concentración de un poluente es pequeño, el efecto de la dispersión también lo es, y por lo tanto se puede considerar despreciable.

Liu (1977) desarrollo a partir del trabajo de Fischer (1967) una expresión de dicho coeficiente para ríos y corrientes de agua que se expresa de la siguiente manera:

$$E_x = \frac{\beta_o Q^2}{u^* h^3} \quad (2.16)$$

donde:

β_o =constante de proporcionalidad = 0.5 u^*/u

h =profundidad media, (L).

u^* =velocidad de corte, (L/T).

u =velocidad media de la corriente, (L/T).

Q =caudal del río, (L³/T).

Cabe aclarar que la velocidad de corte, está relacionanda con el factor de fricción del lecho y con la velocidad media de la corriente:

$$u^* = \frac{f}{8u^2} \quad (2.17)$$

donde:

f =factor de fricción de Darcy-Weisbach

Por último las técnicas de campo requieren para su implementación, la utilización de trazadores fluorescentes o radioactivos y los consiguientes instrumentos para su aplicación, como son los fluorímetros de campo y espectro fluorimétricos (Roldao, 1991).

Coefficiente de dispersión lateral

Este coeficiente se utiliza sólo en el caso que se apliquen modelos de calidad en ríos en dos dimensiones, donde se incluye el efecto de la dispersión lateral.

Este tipo de análisis es apropiado cuando los ríos que se deben simular son anchos, por lo que considerar una única dimensión en el análisis resultaría erróneo.

Elder (1959), citado en Schnoor (1996), propone la siguiente ecuación para describir este coeficiente

$$E_y = \theta \ h \ u^* \quad (2.18)$$

donde:

θ = constante de proporcionalidad igual a 0.23, valor que se obtuvo experimentalmente en canales de laboratorio anchos y de gran longitud.

Según Schnoor (1996), varios autores estudiaron éste coeficiente sobre canales de laboratorio y cursos naturales, Sayre y Chang (1968) obtuvieron un valor de 0.17 en canales de laboratorio rectos, Yotsukura y Cobb (1972) y Yotsukura y Sayre (1976) obtuvieron valores entre 0.22-0.65 para corrientes naturales y canales de riego.

En síntesis, se puede concluir que la ecuación anterior es correcta, pero con valores de θ variables acorde a cada situación, teniendo en cuenta además que un efecto importante sobre dicho coeficiente, lo produce las curvaturas propias del canal.

Coefficiente de dispersión vertical

Su consideración depende de la existencia de un perfil de velocidades en la dirección vertical, normalmente como se explicó en el punto 2.2.2. se elimina dicha dirección. Jobson y Sayre (1970), citado en Schnoor (1996), verificaron dicho coeficiente a partir de estudios experimentales sobre la mezcla vertical de un trazador sobre un canal, obteniendo para representarlo la siguiente ecuación:

$$E_z = ku^* Z \left(1 - \frac{Z}{h} \right) \quad (2.19)$$

donde:

Z = profundidad vertical, (L).

u^* = velocidad de corte, (L/T).

K = coeficiente de Von Karman = 0.4 (obtenido experimentalmente).

h=profundidad media, (L).

2.1.3. Otros procesos

Se ha mencionado en puntos anteriores otros procesos tales como la difusión molecular o la difusión turbulenta que aún no han sido analizados.

Al simular el transporte de poluentes en ríos, como ya se indicó, los procesos más importantes son el de advección y dispersión, aunque existen otros que no se incluyen explícitamente en la ecuación dado que su influencia es despreciable (difusión molecular) o bien se encuentran combinados con otros procesos (difusión turbulenta).

No obstante debido a que el conocimiento de cómo actúan permite un mayor comprensión de los procesos involucrados en la ecuación utilizada, a continuación se hará una breve descripción de los mismos.

2.1.3.1. Difusión molecular

Se la define como el movimiento de traslación, vibración y rotación de moléculas a través del fluido, produciendo una diseminación de la sustancia sobre un medio con velocidades bajas o nulas.

Este tipo de mezcla es muy poco efectiva en el transporte de poluentes a través de ríos o estuarios, comparada con la influencia de la turbulencia que posee órdenes de magnitud superior, es por lo que no se la incluye en la ecuación de transporte.

La comprensión del fenómeno de difusión molecular es necesaria para el desenvolvimiento de la teoría de difusión turbulenta, ya que las herramientas matemáticas utilizadas para el desarrollo de ésta son útiles para analizar los fenómenos turbulentos.

En 1855, Fick propuso una ley que describe el fenómeno de difusión molecular de un material a otro, denominada Primera ley de Fick.

$$P = d_x \frac{\partial C}{\partial x} + d_y \frac{\partial C}{\partial y} + d_z \frac{\partial C}{\partial z} \quad (2.20)$$

donde:

P = velocidad de transferencia debido a la difusión molecular, (L/T)
 d_x, d_y, d_z = coeficientes de difusión molecular, (L^2/T)
 $\partial C/\partial x, \partial C/\partial y, \partial C/\partial z$ = gradientes de la concentración, (M/L^4).

Esta ecuación permite calcular la concentración de una sustancia en una región del espacio, a partir de condiciones iniciales y de borde y un valor constante denominado coeficiente de difusión molecular. Cabe aclarar que dicha ecuación es válida para fluido en reposo y un constituyente conservativo.

La Segunda Ley de Fick surge a partir de la primera y permite predecir las variaciones de la concentración respecto al tiempo, para cualquier localización, en condiciones no estáticas.

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\Delta C}{\Delta t} = d_x \frac{\Delta^2 C}{\Delta x^2} + d_y \frac{\Delta^2 C}{\Delta y^2} + d_z \frac{\Delta^2 C}{\Delta z^2} \quad (2.21)$$

2.1.3.2. Difusión turbulenta

La difusión turbulenta (eddy de difusión), se refiere a la mezcla de una sustancia producto de la turbulencia a microescala propia de este tipo de escurrimiento.

Es importante aclarar que no se tiene en cuenta la velocidad no uniforme que se da en condiciones reales. (Fig. 2.4)

En este caso también se puede aplicar la Ley de Fick, pero la constante de proporcionalidad ahora corresponde a la difusión turbulenta.

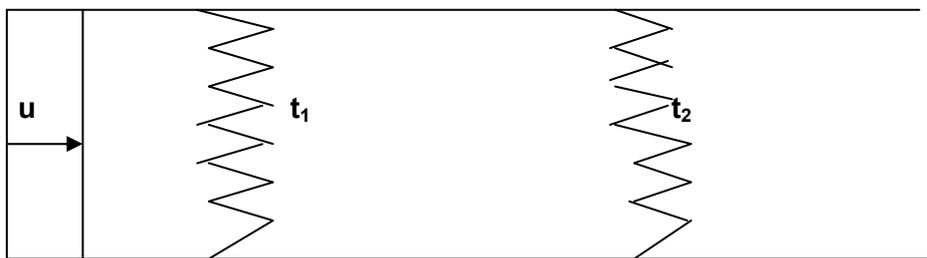


Figura 2.4: Mezcla por difusión turbulenta

Dado que el escurrimiento turbulento es desordenado, tridimensional y variable en el tiempo, para representar en forma aproximada ciertas características hidrodinámicas del flujo, se aplican modelos matemáticos que permiten simular como es su comportamiento.

La transformación de una sustancia con o sin interacción con otra constituye un proceso cinético, para distinguirlo de los procesos físicos de transporte advectivos y/o dispersivos (Trento, 1998).

El conocimiento de las variaciones espaciales y/o temporales de dichas sustancias o componentes, producto de modificaciones naturales y/o antrópicas, permitirá evaluar el impacto en la calidad del recurso generado por las mismas. Estos se pueden clasificar en físicos, químicos y biológicos.

Los primeros son aquellos que afectan los sentidos (temperatura, olor, color, densidad, etc.), y los químicos y biológicos son el resultado de procesos o ciclos que ocurren en el agua y que permiten la existencia de vida acuática. (oxígeno disuelto, DBO, nitrógeno, fósforo) (Tucci, 1998).

En este capítulo se pretende identificar los procesos químicos que afectan cada constituyente además de enunciar las expresiones matemáticas que lo cuantifican. Estas se encuentran documentadas en la bibliografía y se utilizan en los modelos de calidad de aguas como el utilizado en éste trabajo (QUAL2E).

2.2.1. Expresiones matemáticas utilizadas para representar los procesos

Expresar los procesos como funciones de primer orden es la manera más común, a pesar de que no siempre representen correctamente los mecanismos tal como se producen, de ser una fuente de error y que aún exista un gran desconocimiento o evidencia experimental acerca de su dinámica.

$$\frac{dF}{dt} = -K[F] \quad (2.27)$$

donde:

F = reactante, (M/L³).

K = coeficiente de reacción o decaimiento de primer orden, (1/T).

La solución analítica a ésta expresión se representa como:

$$F = F_0 e^{-Kt} \quad (2.28)$$

donde:

F₀ = concentración inicial de reactante al instante t=0, (M/L³).

e = base e de los logaritmos neperianos.

En el punto siguiente se analizará cada una de las componentes que afectan la calidad del agua, además de dar su expresión matemática, representada en todos los casos como ecuaciones de primer orden.

2.2.2. Cinética de reacciones químicas

2.2.2.1. Oxígeno disuelto

Todos los organismos vivos dependen de una forma u otra del oxígeno para mantener sus procesos metabólicos.

Su existencia es de vital importancia, no solo para mantener las condiciones de vida de algunos organismos, sino también para producir la descomposición aeróbica del agua de residuales (Tucci, 1998).

Sus concentraciones se ven continuamente modificadas por distintas componentes que influyen directamente sobre él. (Fig. 2.5).

Si se realizara un balance de masas de ésta componente se podrían identificar:

Egresos

- Oxidación del material de desecho carbonáceo.
- Oxidación del material de desecho nitrogenado.
- Demanda de oxígeno de sedimentos del curso de agua.
- Uso de oxígeno para la respiración de plantas acuáticas.

Ingresos

- Reaireación desde la atmósfera
- Producción de oxígeno por el proceso de fotosíntesis
- Aporte de tributarios o efluentes

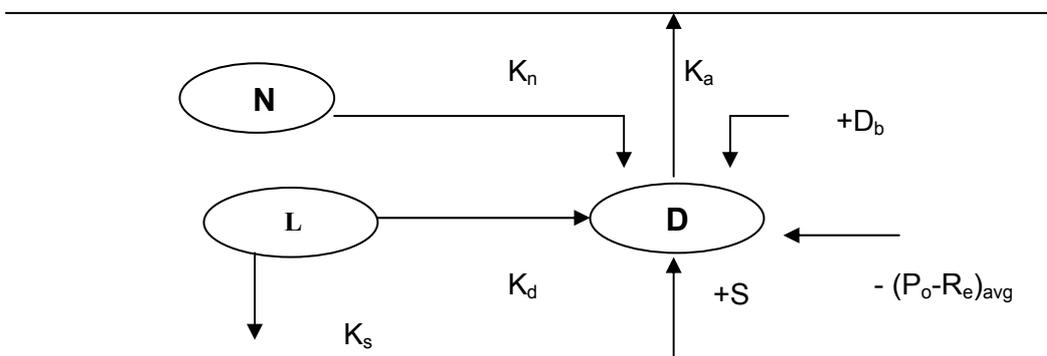


Figura 2.5: Deficit de oxígeno disuelto (D), DBO carbonácea (L), DBO nitrogenada (N), desoxigenación nitrogenada (K_n), desoxigenación carbonácea (K_d), reaireación (K_a), sedimentación de CBOD (K_s), fotosíntesis neta (P_o-R_e) y demanda de oxígeno del sedimento (S). (Fuente: SCHNOOR, J. 1996. "Environmental Modeling: Fate and transport of pollutants in water, Air, and soil". University of Iowa. Interscience publication. E.U.A. Pág 249).

2.2.2.2. Demanda bioquímica de oxígeno carbonácea y nitrogenada

La demanda bioquímica de oxígeno está en estrecha relación con el oxígeno disuelto, y representa la cantidad de miligramos de oxígeno consumido por gérmenes aerobios que actúan en la descomposición de la materia orgánica contenida en el agua. (Schnoor, 1997).

Es importante hacer una distinción entre la demanda bioquímica de oxígeno carbonácea (CBOD) y la nitrogenada (NBOD).

La CBOD es la que primero se produce, dado que existe un retraso en el desarrollo de las bacterias nitrificantes necesarias para oxidar los compuestos nitrogenados.

Esta componente es producida por la presencia de organismos heterótrofos capaces de oxidar un sustrato de carbono orgánico.

La oxidación del carbono orgánico utilizará oxígeno a una tasa equivalente a la del decrecimiento del CBOD.

Este puede encontrarse en dos formas, CBOD soluble y CBOD particulada.

La forma particulada puede provenir de los desechos pertenecientes a las plantas de tratamiento. Sobre ellos actuarán organismos aeróbicos y anaeróbicos que modificarán las concentraciones de oxígeno de la columna de agua.

Es frecuente encontrar que las ecuaciones que cuantifican el déficit de oxígeno disuelto, no consideren la componente particulada, no obstante la misma puede representarse adicionando a dicha ecuación el término que la representa.

Posteriormente, en una segunda etapa, se produce la oxidación de las componentes nitrogenadas. (Fig. 2.6)

Cabe aclarar que el nitrógeno es uno de los componentes principales del protoplasma celular, junto con el fósforo, el carbono y el hidrógeno, por ello es fundamental su presencia en el medio.

Las formas en que se encuentran en el medio son: como nitrógeno molecular, inorgánico (sales minerales como amonio, nitrito, nitrato y óxidos) y orgánico (aminoácidos, úrea, proteínas).

El NBOD resulta de la oxidación del amonio a nitrito y posteriormente a nitrato, siempre y cuando las condiciones sean apropiadas.

Para que ocurra dicho proceso deben existir condiciones tales como: existencia de bacterias nitrificantes, pH óptimo y niveles de oxígeno disuelto superiores a 1-2 mg/l.

Normalmente las transformaciones de estas formas nitrogenadas se representan matemáticamente a partir de ecuaciones diferenciales de primer orden:

$$\frac{dN_1}{dt} = -K_{11}N_1 \tag{2.29}$$

$$\frac{dN_2}{dt} = K_{12}N_1 - K_{22}N_2 \tag{2.30}$$

$$\frac{dN_3}{dt} = K_{23}N_2 - K_{33}N_3 \tag{2.31}$$

donde:

K_{11} = coeficiente de pérdida total de nitrógeno orgánico debido a la sedimentación de la forma particulada e hidrólisis y descomposición bacteriana a amoníaco, (1/T).

K_{12} = tasa de formación de amoníaco debida a la descomposición de nitrógeno orgánico, (1/T).

K_{22} = coeficiente de pérdida total de amoníaco debido a la asimilación por las plantas acuáticas y oxidación a nitrito/nitrato, (1/T).

K_{23} = tasa de formación de nitrito/nitrato debido a la oxidación de amoníaco, (1/T).

K_{33} = coeficiente de pérdida total de nitrito/nitrato debido a la asimilación por plantas acuáticas o a través de la desnitrificación, (1/T).

N_1 = nitrógeno orgánico, (M/L³).

N_2 = amoníaco, (M/L³).

N_3 = nitrito, (M/L³).

N_4 = nitrato, (M/L³).

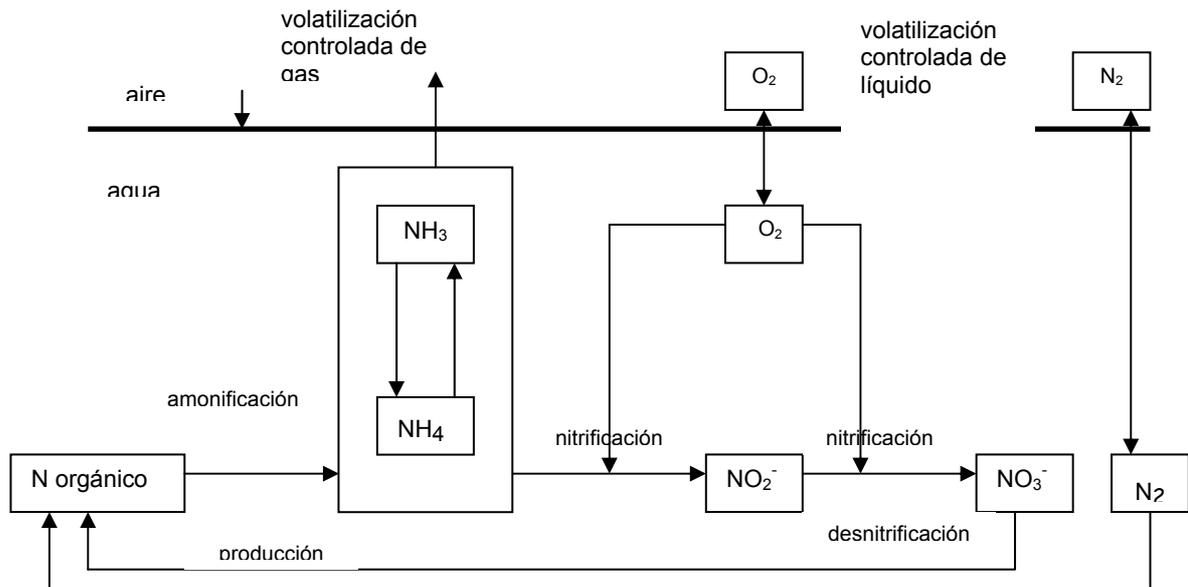


Figura 2.6: Ciclo del nitrógeno. (Fuente: QUAL2E WINDOWS – Interface User’s Guide. EPA/823/B/95/003-1995)

Otro proceso frecuente es el de la desnitrificación, producido por la actividad microbiana y que consiste en la reducción de las formas oxidadas. Los mecanismos de desnitrificación proporcionan una importante fuente de nitrato hacia la columna de agua, donde el oxígeno es fundamental ya que de su presencia depende que los nitratos se formen o se

destruyan en el agua.

2.2.2.3. Demanda de oxígeno de sedimentos del curso de agua

La descarga de aguas de desecho puede ser la causante de la formación de bancos de lodo o depósitos de materia orgánica. En algunos casos la deposición de este material coincide con la ocurrencia de caudales bajos y con bajas velocidades.

La demanda de oxígeno del sedimento no siempre proviene de aguas residuales o industriales, a veces procede de bacterias filamentosas las cuales requieren para su crecimiento de importantes cantidades de ese elemento.

Su utilización por los sedimentos del fondo depende fundamentalmente de las cantidades de materia orgánica y de la naturaleza de las comunidades bénticas.

Según Thomann (1987), los primeros trabajos referidos al tema fueron realizados por Baity (1938) y Fair et. al. (1941); en los últimos años se realizaron numerosas mediciones sobre distintos ríos que permitieron tabular dicho valor. (Tabla 2.1)

| Tipo de fondo y localización | SOD (g O ₂ /m ² día) a 20°C | |
|---|---|-----------------|
| | Rango | Aprox. promedio |
| Sphaerotilus (10g dry wt/m ²) | - | 7 |
| Sedimento de desecho municipal-cerca de la descarga | 2-10 | 4 |
| Sedimento de desecho municipal-aguas abajo de la descarga | 1-2 | 1.5 |
| Sedimentos de estuario | 1-2 | 1.5 |
| Lecho arenoso | 0.2-1 | 0.5 |
| Suelo mineral | 0.05-0.1 | 0.07 |

Tabla 2.1: Demanda de oxígeno del sedimento. (Fuente: THOMANN, R. and MUELLER, j. 1987. "Principles of surface water quality modeling and control". Manhattan College. Harper Collins Publishers. E.U.A. Pág. 292)

La demanda de oxígeno por m² y por día extraída del fondo se la puede expresar como:

$$S'_B = \frac{S_B A_B}{V_o} = \frac{S_B}{Z} \quad (2.32)$$

donde:

S'_B = es la demanda de oxígeno total extraída, (M/L²T).

S_B = es la demanda de oxígeno extraída del fondo por metro cuadrado de superficie, (M/L²T).

A_B = área del fondo que aporta, (L²)

V_o = volumen de la columna de agua superior, (L³).

Z = profundidad vertical, (L).

Autores como Owens et. al (1964) y Fillos and Molof (1972), citados en Thomann (1987), indican que el consumo de oxígeno es independiente del espesor del fango para profundidades mayores de 2-8 cm.

Oldaker et. al (1966), citado en Thomann (1987), encontró una relación lineal entre la cantidad de oxígeno necesaria para la estabilización y el espesor del sedimento (de desecho doméstico), dicha relación es aplicable solo a espesores variables (5 y 20 cm).

A partir de los datos obtenidos por Fillos y Molof (1972) se obtuvo la siguiente relación:

$$S_B = 7.2 \left(\frac{C_{ox}}{0.7 + C_{0x}} \right) \quad (2.33)$$

donde:

C_{ox} = concentración de oxígeno disuelto, (M/L³).

2.2.2.4. Consumo de oxígeno para producción y respiración de plantas acuáticas

En sistemas de aguas profundas, el componente autótrofo está constituido por vegetales microscópicos que viven suspendidos en las aguas denominados *fitoplancton*. Estos vegetales pertenecen a diferentes categorías sistemáticas del grupo de las algas, que incluyen las diatomeas, flagelados verdes o fitoflagelados (con desplazamientos impulsados por el rápido batir del flagelo), las algas verdes y las cianofitas (algunas con cápsulas gelatinosas que crecen con éxito en lugares contaminados con materia orgánica). (Odum 1979); su presencia tiene un efecto directo sobre el oxígeno y su variabilidad a lo largo del día.

Todas estas especies tienen la habilidad de fotosintetizar; la esencia de éste proceso está centrado alrededor de la cantidad de clorofila que contienen estas plantas, las cuales pueden utilizar la energía radiante del sol y convertir el agua y el anhídrido carbónico en glucosa, además de liberar oxígeno.

Dado que la clorofila es el elemento principal en el proceso de fotosíntesis, su contenido por unidad de área es un índice importante de analizar.

Es importante en este caso determinar la relación existente entre la clorofila total y la tasa fotosintética, en gramos de materia orgánica producida por hora por un gramo de clorofila, bajo condiciones de luz a las que está adaptado el sistema; esta relación se la denomina **relación de asimilación**.

Si la relación de asimilación y la luz disponible se conocen, puede estimarse la fotosíntesis total midiendo la clorofila con base en el área. Esto es de mucha utilidad en ambientes donde la medición directa de la tasa de producción es muy difícil.

En cuanto a los valores de oxígeno de saturación, estos están referidos al estándar atmosférico, por lo que es frecuente que se vea superado durante las horas del día por efecto del proceso fotosintético.

Los valores mínimos ocurren en las primeras horas de la mañana y los máximos al comienzo de la tarde. (Fig. 2.7)

Otros componentes necesarios para su crecimiento son la presencia de nitrógeno y fósforo. Estos elementos son aportados por las descargas puntuales, difusas u otras fuentes, y sus valores pueden ser suficientemente altos como para estimular su crecimiento y producir, no solo condiciones estéticas indeseables, sino valores de oxígeno que se encuentren dentro de rangos críticos.

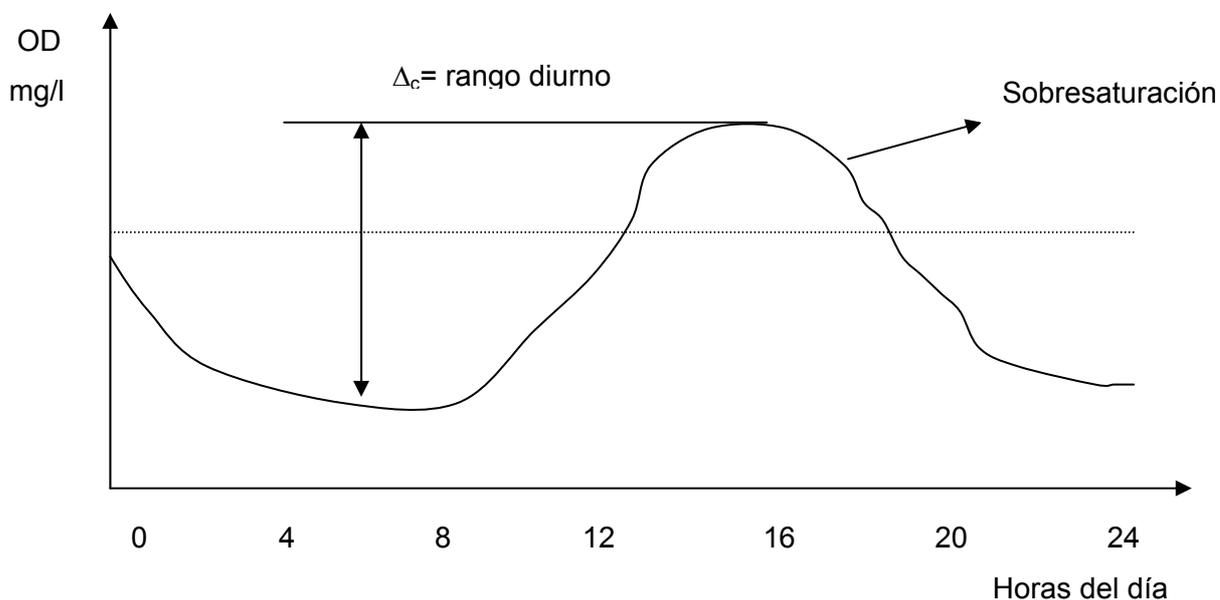


Figura 2.7: Variación del oxígeno disuelto en función de las horas de día por efecto de la fotosíntesis. (Fuente: THOMANN, R. and MUELLER, j. 1987. "Principles of surface water quality modeling and control". Manhattan College. Harper Collins Publishers. E.U.A. Pág. 284)

Existen ecuaciones que permiten estimar la cantidad de oxígeno producido y utilizado por

la fotosíntesis.

En general estas calculan la respiración y producción promedio de oxígeno disuelto.

$$V \frac{dC}{dt} = p_a V - R_e V \quad (2.34)$$

donde:

p_a = producción fotosintética bruta promedio de oxígeno disuelto = función de la biomasa autótrofa, (M/L³T).

R_e = respiración promedio, (M/L³T).

K_a = coeficiente de reaeración, (1/T).

V = volumen, (L³).

La respiración total considerada en la ecuación incluye la respiración microbiana que participa en la CBOD y NBOD.

El valor de R_e considera solamente la respiración de las plantas, este es valor muy difícil de estimar. Para ello existen tres métodos que se enuncian a continuación:

1. Botellas "Luz y oscuridad" o medidas de cambio de OD.
2. Estimación de los niveles de clorofila observados.
3. Medidas de los rangos de OD diurno.

El método 2) estima la producción y la respiración en los cuerpos de agua considerando al fitoplancton como la principal fuente de oxígeno.

En cambio los métodos 1) y 3) incluyen además el aporte de las raíces de las plantas y del perifiton.

La estimación de la producción promedio p_a que aparece en la ecuación (2.33) está dado por la siguiente expresión:

$$p_a = [a_{op} G_{max} (1.066)^{T-20} P_e] G(I_a) \quad (2.35)$$

donde:

a_{op} = es la relación entre los mg de OD/ μ g de clorofila A (rango 0.1-0.3), (adimensional).

G_{max} = máxima tasa de crecimiento de fitoplancton (rango 1.5-3 por día), (1/T).

P_e = es la clorofila del fitoplancton, (M/L³).

$$G(I_a) = \frac{2.718f}{K_e H} [\exp(-\alpha_1) - \exp(-\alpha_0)] \quad (2.36)$$

donde:

$$\alpha_1 = \frac{I_a}{I_s} \exp(-K_e z) \quad \text{y} \quad \alpha_0 = \frac{I_a}{I_s} \quad (2.37)$$

$G(I_a)$ = factor de atenuación sobre la profundidad, (adimensional)

K_e = es el coeficiente de extinción, (1/T).

I_a = radiación solar promedio durante el día, (E/T).

I_s = es la luz en la cual el fitoplancton crece a una velocidad máxima (rango = 250-500), (E/T).

2.2.2.5. Reaireación atmosférica

Este es un mecanismo vital, que permite la recuperación de los valores de oxígeno consumido.

Si se considera que el sistema se encuentra en equilibrio con la atmósfera, se alcanzará, para una determinada temperatura, presión y salinidad, un valor único de oxígeno.

Al ingresar un líquido contaminado a un curso de agua, se produce una brusca disminución en los valores de oxígeno, producto del consumo de los organismos para degradar dicha materia.

La fuerza que impulsa las condiciones de equilibrio, es la producida por la diferencia entre el valor de saturación y el oxígeno contenido en el cuerpo de agua.

La tasa de cambio del oxígeno disuelto con respecto al tiempo es una aproximación de primer orden, y se considera proporcional a dicha diferencia.

$$\frac{dC_{ox}}{dt} = K_a (C_{oxs} - C_{ox}) \quad (2.38)$$

donde:

K_a = es el coeficiente de reaireación, (1/T).

C_{ox} = concentración de oxígeno disuelto en agua, (M/L³).

C_{oxs} = concentración de oxígeno de saturación, (M/L³).

Valores altos del coeficiente de reaireación (sistemas turbulentos), indican un alto grado de recuperación en los niveles de oxígeno, mientras que bajos valores indican un restablecimiento lento.

Dicho coeficiente está influenciado por la mezcla interna y la turbulencia debido al gradiente de velocidades, la temperatura, el viento y las capas superficiales.

2.2.3. Ecuación de Streeter y Phelps

Según Schnoor (1997), Streeter y Phelps (1925), a partir de su trabajo sobre el río Ohio, definieron una expresión que estima las variaciones del oxígeno disuelto con el tiempo. Inicialmente solo incluyeron el efecto de la demanda bioquímica de oxígeno carbonácea (CBOD) y la reoxigenación.

Posteriormente dicha ecuación fue modificada adicionando otros términos que también influyen en la concentración del oxígeno disuelto y se analizaron en los párrafos anteriores.

La ecuación general de balance de masas para el déficit de oxígeno disuelto en ríos puede desarrollarse en un volumen de control:

$$\frac{\partial D}{\partial t} = -u \frac{\partial D}{\partial x} - \underbrace{K_a D}_{\text{reaireación}} + \underbrace{K_d L}_{\text{CBOD}} + \underbrace{K_n N}_{\text{NBOD}} + \underbrace{\frac{S}{h}}_{\text{S}} + \underbrace{(R_e - P_o)}_{\text{Respiración-Producción}} \tag{2.39}$$

donde:

$$L = L_0 e^{-K_r x / u} \quad (\text{CBOD}) \tag{2.40}$$

$$N = N_0 e^{-K_n x / u} \quad (\text{NBOD})$$

Sustituyendo (2.40) en la ecuación (2.39)

$$u \frac{\partial D}{\partial x} + K_a D = K_d L_0 e^{-K_r x / u} + K_n N_0 e^{-K_n x / u} + \frac{S}{h} + (R_e - P_o) \tag{2.41}$$

Resolviendo dicha ecuación por el método de integración se obtiene:

$$D = D_0 e^{-K_a x / u} + \frac{K_d L_0}{K_a - K_r} (e^{-K_r x / u} - e^{-K_a x / u}) + \frac{K_n N_0}{K_a - K_n} (e^{-K_n x / u} - e^{-K_a x / u}) + \frac{S}{K_a h} (1 - e^{-K_a x / u}) + \frac{R_e - P_o}{K_a} (1 - e^{-K_a x / u}) + \frac{K_d L_b}{K_a} \tag{2.42}$$

donde:

- D = deficit de oxígeno, (M/L³).
- D₀ = deficit de oxígeno inicial, (M/L³).
- K_a = tasa de reaireación, (1/T).
- x = distancia longitudinal, (L).
- u = velocidad media, (L/T).

- K_d = tasa de deoxigenación de CBOD, (1/T)
 L_0 = concentración inicial de CBOD en $x=0$, (M/L³).
 K_r = tasa de pérdida de CBOD total ($K_s + K_d$), (1/T).
 K_n = tasa de deoxigenación de NBOD, (1/T).
 N_0 = concentración inicial de NBOD, (M/L³).
 S = demanda de oxígeno del sedimento, (M/L²T).
 H = profundidad media del río, (L).
 R_e = respiración, (M/L³).
 P_o = fotosíntesis, (M/L³).
 L_b = concentración de DBO producida por aportes no puntuales, (M/L³).

Cada uno de los términos de la ecuación se puede resolver individualmente y luego sumar las soluciones. Esto es posible dado que es una ecuación diferencial lineal, donde se puede aplicar el principio de superposición para obtener la solución.

2.2.4. Otros constituyentes

En los párrafos desarrollados anteriormente, se analizaron los componentes que afectan directamente las concentraciones de oxígeno. A continuación se analizarán otros que también influyen en las condiciones de calidad de las aguas y que aún no se han mencionado.

2.2.4.1. Microorganismos

Existen numerosos métodos para examinar el tipo de microorganismos que viven en los cuerpos de agua, tal como virus, bacterias, algas o protozoos.

Uno de los principales indicadores de contaminación microbiológica es el grupo coliformes.

Estos constituyen un gran grupo de bacterias que se encuentran en las heces de origen humano y animal, y pueden, proceder además de aguas orgánicamente enriquecidas como efluentes industriales, materias vegetales y suelos en descomposición (OMS, 1995).

Inicialmente se utilizaron los coliformes totales para analizar los aspectos sanitarios de la calidad del agua. Pero debido a la dificultad de la ocurrencia de coliformes no fecales en los test, esta determinación ha sido paulatinamente reemplazada por la determinación de coliformes fecales.

La relación entre coliformes totales y fecales es un buen indicador de la procedencia de dichas bacterias. Si la relación supera el valor de 4, su origen es humano, si en cambio es menor de 1, su procedencia es de otros animales de sangre caliente. (Geldreich, 1966).

Para su cuantificación es usual representarlo por reacciones de primer orden de la forma:

$$M = M_0 e^{-K_5 t} \quad (2.43)$$

donde:

- M = concentración de coliformes, (M/L³).
- M₀ = concentración inicial en el tiempo cero (M/L³).
- K₅ = constante de decaimiento, (1/T).
- t = tiempo, (T).

Otro de los organismos indicadores que son utilizados para examinar la aptitud de las aguas para uso recreacional; son las *Pseudomonas*, *Streptococcus*, *Staphylococcus*, y en raros casos *legionella*.

Las bacterias de sulfuro y de hierro afectan las aguas superficiales y los sistemas de distribución, especialmente aquellos de uso industrial. Su presencia puede reducir la eficiencia de los sistemas de bombeo.

2.2.4.2. Fósforo

Este elemento es uno de los que compone el protoplasma celular, imprescindible en el metabolismo, por lo que es de suma importancia que esté presente en el medio acuático. Circula a través de la descomposición de los compuestos orgánicos hasta transformarse en fosfato donde será utilizado por las plantas. Estos son factores indispensables para la vida de las plantas en el agua así como también todos los compuestos inorgánicos del nitrógeno. En forma mineral es asimilado por organismos autótrofos como fosfatos disueltos.

A diferencia del nitrógeno, se encuentra en bajas cantidades en la atmósfera. Se lo puede encontrar en las rocas u otros depósitos formados en edades geológicas pasadas, que al ser erosionados liberan fosfatos hacia el ecosistema. Gran parte del fosfato forma parte de los sedimentos profundos o se deposita en las aguas superficiales. (Margaleff, 1993)

Se lo puede encontrar en forma disuelta o particulada, y a su vez en forma mineral u orgánica.

Cabe aclarar que una fracción importante de los fosfatos precipitados queda inmovilizada de forma irreversible y casi permanente en los sedimentos.

El intercambio de fosfatos entre el agua y el sedimento, depende fundamentalmente de la proporción de oxígeno.

Por lo tanto el ciclo del fósforo es mucho más sencillo que el del nitrógeno (Fig 2.8). En general las plantas lo usan en forma de pirofosfato y lo convierten en compuestos orgánicos. De éstos lo liberan de nuevo los microorganismos como fosfatos.

En muchos ríos el fósforo es un nutriente limitante que evita la productividad adicional. Cuando esto sucede, el control de fósforo en aguas de desecho, industrial y de aportes no puntuales es importante. Niveles críticos de fósforo causan un crecimiento excesivo de algas (0.01 a 0.005 mg/l).

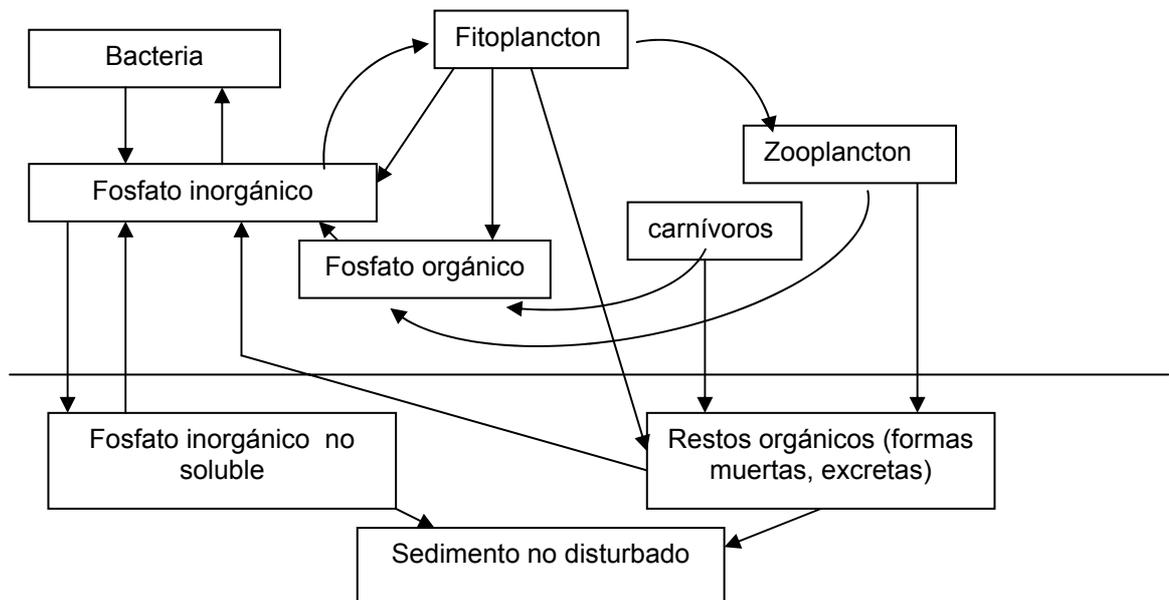


Figura 2.8: Ciclo del Fósforo. (Fuente: GONZALEZ del RIO RAMS J. Apuntes de clase. Universidad Politécnica de Valencia).

2.2.4.3 Temperatura

Las variaciones que sufre la temperatura en el tiempo afectarán los procesos químicos y biológicos que se producen en un cuerpo de agua.

Para cuantificar la modificación que sufren las componentes por cambio en la temperatura, es que Arrhenius (1889) desarrolla una ecuación que relaciona las constantes con la temperatura absoluta.

$$K_i = K_{i,20} \rho^{(T-20)} \tag{2.44}$$

donde:

$K_{i,20}$ = valor del coeficiente determinado a 20°C, (adimensional).

K_i = valor del coeficiente a la temperatura medida, (adimensional).

ϕ = coeficiente de corrección, (adimensional).
 T = temperatura medida.

Cada uno de los coeficientes que se incluyen en las expresiones que simulan los procesos, deben ser corregidos en función de sus variaciones y su valor depende de la constante que se esté analizando.

En el caso de la tasa de reaireación en ríos, Holley (1975) y Zison (1978), citado en Thomann (1987), observaron la necesidad de conocer el valor de ϕ , que estará en función de las condiciones de mezcla del cuerpo de agua. Los valores encontrados variaban entre 1.005 y 1.03, siendo el valor mas usado de 1.024.

Zison et. al (1978), citado en Thomann (1987), estimaron los valores de ϕ para corregir el coeficiente de demanda de oxígeno del sedimento entre 1.04 y 1.13, siendo el valor mas utilizado de 1.065.

Dado que la oxidación del CBOD es un proceso donde intervienen bacterias, la tasa es función de la temperatura. El valor de ϕ en este caso es de 1.047, con un rango que varía desde 1.02 a 1.09 y con respecto al NBOD el valor utilizado es 1.08 con rangos entre 1.0548 y 1.0997.

2.2.5. Revisión bibliográfica de algunos de los parámetros más importantes.

2.2.5.1. Coeficiente de reaireación atmosférica

Beacheler y Link Lazo (1998), establecieron una metodología para evaluar los modelos que predicen la constante de reaireación, desarrollando modelos de predicción propios, que resultaron comparables con los existentes en la literatura. Para ello se utilizó como base de datos los publicados por O'Connor y Dobbins (1958); Churchill, Elmore y Buckingham (1962); Owens, Edwards y Gibbs (1964); y Tisovoglu (1968); descartando datos de laboratorio, debido a que se ha demostrado que existe una incompatibilidad con los resultados obtenidos en el terreno (Bennet y Rathbun, 1972).

Las ecuaciones desarrolladas resultaron más adecuadas que las existentes en la bibliografía, aunque su uso era restringido a determinadas situaciones.

De la totalidad de los modelos generados, se recomienda para ríos de pendiente suave (hasta 0.05%):

$$K_a = \frac{10.046 * u^{2.6996}}{h^{3.902}} \quad (2.45)$$

y para ríos con pendiente media (entre 0.05 y 0.5%), se recomienda

$$K_a = \frac{1.923 * u^{1.325}}{h^{2.0062}} \tag{2.46}$$

donde:

- u = velocidad media, (L/T).
- h = profundidad media en m, (L).
- K_a = coeficiente de reaireación, (1/T).

Cabe aclarar que las fórmulas (2.45) y (2.46) poseen un rango específico de aplicación, como se indica a continuación en las tablas 2.2 y 2.3 respectivamente:

| | <i>K_a</i> | <i>u(m/s)</i> | <i>h (m)</i> | <i>B (m)</i> | <i>P_t*10⁻⁴</i> | <i>F</i> | <i>K_a calc.</i> |
|---------------|----------------------|------------------|--------------------|--------------|--------------------------------------|---------------|----------------------------|
| | <i>obs.</i> | <i>velocidad</i> | <i>profundidad</i> | <i>Ancho</i> | <i>pendiente</i> | <i>Froude</i> | |
| Mínimo | 0.389 | 0.64 | 1.35 | 104.85 | 2.706 | 0.176 | 0.385 |
| Máximo | 0.981 | 1.01 | 2.16 | 161.85 | 3.778 | 0.219 | 0.942 |

Tabla 2.2: rango de aplicación fórmula (2.45)

| | <i>K_a</i> | <i>u (m/s)</i> | <i>h (m)</i> | <i>B (m)</i> | <i>P_t*10⁻⁴</i> | <i>F</i> | <i>K_a</i> |
|---------------|----------------------|------------------|--------------------|--------------|--------------------------------------|---------------|----------------------|
| | <i>obs.</i> | <i>velocidad</i> | <i>profundidad</i> | <i>ancho</i> | <i>pendiente</i> | <i>Froude</i> | <i>calc.</i> |
| Mínimo | 0.840 | 0.832 | 0.863 | 27.432 | 6.071 | 0.244 | 0.826 |
| Máximo | 3.220 | 1.225 | 1.743 | 165.202 | 18.869 | 0.368 | 2.831 |

Tabla 2.3: rango de aplicación fórmula (2.46)

En la base de datos se eliminaron aquellos ríos donde existía influencia béntica y/o fotosintética, debido fundamentalmente al tipo de lecho que poseen (arenas o gravas con fuertes corrientes).

Rathbun R.E. (1977), en sus trabajos analiza las técnicas y ecuaciones que permiten medir y predecir el coeficiente de reaireación en cursos de agua.

Define 3 técnicas básicas que predicen coeficientes con un grado aceptable de exactitud.

- ◆ Balance de oxígeno disuelto
- ◆ Equilibrio disturbado
- ◆ Técnica de trazadores

Según Rathbun R.E. (1977) ya en 1972, Bennett y Rathbun (1972), analizaron los posibles errores de éstas técnicas pero concluyeron que la de trazadores era superior a las otras dos, aún previendo la necesidad de realizar estrictos controles debido al uso de trazadores reactivos.

En su trabajo Rathbun R.E. (1977), analizó numerosas ecuaciones que permiten predecir dicho coeficiente. Estas ecuaciones se basan en tres modelos diferentes:

- a) **Modelos conceptuales:** son aquellos que simulan los procesos de transferencia de masa en la interfase gas-líquido y que incluyen la renovación sobre la superficie, la teoría cinética, los grandes remolinos y los modelos de difusión turbulenta.
- b) **Modelos semiempíricos:** son los que incluyen la velocidad de disipación de la energía y los que correlacionan el coeficiente de reaireación con el coeficiente de dispersión longitudinal.
- c) **Modelos empíricos:** estiman el coeficiente de reaireación como directamente proporcional a la velocidad promedio del flujo, e inversamente proporcional a su profundidad media.

Según Rathbun R.E. (1977), las ecuaciones que mejor predicen dicho coeficiente son las de Thackston y Krenkel (con los datos originales) y la de Dobbins, Thackston y Krenkel (totalidad de los datos).

Cuando analizan el coeficiente de correlación parcial, la variable más importante en las ecuaciones desarrolladas con datos de campo, es la profundidad del cauce, luego le sigue en importancia la velocidad media y la pendiente del gradiente de energía.

Wilson y Macleod (1974), citados en Rathbun R.E. (1977), realizan un análisis similar al anterior dividiendo estas en dos grupos, aquellas que involucran solo la velocidad y la profundidad, y los que requieren de la pendiente del gradiente de energía. A partir de ello concluyen que las ecuaciones que contienen solo la velocidad y la profundidad, no predicen satisfactoriamente el coeficiente, tanto para datos de cauces naturales como de laboratorio, a diferencia de las que contienen la pendiente del gradiente de energía que da mejores resultados.

Estos autores destacan que las variaciones producidas en la estimación del coeficiente de reaireación, se deben exclusivamente al error experimental. Brown sugiere que nuevas u otras variables deben ser consideradas al momento de estimarlo.

Wilson y Macleod (1974), citados en Rathbun R.E. (1977), consideran que el error se debe a no introducir dentro de la ecuación variables que tienen influencia, tales como el efecto del viento y de sustancias en el curso como detergentes.

Según Rathbun R.E. (1977), O'Connor - Dobbins (1958) determinaron que el coeficiente de reaeración está dado por:

$$K_a = \frac{(D_L u)^{0.5}}{h^{3/2}} \quad (2.47)$$

donde:

D_L = es la difusión de oxígeno a 20 ° C, (L²/T).

u = velocidad media, (L/T).

h = profundidad media, (L/T).

Ghosh y Mcbean (1995), evalúan algunas ecuaciones para estimar el coeficiente de reaeración, estas incluyen las derivadas por Churchill et. al (1962), O'Connor et al. (1958). Owens et. al (1964) y Langbein et. al (1967), las cuales definen dicho coeficiente como función del tirante y la velocidad.

2.2.5.2. Coeficiente de desoxigenación carbonácea

Gohsh y Mcbean (1998), en sus trabajos de modelación de la calidad del río Kali en India analizan este coeficiente y observan que la pendiente de la curva entre el DBO5 a la temperatura del río (escala logarítmica) y el tiempo de viaje (escala lineal), representa el valor de dicho coeficiente.

El valor se estimó correlacionando K_d con las características del canal, tales como profundidad, caudal y perímetro mojado.

Como valores guía, el K_d varía entre 0.1 y 0.5 día⁻¹ para cuerpos de agua profundos (mayores de 1.5 m) y de 0.5 a 3 día⁻¹ para corrientes poco profundas (menores de 1.5 m).

Observan además, que los valores del coeficiente son mayores después de los ingresos puntuales, alcanzando valores estables a medida que el poluente se mueve hacia aguas abajo y la materia orgánica ha sedimentado.

Los valores promedio de este coeficiente y su rango de variación, obtenidos del gráfico semilogarítmico para este curso, se detallan en la tabla 2.4:

| Tramo | K_d calculado (1/day) | K_d calibración (1/day) |
|--------------|---|---|
| 1 | - | 0.1-0.23 |
| 2 | - | 0.4 |
| 3 | 0.25 (± 0.05) | 0.5-0.25 |
| 4 | - | 0.65 |
| 5 | 0.3 (± 0.10) | 0.85-0.3 |

Tabla 2.4: Valores del coeficiente de desoxigenación carbonácea.

Wright y Mc Donnell (1979), citados en Ghosh y Mcbean (1995), proponen a partir de un estudio sobre 23 ríos distintos la siguiente ecuación:

$$K_d = 10.3 * Q^{-0.49} \quad (2.48)$$

donde Q es el caudal, (L^3/T). De esto se obtienen rangos que varían entre 0.08 a 4.24 1/día, con caudales desde 0.13 a 248 m^3/s , perímetros mojados desde 3.6 a 209 m y profundidades de 0.27 a 9.76 m.

2.2.5.3. Consumo béntico de oxígeno e índice de pérdida de DBO por sedimentación

Gohsh y Mcbean (1998), en sus trabajos determinaron los valores de estos coeficientes y sus rangos de variación, a partir de mediciones que se utilizaron para calibrar el modelo. Los valores definitivos se determinaron aplicando un análisis de sensibilidad. (Tabla 2.5 y 2.6)

| Tramo | K_s calculado o medido (1/day) | K_s calibración (1/day) |
|--------------|--|---|
| 1 | - | - |
| 2 | 1.65 (± 0.03) | 1.25 |
| 3 | 1.85 (± 0.03) | 1.5-0.0 |
| 4 | 3.25 (± 0.07) | 3.00 |
| 5 | 5.85 (± 0.01) | 5.5-0.0 |

Tabla 2.5: Índice de pérdida de DBO por sedimentación

| Tramo | K_O calculado o medido (1/day) | K_O calibración (1/day) |
|--------------|--|---|
| 1 | 0.0-6.0 | 0.5-6.0 |
| 2 | 6.00 (± 0.25) | 6.50 |
| 3 | 7.50 (± 0.25) | 7.5 |
| 4 | 1.75 (± 0.10) | 1.50 |
| 5 | 2.50 (± 0.15) | 2.0 |

Tabla 2.6: Consumo béntico de oxígeno

CAPÍTULO 3

MODELOS MATEMATICOS DE CALIDAD DE AGUA

Un modelo de simulación es una aproximación al sistema real, sus entradas y salidas son variables mensurables y su estructura es un conjunto de ecuaciones que conectan las entradas y salidas simulando los procesos biológicos, físicos y químicos que se desarrollan en el cuerpo de agua.

Su objetivo principal es que resulte una herramienta que tenga la capacidad de simular el comportamiento hidráulico y los componentes de calidad de una red de ríos.

A través de ellos se obtiene un diagnóstico síntesis del funcionamiento del sistema ambiental. Por otro lado una vez implementados permiten realizar simulaciones para estimar el impacto de actividades urbanas, agrícolas, industriales, etc. sobre el ecosistema.

En éste capítulo se hará una descripción general de los modelos existentes en la bibliografía, para posteriormente detallar los fundamentos teóricos en que se basa el modelo seleccionado para éste trabajo.

3.1. ANTECEDENTES

La solución de la ecuación de Streeter-Phelps, popularmente conocida como la ecuación que representa el decaimiento del oxígeno fue clave para que se inicien numerosas investigaciones referidas al tema.

Estas demostraron que las soluciones analíticas desarrolladas no eran adecuadas para representar los complejos sistemas que existían en el ambiente acuático.

El desarrollo de la computación y las técnicas matemáticas (métodos numéricos), incorporados a los modelos matemáticos ayudaron a resolver los problemas de los recursos hídricos.

Existen numerosos modelos que se aplican en el campo del medio ambiente, uno de ellos es el del estuario Delaware creado por R.V. Thomann y sus asociados en 1963 para la Administración Federal del Control de Polución del agua, citado en Orlob (1992). Su aporte fue el de proveer un medio rápido que permita evaluar cuantitativamente las estrategias de control de la contaminación del agua.

En las décadas de los '70 y '80 surgen modelos tales como DOSAG-I (1970) producido

por Texas Water Development Board (TWDB), que resuelve el problema de la curva de decaimiento de oxígeno en estado permanente para un río con “n” tramos.

Posteriormente, el Qual I, esponsorado por TWDB, que incluye en la curva de oxígeno el intercambio de calor entre la interfase aire-agua, permitiendo mejorar los coeficientes que dependen de la temperatura durante la simulación dinámica.

Una mejora al modelo anterior lo constituye el Qual II, desarrollado por el EPA (Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos), que incorpora la modelación de sistemas más complejos y evalúa el impacto de los nutrientes sobre el ambiente acuático usando el concepto desarrollado por Water Resources Engineers (WRE). Este desarrolló un modelo ecológico para aplicar a ambientes lacustres y estuarios (Orlob, 1992).

En la actualidad el Qual2-UNCAS también del EPA, es continuamente modificado en función de sus numerosas aplicaciones prácticas. Es una versión mejorada del QUAL2E donde se realiza un análisis de incertidumbre al simular la calidad de agua en régimen permanente.

Referido al estudio de sustancias tóxicas se puede mencionar el WASP (Di Toro et.al. 1981).

Posteriormente, y siguiendo la misma línea que el modelo anterior pero más sofisticado, surgió el SERTATRA producido para la EPA por Onishi y Wise (1982).

3.2. MODELO UTILIZADO

A partir de una análisis de los distintos modelos de simulación existentes en la bibliografía y en función de los resultados requeridos para aplicar el modelo de optimización es que el modelo elegido fue el denominado QUAL2E (Brown and Barnwell, 1987).

La elección de éste modelo radica en que es uno de los más difundidos para simular la calidad del agua en sistemas fluviales (Chapra, 1997), además de permitir simular algunos de los componentes más significativos, e incluir aportes puntuales y no puntuales como los que se encuentran en el área donde será aplicado.

El QUAL2E es un modelo de calidad de agua que simula los procesos de transporte, advección y dispersión, a lo largo de la dirección principal del flujo (eje longitudinal del flujo) de un río. Permite analizar y simular salidas puntuales (riego, agua potable, etc), descargas de vertidos, afluentes, así como también calcular los caudales de dilución para satisfacer valores meta de oxígeno disuelto.

Brown L. y Barnwell T. (1987) señalan como una restricción importante que el modelo

“se limita a simular períodos de tiempo durante los cuales tanto los caudales como los vertidos son esencialmente constantes”.

Según Walton R. y Webb M.(1994), el modelo resulta inapropiado si se pretende simular vertidos pulsantes. Su propuesta es reemplazar el esquema de diferencia hacia atrás implícita, por un esquema de diferencia hacia atrás explícita, logrando de esta manera que no se produzcan efectos numéricos que enmascaren la solución hallada.

Trento A. (1998) demuestra que el QUAL2EU posee resultados confiables cuando se analizan situaciones estacionarias. Propone para simular descargas discontinuas o situaciones no estacionarias el modelo denominado QUICKEST.

QUAL2E puede ser usado como modelo para régimen permanente y no permanente. En el primer caso es útil para determinar los efectos producidos por vertidos puntuales, así como para cuantificar y clasificar las fuentes de contaminación difusas. En el segundo caso se puede identificar la influencia en el modelo, de variaciones en los datos meteorológicos sobre la calidad del agua, fundamentalmente en el oxígeno disuelto y la temperatura.

3.2.1. Historia del QUAL2E

En sus comienzos, el QUAL2E se denominó QUAL-I y fue desarrollado por F.D. Masch and Associates and Texas Water Development Board en el año 1970.

Posteriormente, el Water Resources Engineers, Inc (WRE) bajo contrato con U.S. Environmental Protection Agency modificó y amplió la versión denominada QUAL-I bajo el nombre QUAL-II, presentandose en años posteriores gran cantidad de versiones diferentes del modelo.

En 1976 el Southeast Michigan Council of Governments (SEMCOG) contrató con WRE, la realización de nuevas modificaciones sobre el conjunto de versiones existentes que resultaron mas apropiadas, denominando a esta nueva versión SEMCOG.

La versión SEMCOG de QUAL-II fue revisada y documentada (NCASI, 1982).

EPA, en el año 1983, contrató a NCASI para que continuara con la modificación del QUAL-II/SEMCOG.

La gran aplicación que ha tenido el QUAL-II/SEMCOG en la modelación de la calidad de cursos de agua y su planificación, permitió que se detecten sus aciertos y errores, por lo que el modelo denominado QUAL-II fue modificado y renombrado como QUAL2E.

QUAL2E presenta modificaciones sobre algunas áreas importantes, las cuales se detallan a continuación:

- ✓ Algas, nitrógeno, fósforo, interacciones con oxígeno disuelto.

- ✓ Índice de crecimiento de algas.
- ✓ Temperatura.
- ✓ Oxígeno disuelto.
- ✓ Constituyente arbitrario no conservativo.
- ✓ Cálculos hidráulicos.
- ✓ Condiciones de borde.
- ✓ Modificaciones de entrada y salida.

Esta primera versión denominada QUAL2E desarrollada en el año 1985, ha sido constantemente mejorada con el objetivo de simplificar las etapas de calibración y validación.

QUAL2E-UNCAS es una versión mejorada del QUAL2E, donde se realiza un análisis de incertidumbre al simular la calidad de agua en régimen permanente. A tal efecto se desarrollan tres propuestas diferentes: análisis de sensibilidad, análisis de error de primer orden y simulación de MonteCarlo.

Con estas metodologías se puede lograr detectar el efecto de sensibilidad del modelo y la incertidumbre que producen los datos de entrada en la posterior predicción.

Cuantificando la incertidumbre en la predicción que produce el modelo, se puede valorar el riesgo de que una determinada variable de calidad esté por encima o por debajo de un valor aceptable.

Otra ventaja del análisis de incertidumbre, es la de estimar parámetros como por ejemplo la varianza, y sus predicciones pueden ser tan importantes como el de la estimación de los parámetros del modelo.

3.2.2.Principios Básicos

El modelo utilizado en este trabajo está integrado por tres componentes claramente diferenciados entre sí. (Tabla 3.1)

| | Características |
|-----------------------------|--|
| 1. Módulo Conceptual | Identificación del prototipo a partir de la descripción de las propiedades geométricas que se modelarán. Identificación de las condiciones de borde. Interrelación entre las partes del prototipo. |

| | |
|--------------------------------|--|
| 2. Módulo Funcional | Definición de ecuaciones algebraicas que representan las características físicas, los procesos y las condiciones de borde. Definición de cada variable. Relación de cada variable con los demás parámetros del modelo. |
| 3. Módulo Computacional | Transformación de los procesos en formulaciones matemáticas o procedimientos de cálculo para resolver el problema en el tiempo y en el espacio. |

Tabla 3.1: Módulos del modelo QUAL2E.

3.2.2.1. Módulo Conceptual

Seleccionado el sistema de río a modelar, se divide el mismo en n tramos. El balance hidráulico y de masa se aplicará sobre cada uno de los tramos previamente definidos.

El balance hidráulico estará compuesto por los caudales de entrada aguas arriba (Q_{i-1}), los aportes y derivaciones puntuales externas (S_i) y el caudal saliente aguas abajo (Q_i).

Los procesos de advección y dispersión son los que mueven la masa a través del sistema, a esto se puede sumar o restar masa en función de las aportes y derivaciones puntuales externas (S_i), o por medio de las transformaciones biológicas o reacciones (R). (Fig. 2.1)

El modelo considera, además, que existe en cada elemento mezcla perfecta. En cada tramo del río se mantienen constantes las propiedades hidrogeométricas (pendiente, sección transversal, coeficiente de rugosidad, constantes biológicas, etc.)

La unión de todas las partes consideradas representan al río, con sus subdivisiones homogéneas internamente y relacionadas entre sí por medio de los procesos de advección - dispersión.

3.2.2.2. Ecuación de Balance de Masas

Como se ha descrito en el capítulo 2 la ecuación que gobierna el transporte de poluentes es la (2.15), como se explicó en el punto anterior, el modelo QUAL2E además incluye un nuevo término denominado fuentes externas (S_i), por lo que la ecuación completa resulta:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -u \frac{\partial C}{\partial x} + E_x \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - R + S_i \quad (3.1)$$

donde:

- C = concentración, (ML⁻³).
- t = tiempo, (T).
- E_x = coeficiente de dispersión, (L²T⁻¹)
- S_i = aportes o derivaciones puntuales externas (M/L³)
- R = reacciones, (M/V).
- u = velocidad media en la dirección x, (L/T).

Dada la imposibilidad de obtener soluciones analíticas de éstas ecuaciones es que los modelos utilizan para resolverlas métodos numéricos.

El QUAL2E utiliza diferencias regresivas en lugar de diferencias centradas, permitiendo de ésta manera que se eliminen las oscilaciones, a expensas de un excesivo amortiguamiento de origen numérico (Trento, 1998).

3.2.3. Método numérico aplicado por el modelo QUAL2E

Una forma de resolver esta ecuación es desarrollando una aproximación en diferencias finitas de la ecuación diferencial, debido a que no es posible obtener una solución exacta. La distribución de la concentración continua, C(x), se calcula a partir de dividir el sistema en segmentos cuyas concentraciones se toman en el centro de los mismos. (Fig 3.1)

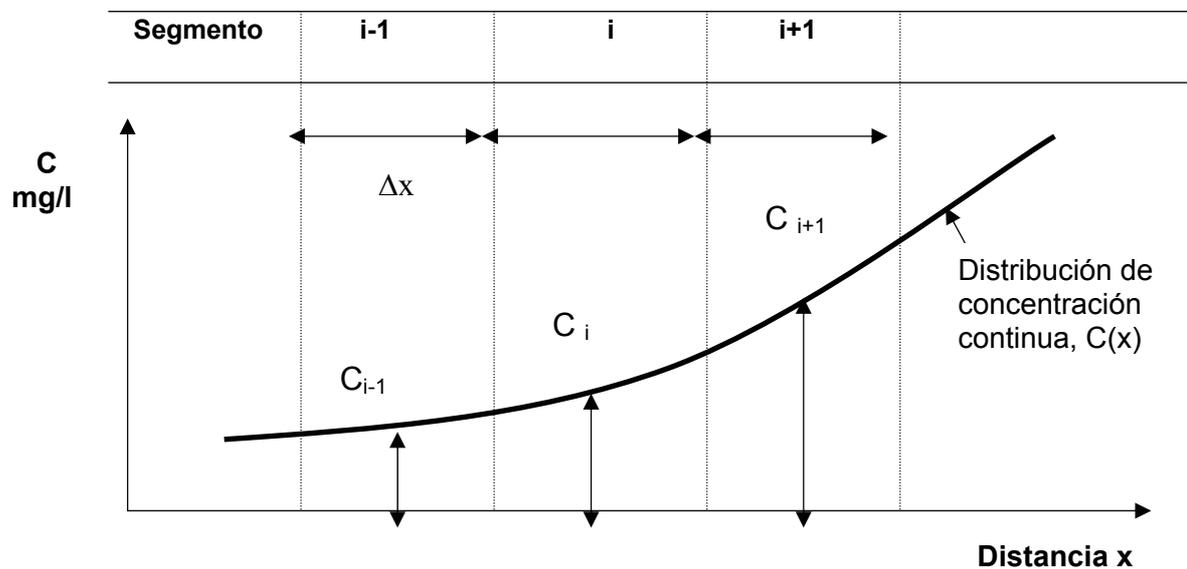


Figura 3.1: Esquema de subdivisión en tramos para aplicación de diferencias finitas

Las mismas se obtienen a partir de las concentraciones en la interfase de las caras de

aguas arriba y aguas abajo del segmento.

La pendiente de la concentración continua en el centro del segmento es:

$$\frac{\partial C}{\partial x} = \frac{C_{i,i+1} - C_{i-1,i}}{\Delta x} \quad (3.2)$$

3.2.3.1. Aproximación del término advectivo

La variación espacial del flujo de masa advectivo se puede representar como:

$$\frac{\partial(QC)}{\partial x} = \frac{(QC)_{i,i+1} - (QC)_{i-1,i}}{\Delta x} \quad (3.3)$$

donde:

$$(QC)_{i,i+1} = Q_{i,i+1} C_{i,i+1} \quad (3.4)$$

$$y \quad (QC)_{i-1,i} = Q_{i-1,i} C_{i-1,i} \quad (3.5)$$

Como se ha mencionado anteriormente $Q_{i,i+1}$ y $C_{i,i+1}$ son el caudal y la concentración aguas abajo de la interface del segmento, y $Q_{i-1,i}$ y $C_{i-1,i}$ aguas arriba del mismo

La concentración en la interfase $C_{i,i+1}$ se calcula a partir de los puntos centrales del segmento, que son C_i y C_{i+1} , suponiendo además que existe una relación lineal

$$C_{i,i+1} = \alpha_{i,i+1} C_i + \beta_{i,i+1} C_{i+1} \quad (3.6)$$

Donde α y β son coeficientes de peso aguas arriba y aguas abajo del segmento respectivamente.

Sustituyendo dichas ecuaciones en el término advectivo:

$$\frac{\partial(QC)}{\partial x} = \frac{Q_{i,i+1}(\alpha_{i,i+1} C_i + \beta_{i,i+1} C_{i+1}) - Q_{i-1,i}(\alpha_{i-1,i} C_{i-1} + \beta_{i-1,i} C_i)}{\Delta x} \quad (3.7)$$

Cuando $\alpha=1$ y $\beta=0$, la aproximación se denomina de diferencia finita hacia atrás.

$$\frac{\partial(QC)}{\partial x} = \frac{Q_{i,i+1} C_i - Q_{i-1,i} C_{i-1}}{\Delta x} \quad (3.8)$$

La diferencia finita hacia atrás es conveniente utilizarla cuando los efectos advectivos

son predominantes sobre los dispersivos.

Cuando los efectos dispersivos predominan sobre los advectivos, es aconsejable utilizar el esquema de diferencia central donde $\alpha=0.5$ y $\beta=0.5$.

3.2.3.2. Aproximación del término dispersivo

El transporte dispersivo en la ecuación se representa por la siguiente aproximación de diferencia finita:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(EA \frac{\partial C}{\partial x} \right)_i = \frac{\left(EA \frac{\partial C}{\partial x} \right)_{i,i+1} - \left(EA \frac{\partial C}{\partial x} \right)_{i-1,i}}{\Delta x} \quad (3.9)$$

Analizando en cada una de las caras del segmento

$$\left(EA \frac{\partial C}{\partial x} \right)_{i,i+1} = E_{i,i+1} A_{i,i+1} \left(\frac{C_{i+1} - C_i}{\Delta x} \right) \quad (3.10)$$

$$\left(EA \frac{\partial C}{\partial x} \right)_{i-1,i} = E_{i-1,i} A_{i-1,i} \frac{C_i - C_{i-1}}{\Delta x} \quad (3.11)$$

Si se sustituye $E'=EA/\Delta x$, el término que representa el proceso dispersivo es:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(EA \frac{\partial C}{\partial x} \right)_i = \frac{E'_{i,i+1}(C_{i+1} - C_i) - E'_{i-1,i}(C_i - C_{i-1})}{\Delta x} \quad (3.12)$$

3.2.3.3. Ecuación advección-dispersión

Multiplicando la ecuación (3.1) por $V_i = A\Delta x$ y sustituyendo los términos que representan los términos de advección y dispersión.

$$V_i \frac{\partial C_i}{\partial t} = -\frac{A\Delta x}{A} \left[\frac{Q_{i,i+1}(\alpha_{i,i+1}C_i + \beta_{i,i+1}C_{i+1}) - Q_{i-1,i}(\alpha_{i-1,i}C_{i-1} + \beta_{i-1,i}C_i)}{\Delta x} \right] + \frac{A\Delta x}{A} \left[\frac{E'_{i,i+1}(C_{i+1} - C_i) - E'_{i-1,i}(C_i - C_{i-1})}{\Delta x} \right] - RV_i \pm S_i V_i \quad (3.13)$$

la cual se reduce a:

$$V_i \frac{\partial C_i}{\partial t} = Q_{i-1,i}(\alpha_{i-1,i}C_{i-1} + \beta_{i-1,i}C_i) - Q_{i,i+1}(\alpha_{i,i+1}C_i + \beta_{i,i+1}C_{i+1}) + E'_{i,i+1}(C_{i+1} - C_i) - E'_{i-1,i}(C_i - C_{i-1}) - RV_i \pm S_i V_i \tag{3.14}$$

donde RV_i es el término de reacción cinética y S_i es el aporte o derivación puntual externa de masa en el segmento i . Si se aplica el método de diferencia hacia atrás ($\alpha=1, \beta=0$) y se divide por V_i , la ecuación (3.14) se reduce a la siguiente aproximación.

$$\frac{\partial C_i}{\partial t} = \frac{Q_{i-1,i}C_{i-1} - Q_{i,i+1}C_i}{V_i} + \frac{E'_{i,i+1}(C_{i+1} - C_i) - E'_{i-1,i}(C_i - C_{i-1})}{V_i} - R \pm S_i \tag{3.15}$$

En síntesis, la ecuación de balance para un segmento finito surge a partir de la ecuación diferencial, donde se sustituyen las derivadas por aproximación en diferencias finitas.

3.2.3.4. Dispersión numérica

Aplicar la aproximación de diferencia finita a la resolución numérica del problema, introduce error en la solución. La naturaleza de éste error puede ser determinado expandiendo la derivada de menor orden en una serie de Taylor de una dimensión.

Un ejemplo para un esquema de diferencia hacia atrás, se puede expresar como:

$$\frac{\partial C}{\partial x} = \frac{C_i - C_{i-1}}{\Delta x} + \left[\frac{\Delta x}{2} \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right)_i - \frac{(\Delta x)^2}{6} \left(\frac{\partial^3 C}{\partial x^3} \right) + \dots \right] \tag{3.16}$$

Los términos entre corchetes pueden ser introducidos como el error de truncamiento, y al primer miembro del interior del corchete como medida de éste error.

Si se sustituye en la ecuación (2.15) pero considerando régimen permanente la ecuación final se expresa como:

$$\left(E_x + \frac{\Delta x}{2} |u| \right) \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - u \frac{\partial C}{\partial x} - R \tag{3.17}$$

Donde el término $\Delta x/2 * |u|$ se la denomina dispersión numérica.

La solución numérica de la ecuación (2.15) se dificulta sensiblemente cuando el término advectivo domina sobre el dispersivo. (Trento, 1998).

3.2.4. Expresiones utilizadas por el modelo que representan reacciones e interrelaciones entre constituyentes

El modelo considera interacciones fundamentales del ciclo de los nutrientes , la producción de algas, la demanda béntica de oxígeno, la reaireación atmosférica y su efecto sobre la concentración de oxígeno disuelto. (Fig.3.2)

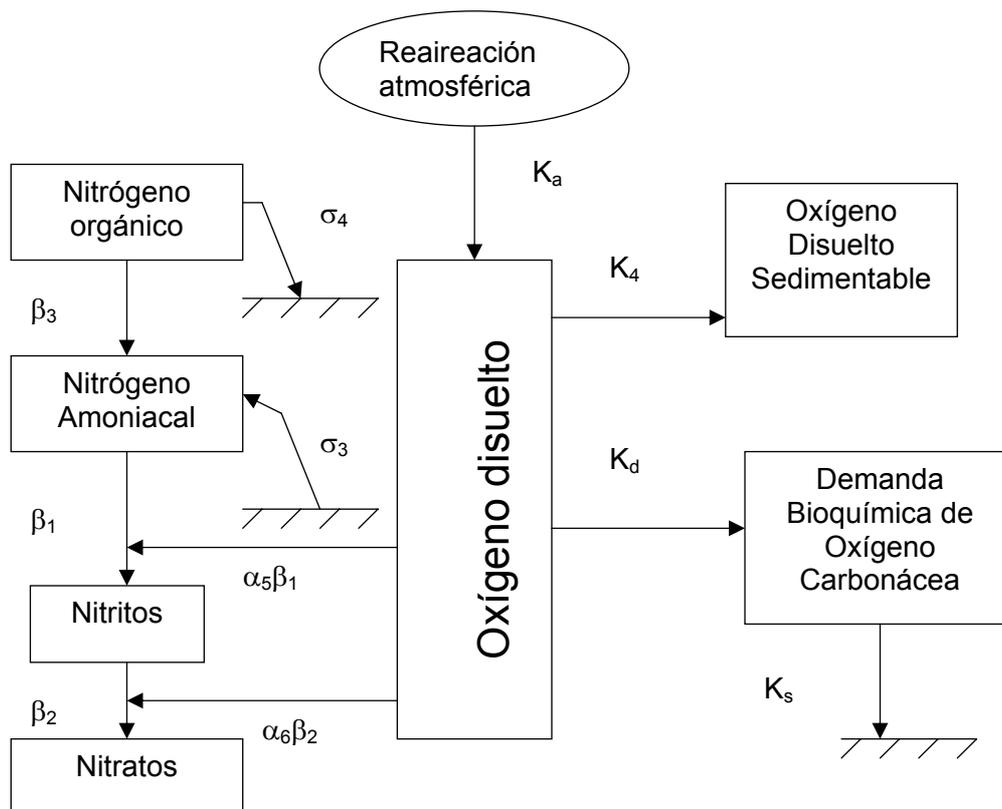


Figura 3.2: Esquema de Interacciones simuladas del OD, DBO, N1, N2, N3 y N4)-Adaptado del QUAL2E-EPA, 1985

A continuación, se explicarán cuales son las relaciones matemáticas con que el modelo simula las reacciones mencionadas anteriormente.

3.2.4.1. Clorofila a

El modelo considera que la clorofila a es directamente proporcional a la concentración de

biomasa de algas fitoplanctónicas, convirtiendo la biomasa de algas en clorofila a partir de la siguiente ecuación:

$$Cla = \alpha_o A_a \quad (3.18)$$

donde:

Cla = concentración de clorofila a, (M/L³).

A_a = concentración de biomasa de algas, (M/L³).

α_o = factor de conversión, (adimensional)

La ecuación diferencial que gobierna el crecimiento y la producción de algas es:

$$\frac{dA_a}{dt} = \mu A_a - \rho A_a - \frac{\sigma_1}{h} A_a \quad (3.19)$$

donde :

A_a = concentración de biomasa de algas, (M/L³)

t = tiempo, (T).

μ = índice de crecimiento de algas, (1/T).

ρ = tasa de respiración local, función de la temperatura, (1/T).

σ₁ = tasa de sedimentación local de algas, (1/T).

h = profundidad media, (L).

3.2.4.2. Ciclo del Nitrógeno

En las aguas naturales existen procesos de transformación desde el nitrógeno orgánico (NO) a amonio, luego a nitrito y finalmente a nitrato.

Las ecuaciones diferenciales que gobiernan las transformaciones del nitrógeno son:

3.2.4.2.1. Nitrógeno orgánico

$$\frac{dN_1}{dt} = \alpha_1 \rho A_a - \beta_3 N_1 - \sigma_4 N_1 \quad (3.20)$$

donde:

α₁ = fracción de biomasa algal que es nitrógeno, (adimensional).

β₃ = constante para la hidrólisis del NO a amonio, (1/T).

σ₄ = coeficiente de sedimentación de NO, (1/T).

N₁ = concentración de NO, (M/L³).

ρ = tasa de respiración local de algas, (1/T).

A_a = concentración de biomasa algal, (M/L³).

3.2.4.2.2. Nitrógeno como amonio

$$\frac{dN_5}{dt} = \beta_3 N_1 - \beta_1 N_5 + \sigma_3 / d - F_1 \alpha_1 \mu A_a \quad (3.21)$$

donde:

- N_5 = concentración de nitrógeno como amonio, (M/L³).
- N_1 = concentración de NO, (M/L³).
- β_1 = coeficiente de oxidación biológica de amonio, (1/T).
- β_3 = constante para la hidrólisis del NO a amonio, (1/T).
- α_1 = fracción de biomasa algal que es nitrógeno, (adimensional)
- σ_3 = constante béntica de amonio, (M/L²T)
- F_1 = Fracción de consumo de nitrógeno por las algas, del amonio existente, (adimensional).
- μ = índice de crecimiento de algas, (1/T)
- A_a = concentración de biomasa algal, (M/L³).
- P_N = factor de preferencia por el amonio (0 a 10)

3.2.4.2.3. Nitrógeno como nitritos

$$\frac{dN_3}{dt} = \beta_1 N_5 - \beta_2 N_3 \quad (3.22)$$

donde:

- N_5 = concentración de nitrógeno como amonio, (M/L³).
- N_3 = concentración de nitrógeno como nitrito, (M/L³).
- β_1 = coeficiente de oxidación de amonio, (1/T).
- β_2 = coeficiente de oxidación de nitrito, (1/T).

3.2.4.2.4. Nitrógeno como nitratos

$$\frac{dN_4}{dt} = \beta_2 N_3 - (1 - F_1) \alpha_1 \mu A_a \quad (3.23)$$

donde:

- μ = índice de crecimiento de algas, (1/T).
- α_1 = fracción de biomasa algal que es nitrógeno, (adimensional)
- F_1 = Fracción de nitrógeno algal tomado desde amonio, (adimensional).
- N_4 = concentración de nitrato, (M/L³).

3.2.4.3. Ciclo del fósforo

Las formas orgánicas del fósforo son generadas por la muerte de las algas, las cuales se convierten después al estado inorgánico disuelto. El fósforo aportado por los vertidos está generalmente en la forma de inorgánico disuelto, que posteriormente será consumido por las algas.

3.2.4.3.1. Fósforo orgánico

$$\frac{dP_1}{dt} = \alpha_2 \rho A_a - \beta_4 P_1 - \sigma_5 P_1 \quad (3.24)$$

donde:

- P_1 = concentración de fósforo orgánico, (M/L³).
- α_2 = contenido de fósforo orgánico de las algas, (adimensional).
- ρ = constante de respiración de algas, (1/T).
- A_a = concentración de biomasa algal, (M/L³).
- β_4 = constante de disminución de fósforo orgánico, (1/T).
- σ_5 = constante de sedimentación de fósforo orgánico, (1/T).

3.2.4.3.2. Fósforo inorgánico

$$\frac{dP_2}{dt} = \beta_4 P_1 + \sigma_2 / h - \alpha_2 \mu A_a \quad (3.25)$$

donde:

- P_2 = concentración de fósforo inorgánico, (M/L³).
- σ_2 = constante de aportación béntica de fósforo disuelto, (M/L²T)
- h = profundidad media, (L)
- μ = índice de crecimiento de algas, (1/T).
- A_a = concentración de biomasa algal, (M/L³).

3.2.4.4. DBO carbonácea

Para simular este componente, el modelo asume una reacción de primer grado. Dicha ecuación incluye la desaparición adicional de DBO debida a la sedimentación, el arrastre y la floculación, que no representan un consumo de oxígeno.

$$\frac{dL}{dt} = -K_d L - K_s L \quad (3.26)$$

donde:

- L = concentración de CBOD final, (M/L³).
- K_d = tasa de desoxigenación de CBOD, (1/T).
- K_s = índice de pérdida de CBOD por sedimentación, (1/T).

Cabe aclarar que Qual2e simula el DBO total, sin embargo el usuario puede escoger simular el DBO a 5 días.

3.2.4.5. Oxígeno disuelto

El balance de oxígeno depende básicamente de su necesidad de reoxigenarse. Esta capacidad es función de los procesos de advección y dispersión que se producen sobre el cuerpo de agua, de los aportes y del consumo de oxígeno.

La mayor fuente de aporte de oxígeno, además de la reaireación atmosférica, es la fotosíntesis y el aporte de los efluentes.

La ecuación que utiliza el modelo para representar la variación del oxígeno disuelto es la siguiente:

$$\frac{dC_{ox}}{dt} = K_a(C_{oxs} - C_{ox}) + (\alpha_3\mu - \alpha_4\rho)A_a - K_dL - K_4/d - \alpha_5\beta_1N_5 - \alpha_6\beta_2N_3 \quad (3.27)$$

donde:

C_{ox} = concentración de oxígeno disuelto, (M/L³).

C_{oxs} = concentración de oxígeno disuelto de saturación, (M/L³).

α_3 = tasa de producción de oxígeno por unidad de fotosíntesis algal, (adimensional).

α_4 = índice de consumo de oxígeno por unidad de alga respirando(adimensional).

α_5 = índice de consumo de oxígeno por unidad de oxidación de amonio(adimensional).

α_6 = índice de consumo de oxígeno por unidad de oxidación de nitritos(adimensional).

μ = índice de crecimiento de algas, (1/T)

ρ = constante de de respiración de algas, (1/T)

A_a =concentración de biomasa algal, (M/L³).

L = concentración de CBOD final, (M/L³).

K_d =índice de desoxigenación de CBOD, (1/T).

K_a = índice de reoxigenación, (1/T).

K_4 = cte de sedimentación de demanda de oxígeno, (M/L²T).

β_1 =coeficiente de oxidación de amonio, (1/T).

β_2 = coeficiente de oxidación de nitrito, (1/T).

N_5 =concentración de nitrógeno como amonio, (M/L³).

N_3 =concentración de nitrógeno como nitrito, (M/L³).

3.2.4.6. Coliformes

Estos componentes se usan como indicadores de contaminación patógena en aguas. Las expresiones matemáticas utilizadas son normalmente funciones lineales que evalúan la desaparición -muerte de coliformes.

$$\frac{dM}{dt} = -K_5M_0 \quad (3.28)$$

donde:

M = concentración de coliformes, (M/L^3).

K_5 = índice de muerte de coliformes, ($1/T$).

M_0 = concentración inicial de coliformes, (M/L^3).

CAPITULO 4

MODELOS DE OPTIMIZACION

Antiguamente los proyectos de planificación hidrológica analizaban únicamente su viabilidad de ejecución a partir de la componente económica; con el correr del tiempo y el aumento de la población, para la misma disponibilidad de recursos, se incluyó en el análisis los intereses de la sociedad y las implicancias del mismo sobre la calidad del medio que afecta.

Este cambio de rumbo exigió que los encargados de la planificación analicen cuidadosamente el espectro de alternativas posibles para arribar a aquella que no solo sea óptima económicamente sino además que incluya otros aspectos (sociales, ambientales, ecológicos, etc).

Como se comentó en capítulos anteriores una herramienta útil para analizar los proyectos desde este punto de vista son los modelos matemáticos.

Existen dos tipos de modelos que se pueden aplicar en problemas de planificación: de simulación y de optimización. La diferencia entre ambos radica en que los modelos de simulación reproducen la dinámica de un sistema, mientras que el de optimización busca diseñar el mejor sistema. (Helweg, O, 1992).

Los primeros identifican la solución a través de métodos de prueba y error, requiriendo generalmente de un gran esfuerzo computacional, que puede derivar en una solución que está muy lejos de ser la mejor.

Los algoritmos de optimización incluyen técnicas de cálculo y algebra matricial, tales como programación lineal, dinámica, cuadrática, geométrica, multiplicadores lagrangianos, etc, que permiten seleccionar aquella alternativa más conveniente según la maximización o minimización de una función objetivo.

Las desventajas que poseen los modelos de optimización, es que conllevan procesos muy laboriosos, planteos donde se realizan importantes simplificaciones y a menores niveles de detalle que los resultados de un modelo de simulación (Andreu J, 1992).

Al revisar los trabajos de éste tipo existentes en nuestra zona, se observó que no existen estudios que describan una metodología como la que aquí se propone. Es por eso que surgió la necesidad de desarrollar una técnica que permita diagnosticar las consecuencias en el manejo integral de los ríos, sobre todo sujeto a una presión de contaminantes en aumento, correlacionado con el crecimiento de la actividad económica de la región para finalmente planificar la utilización del recurso de manera de tomar

decisiones que consideran las aspiraciones de la sociedad y las implicancias ecológico-ambientales en el uso del recurso.

Este capítulo incluye una revisión de las diferentes técnicas de optimización utilizadas en la planificación, particularizando el análisis en la programación lineal ya que esta será la utilizada en éste trabajo.

4.1. ANTECEDENTES

Muchos estudiosos del tema, tales como Deininger(1964), Loucks et al. (1967), Graves et. al. (1969, 1972), citados en Marsden (1973), reconocieron que las técnicas de programación matemática son de mucha utilidad para seleccionar la alternativa que minimice los costos de un determinado proyecto.

Otros como Costa y Loucks (1987), Arnold y Orlob (1989), Strzepek and Chapra (1990), han señalado la necesidad de considerar la calidad del agua tanto como la cantidad, como requisito previo para manejar el recurso.

En esta línea, Loftis (1985), realizó investigaciones sobre estrategias de simulación y optimización en la operación de reservorios de un sistema de lagos.

Pingry et. al (1991) presentó un sistema de soporte que incluía la modelación del balance de agua y sales, y analizaba las alternativas de abastecimiento y de tratamiento que minimizaba costos sobre el curso principal de la Cuenca del río Colorado (E.E.U.U.).

Dandy y Crawley (1992), citado en Azevedo (2000), modelaron la operación de un sistema de múltiples reservorios, para determinar el aprovechamiento óptimo de agua en Adelaida (Australia), incluyendo en el análisis los efectos de la salinidad.

Los trabajos mencionados han sido solo algunos de los citados en la bibliografía, a continuación se detallarán las técnicas utilizadas para resolver éste tipo de problemas de optimización

4.2. TÉCNICAS DE OPTIMIZACIÓN

El objetivo fundamental de éstas técnicas es la definición, frente a una problemática determinada, de cuál es la alternativa más conveniente, partiendo de la identificación de las variables que sirven para la toma de decisión y la evaluación de una función objetivo, la cual medirá la calidad del resultado adoptado. Esta búsqueda del óptimo, lo hará a partir de la aplicación de un algoritmo que permitirá definir la mejor alternativa.

Esta función objetivo puede ser acompañada por una serie de restricciones, que limitarán los valores que puedan adoptar estas variables de decisión.

Según Major D. Y Lenton R. en su trabajo denominado “Applied Water Resource Systems Planning” los métodos se pueden englobar en cuatro grupos principales, en función de características matemáticas similares:

4.2.1. Programación lineal

La función objetivo como las restricciones son ecuaciones de tipo lineal, las formas algebraicas que estas pueden tomar son igualdades o desigualdades con coeficientes constantes.

4.2.2. Programación entera

Está directamente relacionada con la programación lineal, ya que tanto las restricciones como la función objetivo son lineales, aunque las variables de decisión están dadas solo como valores enteros. Existe un caso particular llamado programación entera mixta, que contempla alternativas excluyentes o linearización de funciones no lineales, donde algunas variables son reales y algunas variables de decisión son enteras.

4.2.3. Programación no lineal

La diferencia con las anteriores radica en que la función objetivo y/o una o más de las restricciones son ecuaciones no lineales.

Entre las principales se pueden nombrar a la programación cuadrática y geométrica.

4.2.4. Programación dinámica

Esta técnica fue introducida por Bellman en 1957, puede ser usada en problemas lineales o no lineales donde la decisión se plantea de forma secuencial. Es muy útil en el campo de los recursos hidráulicos, donde la mayoría de los problemas son de tipo secuencial, tanto en el espacio como en el tiempo. En éste tipo de problemas una o más decisiones se requieren en cada estado y donde la decisión de un estado afecta los estados siguientes.

En el presente trabajo se utilizó como técnica de optimización la programación lineal, de la cual se efectuará a continuación un desarrollo teórico.

4.3. PROGRAMACION LINEAL

Un gran número de problemas se resuelven, en la actualidad, a través de la programación lineal, dada la sencillez conceptual en que se basa.

A pesar que la programación dinámica es muy utilizada en problemas de optimización de recursos hídricos por su versatilidad y por brindar, cuando se requiere, no solo una política óptima sino una familia de ellas, a efectos prácticos y como iniciación al tema la programación lineal sería suficiente para resolver éste problema.

En un problema de optimización lineal, las variables de decisión representan aquellos aspectos que son controlables. Las restricciones expresan, por ejemplo, limitaciones físicas reales (disponibilidad máxima del recurso) o expresan que la violación de una de ellas puede ocasionar un alto costo al sistema (daños ambientales irreversibles).

Como se considera linealidad, tanto en la función objetivo como en las restricciones, esto incluye los supuestos básicos de proporcionalidad y aditividad.

Las expresiones en que se basa son del tipo:

$$\text{Función objetivo} \quad \text{Max o min} = c_1x_1 + c_2x_2 + \dots + c_nx_n \quad (4.1)$$

$$\text{Sujeto a} \quad a_{1,1}x_1 + a_{1,2}x_2 + \dots + a_{1,n}x_n \leq b_1$$

$$a_{k,1}x_1 + a_{k,2}x_2 + \dots + a_{k,n}x_n \leq b_k \quad (4.2)$$

$$a_{k+1,1}x_1 + a_{k+1,2}x_2 + \dots + a_{k+1,n}x_n \leq b_{k+1}$$

$$a_{m,1}x_1 + a_{m,2}x_2 + \dots + a_{m,n}x_n \leq b_m$$

$$\text{siendo} \quad x_1 \geq 0, x_2 \geq 0, \dots, x_n \geq 0 \quad (4.3)$$

donde:

a_{ij} : son constantes reales, que en la aplicación de éste trabajo, se transformarán en $b_{i,j}$ y $d_{i,j}$. (capítulo 6).

x_j las incógnitas o variables de decisión.

b_i : son constantes reales, que en la aplicación, se transformarán en los índices standards a cumplir de oxígeno o DBO según corresponda. (capítulo 6)

Las restricciones aquí planteadas se expresan en forma general, en el capítulo 6 sufrirán algunas modificaciones (nuevos parámetros o modificación en su expresión general) producto de la aplicación en particular.

Los métodos para resolverla pueden ser analíticos o gráficos, aunque esta segunda está limitada a problema de dos o tres variables.

4.3.1. Resolución analítica

El algoritmo aplicado por la mayoría, y en particular por el programa computacional utilizado en la aplicación, es el **algoritmo simplex**, el cual es un método analítico que resuelve problemas de mayor complejidad. Los pasos que resumen la aplicación de éste algoritmo se detallan a continuación:

1. Comenzar con la solución factible inicial, anular las variables originales y hacer las variables de holgura iguales a los términos b_i . Cabe aclarar que a las desigualdades del tipo ≤ 0 se las puede convertir en igualdades sumándoles variables de holgura.
2. Determinar a partir de la función objetivo como función de las variables no básicas si existe algún coeficiente negativo (que permita una mejora en el caso que estemos minimizando como en el ejemplo de aplicación) y elegir el que sea el negativo mayor, para que entre a la base.
3. Determinar a partir de las expresiones de las variables básicas en función de las no básicas cuales salen de la base para que la solución sea factible.
4. Obtener la nueva solución básica factible y volver a 2) hasta que no exista ningún coeficiente negativo en la función objetivo como función de las variables básicas.

4.3.2. Resolución gráfica del problema

La resolución gráfica de un problema de programación lineal permiten interpretar mas claramente en que se basa la metodología propuesta.

Como se comentó en párrafos anteriores este tipo de aplicación solo es posible en caso que los problemas sean de dos variables de decisión (solución en el plano), o a lo sumo

tres (solución en el espacio).

Para su análisis se considerará la maximización de una función objetivo con dos variables de decisión, esto servirá de apoyo para explicar sencillamente los conceptos básicos de la programación lineal.

Para la resolución gráfica se representan sobre los ejes coordenados las variables de decisión que como son mayores que cero solo tomarán el sentido positivo de los ejes. Las restricciones se representan sobre el plano x-y como rectas.

Los límites que demarcan las restricciones definen la **región factible**, el área que queda dentro de ésta región o en el entorno se consideran que pueden ser soluciones del problema.

Si el problema pidiera maximizar la función objetivo, se debe encontrar una recta (coincidente con la función a maximizar) que posea un punto de ella tangente a la región factible, que se define como punto óptimo del problema. (Fig. 4.1)

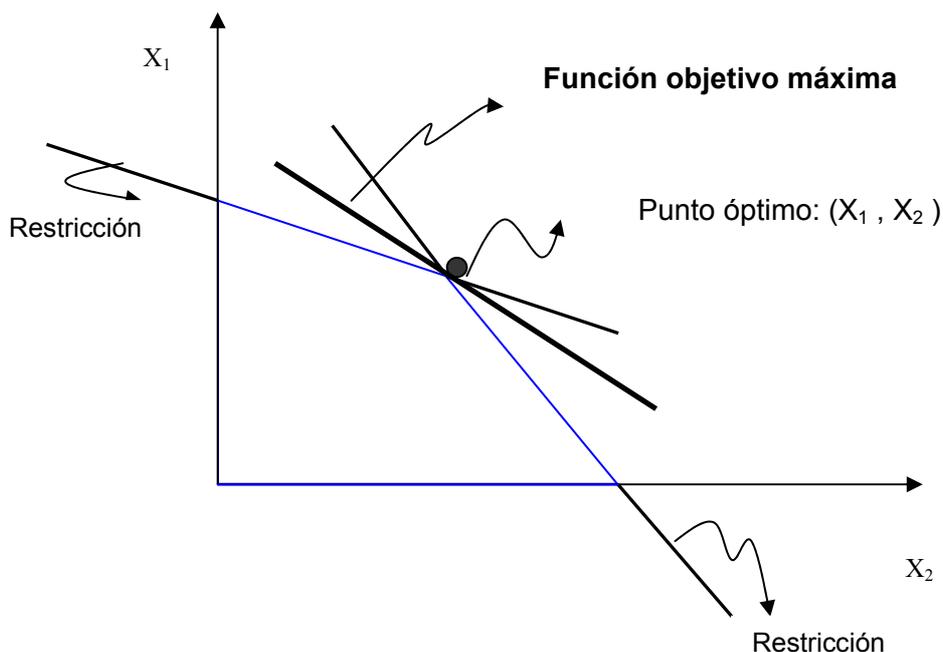


Figura 4.1: Resolución gráfica al problema de optimización lineal con dos variables de decisión.

Se puede observar que la región óptima es un polígono delimitado por las restricciones y con vértices definidos por las intersecciones de éstas restricciones. Estos vértices se denominan **puntos extremos**.

Algunos casos particulares

- **Inexistencia de una solución factible:** esto se produce cuando el conjunto de restricciones es tal que no existe ningún punto que cumpla todas a la vez. (Fig. 4.2).
- **Solución no acotada:** Cuando la región factible no es cerrada y el lado abierto, incluyendo la dirección del gradiente de la función objetivo, puede hacerse infinitamente grande o pequeña según sea el problema. En este caso se dice que la solución no es acotada. (Fig. 4.3).

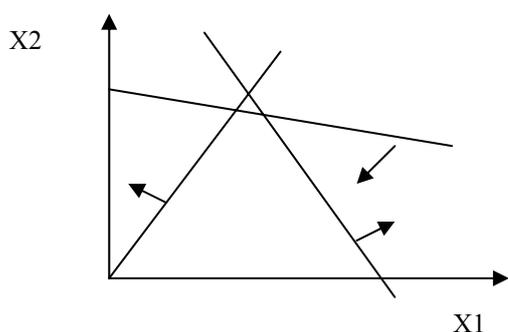


Figura 4.2: Inexistencia de solución

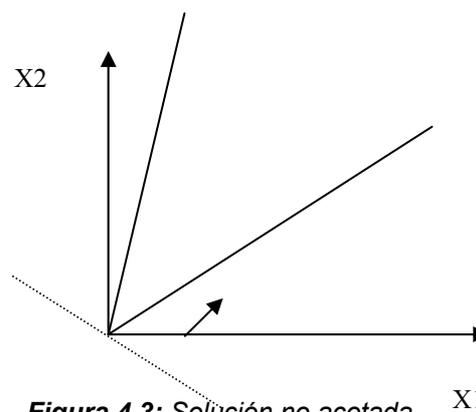


Figura 4.3: Solución no acotada

4.3.3. Análisis dual en el modelo de programación lineal

Obtenidos los resultados, es interesante posteriormente analizar, el efecto que posee la variación de los límites (b_i) de las restricciones, respecto al comportamiento de la función objetivo. Este análisis se lo conoce como **dualidad o análisis dual**.

Todo problema de programación lineal (primal) tendrá siempre un problema dual que permitirá analizar como afecta la variación en sus restricciones.

Los coeficientes que forman parte de la función objetivo se los denomina **precios sombra**, estos indican cuanto podría mejorar la solución óptima si se variara la restricción en una unidad.

Para determinar dicha influencia es necesario definir los valores marginales (\$/unidad de elemento definido en la restricción) asociados con un cambio en los límites de la misma.

Resolver el problema dual significa obtener los **valores marginales**. La forma de resolverlo es con el método simplex, pero el significado de los coeficientes del problema dual tienen significado distinto de los del problema de programación lineal original (primal).

Las variables de solución del problemas dual serán el valor marginal o mejora monetaria, producto de la variación en una unidad de la restricción, también denominadas **variables duales**.

Los límites de las restricciones del problema primal, pasan a ser los coeficientes de la función objetivo del dual, es decir si estos límites son multiplicados por los valores marginales, el resultado de la función objetivo es el máximo (o mínimo) valor que se puede obtener cumpliendo con las restricciones impuestas.

Los coeficientes de la función objetivo del primal, serán los límites de las restricciones del problema dual, pero las desigualdades en este caso se invierten.

A continuación se dará un ejemplo para un problema en dos dimensiones:

$$\text{Función objetivo dual } \text{Max o min} = b_1 Y_1 + b_2 Y_2 \quad (4.4)$$

$$\begin{aligned} \text{Sujeto a} \quad & a_{1,1} Y_1 + a_{2,1} Y_2 \geq c_1 \\ & a_{1,2} Y_1 + a_{2,2} Y_2 \geq c_2 \end{aligned} \quad (4.5)$$

$$\text{siendo} \quad Y_1 \geq 0 \quad y \quad Y_2 \geq 0 \quad (4.6)$$

CAPITULO 5

MODELO SIMULACION-OPTIMIZACION

Existen numerosas publicaciones que señalan la aplicación combinada de modelos de simulación –optimización para resolver problemas de planificación a nivel global.

Marsden, J et al. (1973), en un trabajo sobre el río Indiana, utiliza esta combinación para seleccionar entre distintas estrategias de tratamientos (tuberías by-pass, aumento de caudales sobre el río, plantas de tratamiento de efluentes o torres de enfriamiento) cual sería la combinación óptima de alternativas que solucionen el problema de calidad. Dicha solución se obtiene a partir de la aplicación de un modelo de programación no lineal y de un modelo de simulación quien será el encargado de definir los efectos de la calidad del agua en función de las normas existentes.

Azevedo, G et al. (2000), en una aplicación sobre el río Piracicaba en Brasil, realiza a partir de una simulación sistemática una planificación a gran escala, propone 6 alternativas de manejo donde incluye reservorios con distintos niveles de tratamiento.

El autor logró demostrar que una “buena” calidad en el agua puede obtenerse en la cuenca y que sus beneficios pueden ser distribuidos equitativamente a los diferentes grupos de usuarios.

Randall, D et. al. (1997) efectúa una programación lineal entera mixta acoplada a un modelo de simulación para planificar la utilización del recurso hídrico en el Distrito de Alameda (California).

Con éste tipo de metodología se puede analizar el problema de la contaminación como un problema regional o a nivel de cuenca en vez de exigir limitaciones en las descargas individuales o decidir arbitrariamente la construcción de plantas de tratamiento o de otro sistema de manejo. Se podría continuar enumerando ejemplos que demuestran la gran aplicación en distintos lugares del mundo de la combinación simulación-optimización.

En la zona del Alto Valle del Río Negro y Neuquén, como ya ha sido comentado, no existen trabajos de éste tipo, por lo que éste pretende ser el punto de partida de futuros estudios que evalúen el recurso en forma integral y no con soluciones aisladas.

En éste capítulo se describirá la metodología aplicada en la zona de estudio describiendo en detalle cada uno de los pasos seguidos.

5.1. MODELO DE SIMULACIÓN

Conocer las características hidrodinámicas de un río es fundamental a la hora de implementar un modelo de simulación, dado que los procesos de transporte que sobre él se producen, están fuertemente influenciados por dichas características.

Al analizar las diferentes secciones hidráulicas del tramo elegido se observó, que en algunos casos, estas no poseían un único cauce, esto llevó a que solo se seleccionara la correspondiente al cauce principal, para luego si, definir cada uno de sus parámetros hidráulicos.

Con los perfiles batimétricos y las curvas de caudales versus cotas del pelo de agua se ajustaron curvas H-Q. (Anexo 2)

A partir del caudal correspondiente al día utilizado para la calibración y las curvas H-Q obtenidas, se estimó la cota del nivel del pelo de agua para esa condición.

Las variables y parámetros hidráulicos necesarios para realizar la corrida del modelo (coeficiente de dispersión, sección hidráulica, velocidad, pendiente de fondo, etc.), se estimaron a partir de la cota obtenida previamente y del perfil topobatimétrico.

La pendiente del río se determinó uniendo los puntos de talweg de cada sección, y el resto de los parámetros, tales como base de fondo y taludes (margen izquierda y derecha) se obtuvieron de cada uno de los perfiles.

A continuación se realizó la calibración y la validación del modelo, ambos procesos se realizaron seleccionando aquellas fechas que poseían datos de todas o casi todas las componentes a simular (17/10/2000 Y 3/11/1995 respectivamente).

Al simular dichas componentes se observó que el modelo refleja en forma correcta el comportamiento espacial de cada componente, y puede resultar una herramienta adecuada para ajustar posteriores esquemas de monitoreo.

Con estos dos procesos concluidos, se aplicó el modelo a distintas situaciones (caudales medios y bajos) y condiciones actuales y futuras (proyección a 50 años) según los usos elegidos.

La decisión de correr el modelo con caudales medios y bajos se basó en la importancia que tiene ésta variable respecto al impacto de las descargas contaminantes que sobre él se producen. Valores bajos representan la situación más crítica dado el menor poder dilutorio que poseen las aguas del mismo. Simular con caudales altos se desestimó ya que esta no era la situación que comprometía principalmente la calidad del río.

Los otros escenarios (presente y futuro) permitieron realizar un diagnóstico de las condiciones actuales del río y pronosticar la respuesta del mismo con un aumento poblacional e industrial en un plazo de tiempo acorde con el estudio.

Respecto al punto anterior, se diferenció entre un crecimiento únicamente poblacional y otro que incluía además el industrial, esto permitiría al analizar los resultados, determinar cual de los dos componentes producía mayor impacto a futuro.

Las descargas municipales correspondientes a cada ciudad, se calcularon en base a la población actual y a los datos aportados por los distintos organismos gubernamentales. El tipo de datos provistos por estos Organismos, se refieren principalmente a descargas municipales e industriales.

Para situaciones futuras, se debió determinar cual sería la proyección urbana de cada una de las ciudades ubicadas sobre el área. Esto requirió del ajuste de curvas que podrían ser utilizadas para cualquier estimación requerida. Otro de los aspectos analizados fue la identificación de los distintos tipos de industrias asentadas en el área, a partir de un relevamiento en cada uno de los municipios involucrados, y de otros organismos que manejan datos de éste tipo.

Para la proyección industrial se consideró un crecimiento positivo, donde además de las industrias actuales se asentarían otras con características similares a las existentes en la región (sidreras, jugueras, frigoríficos, madereras, etc).

Dado que no se conocen las erogaciones que producen, se definieron industrias "tipo" cuyos valores corresponden a los datos aportados por Organismos de la región o valores extraídos de la bibliografía.

Con la totalidad de los datos recolectados y asignándole a cada industria "tipo" valores de desechos, éstas fueron ubicadas en las distintas ciudades que pertenecen al área, en lugares donde se suponía que a largo plazo podrían ubicarse dichas industrias.

Una de las suposiciones adoptadas es la de considerar que las erogaciones hacia las plantas de tratamiento, de cada una de las ciudades, incluían conjuntamente los desagües cloacales como industriales, dado que esto simplificaba el análisis y se consideró suficiente como primera aproximación en el estudio.

5.2. MODELO DE OPTIMIZACIÓN

La función objetivo consistió en minimizar la sumatoria de los costos de construcción y mantenimiento de las plantas ubicadas sobre un tramo del río Neuquén. (fig. 5.1)

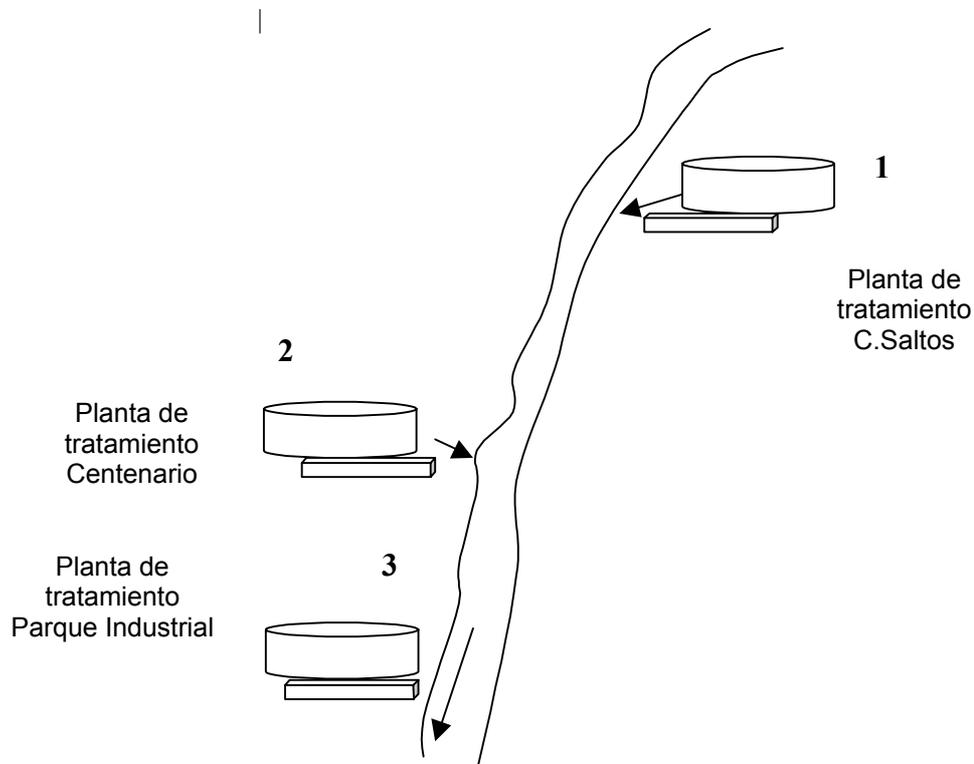


Figura 5.1: Esquema ubicación plantas de tratamiento analizadas.

Estos costos se los expresa como el valor actual neto (descrito en el punto 5.3.3.1) multiplicado por la población servida. A partir de la ecuación 4.1. descrita en el capítulo 4 la expresión utilizada resulta:

$$\text{Min } c_1x_1 + c_2x_2 + c_3x_3 \tag{5.1}$$

Las restricciones verifican que las componentes de calidad elegidas, no superen un valor límite establecido en función de un uso determinado.

Sujeto a:

$$w_i(1 - x_i) \leq DBO_i^{max} \tag{5.2}$$

$$\sum_i b_{i,j} w_i(1 - x_i) \leq DBO_j^{max} \tag{5.3}$$

$$OD_j^S - \sum_i \{d_{i,j} w_i(1 - x_i)\} \geq OD_j^{min} \tag{5.4}$$

$$0.3 \leq x_i \leq 0.95 \tag{5.5}$$

donde:

$c_i(x)$ = costo de la construcción y operación de la planta de tratamiento de líquidos en función del porcentaje de agua tratado en el sitio i , (u\$s).

w_i = concentración de DBO producida en el sitio i por unidad de tiempo (M/L^3).
 x_i = porcentaje de líquido de desecho tratado en el sitio i , (%)
 DBO_i^{MAX} = concentración máxima de DBO permitido en el sitio i , (M/L^3).
 $b_{i,j}$ = coeficiente de transferencia (indica la mejora en la concentración de DBO en el sitio j por unidad de líquido removido en i).
 OD_j^S = oxígeno de saturación en función de la temperatura y presión del agua en el sitio j , (M/L^3).
 DBO_j^{MAX} = nivel máximo de DBO permitido en el sitio j , (M/L^3).
 $d_{i,j}$ = coeficiente de transferencia (indica la mejora en la concentración del déficit del oxígeno en el sitio j por unidad de líquido removido en i).
 OD_j^{MIN} = concentración de oxígeno disuelto mínimo requerido en el sitio j , (M/L^3).

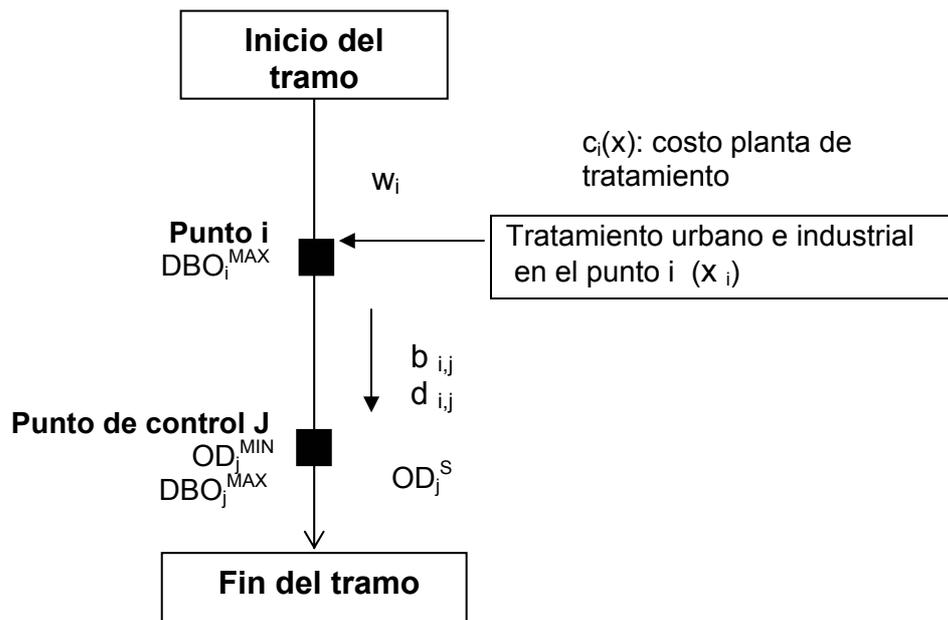


Figura 5.2: Parámetros del sistema a optimizar

5.2.1. Determinación de la función objetivo

La obtención de la curva de costos de las distintas plantas de tratamiento requirió de la identificación de los tipos de tratamiento que formarían parte de la función objetivo y su relación con la variable de decisión. A continuación se realiza una síntesis de los tratamientos seleccionados

Pretratamiento: estas instalaciones cuentan con un sistema de medición de caudal, así como también de sistemas mecánicos y físico-químicos cuyo objetivo es la eliminación de los sólidos flotantes de gran tamaño, las arenas y a veces las grasas. Estos elementos deben ser eliminados dado que su presencia puede interferir con los procesos de

tratamiento subsiguientes. El porcentaje de tratamiento que se asignó en éste caso fue entre un 30 y 50 %.

Tratamiento primario: consiste en el empleo de procesos de sedimentación para eliminar sólidos suspendidos de naturaleza orgánica.

En algunos casos se deben añadir productos químicos a los clarificadores primarios, para ayudar a eliminar los sólidos finamente divididos o coloidales, o para precipitar el fósforo. El rango de tratamiento asignado fue 50 a 70 %.

Tratamiento secundario: el objetivo de estos sistemas es la eliminación de la materia orgánica disuelta y coloidal que queda remanente después del tratamiento primario. Este tipo de tratamiento supone emplear y acelerar los procesos naturales de eliminación de los residuos. En presencia del oxígeno, las bacterias aeróbicas convierten la materia orgánica en formas estables como dióxido de carbono, nitratos y fosfatos, así como también otros materiales orgánicos. A este tipo de tratamiento se lo puede denominar tratamiento biológico. El porcentaje asignado para éste tratamiento varió de 70 y 85 %.

Tratamiento avanzado: en el caso que el agua que ha de recibir el vertido requiere de un grado de tratamiento mayor que el que puede aportar el tratamiento secundario, o si el efluente va a reutilizarse, es necesario un tratamiento avanzado de las aguas residuales. A menudo se usa el término tratamiento terciario como sinónimo de tratamiento avanzado, pero estos no son exactamente lo mismo.

El tratamiento terciario suele utilizarse para eliminar el fósforo, mientras que los tratamientos avanzados se utilizan para reducir las componentes del agua residual a valores inferiores a los obtenidos por medio del tratamiento secundario (disminución de un 99% de los sólidos disueltos y de la demanda bioquímica de oxígeno). El porcentaje de tratamiento asignado para éste caso fue mayor al 85 %.

En la realidad los distintos tipos de tratamiento no representan una mejora de la calidad global de todos los componentes del curso, sino que cada uno tiene la finalidad de mejorar alguna componente de calidad en particular. Para simplificar el análisis se consideró que a medida que el tratamiento aumentaba en complejidad (mayor porcentaje de líquido tratado) se mejorarían todas las componentes que ingresarían al curso de agua.

La función objetivo se definió a partir del trabajo de la Agencia de Protección de Medio Ambiente de los EE.UU. (EPA) denominado "The Cost Digest: cost summaries of selected environmental control technologies". (DeWolf G. et. al., 1984). (Fig. 5.3).

De éste trabajo se obtuvieron dos tipos de gráficos para cada tipo de tratamiento, el primero relaciona los **costos de construcción de la planta versus capacidad del sistema** y el segundo **costo de operación anual versus capacidad del sistema**. La capacidad del sistema cuantificada a partir de la cantidad de población que sería servida.

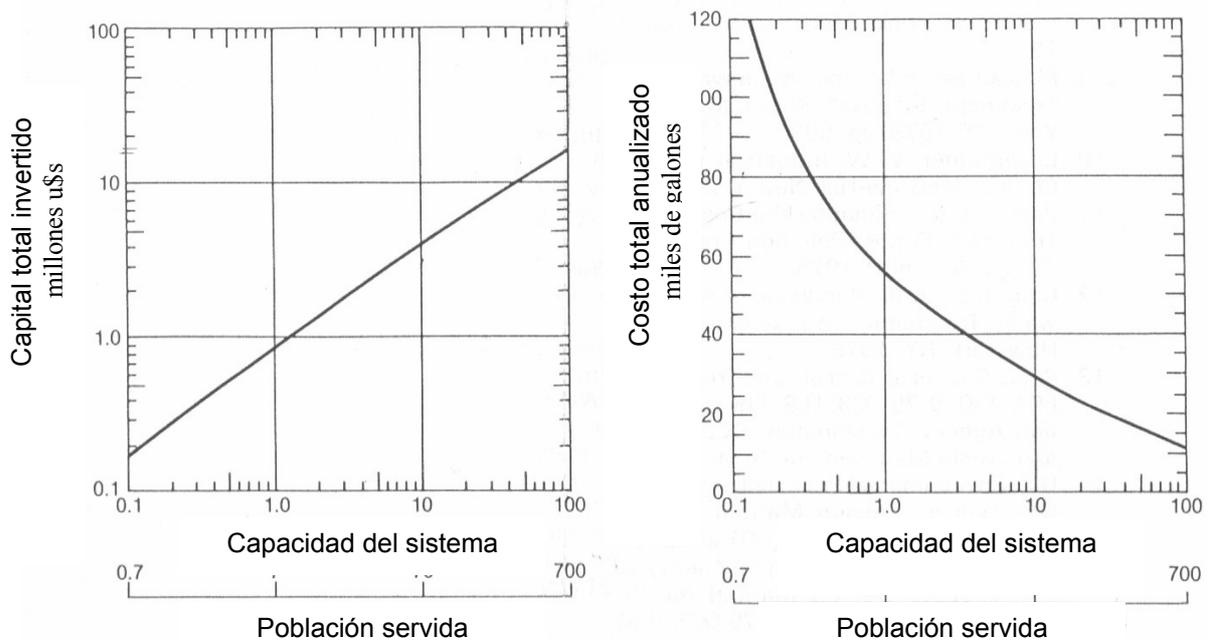


Figura 5.3: Curva de costos plantas de pretratamiento. (Fuente: DeWOLF, G.; MURIN, P.; JARVIS, J.; Kelly, M. 1984. "The Cost Digest: Cost Summaries of selected Environmental Control Technologies". Office Of Environmental and Technology Washington DC 20460. E.E.U.U. EPA-600/8-84-010).

Se consideró además que el costo total de la planta, para una vida útil de 50 años, lo representaría el "valor actual neto", (VAN).

Este valor se utiliza como parámetro de costo, y se calcula adicionando a la inversión inicial, el valor presente de las anualidades que corresponden a los flujos anuales de operación y mantenimiento de la obra, en una vida útil de 50 años y sujeto a una tasa de interés anual.

$$\text{\$ VAN} = (\text{\$Costos de Inversión} + (\text{\$Costos de Op. y M./ año}) * \text{cte}) \tag{5.6}$$

donde:

$$\text{cte} = ((1 + \text{Tasa de Interés})^{\text{Vida Útil}} - 1) / (\text{Tasa de Interés} * (1 + \text{Tasa de Interés})^{\text{Vida Útil}}) \tag{5.7}$$

A partir de éstas dos curvas se construyó una tercera (fig. 6.12) que representa **el porcentaje de tratamiento (%) versus el costo total de las plantas de tratamiento por habitante- (VAN) (u\$s/habitante)** asignado según el tipo de planta.

Con los puntos obtenidos del gráfico anterior, se realizó un ajuste de tipo lineal debido a que la optimización utilizada en este trabajo será de éste tipo.

Si se hubiera querido mejorar los resultados se podría haber ajustado una curva de tipo exponencial creciente o linealizarla en tramos, pero esto hubiera requerido de otro tipo de técnica de optimización.

5.2.2. Restricciones

Las restricciones se aplican en distintos puntos de control (j) a lo largo del río. Para cada uno de estos puntos se deberán respetar los valores estándares o valores límites que se definirán según el usos analizado en dicho punto.

Una de las restricciones exige que los valores de demanda bioquímica de oxígeno, eliminados por cada planta de tratamiento, justo en el punto inmediatamente aguas abajo sea menor a los valores exigidos según estándares de calidad.

La segunda tiende a asegurar que en determinados sitios (puntos de control), los valores de oxígeno disuelto y DBO se encuentren dentro de los rangos permitidos para cada uso.

En las ecuaciones (5.3) y (5.4) se definen dos coeficientes $b_{i,j}$ y $d_{i,j}$ denominados **coeficientes de transferencia**, su finalidad es analizar la mejora de la concentración de DBO y del déficit de oxígeno respectivamente, por unidad de líquido removido en el sitio i . Su valor resulta de la pendiente de la recta que se obtiene al graficar, para distintos grados de remoción de líquidos, el valor del componente analizado en el punto de control j (DBO u deficit de oxígeno). (Fig. 5.4 y 5.5).

Este valor de la ordenada se obtiene del modelo de simulación para el escenario elegido, que como se indicó en el capítulo 2, se verá afectado por lo diferentes procesos de transporte que ocurren en un curso de agua.

Una de las críticas al método de obtención de los coeficientes es el asumir linealidad cuando en realidad esto no ocurre ya que la forma real de la función obtenida responde a una función exponencial decreciente.

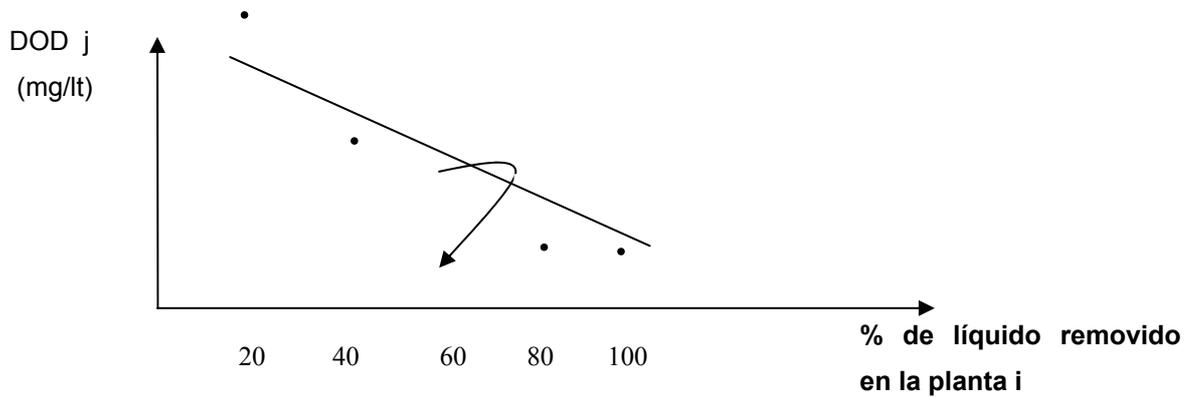


Figura 5.4: Obtención del valor de d_{ij} para la planta i y para el escenario analizado.

donde:

i = número de planta de tratamiento

DOD_j = concentración de déficit de oxígeno en el punto de control j

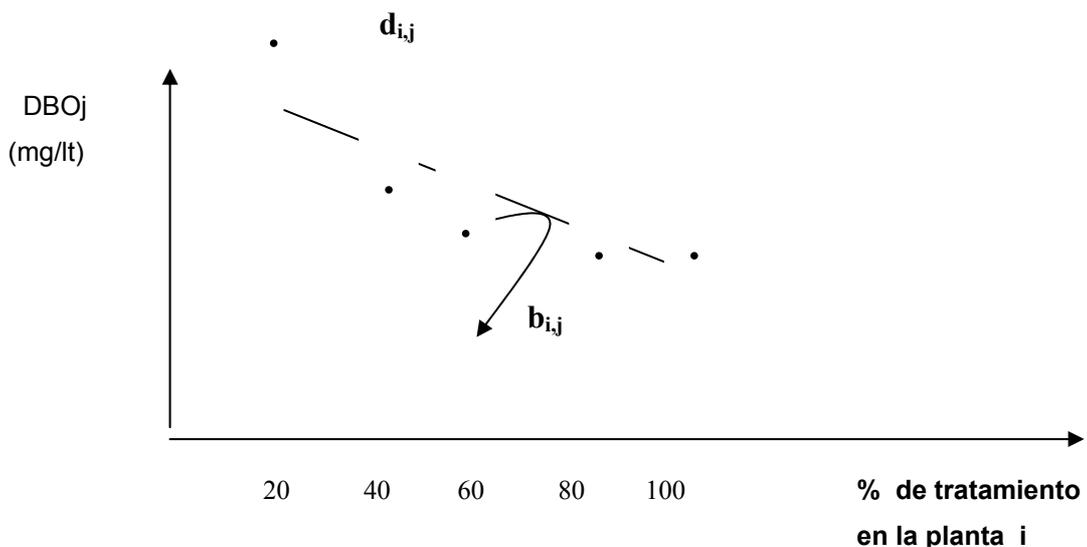


Figura 5.5: Obtención del valor de b_{ij} para la planta i y para el escenario analizado.

donde:

i = número de planta de tratamiento.

DBO_j = concentración de DBO en el punto de control j

Es interesante observar que las pendientes en b_{ij} y d_{ij} son ambas negativas.

Esto indica que a medida que el tratamiento mejora el valor del constituyente disminuye proporcionalmente indicando por ende una mejora en la calidad de éste componente.

Otra restricción que aparece en el problema es aquella que limita el rango de la variable entre dos valores, el 30 % y el 95 % del tratamiento. El límite inferior considera que por lo menos el tratamiento realizado en cada planta, debe ser mayor que aquel que se realiza en un pretratamiento y el límite superior establece que el máximo posible será aquel que corresponde a un tratamiento avanzado.

Es importante aclarar que las restricciones sólo contemplan las componentes de oxígeno disuelto y demanda bioquímica de oxígeno ya que si se quisiera incluir cualquier otra (fósforo, nitrógeno, coliformes, etc) solo debería agregarse dicha restricción.

5.2.3 Usos analizados

La aplicación del modelo de optimización se realizó según tres tipos de usos (recreativo, agua potable y vida acuática) ya que se consideró que eran los más relevantes.

Los valores standard utilizados se obtuvieron del trabajo denominado "Diagnóstico de la contaminación de la cuenca en los ríos Limay, Neuquén y Negro" - Primera etapa elaborado por O. Cifuentes y H. Labollita. Estos valores son los propuestos para ser utilizados como niveles guías de calidad de agua superficial en función de diferentes usos del recurso. (Fig. 5.6).

Los usos elegidos se analizarían en 2 puntos de control definidos y debían cumplir los siguientes valores standard:

- **Uso recreativo:** Los valores de DBO no debían ser mayores de 3 mg/l y los de oxígeno no menores de 5 mg/l.
- **Agua potable:** Los valores de DBO no debían ser mayores de 3 mg/l y los de oxígeno no menores de 5 mg/l.
- **Vida acuática:** Los valores de DBO no debían ser mayores de 3 mg/l y los de oxígeno no menores de 4 mg/l.

VALORES PROVISORIOS PROPUESTOS COMO NIVELES GUÍAS DE CALIDAD DE AGUA SUPERFICIAL EN FUNCIÓN DE LOS DIFERENTES USOS DEL RECURSO (Marzo 1996)

USO I: AGUA SUPERFICIAL DESTINADA A CONSUMO HUMANO CON TRATAMIENTO CONVENCIONAL.

USO II: AGUA PARA ACTIVIDADES RECREATIVAS CON CONTACTO DIRECTO.

USO III: AGUA PARA IRRIGACIÓN.

USO IV: PROTECCIÓN DE VIDA ACUÁTICA.

| PARAMETROS | UNIDAD | USOS | | | |
|---|------------------------|---------|---------|----------|-----------|
| | | I | II | III | IV |
| CRITERIOS MICROBIOLÓGICOS | | | | | |
| Coliformes totales | NMP/100ml | 5000 | 1250 | 1000 | (1) |
| Coliformes fecales | NMP/100ml | 1000 | 200 | 100 | (1) |
| MATERIA PARTICULADA | | | | | |
| Sólidos Suspendidos Totales | mg/l | (1) | ausente | 450 | (1) |
| Turbiedad | UNT | (1) | (1) | (1) | (1) |
| Transparencia | cm | (1) | (1) | (1) | (1) |
| INDICADORES DE POLUCIÓN ORGÁNICA | | | | | |
| Oxígeno Disuelto | mgO ₂ /l | > 5 | > 5 | 5 | > 4* |
| Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅ - 20°C) | mgO ₂ /l | < 3 | < 3 | < 3 | < 3 |
| Demanda Química de Oxígeno (DQO) | mgO ₂ /l | (1) | (1) | (1) | (1) |
| Carbono Orgánico Total (COT) | mg/l | | | | |
| Fósforo (P ₂ O ₅) | mg/l | (1) | (1) | (1) | (1) |
| Clorofila a | | | | | |
| TEMPERATURA | | | | | |
| | °C | (1) | | (1) | |
| COMPUESTOS NITROGENADOS | | | | | |
| Nitrógeno de Nitratos (N-NO ₃) | mg NO ₃ /l | 10 | 10 | < 5 | (1) |
| Nitrógeno de Nitritos (N-NO ₂) | mg NO ₂ /l | 1 | (1) | (1) | 0,06 |
| Nitrógeno Amónico (N-NH ₄) | mg NH ₄ /l | 0,05 | (1) | (1) | (2) |
| Kjeldahl - N | mg/l | (1) | (1) | (1) | (1) |
| SALINIDAD E IONES ESPECÍFICOS | | | | | |
| pH | UpH | 6,5-8,5 | 6,5-8,5 | 6,5-8,5 | 6,5 - 8,5 |
| Conductividad eléctrica | us/cm | (1) | (1) | (1) | (1) |
| Sólidos Disueltos totales | mg/l | 500 | 500 | 500-3500 | (1) |
| Calcio (Ca) | mg/l | (1) | (1) | (1) | (1) |
| Magnesio (Mg) | mg/l | (1) | (1) | (1) | (1) |
| Sodio (Na) | mg/l | (1) | (1) | (1) | (1) |
| Potasio (K) | mg/l | (1) | (1) | (1) | (1) |
| Boro (B) | mg/l | 1,0 | (1) | 0,5 | 0,75 |
| Flúor (F) | mg/l | 1,5 | 1,5 | 1 | (1) |
| Cloruros (Cl) | mg/l | 250 | 250 | 250 | 250 |
| Sulfatos (SO ₄) | mg/l | 200 | 250 | 250 | (1) |
| Bicarbonatos (CO ₃ H) | mg/l | (1) | (1) | 1,5 | (1) |
| Carbonatos (CO ₃) | mg/l | (1) | (1) | (1) | (1) |
| Dureza | mgCo ₃ Ca/l | (1) | (1) | 500 | (1) |

(1) No se adopta valor de referencia

(2) Nitrógeno Amónico depende de pH y Temperatura según *Tabla A* "Guías recomendables para Nitrógeno Amónico Total".

Figura 5.6: Niveles guías de calidad de agua superficial en función de diferentes usos del recurso

5.3. RESOLUCIÓN DEL MODELO DE SIMULACIÓN-OPTIMIZACIÓN

Las corridas se realizaron para cada una de las distintas situaciones analizadas obteniendo como resultado en cada caso que porcentaje de tratamiento que debería tener cada una de las ciudades y el costo global que produciría a la zona.

Cabe recordar que el resultado obtenido surge de analizar una serie de alternativas y tomar la económicamente óptima, cumpliendo las condiciones de calidad impuestas.

El capítulo 6, correspondiente a la aplicación, permitirá aclarar cada uno de los puntos explicados anteriormente.

5.4. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ESQUEMA SIMULACIÓN-OPTIMIZACIÓN

Como conclusión de la aplicación de ésta herramienta se puede enumerar una serie de ventajas y desventajas referidas a dicha combinación:

Ventajas

- La aplicación del modelo de simulación evita resolver sistemas de ecuaciones diferenciales (con sus respectivas condiciones de borde e iniciales), para los distintos puntos y las diferentes sustancias simuladas en forma manual.
- Los procesos simulados pueden ser no lineales.
- No se necesita simplificar la física de los procesos.
- Se pueden analizar numerosas alternativas y pronosticar cuales serán sus efectos rápidamente.
- Se puede aplicar para cualquier situación similar o para otras situaciones donde con mayor información y profundizando en algunos aspectos, sería una herramienta innovadora a utilizar en futuros estudios de la zona.

Desventajas

- La solución se encuentra iterando entre simulación y optimización.
- Los óptimos responden solo a un rango de variación limitado de funcionamiento del sistema simulado.
- Se requiere de un importante trabajo de campo.

CAPITULO 6

APLICACIÓN SOBRE UN TRAMO DEL RIO NEUQUEN

El objetivo de éste capítulo es aplicar la metodología desarrollada en los capítulos precedentes a un tramo del río Neuquén que se extiende desde el Dique Ballester a la zona del “Canal de los Milicos”.

Los resultados obtenidos, determinarán qué tipos de tratamientos de efluentes municipales e industriales, deberán tener cada una de las ciudades que se encuentran a la vera del tramo de río estudiado, además de diagnosticar en que condiciones de calidad se encuentra el curso de agua en la actualidad y a futuro.

La decisión adoptada en cada caso, no se hará en forma aislada sino evaluándola a nivel global y para distintas situaciones propuestas.

6.1 DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO

La cuenca del Río Neuquén abarca 32.450 Km². Sus nacientes están en la Cordillera de Los Andes y en la Sierras de Cochicó (Coronato et al, 1986).

El Neuquén propiamente dicho nace entre el Cordón de Flores y la cordillera en el límite con Chile, a 2.282 m.s.n.m. (al sudoeste de la Laguna de Varvarco), y se extiende hasta su confluencia con el Limay, recorriendo aproximadamente unos 510 Km.

El régimen niveofluvial del Río Neuquén presenta irregularidades a lo largo del año hidrológico. La curva de caudales medios posee dos picos de crecida, uno de menor magnitud correspondiente a las crecidas de invierno producidas por las precipitaciones en la alta cuenca y otro más importante en verano producto de la fusión nival en la alta cordillera.

El caudal medio anual o módulo del río Neuquén es, según la estación de aforos de Paso de Indios, aproximadamente de 314.5 m³ /s, si bien se vuelve a poner de manifiesto la irregularidad del régimen fluvial en la distribución mensual de los caudales, que oscilan entre 93.1 m³ /s en el mes de marzo y 618.8 m³ /s en el mes de noviembre. (Tabla 6.1)

| | Abr. | May | Jun | Jul | Ago | Sep | Oct | Nov | Dic | Ene | Feb | Mar |
|--------------|-------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Media | 102.4 | 248 | 352.6 | 355.8 | 325.7 | 341.5 | 495.8 | 618.8 | 465.6 | 232 | 124.8 | 93.1 |
| Máx. | 422.1 | 1082 | 1100 | 1012 | 962.8 | 817.4 | 929.5 | 1146 | 1153 | 880.5 | 427.3 | 276.6 |
| Mín. | 47.3 | 56.1 | 69.4 | 68.7 | 65.3 | 89.4 | 129.1 | 138.3 | 87.1 | 60.1 | 36.1 | 36.3 |

Tabla 6.1: Caudales medios mensuales Período 1904-1995.

Río Neuquén (m^3/s). (Fuente: Dirección Provincial de Recursos Hídricos –Pcia del Neuquén)

Una característica especial de este río, es la gran diferencia de caudales máximos y mínimos registrados durante el año hidrológico y durante todo el período de registro. Esta particularidad, asociada a la inexistencia de lagos reguladores a lo largo del cauce explica las crecidas repentinas y de gran volumen, crecidas, que en la actualidad son reguladas o atenuadas por embalses artificiales.

Si se analiza en particular el tramo de aplicación (Dique Ballester- Confluencia), este está integrado por localidades pertenecientes a ambas provincias, como son la ciudad de Cinco Saltos, Colonia Centenario y Neuquén, entre las más importantes.

El río, como dren natural del valle, recibe aportes parcialmente degradados, como efluentes puntuales (canales de drenaje) o difusos (recarga al subálveo del río).

La actividad industrial está principalmente compuesta por la elaboración de alimentos y bebidas, cerámicas y minera; en menor escala se producen autopartes, motores, curtidos y otras.

Existen fuentes puntuales de contaminantes, tales como aportes de nitratos por cría de cerdos en las orillas de los ríos, gasolineras que percolan combustible hacia la freática, desagües que aportan los desechos de industrias agrícola (jugueras, pulpas, etc.).

Sobre la planicie de inundación se ubican pozos de petróleo y gas en operación, así como cañerías que atraviesan terrenos o el mismo río. Esto se tornaría peligroso si al producirse las crecidas extraordinarias del río se inundara el área y se produjeran roturas en las mismas.

6.1.1.Regulacion del régimen fluvial

La construcción del sistema integral de riego del Alto Valle del Río Negro y la construcción de las grandes presas sobre el río Limay y Neuquén a partir del año 1969 se produjo una disminución de los picos de crecida, permitieron la ocupación de tierras inundables que se dedicarían al cultivo.

Esta problemática condujo al Ing. Ballester a reclamar nuevas obras de regulación, surgiendo así los primeros estudios donde se analizaba la posibilidad de que la cuenca

Los Barreales acumulara grandes crecidas.

La efectivización de esta propuesta se demoró hasta finales de los años sesenta, donde se comenzó a construir Cerros Colorados con dos objetivos principales, el control de crecidas y la generación hidroeléctrica. En este proyecto se incluyó además de la depresión de los Barreales, la de Mari-Menuco como receptoras de crecidas.

El régimen fluvial resultante de la regulación es de gran homogeneidad, de modo que los caudales mensuales se sitúan entre 198 y 326 m³/s. (Fig. 6.1)

Caudales de 1100 m³/s (circulantes en 1972) pasaron a convertirse en crecidas con 100 años de recurrencia.

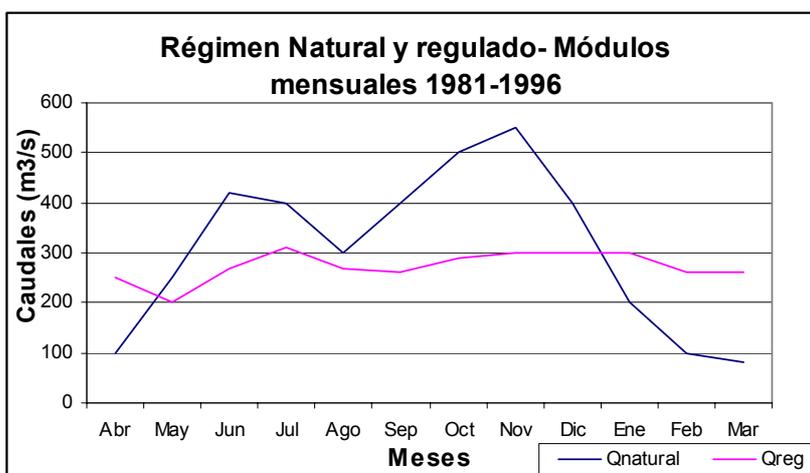


Figura 6.1: Caudales regulados y naturales – Período 1981-1996
(Fuente: Dirección Provincial de Recursos Hídricos –Pcia del Neuquén)

6.2. DESARROLLO DE ACTIVIDADES

6.2.1. Medición de componentes de calidad

Tal como se explicó en la metodología, para realizar el estudio, se seleccionó un tramo del río Neuquén, comprendido entre el Dique Ing. Ballester (Fotografía 6.1) y una sección aguas arriba de la Confluencia con el río Limay, de una extensión aproximada de 40 km. Posteriormente, se identificaron sobre un plano los diferentes ingresos puntuales clasificándolos según su procedencia (urbanos, agrícolas, industriales, etc.) (Plano 6.1). Además de ubicar sobre fotografías aéreas en escala 1:5000, los puntos de muestreo con un distanciamiento aproximado de 2 km. La elección de dicho espaciado se basa en el desconocimiento que se poseía del comportamiento espacial de las distintas variables de calidad.

IDENTIFICACION DE DESAGUES - PLANO 6.1: en la lista que se detalla a continuación se clasifican los desagües según la procedencia de sus descargas:

Ciudad de Cinco Saltos:

- Colector Barda del Medio: uso descarga pluvial urbana, drenaje de filtraciones de riego del canal principal , drenaje de las chacras. No es efluente cloacal.
- **Colector Sevilla: exclusivamente colecta excedentes de agua de la agricultura, (desagües superficiales y de drenaje).**
- **Desagüe 3: colecta excedentes de agua de la agricultura, frigoríficos y Tatedettutti.**
- Colector 3: Nace frente a Cordero y lo atravieza, descarga de frigoríficos y colector de drenaje agrícola .
- Desagüe 5: descarga en el río con excedentes de agua de la agricultura y algunas casas con aportes cloacales.
- **Desagüe 6: exclusivamente colecta excedentes de agua de la agricultura**
- **Desague 7: descarga de frigorífico y excedentes de agua de la agricultura . No industrial.**
- **Colector 5 (D5): descarga de frigoríficos (Rubio) y excedentes de agua de la agricultura. No industrial.**
- DVI: (tramo recto) aporte de materia orgánica por asentamiento avícola (pollos), excedentes de agua de la agricultura.
- **Desagüe 10: (Colector Transmarítima) recibe a DVI. Descarga la cloaca en boca de transmarítima.**
- P1: (pegado a la vía): enfrente de Cordero hasta el final de Cinco Saltos , antes de llegar a la zona urbana de C. Saltos tiene una descarga en DVIII (11) , y es afluente del 10. No existe información de los tipos de industria existente.
- DVII descarga industrial de Alcón efluente industrial, residuos de procesadora de jugos de manzanas y peras. Asentamiento de chiqueros (materia orgánica) y excedentes de agua de la agricultura.
- Colector IX
- Colector IX: desague agrícola, frigorífico de Tatedettutti, no industrial , termina en P1 sería un afluente de P1.

- **Desagüe 13: al final del pueblo recibe aportes de Zumos, incorporando efluentes orgánicos y desagues agrícolas, pluvial y urbano de C. Saltos, puede haber aporte cloacal y existencia de chiqueros . Afluente colector X.**
- P2 continuación P1

Ciudad de Cipolletti:

- **Desagüe 15: (Colector 4 esquinas) termina en 4 esquinas y está conectado con el inicio del zanjón ex-Roca, colecta excedentes de agua de la agricultura.**
- **Zanjón Ex-Roca: desagues agrícolas. En su último tramo orgánicos porque existe un barrio ilegal, descarga AA del puente ferroviario Cipolletti-Neuquén.**
- **Descargador R1: sistema de descarga, comienza con PPM (productos de pulpa moldeada). Comenzaron a hacer planta de tratamiento. La PPM aporta al 17. Descargador de riego, es efluente del cauce del río y con gran cantidad de aportes industriales. En el tramo final el Barrio Labagna aporta efluentes orgánicos.**
- **Isla de Ferragut: desague de la cloaca de Cipolletti (descarga al brazo que va al río)**
- **R1: efluentes industriales (canal de los milicos). No existe información de los tipos de industria existente.**

Ciudad de Centenario:

- **Colector I**
- **Alcantarilla H° A°**
- **Descargador Centenario**
- **EB5**

Ciudad de Neuquén:

- **IN: Parque Industrial:**
- **Rincón de Emilio**

Referencias:

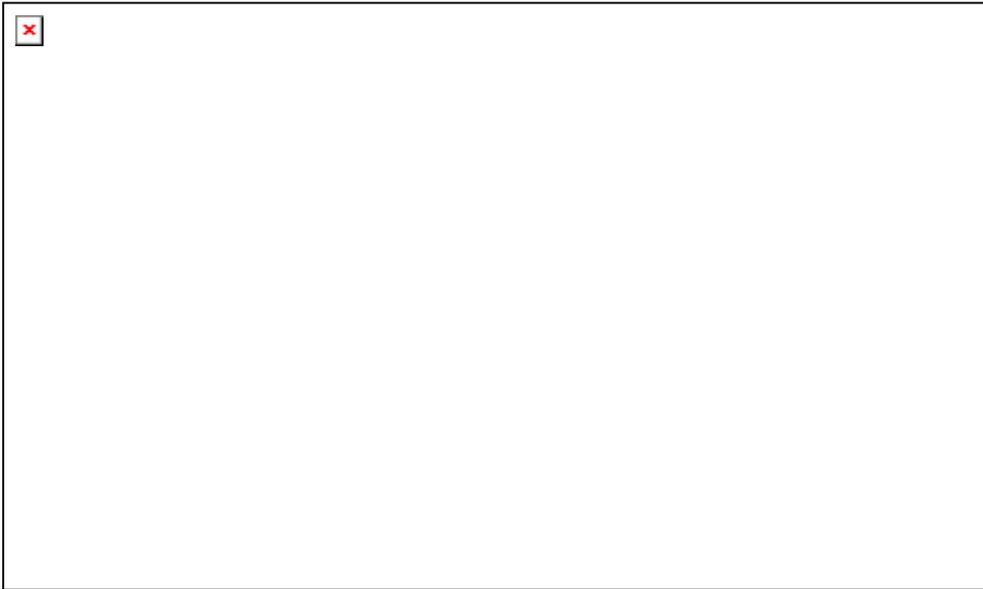
UA: descargas urbanas y agrícolas

A: descargas agrícolas

M: descargas mixtas (agrícolas, industriales, frigoríficas, urbanas, etc)

AF: descargas agrícolas y de frigoríficos.

Nota: Los identificados en letras negras no pudieron ser clasificados.



Fotografía 6.1: Punto inicial del área de estudio nuestro - Dique Ballester

Dado que el modelo elegido sería unidireccional la medición en cada punto (ingreso puntual y río) se realizó en la parte mas profunda (20-30 cm de la superficie) donde se supuso que existía mezcla completa.

En los ingresos puntuales la medición se realizó además, aguas arriba y abajo de la descarga dado que estos datos permitirían calibrar el modelo.

La elección de medir sobre ingresos puntuales (desagües) radicó en que en ellos se concentra el mayor porcentaje de agua proveniente del riego, industrias y/o urbano.

Esta decisión radicó en que se realizó una estimación (previa al muestreo), de los valores de ingresos difusos producto del aporte de nitrógeno en el área agrícola bajo estudio.



Fotografía 6.2: Sonda multiparámetro ELE 900

Debido a los bajos valores de dicha componente, confirmados por muestreos posteriores en el río y datos de otros Organismos, ésta no fue tomada en cuenta a la hora de modelar. Las tareas de monitoreo se realizaron en forma periódica sobre el tramo de río elegido,



Fotografía 6.3: Análisis de Laboratorio

Aplicación sobre un tramo del río Neuquén en los sitios de vertidos puntuales y aguas abajo de los mismos, a una distancia aproximada de 100 m. El muestreo se efectuó mensualmente desde agosto de 1999 a febrero del 2000, realizando finalmente una última campaña en

octubre del 2000.

Los parámetros relevados in situ fueron temperatura, oxígeno disuelto, amonio, pH y conductividad eléctrica mediante una sonda multiparámetro ELE 900 (Fotografía 6.2). Sólo en la última campaña se realizaron análisis de

laboratorio para determinar nitrógeno total, DBO, coliformes termoresistentes, fósforo, nitrato y amonio, campaña que se seleccionó para realizar la calibración del modelo. (Tabla 6.2 y Fotografía 6.3).

La sonda, utilizada en éste trabajo, fue calibrada en laboratorio para el rango de los parámetros analizados. Cabe considerar que, aunque la sonda empleada para la determinación de los parámetros in situ resulta de una sensibilidad adecuada para determinados parámetros, para algunos nutrientes (amonio, nitratos, nitritos y PRS), a futuro se deberían implementar técnicas espectrofotométricas que contemplen el uso de celdas de 5 cm, principalmente en las zonas de río con concentraciones bajas, no contaminadas, con mínima afectación o sitios ya autodepurados.

Además es importante aclarar que el equipo utilizado ajustó automáticamente las mediciones de conductividad y pH fueron respecto a la temperatura.

Sucede lo mismo con el OD, el equipo ofrece los resultados como porcentaje de saturación y en mg/l. Al transformar los valores de OD (en mg/L) a porcentaje de saturación se corrige por temperatura y por presión atmosférica (variable dependiente de la altitud y la situación climática diaria).

La periodicidad de las mediciones se definió en función de los caudales circulantes en el río, en períodos de estiaje las mediciones se realizaron cada quince días y en el resto de los períodos (medios y máximos) la frecuencia fue mensual.

| Elemento | Método | Unidad |
|--------------------------------|------------------------------------|-------------------|
| Temperatura * | | °C |
| PH * | Potenciometría automatizada | |
| Conductividad * | Conductimetría | dS/m |
| Nitritos * | Diazotización | Mg/l |
| Nitratos * | Reducción con cadmio-Diazotización | Mg/l |
| Nitrógeno orgánico ** | Kjeldahl | Mg/l |
| Nitrógeno total ** | Kjeldahl | Mg/l |
| Fósforo reactivo soluble * | Método del ácido ascórbico | Mg/l |
| Fósforo orgánico * | Método del ácido ascórbico | Mg/l |
| Fósforo total * | Método del ácido ascórbico | Mg/l |
| Clorofila a * | Espectofotométrico | mg/m ³ |
| Bacterias coliformes fecales * | Filtración por membrana | UFC/100 ml |
| Amonio * | Salicilato | Mg/l |

Nota: * Laboratorio F.C.A. ** Laboratorio EPAS

Tabla 6.2: Análisis físico-químico de laboratorio

6.2.1.1. Análisis de datos

Del total de muestreos realizados en la zona, se seleccionaron 2 fechas estacionales diferentes, donde se analizará el comportamiento de algunas de las componentes medidas.

La primera fecha corresponde al 30/8/99 y la segunda al 18/10/99 con caudales circulantes en el río de 87 m³/s y 327 m³/s respectivamente.

Fecha de muestreo 30/8/99

Temperatura: los valores de los ingresos puntuales en general poseen temperaturas mayores a las del río. Existe un valor máximo (21.2 °C) coincidente con los efluentes de la Central Térmica Alto Valle (P54-Anexo 4 Tabla día 30/8/99).

En general los valores del río oscilan entre 10°C y 12 °C con una tendencia creciente producto de la duración del muestro. (Fig. 6.2)

Oxígeno disuelto: los valores de oxígeno disuelto del río son altos en ésta fecha, cercanos al valor del oxígeno de saturación.

Existe un valor muy bajo coincidente con un descargador ubicado en la ciudad de Centenario (P30-Anexo 4 Tabla día 30/8/99) con un valor de 5.2 mg/l, así también como sobre el punto inmediatamente aguas abajo en el río (P31- Anexo 4 Tabla día 30/8/99) con un valor de 2.8 mg/l. Debe recordarse que valores bajos de ésta componente coincide con zonas donde existen problemas de contaminación.

Además se puede observar un alto valor de oxígeno coincidente con la Central de Alto Valle (P54- Anexo 4 Tabla día 30/8/99) con un valor de 17.7 mg/l. (Fig. 6.3)

Conductividad eléctrica: La mayoría de los ingresos puntuales poseen valores altos, ya que en general los ingresos coinciden con desagües de riego. Esto podría deberse a que la fecha donde se produce el muestreo es coincidente con el primer riego que utilizan los productores para lavar los suelos de sus chacras, antes de comenzar con el riego propiamente dicho. (Fig. 6.4)

Amonio: Existen solo tres puntos con valores altos de amonio, uno (P30) coincidente con el descargador de la ciudad de Centenario con un valor de 13 mg/l (Anexo 4-Tabla día 30/8/99) e inmediatamente aguas abajo del río (P31) con un valor de 12 mg/l (Anexo 4-Tabla día 30/8/99). El tercer y último punto se encuentra ubicado en el ingreso de la cloaca de la ciudad de Cinco Saltos (P40) con un valor de 15 mg/l. (Anexo 4 Tabla día 30/8/99). El valor mínimo medido es de 0.5 mg/l producto del rango de medición de la sonda utilizada.(Fig. 6.5)

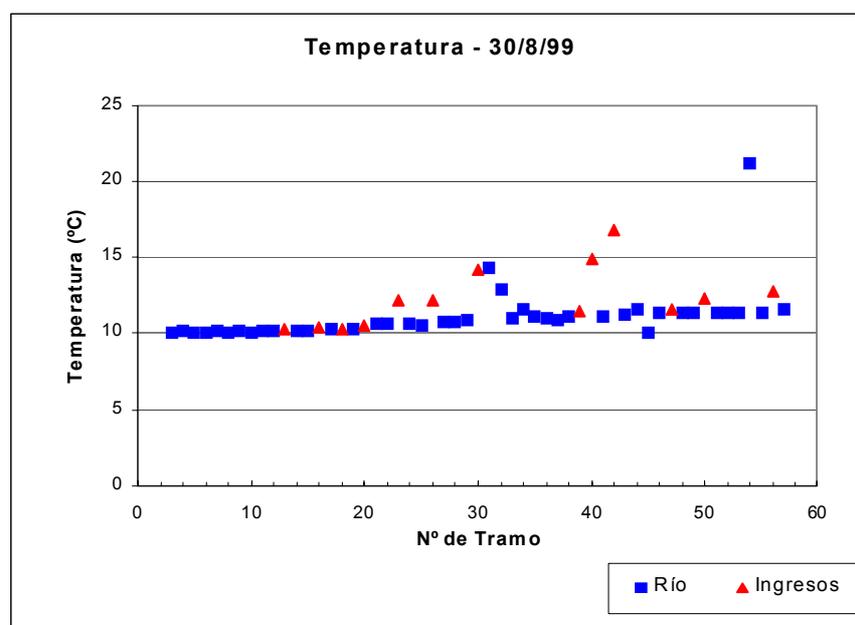


Figura 6.2: Gráfico de tramo del río vs temperatura – fecha 30/8/99

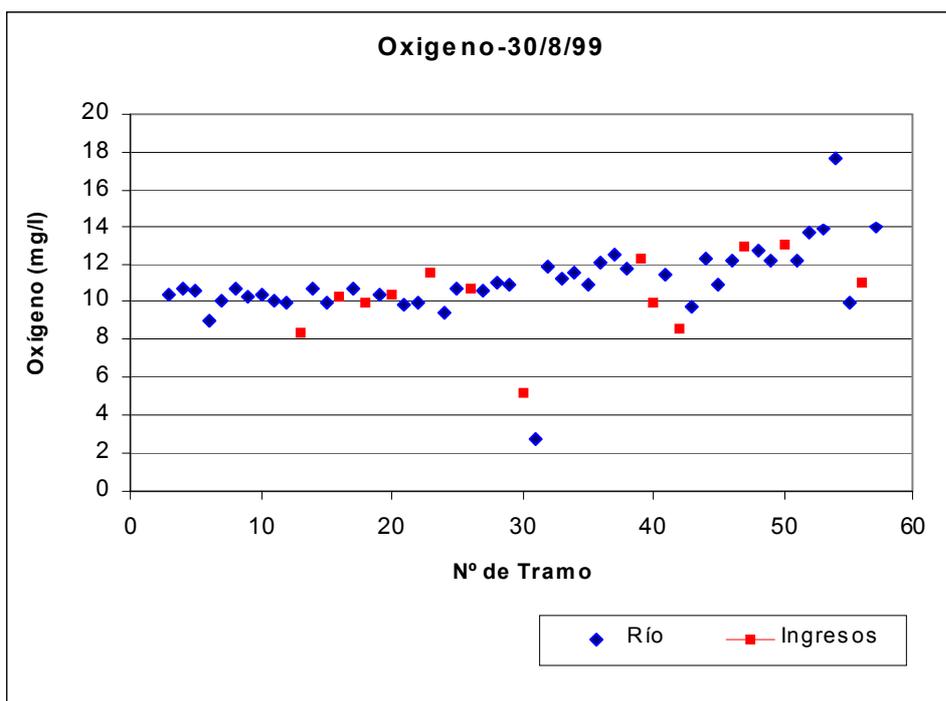


Figura 6.3: Gráfico de tramo del río vs oxígeno – fecha 30/8/99

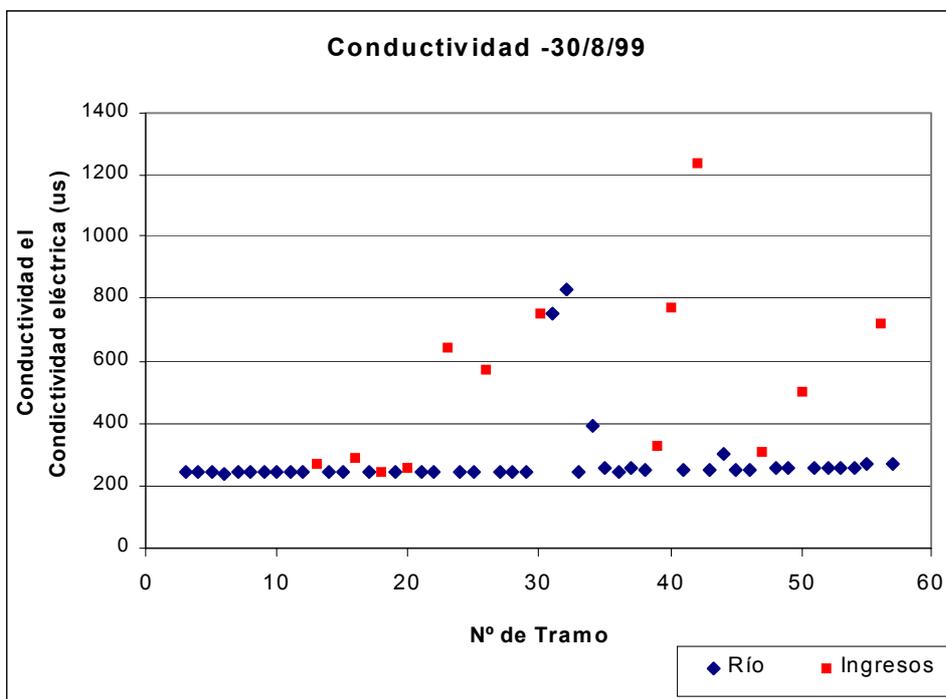


Figura 6.4: Gráfico de tramo del río vs conductividad – fecha 30/8/99

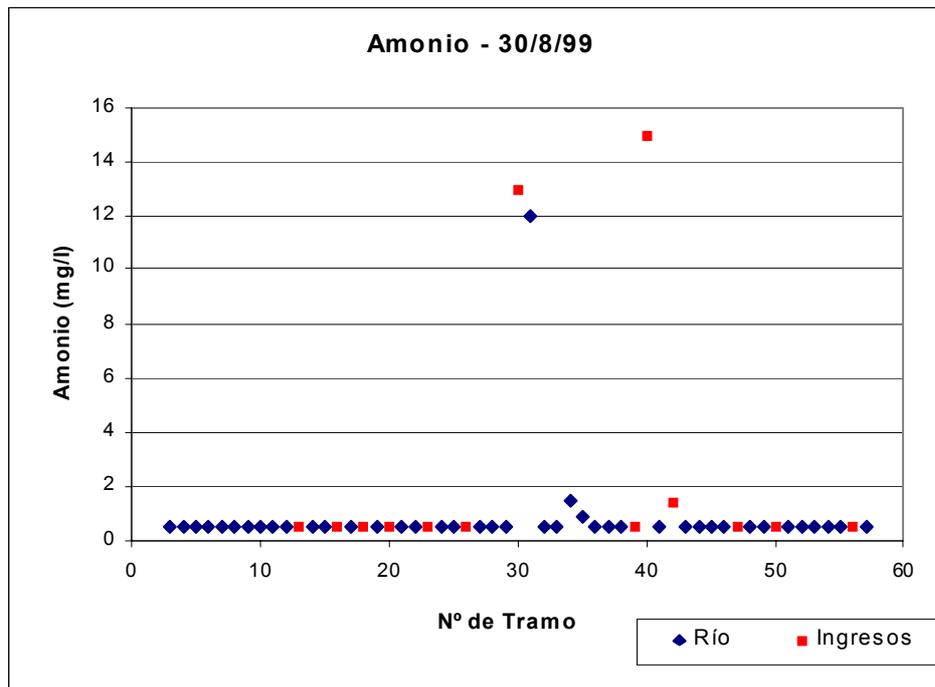


Figura 6.5: Gráfico de tramo del río vs amonio – fecha 30/8/99

Fecha de muestreo 18/10/99

Temperatura: Los valores de temperatura sobre el río oscilan entre 13°C y 15°C con una tendencia creciente producto de la duración del muestreo.

Los valores máximos son coincidentes con el descargador de la ciudad de Centenario (P30) y un ingreso (42A) ubicado sobre la misma ciudad con valores de 18 °C y 15.2°C respectivamente (Anexo 4 Tabla día 18/10/99). En el punto (42A) aparentemente descargan los desechos cloacales de la misma. (Fig. 6.6)

Oxígeno disuelto: como en la fecha anterior, los valores de oxígeno medidos sobre el río, poseen valores cercanos a la saturación.

Los mínimos son coincidentes, nuevamente con el descargador de Centenario (P30- Anexo 4 Tabla día 18/10/99) y el ingreso denominado como EB5 (P42A- Anexo 4 Tabla día 18/10/99) con valores de 6 mg/l y 9.5 mg/l respectivamente. (Fig. 6.8)

Conductividad eléctrica: los valores se mantienen similares a lo largo del río (225 a 250 mg/l). Los altos coinciden con los ingresos de los desagües de riego y aquellos ingresos que además recolectan desechos de otro tipo de actividades. Recordar que la época de

muestreo coincide con la de riego con un presumible sobreriego en al área irrigada del Alto Valle. (Fig. 6.7)

Amonio: El único valor de amonio que se escapa del valor general se encuentra en el ingreso EB5 (P42A) con un valor de 12 mg/l (Anexo 4 Tabla día 18/10/99). El resto de los valores son nulos, aunque esta medición no resulta confiable ya que puede haber existido un problema en el sensor de medición. (Fig. 6.9)

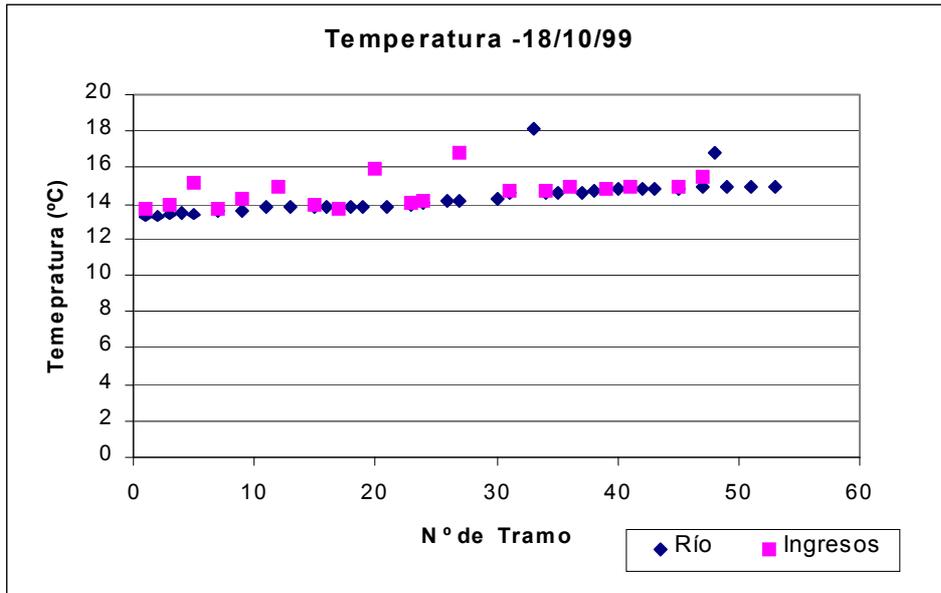


Figura 6.6: Gráfico de tramo del río vs temperatura – fecha 18/10/99

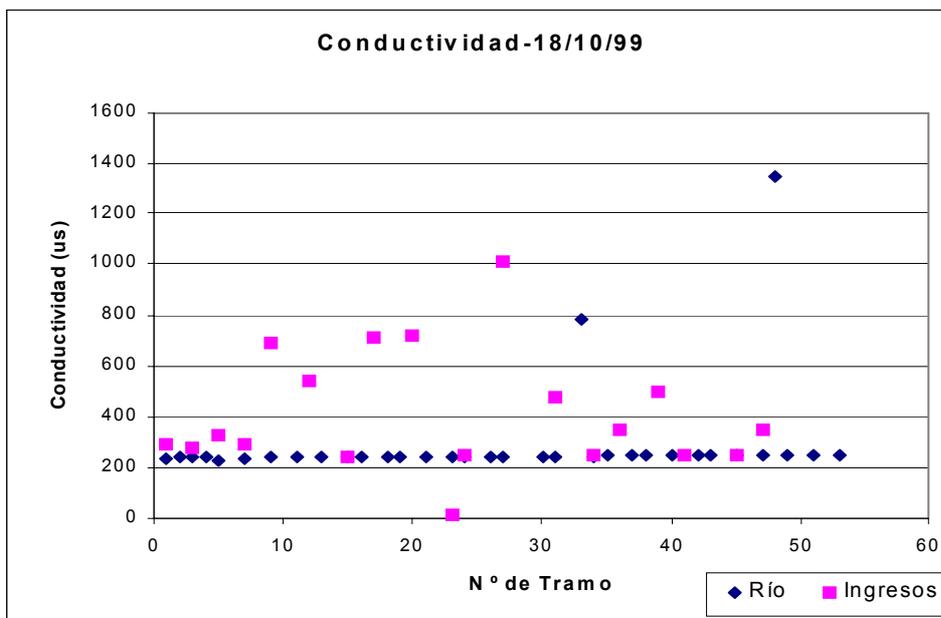


Figura 6.7: Gráfico de tramo del río vs conductividad – fecha 18/10/99

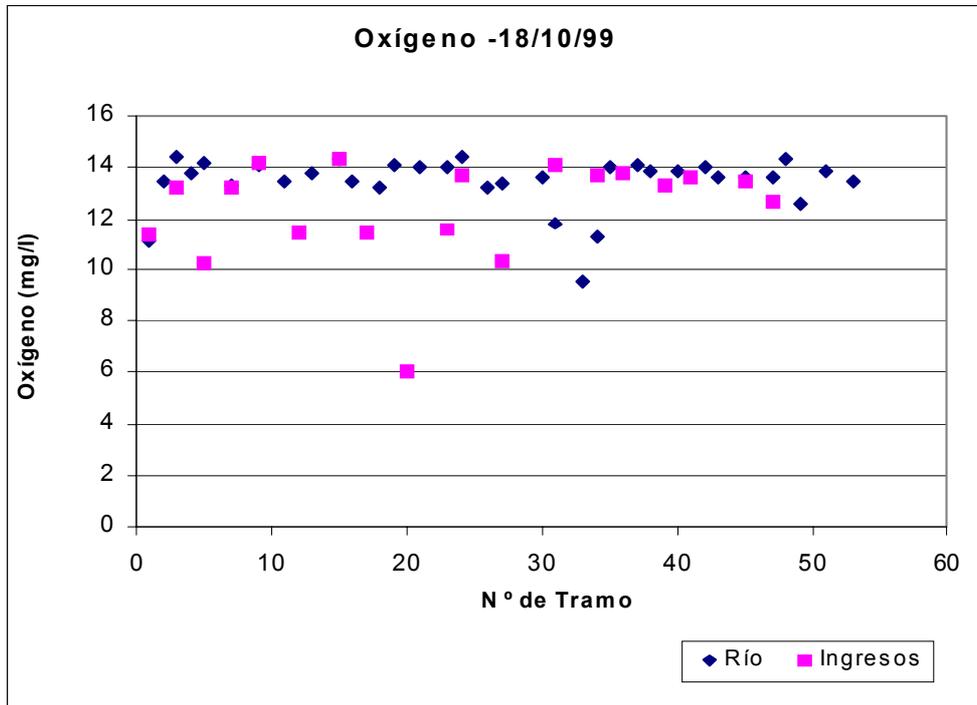


Figura 6.8: Gráfico de tramo del río vs oxígeno – fecha 18/10/99

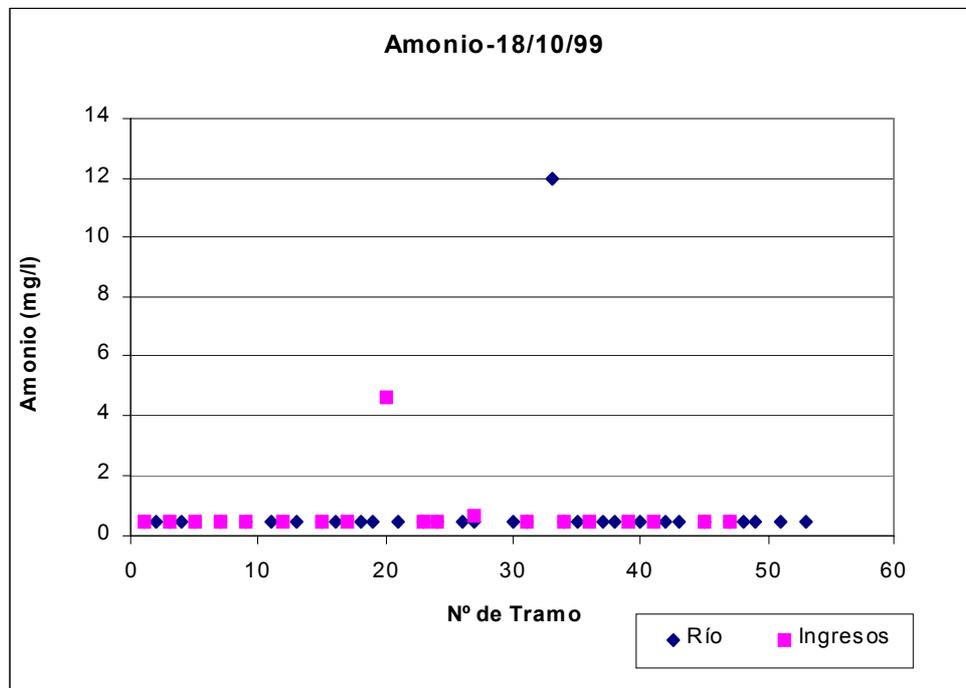


Figura 6.9: Gráfico de tramo del río vs amonio – fecha 18/10/99

6.2.2. Modelo de simulación

6.2.2.1. Determinación de los parámetros hidrodinámicos y calibración

Para éste análisis, se dispuso de información proveniente del "Estudio de Inundación de Riberas" realizado por Hidronor (1990), la cuál se detalla a continuación:

- Perfiles topobatimétricos con un espaciamiento de aproximadamente 2 km a lo largo del tramo. (Fig. 6.10).
- Curvas de caudales vs. cotas de pelo de agua, en cada uno de los perfiles (Fig. 6.11).

A partir de estos últimos datos, se ajustaron curvas H-Q de tipo exponencial para cada perfil, tal como se explicó en la metodología. (Anexo 2)

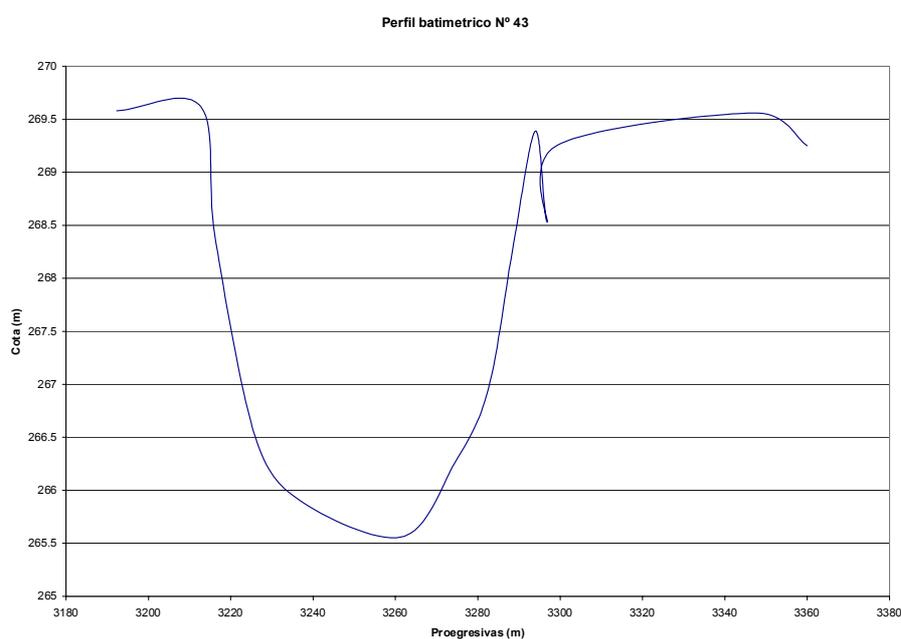


Figura 6.10: Perfil Topobatimétrico tipo – N° 43.

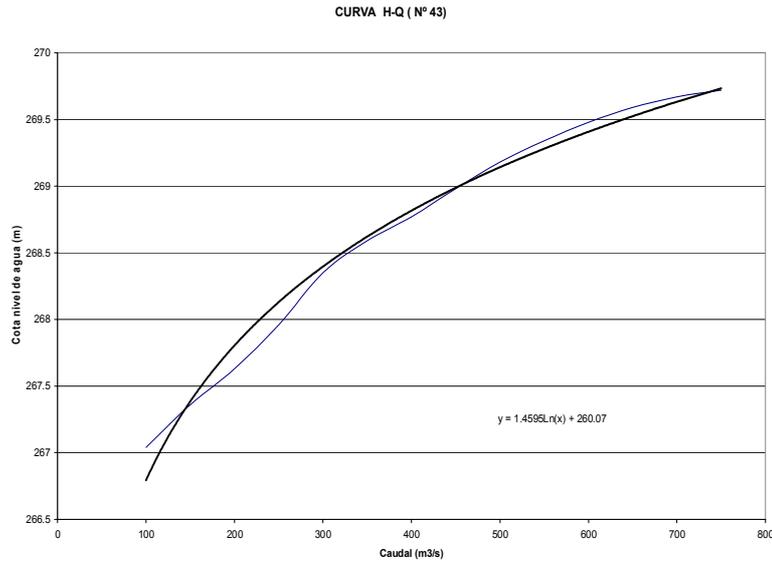


Figura 6.11 Curva H-Q tipo -Perfil N°43.

Cabe aclarar, que dado que el modelo utilizado (QUAL2E) es unidimensional, las características hidrodinámicas de cada una de las secciones solo se determinaron sobre el cauce principal como principal vía de escurrimiento, y suponiendo una geometría de la sección regular. En la tabla N°6.3 se describe los parámetros hidrodinámicos obtenidos para cada una de las secciones definidas.

| TRAMO | Long tramo (m) | Lacum (m) | Ancho (m) | Tirante (m) | Talud | A.de boca (m) | Pend. (o/oo) | Sección (m ²) | Perim. mojado (m) | Radio Hid. (m) | Veloc. (m/s) | Cte de dispersión K |
|-------|----------------|-----------|-----------|-------------|-------|---------------|--------------|---------------------------|-------------------|----------------|--------------|---------------------|
| 27 | 600 | 600 | 50 | 2.58 | 0.25 | 51.29 | 0.0002 | 129.00 | 55.32 | 2.33 | 0.74 | 49.20 |
| 28 | 1800 | 2400 | 40 | 2.18 | 0.5 | 42.18 | 0.0014 | 87.20 | 44.87 | 1.94 | 1.09 | 38.27 |
| 29 | 1800 | 4200 | 40 | 4.79 | 0.14 | 41.34 | 0.0001 | 191.60 | 49.67 | 3.86 | 0.50 | 43.63 |
| 30 | 1800 | 6000 | 50 | 4.58 | 0.83 | 57.60 | 0.0027 | 229.00 | 61.90 | 3.70 | 0.41 | 54.14 |
| 31 | 1200 | 7200 | 80 | 1.33 | 0.5 | 81.33 | 0.0005 | 106.40 | 82.97 | 1.28 | 0.89 | 70.49 |
| 32 | 1400 | 8600 | 40 | 2.02 | 0.17 | 40.69 | 0.0001 | 80.80 | 44.10 | 1.83 | 1.18 | 37.79 |
| 33 | 2000 | 10600 | 70 | 1.78 | 0.33 | 71.17 | 0.0008 | 124.60 | 73.75 | 1.69 | 0.76 | 64.75 |
| 34 | 1600 | 12200 | 40 | 3.03 | 0.75 | 44.55 | 0.0004 | 121.20 | 47.57 | 2.55 | 0.78 | 40.43 |
| 35 | 3000 | 15200 | 50 | 1.91 | 0.05 | 50.19 | 0.0008 | 95.50 | 53.82 | 1.77 | 0.99 | 46.79 |
| 36 | 2800 | 18000 | 30 | 4.02 | 0.05 | 30.40 | 0.0032 | 120.60 | 38.05 | 3.17 | 0.79 | 31.78 |
| 37 | 1200 | 19200 | 30 | 0.5 | 0.33 | 30.33 | 0.0014 | 15.00 | 31.05 | 0.48 | 6.33 | 22.46 |
| 38 | 1200 | 20400 | 50 | 1.91 | 0.83 | 53.17 | 0.0001 | 95.50 | 54.96 | 1.74 | 0.99 | 46.79 |
| 39 | 3600 | 24000 | 60 | 1.75 | 0.33 | 61.16 | 0.0007 | 105.00 | 63.69 | 1.65 | 0.90 | 55.34 |
| 40 | 2200 | 26200 | 30 | 3.41 | 0.5 | 33.41 | 0.0008 | 102.30 | 37.62 | 2.72 | 0.93 | 30.92 |
| 41 | 1000 | 27200 | 40 | 2.61 | 0.33 | 41.72 | 0.0009 | 104.40 | 45.50 | 2.29 | 0.91 | 39.44 |
| 42 | 1600 | 28800 | 20 | 1.12 | 0.2 | 20.45 | 0.0001 | 22.40 | 22.28 | 1.01 | 4.24 | 17.12 |
| 43 | 1200 | 30000 | 30 | 1.16 | 0.2 | 30.46 | 0.0002 | 34.80 | 32.37 | 1.08 | 2.73 | 25.84 |
| 44 | 2000 | 32000 | 40 | 1.63 | 0.33 | 41.08 | 0.0021 | 65.20 | 43.43 | 1.50 | 1.46 | 36.46 |
| 45 | 1400 | 33400 | 50 | 4.58 | 0.67 | 56.14 | 0.0008 | 229.00 | 61.03 | 3.75 | 0.41 | 54.14 |
| 46 | 1600 | 35000 | 50 | 3.38 | 0.2 | 51.35 | 0.0003 | 169.00 | 56.89 | 2.97 | 0.56 | 51.46 |
| 47 | 3600 | 38600 | 50 | 2.35 | 0.5 | 52.35 | 0.0001 | 117.50 | 55.25 | 2.13 | 0.81 | 48.44 |

Tabla 6.3: Parámetros hidráulicos – Secciones del río

En el archivo de datos de ingreso, se definieron las características climáticas del día de la corrida del modelo, así como también la ubicación del área de estudio a partir de parámetros tales como latitud, longitud, altitud, etc.

El área fue dividida en 21 tramos, en correspondencia con los perfiles existentes del río. Los intervalos espaciales (Δx) elegidos para el cálculo numérico de cada tramo, tienen una longitud de 200 m. Para este trabajo, la simulación se realizó en régimen permanente, por lo que no fue necesario definir un tiempo máximo de viaje, ni determinar intervalos de tiempo para su posterior análisis.

A continuación, se ingresaron los aportes puntuales considerados en el tramo, a partir de los valores registrados durante el muestreo y utilizados para la calibración (Tabla 6.4)

| Punto | Identificación del punto |
|--------------|--|
| 13 | Desagüe de riego (MI) |
| 21 | Alcantarilla Hormigón Vista Alegre (MD) (Foto 3) |
| 30 | Desagüe de riego Centenario (MD) (Foto 4) |
| 40 | Cloaca Cinco Saltos (MI) |
| 42 | Descarga Planta de Tratamiento Centenario (MD) |
| 47 | Parque Industrial Neuquén (MD) |
| 60 | Ingreso Barrio Sapere Neuquén (MD) |
| 56 | Canal de los Milicos (MI) |

Tabla 6.4: Ingresos puntuales

La fecha elegida para efectuar la calibración fue el 17 de octubre del 2000, con un caudal de ingreso al tramo de $95 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que esta fecha era la que poseía datos de la totalidad de las componentes modeladas.

Los parámetros para la primera corrida del modelo, se definieron en base a los datos propuestos por la bibliografía, para luego ajustarlos durante el proceso de calibración.

Los valores finales obtenidos para cada uno se describen en la Tabla 6.5.

| Parámetro | Valor |
|---|--------------------------|
| Constante de dispersión (K_{disp}) | Calculada p/cada sección |
| Coefficiente de reaeración (K_a) | Fórmula de Churchill |
| Índice de desoxigenación carbonácea (K_d) | 3 |
| Constante de sedimentación de demanda de oxígeno (K_4) | 0 |
| Coefficiente de oxidación de nitrito (β_2) | 2 |
| Constante de hidrólisis de nitrógeno orgánico (β_3) | 0.02 |
| Índice de oxidación de amonio (β_1) | 1 y 7 |

| | |
|--|-------|
| Indice de sedimentación de nitrógeno orgánico (σ_4) | 0 |
| Indice de pérdida de DBO por sedimentación (K_3) | 0.36 |
| Indice de sedimentación de fósforo orgánico (σ_5) | 20 |
| Indice de fuente béntica de amonio (σ_3) | 0 |
| Indice de disminución de fósforo orgánico a disuelto (β_4) | 0.7/2 |
| Indice de fuente béntica de fósforo disuelto (σ_2) | 0 |

Tabla 6.5: Valores de los parámetros calibrados



Fotografía 6.4: Alcantarilla Vista Alegre–P21



Fotografía 6.5: Desagüe de riego Centenario



Fotografía 6.6: Descarga Barrio Rincón de Emilio

Los puntos de contraste (puntos observados) fueron 3: aguas abajo del Dique Ballester (Punto 4), aguas abajo de la descarga cloacal de Cinco Saltos (Punto 40') y aguas abajo del canal de los milicos (Punto 57).

Los componentes ajustados fueron oxígeno disuelto, DBO, nitrógeno orgánico, amonio, nitrito, fósforo orgánico, coliformes termoresistentes y clorofila A. La calibración se consideró concluída cuando el valor observado o valor del punto de control, se aproximó al calculado por el modelo con un error de un décimo. Respecto al ajuste de los parámetros del modelo, de los 11 utilizados en la corrida del modelo QUAL2E, se pudo observar que sólo 4 eran los que producían mayores variaciones en los resultados: K_d (coeficiente de desoxigenación carbonácea), K_a (coeficiente de reaireación), β_1 (coeficiente de oxidación de amoníaco) y K_{disp} (coeficiente de dispersión).

El resto de los parámetros, a pesar que también fueron calibrados, no produjeron cambios sensibles en los resultados finales.

Se graficaron los valores simulados por el modelo y los puntos tomados como de control en planillas de cálculo. (Fig. 6.12 a 6.17)

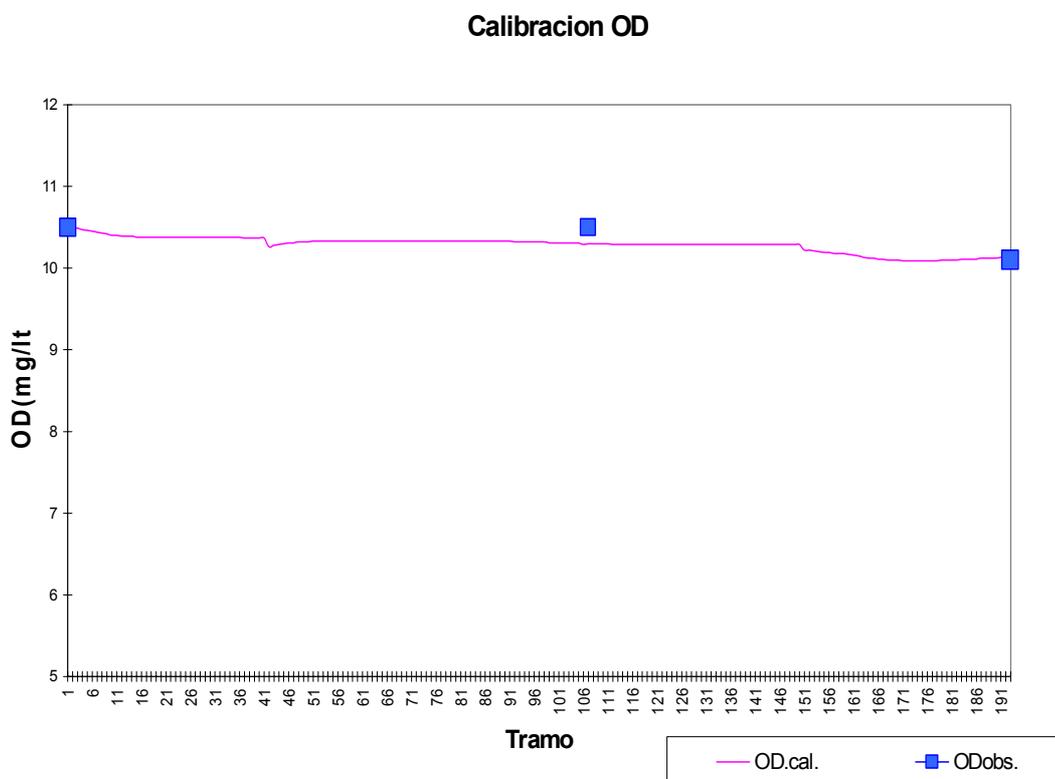
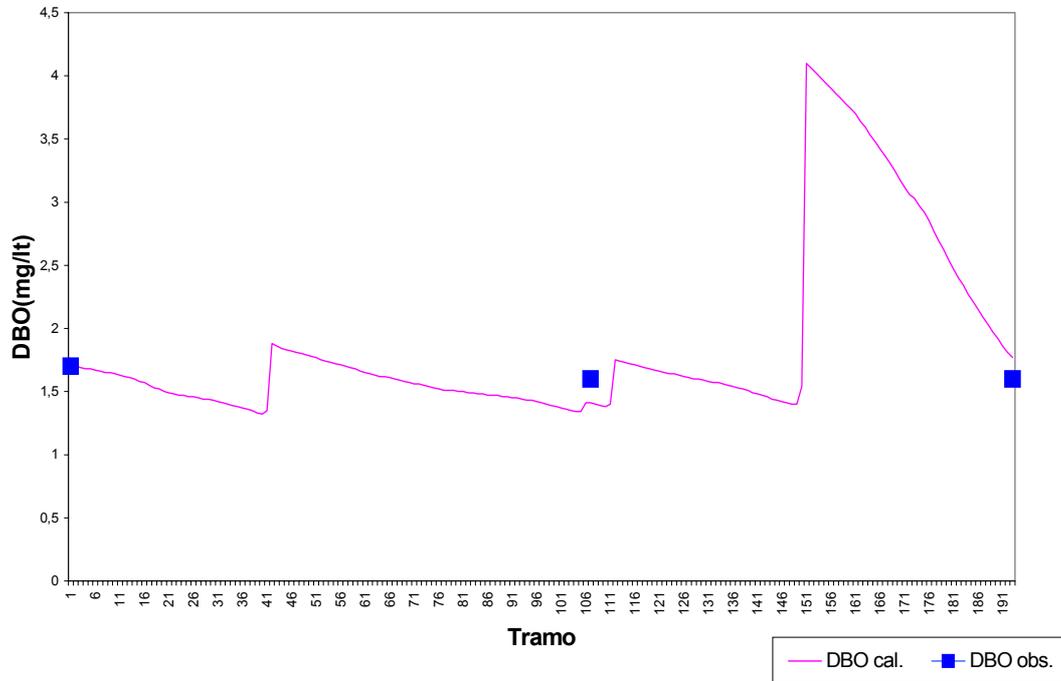


Figura 6.12: Calibración OD.

Calibración DBO



6.13: Calibración DBO.

Calibración Nitrógeno Orgánico

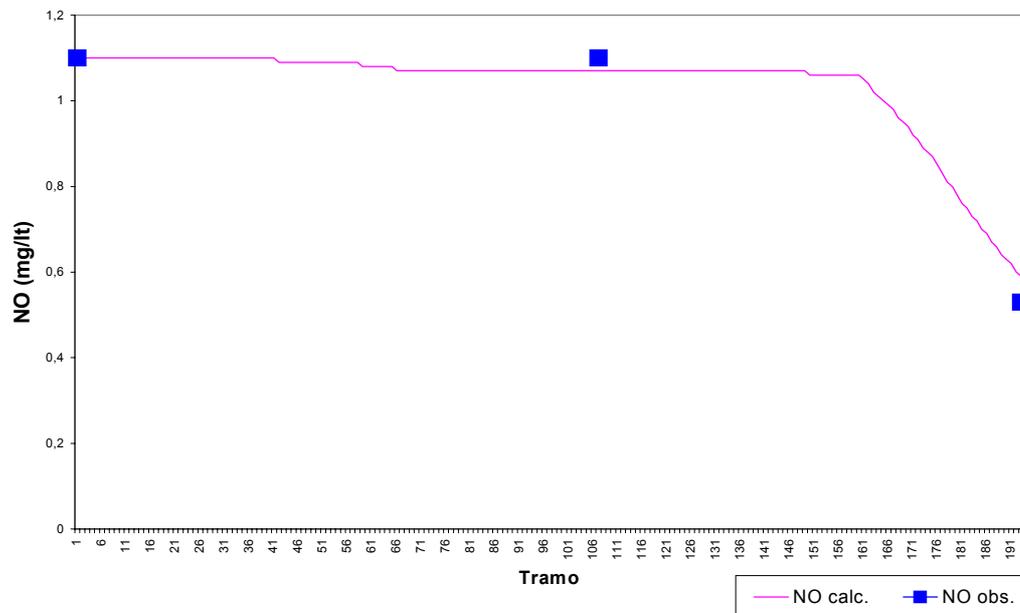


Figura 6.14: Calibración de Nitrógeno orgánico.

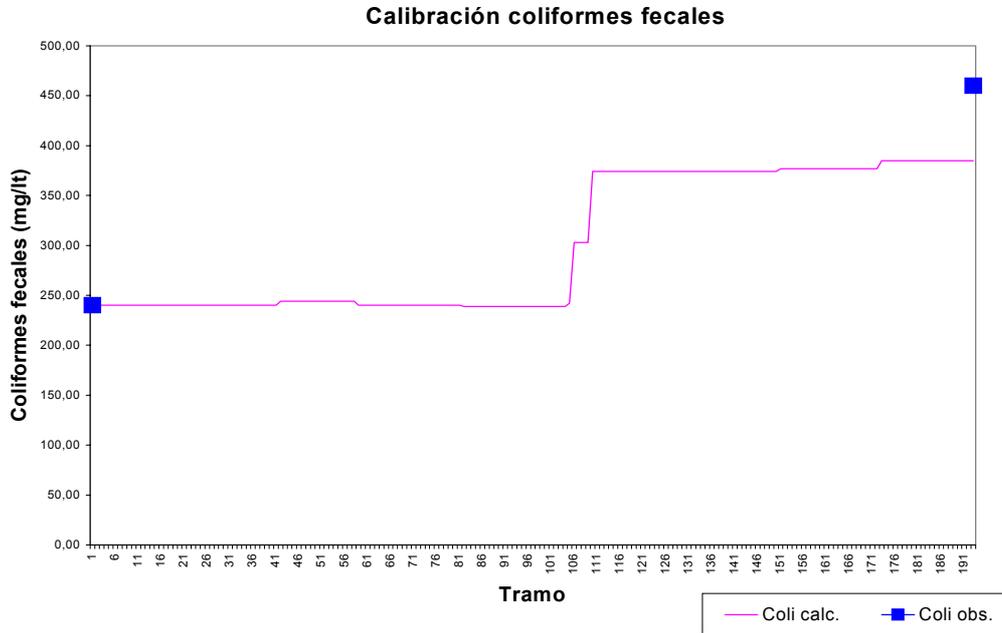


Figura 6.15: Calibración de Coliformes fecales.

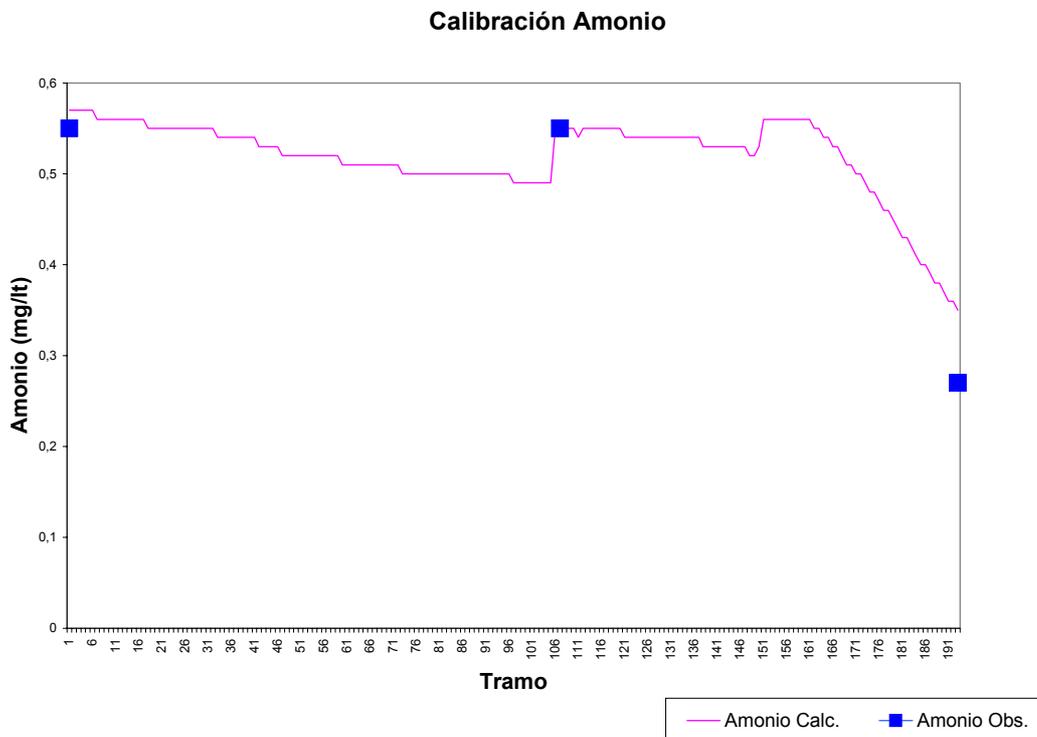


Figura 6.16: Calibración amonio.

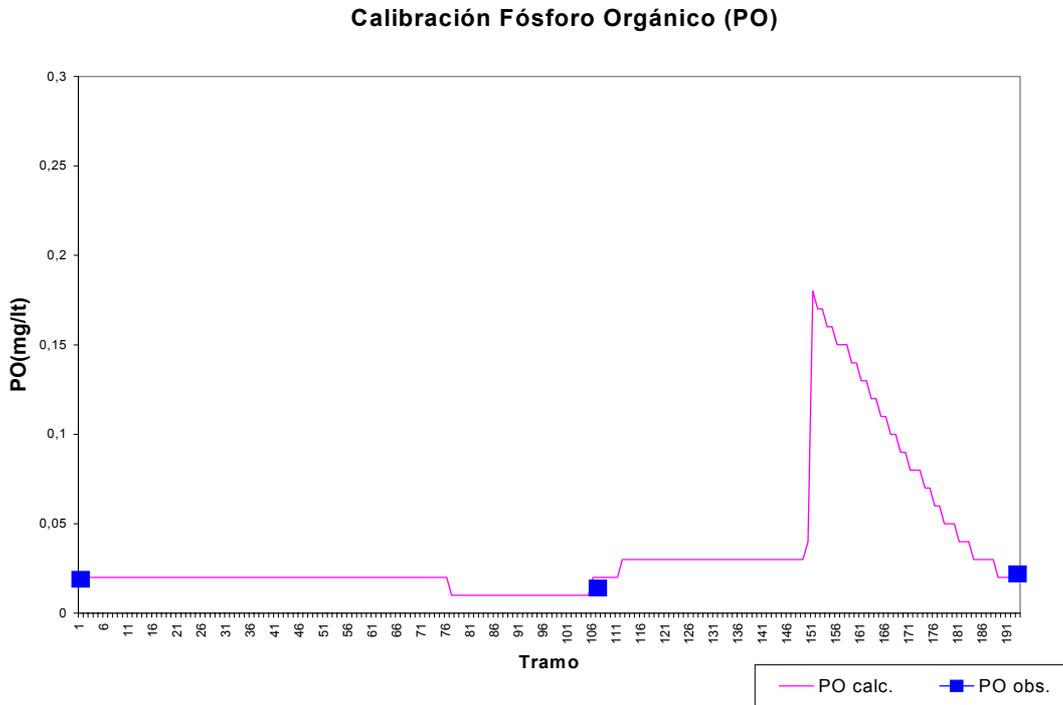


Figura 6.17: Calibración Fósforo Orgánico.

Para constatar que los valores de los parámetros calibrados son correctos, se procede a validarlos; este proceso consiste en comparar los resultados obtenidos, a partir de valores observados que no hayan sido utilizados en el proceso de calibración.

En este trabajo, la validación se realizó con los datos del muestreo correspondiente al 3 de noviembre de 1995, verificando para éste caso el valor de los parámetros obtenidos durante el proceso de la calibración. El caudal circulante en dicha fecha correspondió a 96 m³/s. (Fig. 6.18 y 6.19)

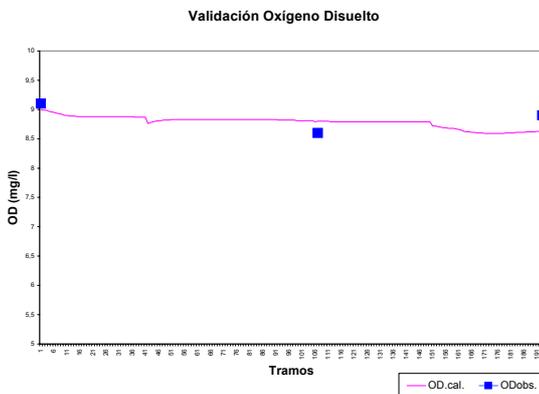


Figura 6.18: Validación OD

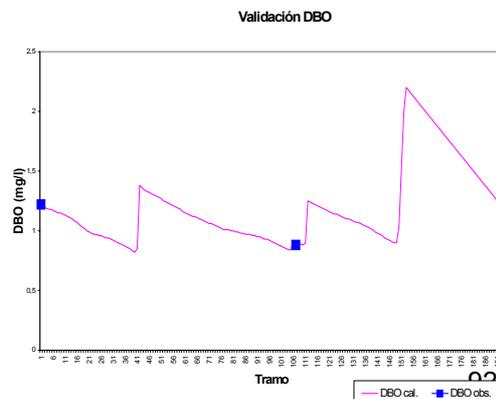


Figura 6.19: Validación DBO.

6.2.2.2. Simulación de diferentes alternativas

Con el modelo calibrado y validado se podrá, a partir de los datos obtenidos, diagnosticar en qué condiciones de calidad se encuentra el curso, y definir el límite tolerable de eliminación de efluentes que debería permitirse para cada situación analizada.

Para identificar la influencia de las distintas variables involucradas (caudal, población actual y futura, tipo de industrias y sus erogaciones), se determinaron distintos escenarios definidos por una combinación de las mismas.

Las combinaciones elegidas fueron:

1. Estado actual (urbano e industrial) - Caudales 30, 350 m³/s.
2. Estado futuro (proyección 50 años - urbano e industrial) - Caudales 30, 350 m³/s.
3. Estado futuro (proyección 50 años - urbano) - Caudales 30, 350 m³/s.

6.2.2.2.1. Estado actual

Para determinar la población actual se utilizó el **Anuario Estadístico 1997 realizado por la Dirección Provincial de Estadística, Censos y Documentación del Copade - Pcia del Neuquén.**

Posteriormente se aplicó el modelo de simulación a dicho escenario, lo que permitió tener como resultado el diagnóstico de la situación actual del río considerando los ingresos puntuales relevados tanto urbanos como industriales. (Plano 6.2)

Las industrias fueron ubicadas según el criterio que se indicó en el punto 5.2.2, sus valores corresponden a los datos aportados por el Municipio de Neuquén, el Departamento Provincial de Aguas de la Provincia de Río Negro (DPA) y valores extraídos de la bibliografía.

✓ **Industria Papelera (Parque industrial – Moldeados Argentina)**

| | |
|-------------|----------|
| Temperatura | 30° |
| DBO | 213 mg/l |
| Q | 0.5 l/s |

✓ **Industria Cerámica (Parque industrial – Zanón)**

| | |
|-------------|-----------|
| Temperatura | 30° |
| DBO | < 10 mg/l |
| Q | 0.001 l/s |

✓ **Industria Vinícola (Departamento Provincial de Aguas de la Prov. de Río Negro)**

| | |
|-----|-----------|
| Q | 0.006 l/s |
| DBO | 135 mg/l |

✓ **Industrias Jugueras – C5 (Departamento Provincial de Aguas de la Prov. de Río Negro)**

| | |
|-----|----------|
| Q | 0.034 |
| DBO | 815 mg/l |

✓ **Industria Lanera (Bibliografía)**

| | |
|-----|--------------|
| Q | 100-300 l/kg |
| DBO | 100-400 mg/l |
| pH | 5-5.8l |

✓ **Destilería (Departamento Provincial de Aguas de la Prov. de Río Negro)**

| | |
|-------------|---|
| Temperatura | 72 ° |
| Q | Variable en función del período del año |
| pH | 1.94 |
| DBO | > 6200 mg/l |

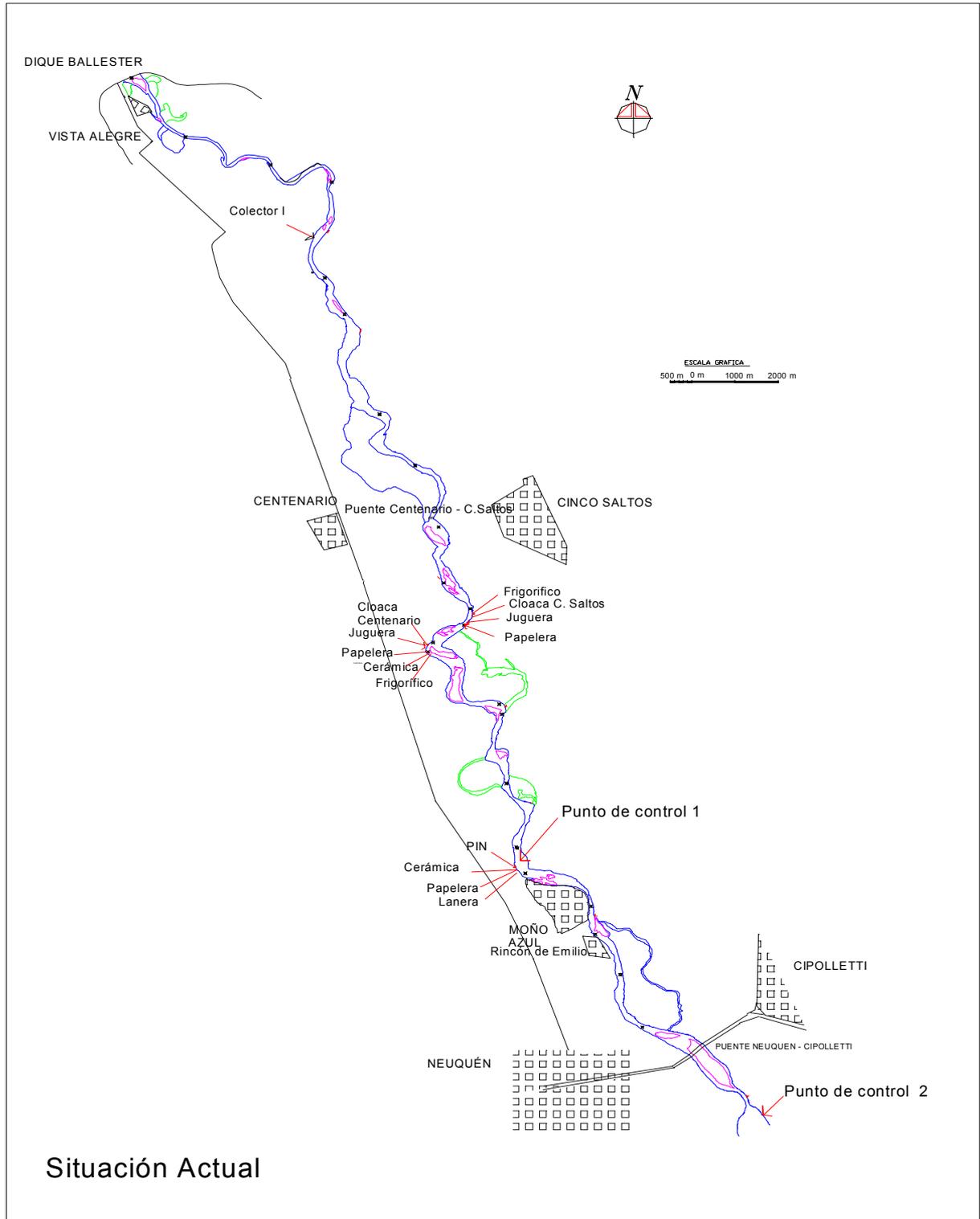
✓ **Industria sidrera (Departamento Provincial de Aguas de la Prov. de Río Negro)**

| | |
|-----|---|
| Q | Variable en función del período del año |
| DBO | 4458 mg/l |
| DQO | 11687 mg/l |

✓ **Galpón de empaque (Dirección Pcial del Agua – Pcia de Río Negro)**

| | |
|-----|----------|
| Q | 0.003 |
| DBO | 114 mg/l |

Respecto a los valores de efluentes cloacales municipales adoptados, los mismos se detallan en la tabla 6.6.



Plano 6.2: Escenario actual

| MUNICIPIOS | Caudal (l/s) | Temp (°C) | DBO mg/l | OD mg/l | NT mg/l | PT mg/l | Norg mg/l | Nitrito mg/l | Nitrato mg/l |
|-------------------|--------------|-----------|----------|---------|---------|---------|-----------|--------------|--------------|
| Vista Alegre | 10 | 25 | 300 | 1 | 28 | 3 | 9 | | 0,45 |
| Cinco Saltos | 93 | 25 | 392 | 1 | | 7 | 11 | 0,08 | 1,2 |
| Centenario | 35 | 25 | 350 | 1 | | 4,2 | 11 | 0,08 | 1,2 |
| Parque Industrial | 28 | 25 | 300 | 1 | 28 | 3 | 9 | | 0,45 |

Tabla 6.6: Erogaciones cloacales municipales adoptadas.

6.2.2.2.2. Estado futuro (proyección 50 años - urbano e industrial) - Caudales 30, 350 m³/s.

Dado que los escenarios 2) y 3) correspondían a situaciones futuras, antes de realizar la simulación se debió determinar cual sería la proyección poblacional de cada una de las

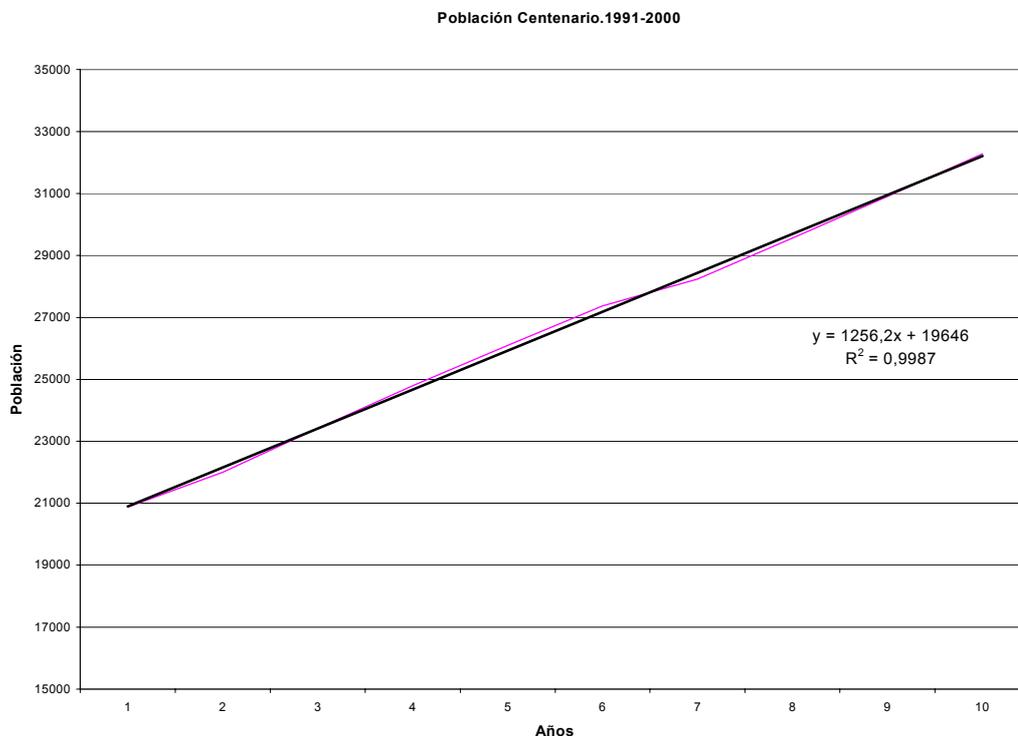


Figura 6.20: Curva Poblacional Centenario. 1999-2000

ciudades ubicadas sobre el área en el punto como se explicó en el capítulo 5. (Fig. 6.20 y 6.21)

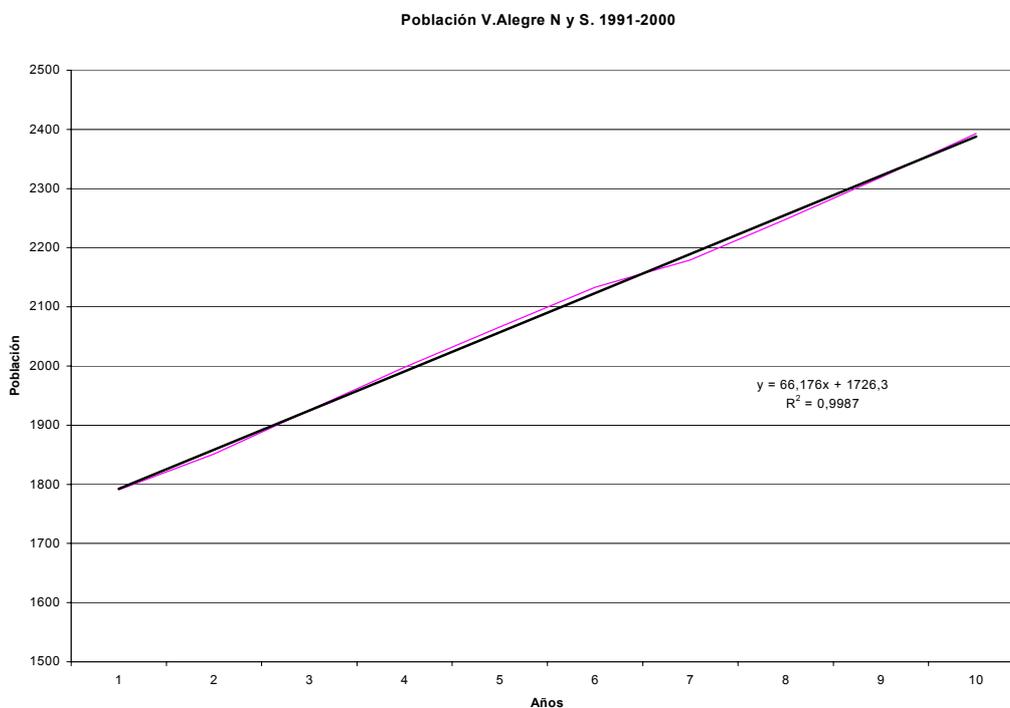


Figura 6.21: Curva Poblacional Vista Alegre Norte y Sur. 1991-2000

Dichas curvas se confeccionaron, como en el punto anterior, a partir del Anuario Estadístico 1997 realizado por la Dirección Provincial de Estadística, Censos y Documentación del Copade - Pcia de Neuquén.

Los resultados de dicha proyección se presentan en la tabla 6.7

| Población | Habitantes (año 2000) | Habitantes (año 2050) | Habitantes (año 2100) |
|-------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Vista Alegre | 2393 | 5697 | 8344 |
| Centenario | 32282 | 95108 | 145266 |
| Cinco Saltos | 22000 | 64900 | 99225 |
| Parque Industrial | 5100 | 12000 | 17850 |

Tabla 6.7: Población actual y futura estimada.

Cabe aclarar que para la localidad de Cinco Saltos, se utilizó la curva de crecimiento perteneciente a la ciudad de Centenario, dado que no se contaba con información referida a la misma.

En cuanto a las industrias se consideró un crecimiento positivo, donde además de las industrias definidas en el escenario actual se asentarían otras tales como jugueras, destilería, vinícola, sidrera, etc. (Plano 6.3)

La simulación industrial se efectuó considerando dos opciones, la primera consideraba que el crecimiento industrial triplicaba los valores actuales de las erogaciones hacia el río, y la segunda donde los quintuplicaba.

6.2.2.2.3. Estado futuro (proyección 50 años-urbano) - Caudales 30, 350 m³/s.

Como ya ha sido mencionado en ésta simulación solo se tuvo en cuenta el crecimiento poblacional.

Respecto a la componente “industrias”, se consideró que se mantendrían las mismas que en la actualidad.

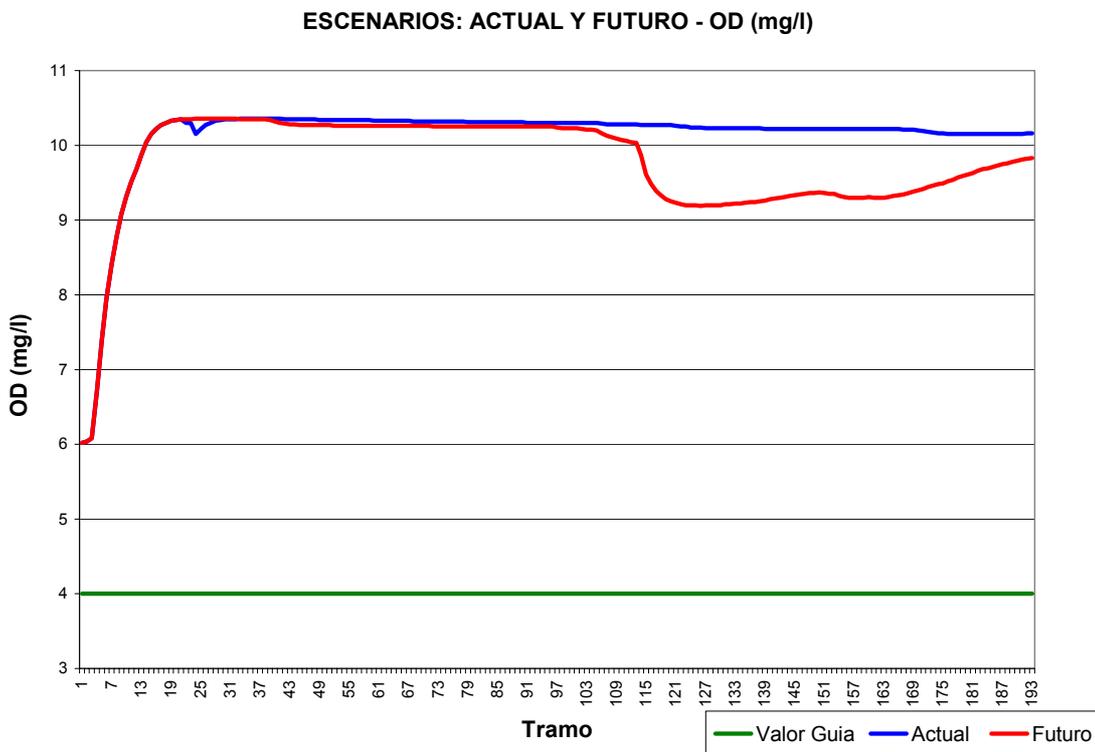


Figura 6.22: Simulación escenario actual y futuro OD (50 años – crecimiento urbano e industrial)

En la figura 6.22 se graficaron los valores simulados con el modelo QUAL2E de OD para los escenarios actual y futuro (50 años – crecimiento urbano e industrial) junto con el valor guía correspondiente a esa componente, cuando el caudal en el río es de 30m³/s.

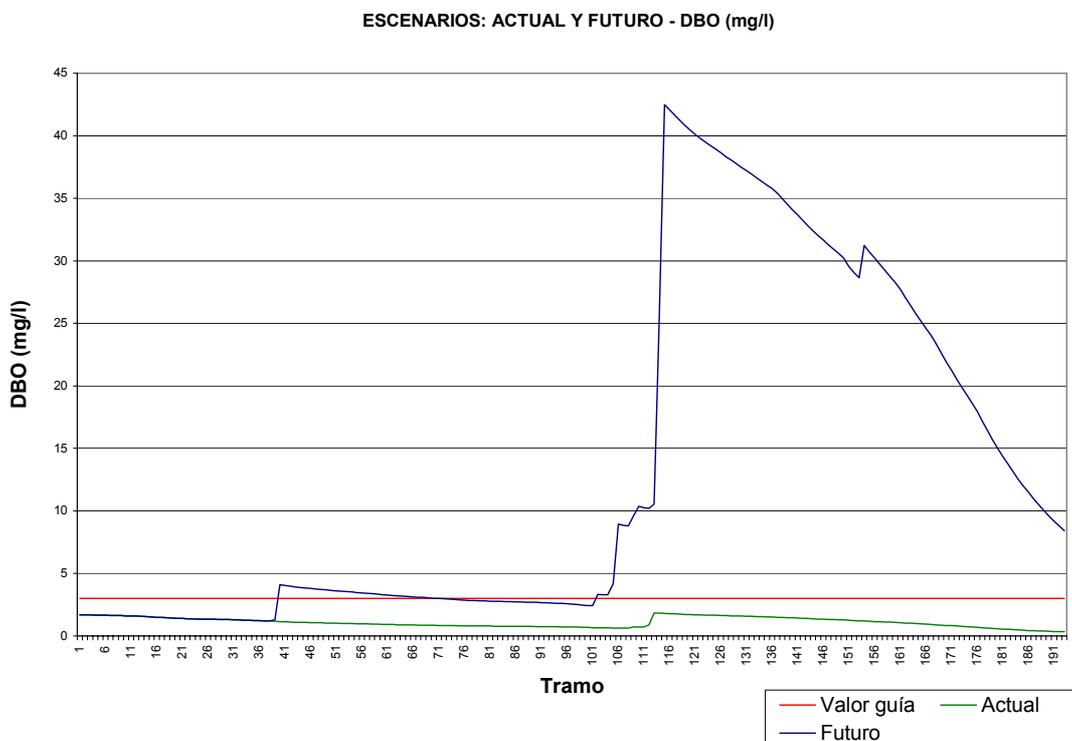


Figura 6.23: Simulación escenario actual y futuro DBO (50 años – crecimiento urbano e industrial)

En la figura 6.23 se graficaron los valores simulados con el modelo QUAL2E de DBO para los escenarios actual y futuro (50 años – crecimiento urbano e industrial) junto con el valor guía correspondiente a esa componente, cuando el caudal en el río es de 30m³/s.

6.2.3. Modelo de optimización

Se definieron dos funciones objetivos a minimizar, una referida al estado actual y otra a la proyección futura. Para ambas se utilizó la ecuación (5.1)

6.2.3.1. Función objetivo

Escenario actual

Dado que se está aplicando programación lineal la pendiente, es la misma en todos los casos (978.74 u\$/ habitante * porc. de tratamiento) lo único que varía es la población de cada una de las localidades.

$$\text{Min } 978.74 x_1 \text{ Pobl.actual C.S.} + 978.74 x_2 \text{ Pobl.actual Cent.} + 978.74 x_3 \text{ Pobl.actual PIN} \quad (6.1)$$

Si se afecta dicha pendiente por la población en cada una de las ciudades involucradas, la función objetivo final es:

$$\text{Min } 21.53 \cdot 10^6 x_1 + 31.6 \cdot 10^6 x_2 + 5 \cdot 10^6 x_3 \quad (6.2)$$

La función obtenida según la ecuación (6.1) se presenta en la figura 6.24.

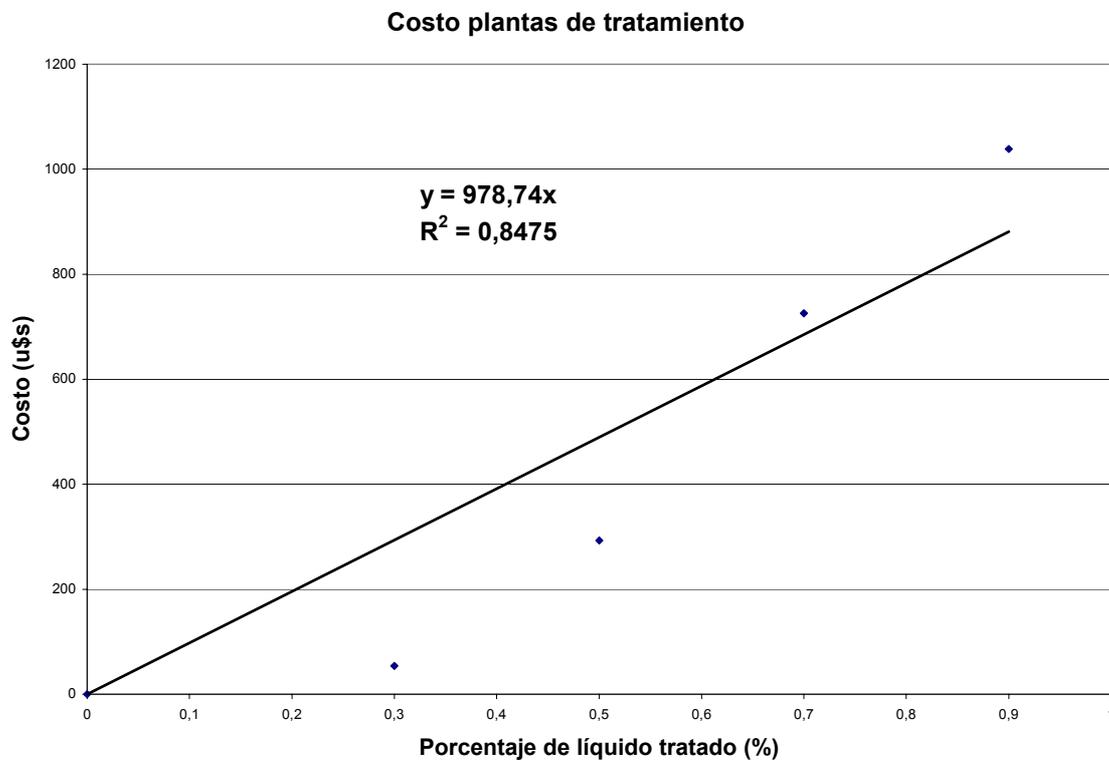


Figura 6.24: Ajuste lineal curva costos plantas de tratamiento

Escenario Futuro

Para una proyección a 50 años la ecuación a minimizar es la misma (6.1), pero como la población varía, los coeficientes c varían en función de la proyección poblacional estimada según lo explicado en el punto (6.2.2.2.1)

$$Min \quad 63.5 \cdot 10^6 x_1 + 93 \cdot 10^6 x_2 + 12 \cdot 10^6 x_3 \quad (6.3)$$

6.3.3.2. Restricciones

Como se indicó en el capítulo anterior las restricciones se definieron a partir de limitaciones de la calidad del río bajo las regulaciones legales actuales, referidas específicamente a las componentes oxígeno disuelto y demanda bioquímica de oxígeno a cumplirse en determinados puntos de control.

Esta limitación y la minimización de la función objetivo definía el valor de las variables de decisión (porcentaje de tratamiento en cada localidad de la zona).

Cabe recordar que existen dos coeficientes b_{ij} y d_{ij} denominados coeficientes de transferencia que variaban para los distintos escenarios analizados. (Tabla 6.8).

| Escenario | $b_{1,18}$ | $b_{2,18}$ | $b_{3,18}$ | $d_{1,18}$ | $d_{2,18}$ | $d_{3,18}$ | $b_{1,21}$ | $b_{2,21}$ | $b_{3,21}$ | $d_{1,21}$ | $d_{2,21}$ | $d_{3,21}$ |
|-----------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| 1 | -0,0001 | -0,0060 | -0,0001 | -0,0001 | -0,00025 | -0,00010 | -0,0001 | -0,0020 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0001 |
| 2 | -0,054 | -0,060 | -0,018 | -0,0015 | -0,0019 | -0,0005 | -0,014 | -0,018 | -0,010 | -0,0004 | -0,0005 | -0,0003 |
| 3 | -0,0001 | -0,0300 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0080 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0310 | -0,00012 | -0,0001 | -0,00025 | -0,0001 |
| 4 | -0,0780 | -0,1000 | -0,0250 | -0,0024 | -0,0030 | -0,0008 | -0,0210 | -0,0280 | -0,0140 | -0,00062 | -0,0010 | -0,0005 |
| 5 | -0,0001 | -0,0290 | -0,0001 | -0,0001 | -0,00087 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0080 | -0,00012 | -0,0005 | -0,00025 | -0,0001 |
| 6 | -0,0009 | -0,0009 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0020 | -0,0004 | -0,00010 | -0,00010 | -0,00010 | -0,00010 |
| 7 | -0,006 | -0,007 | -0,002 | -0,00013 | -0,00025 | -0,0001 | -0,0340 | -0,0430 | -0,0025 | -0,00013 | -0,00013 | -0,0001 |
| 8 | -0,0001 | -0,0030 | -0,0001 | -0,0001 | -0,00012 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0020 | -0,00012 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0001 |
| 9 | -0,0100 | -0,0100 | -0,0030 | -0,00025 | -0,0004 | -0,0001 | -0,006 | -0,007 | -0,003 | -0,0001 | -0,00012 | -0,00012 |
| 10 | -0,0001 | -0,0031 | -0,00010 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0001 | -0,002 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0001 | -0,0001 |

Tabla 6.8: Valores de b_{ij} y d_{ij} obtenidos para cada escenario.

6.3.3.3. Usos

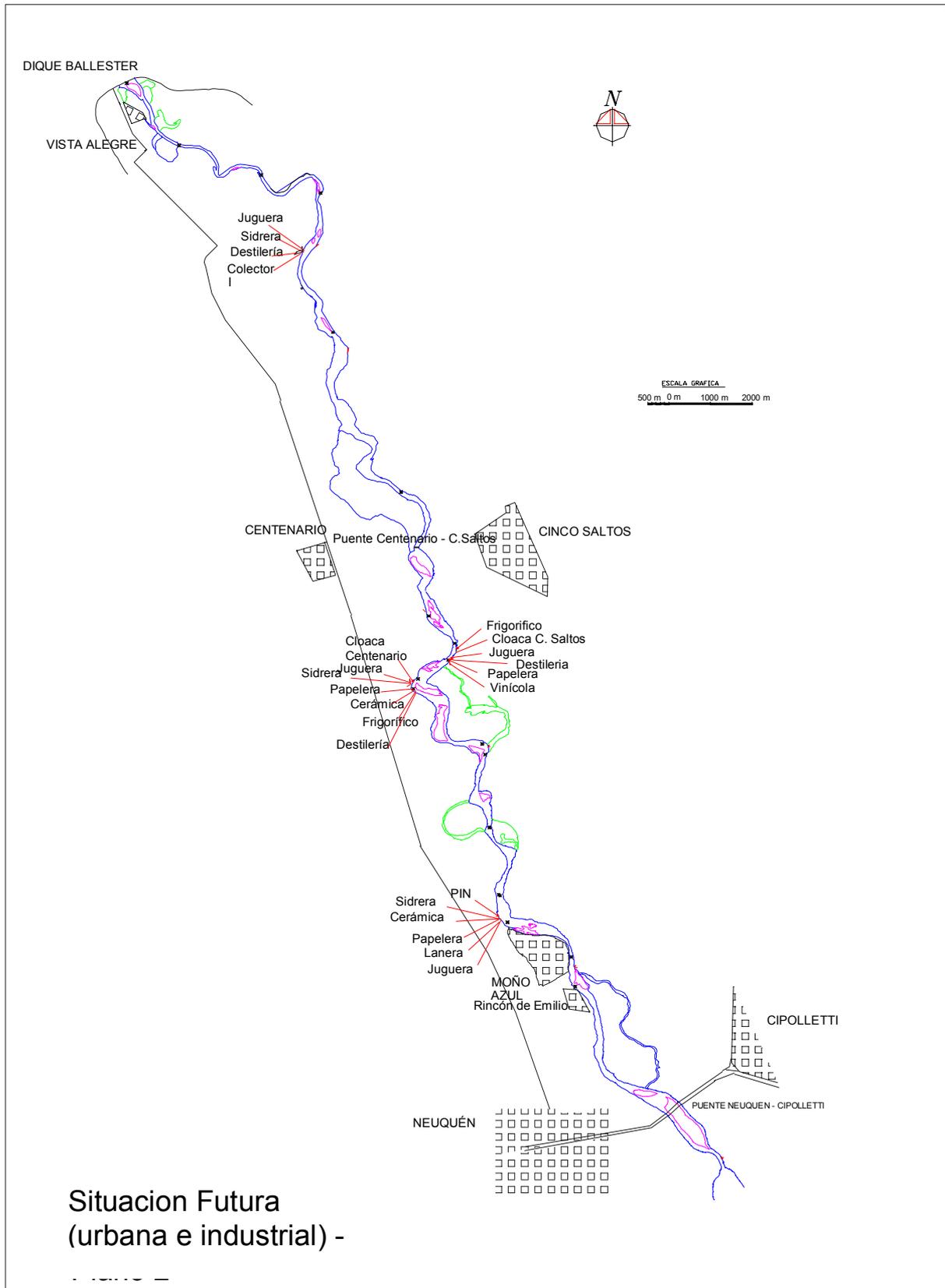
Las restricciones referidas al uso son aplicadas en cada uno de los puntos de control y corresponden a las ecuaciones del punto 5.2. El primero punto de control (P18) se encuentra ubicado aguas abajo de la planta de tratamiento de líquidos de Centenario (Fotografía 6.7), donde se analizó si cumplía con el valor de DBO y oxígeno disuelto standard para agua potable y uso acuático.

El segundo punto (P21) se encuentra ubicado en el final del tramo donde se analizaron los valores para los usos recreativo y de vida acuática.



Fotografía 6.7: Toma de agua Parque Industrial, aguas abajo de punto de control 1.

A continuación se describirá un ejemplo particular correspondiente al escenario nº 1, cuyas características son: caudal del río $30 \text{ m}^3/\text{s}$, y condiciones urbanas e industriales actuales.



Plano 6.3: Escenario futuro

La función objetivo en éste caso es la (6.2)

$$\text{Min} \quad 21.53 \cdot 10^6 x_1 + 31.6 \cdot 10^6 x_2 + 5 \cdot 10^6 x_3$$

Sujeto a:

$$x_1 \geq 0.3 \ ; \ x_2 \geq 0.3 \ ; \ x_3 \geq 0.3$$

$$x_1 \leq 0.95 \ ; \ x_2 \leq 0.95 \ ; \ x_3 \leq 0.95$$

$$64x_1 \geq -236$$

$$71x_2 \geq -229$$

$$123x_3 \geq -177$$

Determinación de valores de DBO
inmediatamente aguas debajo de cada
planta de tratamiento

$$0.15x_1 + 9x_2 + 0.03x_3 \leq 12.18$$

$$0.15x_1 + 3x_2 + 0.03x_3 < 6.18$$

Restricciones DBO para
vida
acuática en punto de control 1 y
punto de control 2
respectivamente

$$0.15x_1 + 0.38x_2 + 0.03x_3 \leq 6.96$$

$$0.15x_1 + 0.15x_2 + 0.03x_3 < 6.73$$

Restricciones OD
vida
acuática en punto de control 1
y punto de control 2
respectivamente

Definido el sistema elegido para cada escenario, se aplicará el modelo de optimización que dará los valores de porcentaje de tratamiento que minimicen los costos de la función objetivo.

Para éste ejemplo particular la solución corresponde a:

$$x_1 = 0.3 \ ; \ x_2 = 0.3 \ ; \ x_3 = 0.3$$

Función objetivo

$$\text{F. O.} = \text{U\$S } 17400000$$

6.2.3.4. Aplicación del modelo de optimización

Para resolver las distintas situaciones planteadas se utilizó un modelo computacional de optimización denominado "Lindo", el cual puede aplicarse a casos de programación lineal, mixta o cuadrática.

La metodología que utiliza dicho modelo se basa en el algoritmo **simplex**, descrito en el capítulo 4.

Repitiendo el mismo análisis para cada situación considerada, se obtuvieron los porcentajes de tratamientos en cada localidad, además de los respectivos costos según el uso analizado.

Los escenarios propuestos en este trabajo y en los que fue aplicado el modelo de optimización fueron:

Escenario 1: caudal 30 m³/s para la situación urbana e industrial actual.

Escenario 2: caudal 30 m³/s para una proyección a 50 años de crecimiento industrial y poblacional. Se supuso además que los valores de los ingresos puntuales de DBO se triplicaban respecto a la escena 1.

Escenarios 3,4,5 : caudal 30 m³/s para la situación actual, con una proyección a 50 años de crecimiento industrial y poblacional, y con una proyección a 50 años de crecimiento sólo poblacional respectivamente. Se supuso además que los valores de los ingresos puntuales de DBO se quintuplicaban respecto a las escenas 1.

Escenario 6: caudal 350 m³/s para la situación urbana e industrial actual.

Escenario 7: caudal 350 m³/s para una proyección a 50 años de crecimiento industrial y poblacional. Se supuso además que los valores de los ingresos de DBO se triplicaban respecto a la escena 6.

Escenarios 8,9,10 : caudal 350 m³/s para la situación actual, con una proyección a 50 años de crecimiento industrial y poblacional, y con una proyección a 50 años de crecimiento sólo poblacional respectivamente. Se supuso además que los valores de los ingresos de DBO se quintuplicaban respecto a la escena 1.

En la figura 6.25 se graficaron el escenario 3 pero optimizado, es decir, suponiendo que las plantas funcionarían con los porcentaje de tratamiento obtenidos en el modelo de optimización. Se puede observar como los valores de DBO son menores a los valores

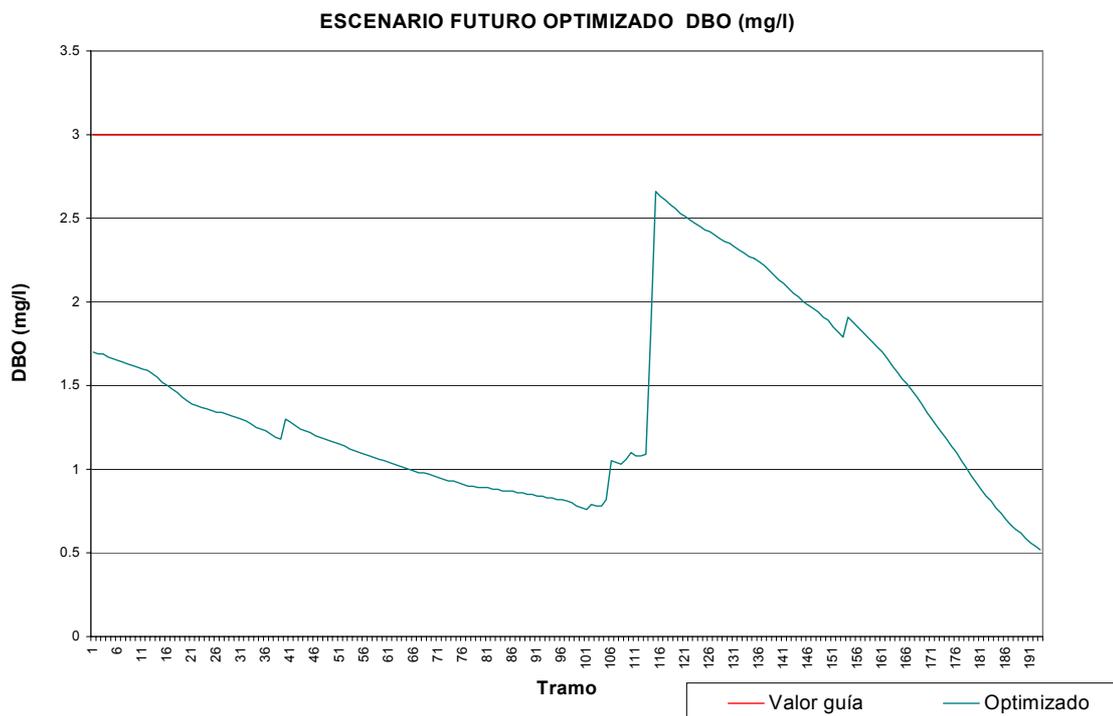


Figura 6.25: Valores de DBO “optimizados” a lo largo del tramo

En la tabla 6.9 se presentan los resultados obtenidos. Cabe aclarar que para los tres usos analizados los resultados no difieren.

| Caudal del río | Escenario | Agua potable, recreación y vida acuática | | | |
|----------------------------|-----------|--|------|------|----------------------|
| | | x1 | x2 | x3 | F.objetivo |
| | | % | % | % | u\$s |
| 30 m³/s | 1 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 17,4 10 ⁶ |
| | 2 | 0,3 | 0,6 | 0,84 | 85 10 ⁶ |
| | 3 | 0,3 | 0,3 | 0,34 | 17,6 10 ⁶ |
| | 4 | 0,3 | 0,71 | 0,9 | 96 10 ⁶ |
| | 5 | 0,3 | 0,3 | 0,4 | 52 10 ⁶ |
| 350 m³/s | 6 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 17,4 10 ⁶ |
| | 7 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 50 10 ⁶ |
| | 8 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 17,4 10 ⁶ |
| | 9 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 50 10 ⁶ |
| | 10 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 50 10 ⁶ |

Tabla 6.9: Resultados obtenidos de la aplicación del modelo simulación – optimización.

6.3. RESULTADOS Y DISCUSION

Como se puede observar en la tabla 6.9. los resultados de cada uno de los escenarios propuestos reflejan:

1. En los escenarios donde se analizan las condiciones actuales para un caudal en el río de 30 m³/s (1) y 350 m³/s (6), los porcentajes de tratamientos en cada planta son los correspondientes a un pretratamiento.
2. En el escenario donde se analizan las condiciones a 50 años, con un crecimiento urbano e industrial, un caudal en el río de 30 m³/s, y los valores de DBO se triplican (2), las plantas dos y tres poseen un tratamiento primario y avanzado respectivamente.
3. En el escenario donde se analizan las condiciones a 50 años, con un crecimiento urbano e industrial, para un caudal en el río de 30 m³/s, y valores de DBO que se quintuplican (4), las plantas dos y tres poseen un tratamiento secundario y avanzado respectivamente.
4. En el escenario donde se analizan las condiciones a 50 años, con un crecimiento sólo poblacional, un caudal en el río de 30 m³/s (5) solo la planta 3 posee un pequeño aumento en el porcentaje de tratamiento coincidente con el 40%.
5. En el resto de los escenarios donde el caudal circulante sobre el río es de 350 m³/s, solo habría que tener plantas de pretratamiento en cada una de las localidades.
6. Valores erogados de DBO que tripliquen o quintuplicquen los valores actuales, exigen que el tratamiento sea de tipo avanzado en la planta correspondiente al Parque Industrial siempre y cuando los caudales circulantes sean de 30 m³/s.

Uno de los objetivos que pretendía éste trabajo era generar una herramienta de planificación consistente, que permita proyectar a nivel regional el manejo de los recursos hídricos.

En general este tipo de metodología (simulación–optimización) requiere de una gran

cantidad de información y de un grupo interdisciplinario para llevarlo a cabo.

Dado las características propias del trabajo, ambos aspectos no se cumplieron, por lo que se debió hacer uso de ciertas suposiciones que simplificaran la solución o acotaran la alternativa de manejo a solo plantas de tratamiento de líquidos, desestimando otras como tratamiento industrial individual, tratamiento y transporte regional, incremento de caudales, etc.

Uno de los problemas que hubo que enfrentar al inicio del trabajo fue el no contar con información espacial y temporal de cada una de las componentes de calidad estudiadas, produciendo esto un tiempo adicional (no previsto) de generación de datos.

Como consecuencia de ello se debieron realizar mediciones durante aproximadamente un año, de frecuencia quincenal o mensual en el período 1999-2000. Esto implica que no se cuente con el espectro de variaciones que pueda tener un constituyente producto del cambio en condiciones naturales del río, de la actividad económica regional estacional o de las condiciones climáticas que pueden suceder a lo largo de varios años.

Los errores observados en los resultados obtenidos por el modelo de simulación, puede deberse a éste aspecto; con mayor información disponible se lo puede ir ajustando y de esa manera acercar la simulación de los distintos componentes a las condiciones reales.

Otros de los puntos a mejorar, es poder contar con un relevamiento detallado de la actividad industrial y sus erogaciones reales, de manera de ajustar esta componente que resulta vital a la hora de obtener los resultados. Se debe recordar que para esta componente se asumieron valores de industrias de otras zonas o de la bibliografía existente. Además se debería hacer un análisis de las plantas de tratamientos de desechos que requeriría cada industria en particular, según sean los componentes erogados hacia el río.

Los aportes considerados en éste caso fueron de tipo puntual, ya que se pensó que todas las descargas (agrícolas, industriales o urbanas) lo harían fundamentalmente por esta vía. La componente difusa no se tuvo en cuenta por lo que sería interesante agregarla en un próximo trabajo ya que el modelo QUAL2E tiene la posibilidad de simularla, además de modelar otras como agroquímicos o metales pesados.

Sería fundamental para la región contar con un banco de datos público, donde cada Organismo relacionado con el estudio y aprovechamiento de los recursos hídricos, aporte toda la información asociada a monitoreos o interpretación de datos relevados, sirviendo además para conocer las actividades que desarrollan los mismos, evitando superposiciones y optimizando recursos humanos y económicos. A partir de esto se

podría planificar compatibilizando las necesidades de los distintos grupos ubicados en el área y con proyecciones a largo plazo.

CAPITULO 7

DISCUSION Y/O CONCLUSIONES

- ✓ El modelo representa adecuadamente los procesos físico-químicos y biológicos en el tramo de río considerado.
- ✓ Es suficiente utilizar un modelo unidireccional para representar los procesos.
- ✓ Para los parámetros analizados en este modelo combinado de simulación-optimización (OD y DBO), el río no presenta contaminación y se observa y prevé una importante autodepuración dada las características hidráulicas del mismo.
Sin embargo, en términos de situación trófica, y para su posterior seguimiento, los niveles de fósforo disuelto, amonio y nitratos resultaron sumamente elevados en la estación 42A y 47 (Anexo 3 - Tabla día 17/10/00) por descargas puntuales urbanas e industriales y en la estación 60 (Anexo 3 - Tabla día 17/10/00) por descargas urbanas sin tratar.
En tal sentido, las plantas de tratamiento que se prevean (y sus costos asociados) deberían contemplar la precipitación de los fosfatos o la eliminación del nitrógeno inorgánico. Este aspecto resulta de importancia para la evolución trófica de determinados sectores del río, principalmente si se llegaran a reactivar antiguos proyectos de embalses del Valle.
- ✓ Los mayores valores de tratamiento obtenidos para cada planta, coinciden con el aumento de la actividad industrial en la zona.
- ✓ El modelo simula la variación espacial con más detalle que lo descrito por los valores observados, constituyéndose en una herramienta muy apropiada para la programación de un plan de monitoreo.
- ✓ La combinación simulación-optimización resulta una herramienta potente para planificar regionalmente a mediano y largo plazo.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. ANDREU, J. (1992). "Conceptos y métodos para la Planificación Hidrológica". Dpto de Ing. Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia.
2. ANDREU, J. ; SALAS, J. (1992). "La modelación en planificación hidráulica. Modelos de Simulación y síntesis de Hidrología Superficial".
3. ANUARIO ESTADÍSTICO Dirección Provincial de Estadística, Censos y (1997). Documentación del Copade - Pcia de Neuquén.
4. ARNOLD, U. and ORLOB, G.T. (1989). "Decision support for estuarine water quality management". J. Water Resour. Plng. And Mgmt. ASCE 115(6). 775-792.
5. AZEVEDO, G.; GATES, T.; FONTANE, D.; LABADIE, J. and PORTO, R. (2000). "Integration of Water Quantity and Quality in Strategic River Basin Planning". Journal of Water Resources Planning and Management. Vol. 126, N°2. March-April. Pp 85-97.
6. BAITY, H.G. (1938). "Some Factors Affecting the Aerobic Decomposition of Sewage Sludge Deposits". Sewage Works J. 10: 539-568.
7. BEACHELER VARGAS, J. and LAZO LINK O. (1998). "Metodología para la determinación del coeficiente de reaireación en cauces naturales". Dpto de Ingeniería Civil – Univ Concepción. Chile. Publicado en el Congreso Nacional del Agua - Santa Fe.
8. BELLMAN, R. (1957). "Dynamic Programming". Princeton, N.J.: Princeton University Press.
9. BENNET, J.P. and RATHBUN, R.E. (1972). "Recreation in Open –Channel Flow. U.S. Geological Survey Professional Paper 737.
10. BOWIE, G. (1985). "Rates, constants, and kinetics formulations in surface water quality modeling". Segunda Edición. Environmental Research Laboratory Office of Research and Development. U.S. Environmental Protection Agency Athens, Georgia 30613. E.E.U.U.
11. BROWN, L.C. and BARNWELL, T.O.Jr. (1987). "The Enhanced Stream Water Quality Models QUAL2E and QUAL2E-UNCAS. Documentation and User's Manual. U.S. Environmental Protection Agency. Athens. G.A. Report EPA/600/3-87/007.
12. CABRERA, M. (1976). "Regiones Fitogeográficas Argentinas. Enciclopedia Argentina de Agricultura y Jardinería. II (1). (2da edición).
13. CHAPRA S.; BYARS M.; BRANDAO M. (1994). "Lecture Notes for Stream Water Quality Modeling with Qual2eu". University of Colorado. E.E.U.U. Boulder.
14. CHAPRA S. 1997. "Surface Water-Quality Modeling". WCB. Mc Graw-Hill.

15. CIFUENTES, O; LABOLLITA, H. "Diagnóstico de la contaminación de la cuenca en los ríos Limay, Neuquén y Negro. Segunda etapa. Relevamiento de la calidad del agua. Período Febrero 96 - Enero 97. Inédito.
16. CHEN, C.W. and ORLOB, G.T. (1975). "Ecologic Simulation of Aquatic Environments". Systems analysis and simulation in ecology, B. Patten, ed., Academic Press, New York. N.Y. 475-528.
17. CHURCHILL, M.A.; ELMORE, H.L.; and BUCKINGHAM, R.A. (1962). "Prediction of Stream Reaeration Rates, J. Sanit. Eng. Div. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. SA4:1. Proc. Paper 3199.
18. CORONATO, A; PASCUARELLI, C; TEMOSSI, T. (1986). "Análisis morfológico y morfométrico del Valle del Río Neuquén entre los 38°30' lat. S. y 38°50' lat. S. Su regulación e impacto ambiental." Tesis de licenciatura, Departamento de Geografía, U.N.Comahue, Neuquén.
19. COSTA, J.R. and LOUCKS, D.P. (1987). "Water quality management the Ave River: From Research to practice". Systems Analysis in Water Quality Mgmt. Proc. IAWPRC Symp.
20. DANDY, G. and CRAWLEY, P. (1992). "Optimum operation of a multiple reservoir system including salinity effects". Water Resour. Res. 28(4). 979-990.
21. DEININGER, R.A. Ph.D. (1964). Dissertation. Northwestern University. Evanston. Illinois.
22. DeWOLF, G.; MURIN, P.; JARVIS, J.; Kelly, M. (1984). "The Cost Digest: Cost Summaries of selected Environmental Control Technologies". Office Of Environmental and Technology Washington DC 20460. E.E.U.U. EPA-600/8-84-010.
23. DITORO, D.M.; FITZPATRICK, J.J. and THOMANN, R.V. (1981). "Water quality analysis simulation program (WASP) and model verification program (MVP)- Documentation. U.S. EPA. Duluth, Minn.
24. DOSAG-I. (1970). "Simulation of Water Quality in Streams and Channels, program documentation and User's Manual. Texas Water Development Board. Austin. Tex.
25. EIGER, S. (1989). "Hidrología Ambiental" ABRH 3. Ed. Usp. pp 69-146. Brasil.
26. ELDER, J.W. (1959). "The Dispersion of Marked Fluid in Turbulent Shear Flow". Journal of Fluid Mechanics, Vol 5, pág. 544-560.
27. FAIR, G.M.; MOORE, E. and THOMAS. (1994). "The Natural Purification of River Muds and Pollutational" Sediments. Sewage Works J. 13: 270-307, 756-799, 1209-1228.
28. FERRARI BONO, B; DRAGONETTI, J. (1961). "Estudio preliminar para el desarrollo integral de la región del Comahue; Anexo 1: Climatología e Hidrología. Italconsult y Sofrelec, por contrato con el Senado de la Nación.

29. FERRER, J; OURACARIET, G. (1989). "Anteproyecto preliminar para el desarrollo del área de riego de Michihuau, Provincia del Neuquén. Descripción de la zona del proyecto". Volumen III. Consejo Federal de Inversiones, Buenos Aires.
30. FILLOS, J. and MOLOF, A.H. (1972). "Effect of Benthic Deposits on Oxygen and Nutrient Economy of Flowing Waters". J. Water Poll. Contr. Fed. 44(4):664-662.
31. FISCHER, H.B. (1967). "The Mechanics of Dispersion in Natural Streams". Journal of the Hydraulics Division ASCE, Vol. 93, N° HY&, pp. 187-216.
32. GELDREICH, E.E. (1966). "Sanitary Significance of Fecal Coliforms in the Environment". U.S. Department of the Interior. Publication N° WP-20-3.
33. GHOSH, N.C. and MCBEAN, E.A. (1998). "Water Quality Modeling of the Kali River, India". Water, Air and Soil Pollution. Vol 102 N° 1 y 2. pp. 92-103.
34. GLOVER, R.E. (1964). Dispersion of Dissolved or Suspend Materials in Flowing Streams. U.S. Geological Survey Professional Papers. 433-K.R
35. GONZALEZ DIAZ, E; FERRER, J. (1986). "Relevamiento y priorización de áreas con posibilidades de riego. Estudio Regional de Suelos. Geomorfología de la Provincia del Neuquén", Consejo Federal de Inversiones, Buenos Aires.
36. GONZALEZ del RIO RAMS J. Apuntes de clase. Universidad Politécnica de Valencia.
37. GRAVES, G.W.; HATFIELD, G.; and WHINSTON, A. (1969). Water Resources. Res 5.1.
38. GRAVES, G.W.; HATFIELD, G.; and WHINSTON, A. (1972). Water Resources. Res 8.2.
39. HAITH, D. "Environmental Systems Optimization". University Cornell. John Wiley & Sons.
40. HELWEG, O. (1992). Recursos Hidráulicos. Planeación y Administración. Limusa. Noriega Editores.
41. HIDRONOR S.A. (1990). "Estudio de Inundación de Riveras: Río Neuquén-Tramo Chañar - Confluencia".
42. HOLLEY, E.R. (1975). Oxygen Transfer at the Air-Water Interface, in Interfacial Mass Transfer Processes in Water Resources. State University of New York at Buffalo. Report 75-1.
43. INSTITUTO GEOGRAFICO MILITAR. (1973). Publicaciones Cartográficas. Cartas Topográficas Provincia del Neuquén. Hojas a escalas 1: 100.000 y 1: 50.000. Ejército Argentino.
44. OBSON, H.E. and SAYRE, W.W. (1970). "Vertical Transfer in Open Channels Flow. J. Hydraulics. Div. ASCE. 96:3. 703-724.

45. LINFIELD C.B; BARNWELL, JR. (1987).EPA. The enhanced stream water quality models QUAL2e and QUAL2E-UNCAS. Documentation and User Model.
46. LIU, H. (1977). Predicting Dispersion Coefficient of Streams. Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE. Vol 103, N° EE1.
47. LOFTIS, B.; LABADIE,J. And FONTANE, D. (1985). "Optimal operation of systems of lakes for quality and quantity". Computer application in water resources . H.C. Torno. Ed ASCE. New York.
48. LOUCKS, D ; REVELLE, C. and LYNN, W. (1967).Management Sci. 14,4.
49. LOUCKS, D; STEDINGER J; HAITH D. (1981)."Water resource systems planning and analysis". Cornell University. Prentice-Hall, Inc. New Jersey. E.U.A.
50. MAJOR, D. and LENTON, R. (1979). Applied water resource systems planning. Prentice-Hall Series in Environmental Sciences Granville h. Sewell. Editor. E.E.U.U. 274p.
51. MARGALEF, Ramón. (1982). Ecología. Ediciones Omega - Barcelona.
52. MARGALEF, Ramón. (1993). Limnología. Ediciones Omega - Barcelona.
53. MARSDEN, J.; PINGRY,D.; and WHINSTON,A. (1973)." Application of Nonlinear Programming to Water Quality Control". Water, Air and Soil Pollution 2. Pp.155-169.
54. O'CONNOR, D.J. and DOBBINS, W.E. (1958). "Mechanics of Reaeration in Natural Streams. Trans. Am. Soc.Civil Eng. 123:655.
55. ODUM, E. (1979) ."Ecología: El vínculo entre las ciencias Naturales y las sociales". Compañía Editorial Continental. S.A. México.
56. OLDAKER, W.H. ;BURGUM, A. And PAHREN, H. (1966). " Report on Pollution of the Merrimack River and certain Tributaries, Part IV-Pilot Plant Study of Benthic Oxygen Demand. U.S. Dept. of the Int. FWPCA. 14 pág.
57. ONISHI, Y. and WISE, S.E. (1982)." User's Manual for the Instream Contaminant Transport modelo SERTATRA. Battelle Northwest Laboratories. Richland. Wash.
58. OMS. (1995)."Guías para la calidad de agua potable". Vol 1. 2da. Edición.
59. ORLOB, G.T. (1992). "Water Quality Modeling for Decision Making". Journal of Water Resources Planning and Management. Vol 118. N° 3.
60. WENS, M. ; EDWARDS, R.; and GIBBS, J. (1964). " Some Reaeration Studies in Streams". Int. J. Air Water Poll. 8: 469-486.
61. PINGRY, D.E.; SHAFTEL, T.L. and BOLES, K.E. (1991). "Role for decisions support systems in water-delivery design". J. Water Resour. Ping. and Magmt. ASCE. 117 (6).629-644.

62. QUAL2E WINDOWS – Interface User's Guide. (1995) .EPA/823/B/95/003.
63. RANDALL, D. ; CLELAND, L. ; KUEHNE, C.; LINK, G. and SHEER,D. (1997). " Water Supply Planning Simulation Model Using Mixed-Integer Linear Programming "Engine"". 1997 . Journal of Water Resources Planning and Management. Vol 123. N°2, March-April. pp 116 -124.
64. RATHBUN, R.E. (1977). " Reareation Coefficients of Streams. State of the Art. ASCE. J. Hydraulics Division. Vol 103. N°HY4. Pp. 409-424.
65. RHEINHEIMER, G. (1970)."Microbiología de Aguas". Ed. Acribia, S.A. Zaragoza. España.
66. ROLDAO, J.S.; SOARES, J.H. and RIGO,D. (1991)."Perfomance of Fluorescent dye tracers in the determination of longitudinal and transversal dispersion coefficients in the Paraiba do Sul river-RJ". IX Simp. Brasileiro de Recursos Hídricos. Pág. 171-182. Río de Janeiro. Brasil.
67. RUTHVEN, D.M. (1971)."The Dispersion of a Decaying Effluent Discharged Continuously into a Uniformly Flowing Stream". Water Research, Vol. 5, pp.343-352.
68. SAYRE, W.W., Chang, F.M. (1968)." A Laboratory Investigation of Channel Dispersion Prcesses for Dissolved, Suspended and Floating Dispersants". U.S. Geological Survey professional Paper 433-E.
69. SCHNOOR, J. (1997). " Enviromental Modeling: Fate and transport of pollutants in water. Air, and soil ". Uniiversity of Iowa. Interscience publication. E.U.A.
70. SERVICIO METEOROLOGICO NACIONAL. (1982)."Estadísticas Climatológicas años 1981 - 1990. Serie B, N° 37".
71. STREETER, H.W. and PHELPS, E.B. (1925). " A Study of the Pollution and Natural Purification of The Ohio River, III. Factors Concerned in the Phenomena the Oxidation and Reaeration. U.S. Pub. Health Serv. Pub. Health Bulletin N° 146. 77 pág.
72. STRZEPEK, K. M. and CHAPRA, S.C. (1990)." Do the right thing". Ci.Engrg. ASCE. 60(11). 55-56.
73. TCHOBANOGLUS, G.; SCHROEDER, E. (1985). "Water Quality". Addison - Wesley Publishing Company.
74. THOMANN, R. and MUELLER, j. (1987). "Principles of surface water quality modeling and control". Manhattan College. Harper Collins Publishers. E.U.A.
75. THOMANN, R. (1963)."Mathematical model for Dissolved Oxygen": S. Sanitary Engrg. Div., ASCE 89(5), 1-30.
76. TSIVOGLU, E. (1968).Tracer Measurement of Stream Reareation, II. Field Studies. J. Water Poll. Contr. Fed. 40(2):285-305.
77. TRENTO, A. (1998). " Modelo unidireccional para estudio de la calidad del Agua". Tesis de Maestría Facultad de Ingeniería y Cs. Hídricas. U.N. del Litoral.

78. TUCCI, Carlos E.M., (1998). "Modelos Hidrológicos". Editora da Universidade, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil. 669 p.
79. VEN TE CHOW. (1994). Hidrología Aplicada. Mc Graw- Hill Interamericana.
80. WALTON, R. and WEBB, M. (1994). "QUAL2E Simulations of Pulse Loads". J. of Environmental Engineering. ASCE. 120(5).
81. WETZEL, ROBERT. (1981). Limnología.
82. WILSON, G.T. and MACLEOD, N. (1974). " A Critical Appraisal of Empirical Equations and Models for the Prediction of the Coefficient of Reaeration of Deoxygenated Water. Water Research. Vol 8. pp 341-366.
83. YOTSUKURA, N and COBB, E.D. (1972). " Transverse Difussion of solutes in Natural Streams". U.S.Geological Survey Professional Paper 582-C.
84. YOTSUKURA, N. and SAYRE, W.W. (1976). " Transverse Mixing Natural Channels. Water Resources Res. 12: 695-704.