

# Sección Ingeniería Sanitaria

## LA DILUCION COMO METODO DE CONTROL DE LA CONTAMINACION DEL AGUA Y SU RELACION CON EL TRANSPORTE DE SEDIMENTO: UNA APLICACION AL CASO DEL RIO MEDELLIN

Por: ALVARO OROZCO J.  
Ingeniero Civil, MSSE.  
Profesor Ingeniería Sanitaria, U. de A.

### INTRODUCCION

Ante el desafío que implica a los ingenieros contemporáneos el control de la contaminación de las aguas, y ante las cada vez crecientes exigencias y costos de los métodos de tratamiento, muchas soluciones, antaño incógnitas, aparecen hoy como legítimas. Entre éstas se encuentran las técnicas de dilución, incluida la regulación de las corrientes, como métodos efectivos para aminorar los peligros y molestias sanitarias ocasionados por la contaminación industrial y municipal de las aguas. En este artículo revisaremos algunos principios sobre el análisis de la contaminación de las corrientes, y propondremos una metodología para el estudio de la influencia de las características hidráulicas, específicamente las que tienen que ver con el transporte de sedimento, en los parámetros de general utilización en los análisis sanitarios de las corrientes.

En el estudio del transporte de sedimento por las corrientes existen numerosas variables, que han sido magníficamente resumidas por Lane en 1954<sup>(1)</sup>. Lane hace hincapié en la importancia de la morfología fluvial, y presenta las características generales que determinan las varias edades de los ríos, y lo que es más importante, presenta la relación general,

$$Q_s d_s \sim Q_w S \quad (1)$$

Con  $Q_s$ : Transporte de sedimento (Masa x tiempo<sup>-1</sup>)  
 $d_s$ : Tamaño representativo de sedimento (Longitud)  
 $Q_w$ : Flujo de agua (Longitud<sup>3</sup> x tiempo<sup>-1</sup>)  
S: Pendiente

que define de una manera general la naturaleza de los cambios de perfil en la corriente, en concordancia con el transporte de sedimento<sup>(1)</sup>. La fórmula<sup>(1)</sup> facilita el entendimiento de las variaciones de la pendiente causadas por cambios en el transporte de sedimento y en el flujo, pero no da una posibilidad de cálculo numérico. Estas variaciones, como se sabe, son de crucial importancia en los parámetros de autopurificación de las corrientes, pues gobiernan características hidráulicas (Flujo, profundidad, velocidad) que definen parámetros tales como el coeficiente de reaeración, el coeficiente de remoción de DBO, etc.

Del transporte de sedimento se han preocupado, entre otros, Duboys<sup>(2)</sup>, según lo cita Yang<sup>(3)</sup>, Einstein<sup>(4)</sup> hijo del famoso físico, Vanoni<sup>(5)</sup>, el mencionado

Yang, Lane<sup>(1)</sup>, etc. Einstein presenta una posibilidad de cálculo numérico de estas variaciones en su magnífico artículo<sup>(4)</sup>, que representa la primera y más seria aproximación exclusivamente racional al problema del transporte de sedimento. Henderson<sup>(6)</sup> hace un excelente resumen de ella y presenta la fórmula de Brown Einstein, como sigue:

$$\frac{q_s}{G d_s \sqrt{g d_s (S_s - 1)}} = 40 \left[ \frac{RS}{d_s (S_s - 1)} \right]^3 \quad (2)$$

Con  $q_s = \frac{Q_s}{b}$  (Masa x tiempo<sup>-1</sup> x longitud<sup>-1</sup>)

$b$ : Ancho del canal o río (Promedio) (Longitud)

$$G = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 v^2}{g d^3 (S_s - 1)}} - \sqrt{\frac{36 v^2}{g d^3 (S_s - 1)}};$$

$$G = \sqrt{\frac{2}{3}} \text{ si } d \geq \frac{1}{16} \text{ pulg.}$$

$g$ : Gravedad (Longitud x tiempo<sup>-2</sup>)

$S_s$ : Gravedad específica del sedimento

$v$ : Viscosidad cinemática del agua (longitud<sup>2</sup> x tiempo<sup>-1</sup>)

$R$ : Radio hidráulico (Longitud)

$S$ : Pendiente

la cual puede ser transformada en la siguiente proporcionalidad:

$$q_s \sim \frac{q^2 S^2}{d_s^{3/2}} \quad (3)$$

que es equivalente a la relación de Lane. Desafortunadamente, la práctica no ha respaldado completamente<sup>(3)</sup> la teoría de Einstein<sup>(4)</sup>, ni las de otros como Duboys<sup>(2)</sup>, Shield<sup>(7)</sup>, etc. Esfuerzos recientes para hacer concordar la teoría con la práctica fueron hechos por Yang<sup>(8)</sup>, quien utilizó métodos de correlación estadística para establecer la relación entre el transporte de sedimento y la "Potencia Hidráulica Unitaria" ("Unit Stream Power"), VS., con  $V$ : Velocidad de la corriente, que se compara favorablemente con las correlaciones efectuadas con otros parámetros ( $Q$ ,  $V$ , etc.). Sin tener la elegancia formal de la teoría de Einstein, la teoría de Yang se presenta como la mejor alternativa a usar en el momento presente, y por lo tanto

será la que utilizemos en el desarrollo de este artículo. Su aplicación se explicará en la sección siguiente.

Por otra parte, el análisis de la contaminación de las corrientes de agua utilizando la metodología moderna fue iniciado por Streeter y Phelps<sup>(9)</sup>, en su clásico estudio sobre el río Ohio (1925). En él hacen uso de los coeficientes de reaeración y de remoción de DBO, con cargas orgánicas de origen puntual, y presentan su famosa ecuación del "Retardo del Oxígeno Disuelto" ("Sag D.O. Curve"). La ecuación, usando el déficit de oxígeno disuelto,  $D = (OD)_S - (OD)$ , con  $(OD)_S$ : Oxígeno disuelto de saturación y  $(OD)$ : Oxígeno disuelto en el punto, es como sigue:

$$D = \left[ \frac{K_d}{K_a - K_r} \left( \exp \left[ -\frac{K_r}{u} x \right] - \exp \left[ -\frac{K_a}{u} x \right] \right) \right] L_o + D_o \exp \left[ -\frac{K_a}{u} x \right] \quad (4)$$

- Donde  $K_d$ : Coeficiente de deoxigenación (Tiempo<sup>-1</sup>)  
 $K_a$ : Coeficiente de reaeración (Tiempo<sup>-1</sup>)  
 $K_r$ : Coeficiente de remoción de DBOC (Tiempo<sup>-1</sup>)  
 DBOC: DBO debido a materia carbonácea (Masa x longitud<sup>-3</sup>)  
 $u$ : Velocidad promedio del agua en la corriente (Long. x tiempo<sup>-1</sup>)  
 $x$ : Longitud de la corriente (Longitud)  
 $D_o$ : Déficit inicial (Masa x longitud<sup>-3</sup>)  
 $L_o$ : Concentración inicial de DBOC (Masa x longitud<sup>-3</sup>)

Esta ecuación, aunque ahora esté desactualizada, es el punto de partida para ecuaciones más completas que interpretan mejor los fenómenos de contaminación de corrientes, y por consiguiente es considerada como ecuación básica. Otros investigadores han profundizado más en el fenómeno, tales como O'Connor<sup>(10,11)</sup>, Churchill et al<sup>(12)</sup>, Fair, Geyer y Okun<sup>(13)</sup>, Tsvoglon et al<sup>(14)</sup>, etc. O'Connor<sup>(15)</sup> es tal vez quien más se ha dedicado al análisis matemático de estos problemas, el cual se ha complicado tanto, que ha sido necesario la utilización de enormes programas de computador para la solución numérica de las ecuaciones planteadas. Thomann<sup>(16)</sup> hace una excelente exposición del estado actual de esta ciencia en su libro "Systems Analysis & Water Quality Management", y es su metodología la que aquí utilizaremos principalmente para los fines del artículo.

Tenemos pues, en el control de la contaminación de las aguas por dilución entran los fenómenos de transporte de sedimentos y de análisis de sistemas de agua, y ambas técnicas serán utilizadas con una metodología que se propondrá y se aplicará al caso del río Medellín, (Actualmente en estado de lamentable contaminación), en una primera aproximación para un estudio más completo, que no es labor ya de una sola persona, sino de un equipo competente de profesionales. Las conclusiones prácticas del estudio son de interés general para la comunidad, pero no debe perderse de vista que el objetivo principal es la ilustración de una sistemática de análisis

propuesta, y su valor principal reside en ésto. La Bibliografía presentada servirá al lector para la ampliación de los temas aquí tocados, los cuales no pueden ser discutidos en la amplitud que el autor quisiera, ya que desbordaría los límites de este artículo.

## I. EL PERFIL DE UNA CORRIENTE Y EL TRANSPORTE DE SEDIMENTO

Según Lane (1), existe una relación estrecha entre el transporte de sedimento y la pendiente de un río. De la fórmula (1), se deduce que cualquier variación en el flujo, el transporte de sedimento o el tamaño del sedimento se refleja en un cambio de pendiente, si es que la proporcionalidad ha de mantenerse. Esta relación es general y no se puede cuantificar, pero da una idea clara, cualitativamente hablando. Pongamos por caso, una regulación de flujo llevada a cabo con la construcción de una presa. Esto ocasiona una disminución en la cantidad de sedimento, pues la represa actúa como un sedimentador. El agua clara (En relación a la original) que se libera aguas abajo de la presa, tendrá su potencia hidráulica disminuída, y por consiguiente, tenderá a transportar el sedimento que es capaz. Para obtenerlo, caba el lecho del río, lo que unido a una posterior deposición ocasiona una disminución neta en la pendiente del río. Esto ocasionó la falla de una presa en la India, y otros cambios de este tipo han sido observados en el río Indo<sup>(17)</sup>.

Lo anterior puede analizarse con la relación de Lane. En efecto, una disminución de  $Q_s$  implica una disminución en  $S$ . El mismo efecto puede tenerse con un aumento en  $Q_w$  o una disminución en  $ds$ . El fenómeno de disminución de pendiente se rige por un nivel de base, bien sea el mar, río o lago al cual desemboca la corriente, nivel que, en general, no puede ser alterado.

Aguas arriba de la presa ocurre una deposición de sedimento y la elevación del nivel de base, lo que ocasiona un cambio en el perfil, al subirse el nivel del lecho, aunque sin un cambio en la pendiente. Este es previsible, pues no se alteran  $Q_s$ ,  $Q_w$  ni  $ds$ .

La fórmula (1) puede reordenarse como sigue:

$$\frac{Q_s}{Q_w} ds \sim S$$

$$\text{y } C_t ds \sim S$$

con  $C_t = \frac{Q_s}{Q_w}$ : Concentración de sedimento (p.p.m. por peso). (5)

El caso de la concentración de sedimento es más práctico, pues puede medirse fácilmente. De hecho Yang lo utiliza en su fórmula para el transporte de sedimento, que es como sigue (18):

$$\log C_t = 5,435 - 0,286 \log \frac{wds}{v} - 0,457 \log \frac{V^*}{v}$$

$$+ (1,799 - 0,499 \log \frac{wds}{v} - 0,314 \log \frac{V^*}{w}) \log \left( \frac{VS}{w} - \frac{V_{cr}S}{w} \right) \quad (6)$$

donde,  $w$ : Velocidad de asentamiento de la partícula (Long. x tiempo<sup>-1</sup>)

$V_{cr}$ : Velocidad crítica (Longitud x tiempo<sup>-1</sup>)

$V^*$ :  $\sqrt{gHS}$ : Velocidad de cizalladura (Longitud x tiempo<sup>-1</sup>)

$H$ : Profundidad del río (Longitud)

$$y \quad w: G \sqrt{gds (S_s - S_f)} \quad (7)$$

con  $S_f$ : Gravedad específica del líquido

$G$ : Definida en ecuación (2)

Para calcular  $V_{cr}$ , se puede emplear las siguiente fórmula:

$$\frac{V_{cr}}{w} = \frac{2.5}{\log \frac{V^*ds}{v} - 0.06} + 0.06 \text{ si } 1.2 < \frac{V^*ds}{v} < 70 \quad (8)$$

$$y \quad \frac{V_{cr}}{w} = 2.05 \text{ si } \frac{V^*ds}{v} \geq 70 \quad (9)$$

Las fórmulas (6), (8) y (9) son de Yang, el cual empleó una correlación entre  $C_t$  y  $VS$ , utilizando datos reales medidos por Brooks, Richardson y otros, medidos en 1914, 1961, 1967 y 1971 (8): en total 463 grupos de datos. La correlación obtenida dio un coeficiente de 0.971 y un error estándar entre observaciones de 0.188, y se compara favorablemente contra cualquier otro tipo de correlación, de otras fórmulas. Debe advertirse que el término  $C_t$  indica la concentración total de sedimento incluyendo consecuentemente, tanto el sedimento suspendido como el sedimento de fondo (3). Desde luego la fórmula tiene su soporte teórico, aunque con dos puntos débiles principales: a) el que  $C_t$  sea adimensional, mientras  $VS$  no lo es y b) el hecho de que  $V_{cr}S$  fue determinado más bien con regresión estadística y no con relación a las características del flujo y el sedimento. Recuérdese que  $V_{cr}$  es la velocidad a la cual el movimiento incipiente ocurre. Por otra parte la fórmula (7) fue presentada por Einstein, según lo cita Henderson (6), para granos con gravedad específica de 2.6.

La ecuación (6) es extraordinariamente precisa, más si se tiene en cuenta la gran cantidad de factores que intervienen en el transporte de sedimento. Además es directa, y evita un procedimiento de cálculo complicado, como el presentado por Einstein (4), que favorece grandemente el error numérico. Otras ecuaciones, ya comentadas, tampoco presentan una alternativa importante para la ecuación (6). Lo más interesante para nuestro propósito es que con esta ecuación, y otras que

mencionaremos después se puede calcular directamente el cambio en la pendiente de una corriente, ocasionado por variaciones en el transporte de sedimento, específicamente la disminución causada por la sedimentación en una represa.

Las ecuaciones anteriores se pueden complementar con otras de uso necesario en el flujo por canales abiertos. Chow (19) discute estas fórmulas ampliamente, de las cuales utilizaremos las siguientes:

$$V = \frac{1.49}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad (10)$$

con  $n$ : Coeficiente de rugosidad de Manning  
 $Rh$ : Radio hidráulico de la corriente (Longitud)

El cálculo de  $n$  puede hacerse con:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \quad (11)$$

donde  $n_i$ , para  $i = 1$  a  $4$  y  $m_5$  están definidos en la table 5-5 de la referencia (19). La fórmula (10), como se sabe, es la conocida ecuación de Manning para flujo uniforme. Esta ecuación debe utilizarse con la de continuidad,

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 \quad (12)$$

con  $V_i$ : Velocidad en  $i$   
 $A_i$ : Area de flujo en  $i$

lo cual permitirá un cálculo más flexible, como veremos después.

Las ecuaciones anteriores definen suficientemente el problema del transporte de sedimento y permite el cálculo, siguiendo el siguiente procedimiento:

#### A. Encontrar el transporte actual de sedimento:

Midiendo  $Q$  y  $b$ : ancho, encuentre  $D$  en función de  $V$  con ecuación (12). Haga  $b = Rh$  si  $b \geq 10 H$ , y con  $n$  hallado de fórmula (11) puede calcularse  $V$  con ecuación (10). Luego calcule los valores necesarios para usar la ecuación (6), que dá  $C_t$  en p.p.m. Si  $V$  se conoce se omite la primera parte del procedimiento.

#### B. Encontrar la nueva pendiente para nuevo $C_t$ :

Defina el nuevo  $C_t$ , y haciendo uso de las ecuaciones (10) y (12), deje la ecuación (6) en función de  $S$ . Halle la solución por tanteo y error. Con el  $S$  encontrado, halle las nuevas  $D$  y  $V$ .

## II. LA ECUACION PARA EL DEFICIT DE OXIGENO DISUELTO

Como habíamos mencionado anteriormente, ya en 1925 se empezó el estudio

del comportamiento del O.D. en las corrientes <sup>(9)</sup>. Desde entonces, y con el perfeccionamiento de los conocimientos sobre contaminación de corrientes, se fueron adicionando factores a los originalmente considerados en la "Curva de retardo del O.D.", hasta obtenerse las ecuaciones más perfectas de hoy, con variaciones temporales para un punto, variaciones longitudinales en un momento dado, con consideraciones espaciales, con estudios de dispersión, etc. <sup>(16)</sup>.

En el caso de corrientes no muy caudalosas, con buena turbulencia, el modelo "advectivo" sin mezcla longitudinal, en condiciones estables y para una sola dimensión, X, se considera suficiente. Una ecuación bastante completa que representa la variación de D con X es como sigue:

$$D = \left[ \frac{W}{Q} + D_o \right] \exp \left[ - \frac{K_a}{u} X \right] \quad (a)$$

$$+ \frac{K_d}{K_a - K_r} \left[ \exp \left[ - \frac{K_r}{u} X \right] - \exp \left[ - \frac{K_a}{u} X \right] \right] L_o \quad (b)$$

$$+ \frac{K_n}{K_a - K_n} \left[ \exp \left[ - \frac{K_n}{u} X \right] - \exp \left[ - \frac{K_a}{u} X \right] \right] L_n \quad (c)$$

$$+ \frac{K_d}{K_a K_r} \left[ 1 - \exp \left[ - \frac{K_a}{u} X \right] \right]$$

$$- \frac{K_d}{(K_a - K_r) K_r} \left[ \exp \left[ - \frac{K_r}{u} X \right] - \exp \left[ - \frac{K_a}{u} X \right] \right] L_D \quad (d)$$

$$- \left[ 1 - \exp \left[ - \frac{K_a}{u} X \right] \right] \frac{P}{K_a} \quad (e)$$

$$+ \left[ 1 - \exp \left[ - \frac{K_a}{u} X \right] \right] \frac{R}{K_a} \quad (f)$$

$$+ \left[ 1 - \exp \left[ - \frac{K_a}{u} X \right] \right] \frac{S_b}{K_a} \quad (g) \quad (13)$$

Donde (a): Déficit debido a carga puntual de D, W/Q, y Deficit Inicial, D<sub>o</sub>

- (b): Déficit debido a fuente puntual de DBOC,  $L_o$
- (c): Déficit debido a fuente puntual de DBON,  $L_n$
- (d): Déficit debido a fuente distribuída de DBOC,  $L_R$ , asumiendo que el flujo que lo acompaña es despreciable.
- (e): Déficit debido a fotosíntesis algal, P
- (f): Déficit debido a respiración algal, R
- (g): Déficit debido a demanda bental,  $S_b$

y con  $K_n$ : Constante de remoción de DBON (Tiempo<sup>-1</sup>) y los otros valores definidos con anterioridad.

La ecuación (13) se puede mejorar o recortar según convenga. De las siete componentes presentadas (desde (a) hasta (g)), solo dos se utilizan en la ecuación original de Streeter y Phelps, la (a) y la (b). Un estudio completo de esta ecuación se presenta en la referencia (16).

La correcta utilización de la ecuación (13) exige un confiable cálculo de las constantes implícitas en ella. Esta es la parte más importante en el estudio de simulación de una corriente. La metodología para hallarlas puede encontrarse en las referencias (10), (11), (12), (14), (16), (20) y (21). Aquí analizaremos solo los procedimientos numéricos correspondientes al cálculo de la constante de reaireación  $K_a$ .

Como se sabe,  $K_a$  puede ser definida como sigue:

$$\frac{dC}{dt} = K_a (C_s - C) \quad (14)$$

Con C: OD

$C_s$ : (OD)<sub>s</sub>

Así el coeficiente  $K_a$  define la capacidad de transferencia de Oxígeno, de la atmósfera a la corriente, y por tanto es el factor clave en el proceso de autopurificación.

Existen varias maneras de calcular  $K_a$ , a saber:

#### A. Fórmula de O'Connor

(22)

$$K_a = \frac{(D_L u)^{1/2}}{H^{3/2}} \quad (15)$$





Con  $D_L$ : Difusividad de aire =  $0.000081 \text{ pie}^2/\text{hr}$   $20^\circ\text{C}$   
 u y H: en unidades inglesas

Lo que se convierte en:

$$K_a = \frac{12.9 u^{1/2}}{H^{3/2}} \text{ (dfa}^{-1}\text{)} \quad (16)$$

Esta ecuación sirve para u entre 0.5 y 1.6 pie/seg y H entre 1 y 30 pies.

**B. Fórmula de Churchill**

$$K_a = \frac{1.6 u}{H^{1.67}} \quad (17)$$

para corrientes poco profundas

**C. Fórmula de Owens**

$$K_a = \frac{21.6 u^{0.67}}{H^{1.85}} \quad (23)$$

Para u entre 0.1 y 5.0 pie/seg y H entre 0.4 y 11.0 pies.

**D. Fórmula de Tsivoglou<sup>(14)</sup>**

$$K_a = 0.0537 \left( \frac{\Delta h}{t_{\text{flujo}}} \right) \times 24 \quad (19)$$

con  $\Delta h$ : Caída hidráulica (pies)  
 $t_{\text{flujo}}$ : Tiempo de flujo (horas)

Cuando existe flujo uniforme  $\frac{\Delta t}{t_{\text{flujo}}} = uS$

El uso de cualquiera de las fórmulas anteriores, y otras más, depende de las condiciones y, en últimas, del buen criterio del ingeniero que aplique el sistema Presentado en la fórmula (13). Por otra parte, es aparente que, en general, podemos decir

$K_a \sim \frac{u^n}{H^m}$ , por lo cual u y H son los principales factores para la aireación. Así, S, indirectamente (O directamente en la fórmula de Tsivoglou) influye en  $K_a$ , pues de ella dependen u y H, según las ecuaciones (10) y (12), con  $V = u$

De lo anterior queda claro que una variación en la pendiente conlleva una variación en  $K_a$  y por consiguiente en la capacidad de autopurificación de una corriente. Y si una represa es un medio que se va a usar en la regulación de flujo para el control de la contaminación, debe tenerse en cuenta el aspecto negativo que representa

la disminución en S ocasionada por la disminución en el transporte de sedimento. Un ejemplo explicativo de lo anterior se hará a continuación, tomando el río Medellín como caso práctico.

### III. CONTROL DE OLORES EN EL RIO MEDELLIN POR DILUCION

El río Medellín, que cruza el valle del Aburrá, recibe las aguas negras de numerosas ciudades y poblaciones con un total de 1.500.000 habitantes en la fecha (1977), y las aguas residuales de aproximadamente el 20<sup>o</sup>/o de la industria de Colombia. Una excelente exposición sobre el río y del valle del Aburrá, con sus características topográficas y climáticas se encuentra en la referencia (24). La pendiente promedio del valle es de 0.5<sup>o</sup>/o y su precipitación media anual 1.33 metros. El área de drenaje desde la ciudad de Medellín hasta las cabeceras del río es de 495.5 Km<sup>2</sup>, que da una posibilidad máxima de regulación de 21 m<sup>3</sup>/seg en este sector. Además, existe un caudal "prestado", que corresponde al agua para consumo traída de otras hoyas hidrográficas, principalmente de la represa de la Fé, con un flujo de 5 a 6 m<sup>3</sup>/seg.

El estado de contaminación del río es avanzado, y ha sido bastante bien estudiado por parte de la Universidad Nacional y las Empresas Públicas de Medellín (25, 26, 27). Los datos utilizados en este ejemplo han sido tomados de estos estudios, y otros que no se conocen se calcularon o se asumieron, según se explique. Una visión general de la contaminación del río Medellín se encuentra en el perfil del O.D., como dato promedio en verano, presentado en la Figura 1. Es evidente que existen olores molestos, por ser el OD < 1 mg/l, en la zona comprendida entre la Aguacatala y el Hatillo. Más grave aún, si se tiene en cuenta que los valores del OD presentados no son extremos sino promedio en verano. La oxigenación a los 27 Kms., se debe al salto de Agronomía. Como se desprende del gráfico, es una reposición artificial, pues seguidamente se recuperan los valores bajo 1 mg/l de OD.

El río Medellín está pues, totalmente contaminado en una zona anaerobia de 40 Km. durante el verano, lo que es desastroso, si se tiene en cuenta que esta zona está en el centro poblacional del valle. Otros detalles del estado de contaminación se pueden ver en la referencia (25).

#### A. Procedimiento de Trabajo

El procedimiento seguido en el estudio fue como sigue:

1. Se definió un objetivo de 1 mg/l de OD como valor mínimo en todo tiempo y lugar.

2. Se tomó un tramo de 25 km, desde el Ancón Sur hasta Machado, correspondiente al sector más afectado del río. A este tramo se le encontró una ecuación para el déficit mediante cálculos de los coeficientes, hechos con datos tomados de las referencias (25, 26, 27). Para K<sub>a</sub> se usó la fórmula de O'Connor-Dobbins, calculada como sigue:

$$K_a = \frac{480 \times D_L^{1/2} \times S^{1/2}}{H^{5/4}} \times 24 \text{ (día}^{-1}\text{)}$$

(20)

que sirve para corrientes poco profundas. Esta ecuación se comparó con los datos reales para chequear su confiabilidad.

3. Se asumió una dilución, y basándose en que ella se obtiene por regulación de flujo con una represa, se calculó la variación en la pendiente causada por la regulación.

4. Con el nuevo caudal y la nueva pendiente se recalculó  $K_a$  y la ecuación (13).

5. Se compararon los datos calculados con el objetivo propuesto con el fin de confrontar la capacidad de la dilución para controlar los olores en el río.

Debe quedar claro que el control del OD por encima de 1 mg/l determina el control de olores en el río, causados por descomposición anaerobia. Es evidente que estos ocurren cuando el OD  $< 1$  mg/l, y por lo tanto, este debe ser superior en todo tiempo y lugar al valor citado. Otras metas más ambiciosas (Valores de OD mayores) pueden ser chequeados con nuevas condiciones impuestas sobre la ecuación encontrada.

## B. Resultados Obtenidos con el Procedimiento

1. Para las condiciones presentes, el objetivo propuesto de 1 mg/l no se cumple desde la Aguacatala hasta el Hatillo (Poco más allá). Ver figura 1.

2. En el cálculo de la ecuación se definieron los tramos, como sigue:

— Entre Ancón y Agronomía: Ancón  $X = 0$

$$D = 0.4 e^{-0.415x} + 2.3 [ 1 - e^{-0.415x} ] + 129.73 [ 1 - e^{0.415x} ] \\ - 147.16 [ e^{-0.005x} - e^{-0.415x} ] + 4.684 [ 1 - e^{-0.415x} ] \\ + 2.149 [ e^{-0.005} - e^{-0.415} ] \quad (21)$$

— Entre Calle 65 y Machado: Calle 65  $X = 0$

$$D = 5.1 e^{-0.415x} + 4.684 [ 1 - e^{-0.415} ] \\ + 16.1194 [ e^{-0.005x} - e^{-0.415x} ] \quad (22)$$

La resolución discriminada de las ecuaciones (21) y (22) se ve en la tabla No. 1. Como puede apreciarse, representan bastante aproximadamente las ecuaciones reales. Gráficamente se puede observar en la Figura No. 2.

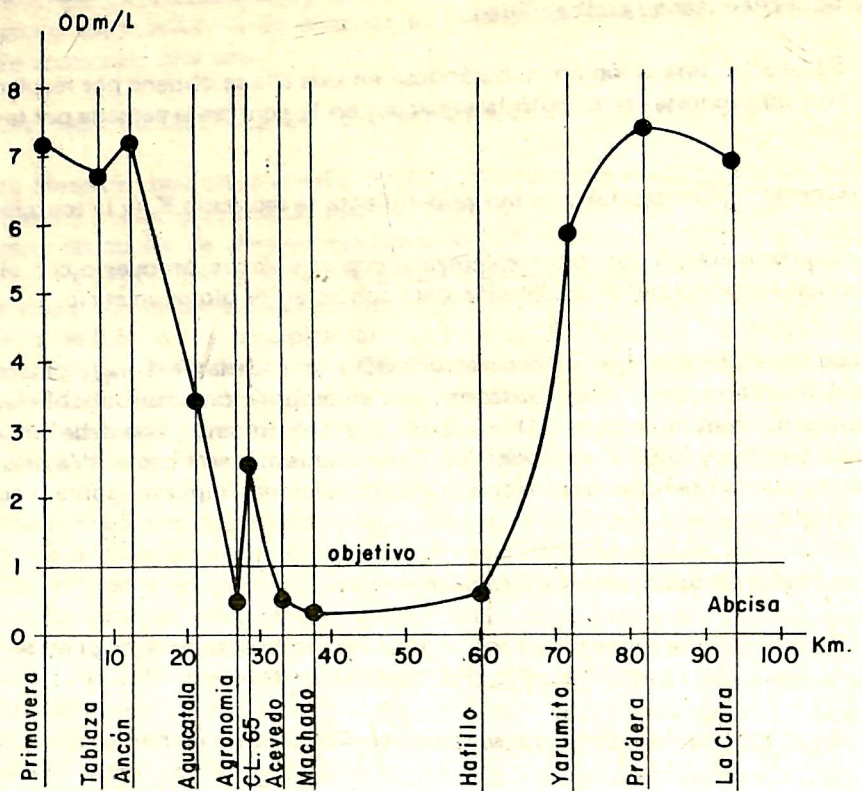


Fig. 1- Perfil del oxígeno disuelto en el Rio Medellín, como promedio de verano. Los nombres corresponden a las Estaciones de Muestreo.

Vale advertir que las ecuaciones (21) y (22) se calcularon asumiendo un caudal promedio de verano,  $Q_{ver} = 10 \text{ m}^3/\text{seg}$ , en el sector estudiado. Los otros datos fueron calculados del estudio mencionado en referencia (25) y con los procedimientos aquí mencionados.

3. Para encontrar el Cambio de Perfil Causado por una represa se siguieron dos pasos, a saber:

a. Cálculo de Transporte Actual de Sedimento:

Asuma:  $Q = 10 \text{ m}^3/\text{seg}$   $d_s = 2 \text{ mm}$ .  $S = 0.005$

$v = 1.2 \times 10^{-5} \text{ pie}^2/\text{seg}$ .

Luego:  $Q = VDb \Rightarrow VD = 0.55 \text{ m}^2/\text{seg} = 5.95 \text{ pie}^2/\text{seg}$

$n = 0.043$  usando el procedimiento explicado

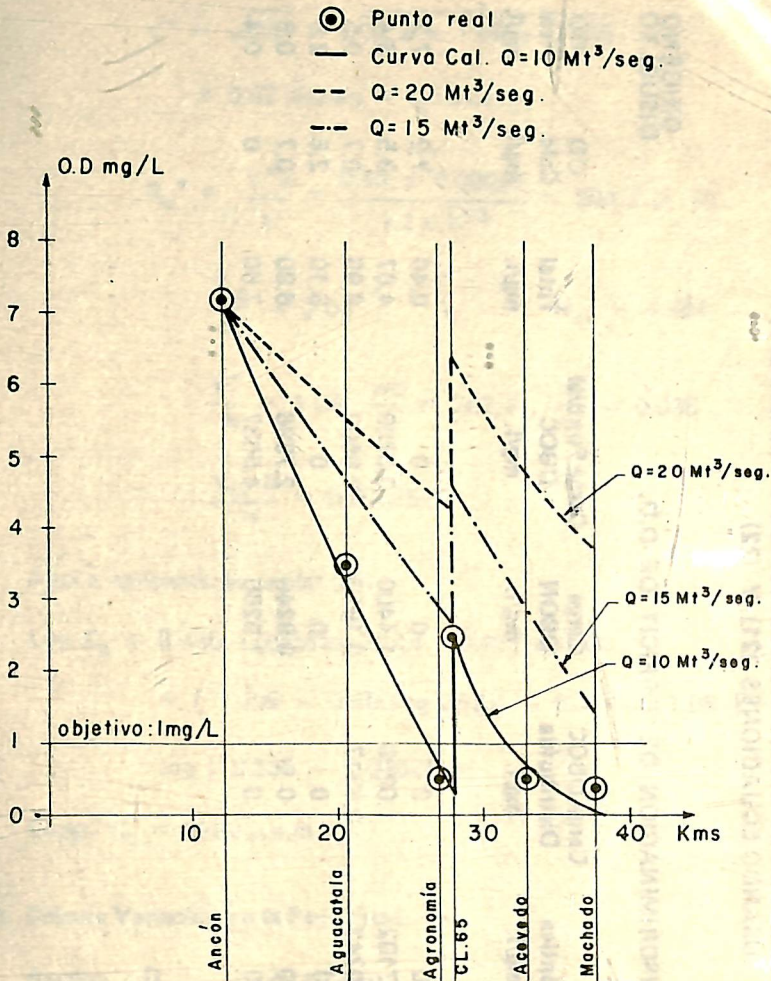


Fig. 2- Perfil del O.D., real y calculado para condiciones actuales y asumiendo Diluciones.

$$Y = \frac{1.49}{0.043} \times \left( \frac{5.95}{V} \right)^{2/3} (0.005)^{1/2}$$

$$\Rightarrow V = 3.5 \text{ pie/seg} = 1.06 \text{ m/seg}$$

$$w = 0.816 \sqrt{\frac{32.2 \times 0.002 \times (2.65 - 1)}{0.3048}}$$

$$= 0.48 \text{ pie/seg} = 0.146 \text{ m/seg}$$

TABLA No. 1

VALORES CALCULADOS DE O. D. ENTRE ANCON SUR Y MACHADO,  
USANDO ECUACIONES (21) Y (22)

ABSCISA		DISCRIMINACION DE DEFICIT DE O.D.						OXIGENO DISUELTO	
Real Km.	X Km.	Inicial mg/l.	Béntica mg/l.	Carga DBOC Distribuída mg/l.	Carga DBON mg/l.	Carga Puntual DBOC mg/l.	Total mg/l.	OD Calc. mg/l.	OD Real mg/l.
12.0	0	0.4	0	0	0	0	0.40	7.2	7.2
20.9	8.9	0.2765	0.7102	1.0200	1.4400	0.5700	4.07	3.5	3.4
27.2	15.2	0.2129	1.0743	2.6217	2.1912	0.8500	6.95	0.7	0.5
27.7	0	5.1	0	0	0	0	5.10	2.5	2.5
33.0	5.3	4.0933	0	0	0.9246	2.7596	6.90	0.7	0.5
37.2	9.5	3.4384	0	0	1.5260	4.5037	7.60	0	0.4

$$V^* = \sqrt{gHS} = \sqrt{32.2 \times 1.69 \times 0.005}$$

$$= 0.52 \text{ pie/seg} = 0.16 \text{ m/seg}$$

$$R_e^* = \frac{V^*d}{\nu} = \frac{0.52 \times 0.00656}{1.2 \times 10^{-5}} = 284.2 \geq 70$$

$$\frac{V_{cr}}{w} = 2.05 \quad \text{y} \quad V_{cr} = 0.984$$

$$\frac{V^*}{w} = 1.08, \quad \frac{wd}{\nu} = 262.4, \quad \frac{VS}{w} = 0.035,$$

$$\frac{V_{cr} S}{w} = 0.01025$$

Ahora, aplicando ecuación (6):

$$\begin{aligned} \log C_t &= 5.435 - 0.286 \log 262.4 - 0.457 \log 1.08 \\ &+ [ 1.799 - 0.409 \log 262.4 - 0.314 \log 1.08 ] \\ &\log [ 0.035 - 0.01025 ] \end{aligned}$$

Luego  $C_t = 2780$  p.p.m.

b. Calcule Variación en la Pendiente:

Asuma:  $Q_{nuevo} = 20 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$C_{t_n} = 50\% C_t = 1390 \text{ p.p.m. (Remoción de } 50\% \text{ en represa)}$$

Luego: De ecuaciones (7), (10), (11), (12):

$$V = 22.55 S^{3/10} \quad (23)$$

$$H = 0.5249 S^{-3/10} \quad (24)$$

$$V^* = 4.11 S^{7/20} \quad (25)$$

$$\text{y } \frac{VS}{w} - \frac{V_{cr}S}{w} = 93.95 S^{13/10} - 2.05 S \quad (26)$$

Utilizando las ecuaciones (23), (24), (25) y (26) y los otros valores asumidos en ecuación (6), tenemos:

$$\begin{aligned} \log 1390 &= 5.435 - 0.286 \log 32.93 - 0.457 \log 17.125 S^{7/20} \\ &+ [ 1.799 - 0.409 \log 32.93 - 0.314 \log 17.125 S^{7/20} ] \\ &\log [ 93.95 S^{13/10} - 2.05 S ] \end{aligned} \quad (27)$$

Resolviendo la ecuación (27) por tanteo y error, encontramos:

$$\begin{aligned} S &= 0.002 \text{ y con ecuaciones (23) y (24): } H = 3.39 \text{ pie} \\ &= 1.03 \text{ mts.} \end{aligned}$$

$$y V = 3.5 \frac{\text{pie}}{\text{seg}} = 1.06 \frac{\text{mt.}}{\text{seg.}}$$

La nueva pendiente es físicamente imposible de obtenerse, pero existirá siempre tendencia hidráulica hacia ella, ocasionando problemas de mantenimiento.

4. Con la nueva pendiente, S, y el nuevo H y V, recalculamos  $K_a$  y los otros parámetros que influyen en la ecuación (13). La nueva ecuación para D, se calculó asumiendo hipótesis conservadoras, para estar más seguros, y para dos nuevos caudales:  $Q_1 = 15 \text{ m}^3/\text{seg}$  y  $Q_2 = 20 \text{ m}^3/\text{seg}$ , que significan dos niveles distintos de regulación de flujo (Y de dilución).

a. Con  $Q_2 = 20 \text{ m}^3/\text{seg}$

- Entre Ancón y Agronomía: Ancón  $x = 0$

$$D = 0.4 e^{-0.0262x} + 108.041 [ 1 - e^{-0.0262x} ] - 115.999 [ e^{-0.0033x} - e^{-0.0262x} ] \quad (28)$$

- Entre Calle 65 y Machado: Calle 65  $x = 0$

$$\begin{aligned} D &= 1.3 e^{-0.0262x} + 1.833 [ 1 - e^{-0.0262x} ] + 3.708 [ 1 - e^{-0.0262x} ] \\ &+ 8.5714 [ e^{-0.0033x} - e^{-0.0262x} ] \end{aligned} \quad (29)$$

b. Con  $Q_1 = 15 \text{ m}^3/\text{seg}$

- Entre Ancón y Agronomía, después de agrupar:

$$\begin{aligned} D &= 0.4 e^{-0.0262x} + 162.6015 [ 1 - e^{-0.0262x} ] \\ &- 173.9985 [ e^{-0.0033x} - e^{-0.0262x} ] \end{aligned} \quad (30)$$

- Entre Calle 65 y Machado, después de agrupar:

$$\begin{aligned} D &= 2.5 e^{-0.0262x} + 8.3119 [ 1 - e^{-0.0262x} ] \\ &- 12.8571 [ e^{-0.0033x} - e^{-0.0262x} ] \end{aligned} \quad (31)$$



La graficación de los resultados de las ecuaciones (28), (29), (30) y (31), pueden verse en la Figura 2.

5. De los resultados presentados en la Figura No. 2, se observa claramente que la dilución representa un medio válido de control de la contaminación, en este caso de los olores producidos en el río Medellín por descomposición anaerobia. Como el tramo estudiado representa la parte más contaminada, es claro que la dilución operará mejor en los tramos no estudiados. Vale también anotar que las ecuaciones nuevas propuestas, presentan tendencia que se asumieron bastante negativas con el fin de chequear en forma segura la capacidad de dilución.

## CONCLUSIONES

Del presente estudio se desprenden las siguientes conclusiones:

1. La ecuación propuesta por Yang, puede ser utilizada para el cálculo numérico de cambio de pendiente, ocasionado por variación en el transporte de sedimento o en los otros parámetros hidráulicos, siguiendo el procedimiento propuesto en el presente artículo.

2. El cambio de pendiente ocasiona cambios significativos en la capacidad de reaeración, y por consiguiente en el perfil del O.D. de una corriente.

3. La dilución aparece como un método válido para el control de la contaminación, y específicamente, para el control de olores durante el verano en el río Medellín, si se hace uso de la capacidad de autopurificación del río en toda su extensión.

4. La dilución puede hacerse por regulación de flujo, usando una o varias de las siguientes alternativas, en el río Medellín:

- Regulación de flujo con represa en el Ancón Sur
- Regulación de flujo con represa en quebradas afluentes
- Arborización controlada
- Desviación de flujo de otras cuencas hidrográficas

5. Es aparente que en este momento se requiere un estudio de factibilidad, usando modelos de simulación computadorizados, que den alternativas, cuantificables, a los actuales planes de control de la contaminación del río. Este estudio exige un profundo análisis del estudio sanitario elaborado por las Empresas Públicas de Medellín, estudios hidrológicos, estudios hidráulicos, etc. que den una forma **Cuantitativa** a las alternativas propuestas, de manera semejante a como se ha efectuado en este trabajo.

6. Finalmente, conviene aclarar que este estudio se refiere a la contaminación existente en la fecha (1977), y que para el control de la contaminación causada por el aumento futuro de población e industria deberán tomarse las medidas de tratamiento que sean convenientes.

## BIBLIOGRAFIA

- (1) Lane, E.W. "The Importance of Fluvial Morphology in Hydraulic Engineering" 1954
- (2) Duboys, M.P. "Le Rhone et les Rivieres a Lit Affouillable" Mem. Doc., Ann. Pont et Chaussees ser. 5 Vol. XVII 1879
- (3) Yang, Chih Ted "Unit Stream Power and Sediment Transport" *Journal of Hydraulics Division, ASCE* Octubre de 1972
- (4) Einstein, Hans Albert "The Bed Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows" U.S. Dptmt. of Agriculture, Soil Conservation Service, *Technical Bulletin* No. 1026 1950
- (5) Vanoni, V.A. and Brooks, N.H. "Laboratory Studies of The Roughness and Suspended Load of Alluvial Streams" Sedimentation Laboratory MRD Sediment Series No. 11 California Institute of Technology Pasadena California, 1957
- (6) Henderson, F.M. "Open Channel Flow" McMillan Company 3r. Ed. Toronto, 1969
- (7) Shields, A. "Aplication of Similarity Principles and Turbulence Research to Bed-Load Movement" Berlín-Alemania, 1936 Traducido por Ott y Uchelen del California Institute of Technology Pasadena-California
- (8) Yang, Chih Ted "Incipient Motion and Sediment Transport" *Journal of Hydraulics Division, ASCE* Octubre de 1973
- (9) Streeter, H.W. and Phelps, E.B. "A Study of the pollution and Natural Purification of The Ohio River III Factors concerned in the Phenomena of Oxidation and Reaeration.. U.S. Pub. Health Serv., Public Health Bulletin No. 146 Febrero de 1925
- (10) O'Connor, D.J. "The Effect of Stream Flow on Waste Assimilation Capacity" 17th. Purdue Industrial Waste Conference, Lafayette Indiana, 1962
- (11) O'Connor, D.J. "Reactions in Stream and Estuarine Analysis" Notes for Manhattan College Summer Institute in Water Pollution Control, Manhattan College Bronx, 1967
- (12) Churchill, M.A., Elmore, H.L. and Buckingham, R.A. "Prediction of Stream Reaeration Rates" *Proc. ASCE Journal Sanitary Engineering Div.*, Paper 3199 1962
- (13) Fair, G., Geyer, J. and Okum, D. "Water and Wastewater Engineering Vol. 2, Water Purification and Wastewater Treatment Disposal" J. Wiley & Sons., Inc., New York, 1968

- (14) Tsivoglou, E., Cohen, J., Shearer, S. and Godsil, P. "Tracer Measurement of Stream Reaeration, II Field Studies" JWPCF Vol. 40 No. 2 Part 1 1968
- (15) O'Connor, D.J. "The Temporal and Spatial Distribution of Dissolved Oxygen In Streams" Water Resources Research Vol. 3 No. 1 1967
- (16) Thomann, Robert V. "System Analysis & Water Quality Management" McGraw-Hill Book Company 1974
- (17) Foy, T.A.W. "Regime Level Changes on the Indus System" Punjab Irrigation Branch Paper No. 16
- (18) Yang, Chih Ted and Stall, John B. "Aplicability of the Unit Stream Power Equation" Water Resources Center, University of Illinois 1973
- (19) Chow, V.T. "Open Channel Hydraulics" McGraw Hill New York, 1959
- (20) Rolley, H.L. and Owens, M. "Oxygen Consumption Rates and Some Chemical Properties of River Mids" Water Research Diciembre de 1967
- (21) McDonnell, A.J. and Weeter, D.W. "Variable Respiration in Aquatic Plant Communities" Journal of the Sanitary Engineering Division, ASCE Abril de 1972
- (22) O'Connor, D.J. and Dobbins, W.E. "Mechanism of Reaeration in Natural Stream" Trans. Amer. Soc. Civil Engin. Vol. 123 1958
- (23) Owens, M. Edwards, R. and Gibbs, J. "Some Reaeration Studies in Stream" Int. J. Air Water Poll. Pergamon Press Vol. 8 1964
- (24) "Plan Piloto de Alcantarillado Sanitario de Medellín" XIV Congreso de Acueductos y Alcantarillados, Empresas Públicas de Medellín 1971
- (25) "Estado de la Contaminación del Río Medellín" Empresas Públicas de Medellín Universidad Nacional 1975
- (26) "Estado de la Contaminación del Río Medellín" Estudio sobre Quebradas Afluentes" Empresas Públicas de Medellín Universidad Nacional 1975
- (27) "Estado de la Contaminación del Río Medellín" Estudio sobre Desechos Líquidos Industriales" Empresas Públicas de Medellín Universidad Nacional 1975