

ADAPTACION DE TECNOLOGÍAS EXISTENTES A LOS SISTEMAS HIDROLOGICOS DE LLANURA: MODIFICACION Y APLICACION DEL MODELO DE ONDA CINEMATICA

Erik Daniel Zimmermann

Dr. Ing., Investigador Asistente CONICET.
Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales - Facultad de
Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura - UNR.
Riobamba 245 bis. (2000) Rosario. E-mail: erikz@fceia.unr.edu.ar

Resumen Las particularidades que presentan las llanuras, desde el punto de vista de los procesos hidrológicos que se desarrollan allí, hacen que las tecnologías desarrolladas para otros ambientes no sean directamente aplicables. En el presente trabajo se ha desarrollado una herramienta tecnológica apta para el diseño de estructuras de ordenamiento hídrico acorde con la hidrología de las regiones de llanura. Este desarrollo involucró la readaptación del modelo de onda cinemática, al cual se le incorporó una subrutina para evaluar pérdidas basada en el algoritmo de Green y Ampt junto con otra que realiza el tránsito a través de un embalse controlado por diferentes estructuras de control hidráulico.

El modelo fue aplicado en el saneamiento de áreas inundables ubicadas al norte de la localidad de Chañar Ladeado y permitió el diseño de un sistema compuesto por canalizaciones y badenes junto con retenciones en áreas de almacenamiento natural controladas con alcantarillas. Esta aplicación permitió minimizar las modificaciones del sistema hidrológico en consideración, respetando las áreas que naturalmente son bajas, atenuando los picos de crecida y alterando en menor medida los caudales de aporte natural aguas abajo del punto de salida de la cuenca.

INTRODUCCIÓN.

Los avances de la Hidrología Clásica se han desarrollado bajo el concepto de cuenca hidrográfica convencional, en donde puede definirse un área de aporte y el comportamiento de cada punto de la misma. Además existe una organización de la red de drenaje y puede identificarse cada componente de la red con un orden de jerarquía. Son los denominados Sistemas Hidrológicos Típicos (SHT).

El concepto clásico de cuenca, en sentido estricto, refleja sólo una parte de los posibles sistemas superficiales reales. La expansión del conocimiento a nivel mundial enfrenta a los hidrólogos con las grandes llanuras de muy baja pendiente no pudiendo definirse una red de drenaje lineal o una superficie tributaria, manifestándose transferencias en sus divisorias, con pluralidad de puntos de salida en algunos casos, y dada la insuficiente pendiente las respuestas

a los estímulos pluviales se dan en términos de acumulación. Son los denominados Sistemas Hidrológicos No Típicos (SHN) (Caamaño Nelli *et al* 1979).

Siendo el factor causal dominante de las estructuras y procesos que se pretenden analizar la morfología o, más precisamente, el gradiente topográfico del terreno y considerando que el mismo varía en forma continua, las características de él derivadas (y por ende los sistemas resultantes) presentan innumerables alternativas intermedias con respecto a las dos idealizaciones extremas. Ejemplos de estos sistemas en Argentina son los que sitúan en la Pampa Ondulada, al sur de la provincia de Santa Fe, denominados "Sistemas de Avenamiento Transicionales" (SHTR) (Camaño Nelli y Zimmermann 1990). La noción de red, como estructura de drenaje, no representa a la totalidad del sistema, incluso es frecuentemente labrada de manera artificial, presentando manifestaciones importantes de almacenamientos en superficie.

La morfología de estos últimos sistemas condiciona los procesos hidrológicos, y el modelo conceptual requerido para describirlos (Fertonani y Prendes 1983, Kovacs 1983, Tricart 1983). Queda establecida, de esta manera la necesidad de adaptar, o bien reformular, las herramientas tecnológicas desarrolladas en el marco de la Hidrología Clásica. Al respecto, la Hidrología Comparada (Falkenmark y Chapman 1989) ofrece un encuadre metodológico para el análisis de los sistemas hidrológicos.

Con el fin de alcanzar la regulación de los déficits y excedentes hídricos en estas regiones de baja energía morfogenética, se han propuesto soluciones, que tienden al ordenamiento del agua en el relieve en escalas local y regional, basadas en estructuras de retención y conducción mediante bordos de encauzamiento y badenes (Ameghino 1884, Barbagallo 1983, Damiano *et al* 1989). En consecuencia, se establece como demanda el desarrollo de modelos que permitan el diseño de éstos elementos de regulación hídrica.

En los aspectos de la modelación matemática existe una fuerte tendencia hacia el desarrollo de modelos que presenten parámetros fuertemente vinculados a propiedades físicas, mensurables en campo o experimentalmente (Soczynska *et al* 1983).

Conjugando esta serie de objetivos se propone, en este trabajo, la readaptación del modelo de onda cinemática, originalmente desarrollado para sistemas hidrológicos típicos. El modelo presenta, desde el punto de vista conceptual y operativo, la ventaja de utilizar ecuaciones con un fuerte asidero físico, cuyos parámetros (pendientes, rugosidades, tipos de segmentos, etc.) pueden estimarse a priori y sin la necesidad de contar con registros de caudales observados para calibrarlos.

EL MODELO DE ONDA CINEMATICA

Descripción del Modelo

El modelo de onda cinemática es de tipo conceptual, de eventos aislados, de parámetros y entradas distribuidas. Es de tipo conceptual porque simula el complejo físico a través de un modelo más sencillo que contiene aquellos componentes más simples y representativos del ciclo hidrológico particular de la cuenca. Se opera por eventos aislados ya que, por definición,

simula los efectos de atenuación únicamente sobre la escorrentía superficial, valiéndose de las hipótesis simplificativas de la onda cinemática. Identifica, además, la infiltración como pérdida del sistema, ignorando su aporte posterior en el tiempo en forma de caudal de base. Es de parámetros y entradas distribuidas porque permite discretizar espacialmente, ambos, en áreas aproximadamente homogéneas (segmentos de cuenca y cauce). En la clasificación general de modelos se ubica entre los determinísticos en régimen no permanente, es decir, permite realizar simulaciones dinámicas de los procesos hidrológicos.

La transformación lluvia escorrentía se basa en el movimiento del agua a través de las laderas y de la red de canales, planteando una aproximación de las ecuaciones de Saint Venant que es la de la onda cinemática. Se aplica un enfoque simplificado para reemplazar el escurrimiento en cuenca asimilándolo a un conjunto de planos inclinados que desaguan en "canaletas" que simulan la red de drenaje del prototipo. Cada elemento se denomina "segmento" y el proceso de discretización de la cuenca se denomina *segmentación*.

Siendo las formas del terreno extremadamente irregulares e imposibles de representar detalladamente en un modelo, se aplica un enfoque simplificado para reemplazar las complejidades naturales por un cierto número de elementos simples tales como planos de escurrimiento en cuencas y segmentos de cauce, que combinadas adecuadamente representarán el escurrimiento superficial de un área.

La teoría de la onda cinemática es una herramienta conveniente para el modelado del escurrimiento superficial, ya que las principales fuerzas que actúan sobre el flujo, son la gravedad y la fricción, y éstas son las únicas contempladas en la simplificación (Lighthill y Whitham 1955).

En cambio, para el modelado del escurrimiento encauzado, existen mayores limitaciones para su uso, especialmente en los casos cuando los efectos dinámicos no puedan despreciarse. Existen otras versiones del modelo (Buroz *et al* 1983) en donde se emplea para simularlo el modelo de Muskingum-Cunge (Ponce 1980), el cual contempla los efectos de difusión de la onda que se propaga (no tenidos en cuenta en el planteo cinemático).

La tasa de amortiguación de los efectos dinámicos será lo suficientemente grande como para justificar la validez de la teoría cinemática siempre que:

$$K = \frac{S_0 L}{y Fr^2} \geq 20 \quad (1)$$

donde: K es el número cinemático, S_0 es la pendiente del lecho del cauce, L es la longitud del tramo, y es el tirante y Fr el número de Froude del escurrimiento.

Ecuaciones utilizadas

La simplificación cinemática parte de despreciar los efectos dinámicos existentes en la propagación de una onda de agua. Esto se traduce en eliminar los términos de inercia y presión de la ecuación de cantidad de movimiento, quedando la misma reducida a:

$$S_0 = S_f \quad (2)$$

donde S_0 es la pendiente del fondo del canal y S_f la de fricción.

Escorrimento en cuenca.

Contemplando la ecuación de continuidad y expresando la de cantidad de movimiento en términos de la formulación de Manning, se tiene:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i - f \quad (3)$$

$$q = \alpha_c y^{m_c} \quad (4)$$

donde: q es el caudal por unidad de ancho, x la distancia a lo largo del segmento, i es la intensidad de precipitación, f es la intensidad de infiltración, α_c y m_c : coeficientes de la onda cinemática para los segmentos de cuenca.

Escorrimento Encauzado

Análogamente al caso anterior:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (5)$$

$$Q = \alpha_s A^{m_s} \quad (6)$$

donde: A es el área mojada de la sección transversal del flujo, Q es el caudal, q es el caudal lateral por unidad de ancho, α_s y m_s los coeficientes de la onda cinemática para los segmentos de cauce.

Los parámetros α_c y m_c del escorrimento en cuenca y α_s y m_s del encauzado pueden determinarse a partir de las características físicas de los segmentos correspondientes. En general:

$$\alpha = \alpha(S_0, n, ITYPE, PARAM1, PARAM2)$$
$$m = m(PARAM2, ITYPE)$$

donde n es el coeficiente de rugosidad de Manning, ITYPE representa el tipo de segmento, PARAM1, PARAM2 : parámetros a determinar en función de ITYPE (Tabla 1).

Metodología de resolución

Partiendo de las fórmulas anteriores, combinándolas e implementando un esquema de diferencias finitas ponderado se resuelve el sistema para cada intervalo de tiempo. El esquema numérico planteado es de tipo implícito, no lineal con aproximación de segundo grado, que utiliza un procedimiento iterativo para la resolución del sistema de ecuaciones. Los valores iniciales estimados para la solución se obtienen mediante un esquema lineal (Gioria *et al* 1983).

Originalmente el modelo contempla la posibilidad de utilizar el método del Servicio de Conservación de Suelos de EEUU para la estimación de intensidad de infiltración.

Experiencias previas

El modelo ha sido desarrollado sobre la base que presentara John Schaake en el Curso sobre Técnicas Modernas de Predicción en Hidrología, dictado en 1978, en dependencias de la UBA.

Gioria y otros (1986) realizaron modificaciones sobre el programa original adaptándolo las entradas al sistema métrico decimal e introduciendo un algoritmo de cálculo del número de intervalos espaciales (variable para cada segmento) tal que evite la propagación de inestabilidades del esquema numérico empleado. Además han reemplazando el esquema numérico original por una aproximación inicial de tipo lineal junto con un esquema no lineal, resuelto iterativamente, con aproximaciones de primer y segundo orden basándose en los estudios de Li y otros (1975). Esto equivale considerar una resolución numérica del tipo implícita.

El modelo ha sido previamente aplicado en cuencas de las provincias de Buenos Aires, Santa Fe y Entre Ríos. A partir de éstas aplicaciones se analizó la influencia de la partición espacial (segmentación) en los hidrogramas generados por el modelo (Paoli *et al* 1986).

Posteriormente, fue analizada la influencia del incremento temporal de cálculo en la amortiguación del esquema de resolución numérica (Ceirano *et al* 1988). Al respecto puede recomendarse la adopción de un Δt de trabajo menor que la quinta parte del tiempo al pico del hidrograma en S de la subcuenca media (Morín *et al* 1989).

El modelo original presenta un módulo de separación de pérdidas basado en el método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS). En el método la simulación de los procesos de almacenamiento y detención superficial, intercepción e infiltración se realiza a través de un único parámetro, el número de curva CN.

Este método puede resultar satisfactorio si el objetivo de la aplicación del modelo es el pronóstico de hidrogramas de diseño, pero no satisface la expectativas en procesos de identificación modelo-prototipo. En estos casos, el método presenta gran sensibilidad al número de curva CN, siendo un parámetro difícil de predecir con una importante variabilidad temporal y espacial. También, en los casos de tormentas complejas, no pronostica correctamente la distribución temporal de la precipitación neta (Zimmermann y Caamaño Nelli 1990).

Una primera modificación del algoritmo de evaluación de pérdidas incluyó la componente de almacenamiento superficial. Esto fue conveniente dado que el algoritmo representa procesos físicos que se dan en los prototipos de llanura, quedando demostrada una mejoría en los resultados al aplicárselo en la cuenca del arroyo Ludueña (Zimmermann 1988). En la forma instrumentada el algoritmo introduce una no linealidad en el modelo que trata de representar a la de la cuenca, no obstante la identificación modelo-prototipo no colmó las expectativas puestas.

Modificaciones de la versión original

Por las razones expuestas previamente, en relación a la baja representatividad que presentó el método del US SCS, y con el fin de proponer un algoritmo de pérdidas que contenga intrínsecamente parámetros vinculados a la física del proceso se seleccionó el modelo de Frente Húmedo (Green y Ampt 1911) con algunos aditivos que representan los subprocesos de interceptación y almacenamiento superficial.

En segunda instancia y con el objetivo de contar con herramientas que permitan el diseño de estructuras de retención mediante alcantarillas ó vertederos, de acuerdo a lo detallado en la introducción, se incorporó a la estructura del modelo una subrutina encargada de transitar hidrogramas a través de embalses.

Ambas modificaciones se describen a continuación.

Algoritmo de Pérdidas

Se implementó el algoritmo de frente húmedo para la estimación de los hietogramas netos, como una rutina optativa.

En el algoritmo de pérdidas se incluyeron los subprocesos de interceptación, almacenamiento superficial, infiltración y producción de lluvia neta. La propuesta original de Green y Ampt (1911) fue posteriormente modificada por Mein y Larson (1973), incorporándole un artificio para estimar la tasa de infiltración cuando la intensidad de lluvia es inferior a la capacidad de infiltración.

El algoritmo concibe el proceso de infiltración de manera unidimensional y lo clasifica en tres etapas: a) Infiltración sin encharcamiento cuyo control lo ejerce la intensidad de lluvia que es inferior a la conductividad hidráulica saturada ($i < K$), b) con preencharcamiento ($K < i < f$, donde f es la capacidad de infiltración) y c) con encharcamiento gobernada por la altura de agua sobre la superficie, el potencial de succión del frente húmedo y la conductividad hidráulica del perfil ($K < f < i$) (Vich 1985).

La formulación matemática del modelo se origina en la ecuación de continuidad, considerando que el volumen infiltrado es:

$$F = (\theta_s - \theta_i) \cdot L = M \cdot L \quad (7)$$

donde F :lámina infiltrada acumulada en el tiempo t desde el comienzo de la lluvia, θ_s contenido de humedad de saturación, θ_i contenido inicial de humedad, $M = \theta_s - \theta_i$ y L profundidad del frente húmedo.

Como ecuación de conservación del momentum se adopta la Ley de Darcy generalizada en el medio poroso no saturado, la cual es aplicada entre un punto en la superficie y otro a la profundidad del frente húmedo, obteniéndose una expresión para la capacidad de infiltración:

$$f = \frac{K_s(S + L)}{L} = \frac{dF}{dt} \quad (8)$$

donde K_s es la conductividad hidráulica saturada, S es el potencial del frente húmedo y t el tiempo medido desde el inicio de la tormenta. Si se despeja L de la ecuación (7) y se lo reemplaza en la (8), reordenando se obtiene:

$$f = K_s \left(I + \frac{MS}{F} \right) \quad (9)$$

Esta formulación presenta las ventajas de que sus parámetros tienen representación física y pueden ser estimados en base a las propiedades del suelo y además el número de parámetros es tres siendo relativamente simple su determinación. El proceso modelado comienza con la infiltración de agua proveniente de la lluvia con intensidad limitada por la capacidad de infiltración. Cuando la precipitación supera dicha capacidad el agua comienza a almacenarse en las microdepressiones del terreno hasta que estas son colmadas. En ese instante comienza el escurrimiento superficial. De acuerdo a este comportamiento se puede plantear un balance en la unidad de discretización espacial en estudio:

$$P_e(t) = F(t) + As(t) + R(t) \quad (10)$$

donde $P_e(t)$ es la lámina precipitada efectiva acumulada, obtenida mediante la precipitación total acumulada de la cual se deduce la abstracción por interceptación, $As(t)$ es la lámina almacenada en el microrrelieve superficial y $R(t)$ es la lámina escurrida acumulada. Previamente al encharcamiento la lámina infiltrada acumulada F_0 es la precipitación acumulada. Cuando el encharcamiento se verifica, la infiltración acumulada se obtiene integrando la expresión (9) llegándose a:

$$F = K_s (t - t_p + t_s) + SM \ln \left(I + \frac{F}{SM} \right) \quad (11)$$

La ecuación anterior es la versión modificada integrada de la ecuación de Green y Ampt. Aquí t_p es el tiempo de comienzo del encharcamiento y t_s puede interpretarse como el tiempo necesario para que se infiltre una lámina F_0 bajo condiciones de encharcamiento. Mein y Larson (1973) determinaron expresiones para calcular los tiempos t_p y t_s necesarios para la resolución de la ecuación (11). Ellos propusieron que al tiempo de encharcamiento se igualan la intensidad de precipitación y la capacidad de infiltración y por lo tanto de la ecuación (9) resulta:

$$P(t_p) - R(t_p) - \frac{KSM}{i(t_p) - K} = 0 \quad (12)$$

Aquí t_p' es un tiempo inmediatamente anterior al tiempo de encharcamiento, correspondiente al intervalo de discretización temporal previo. Esta ecuación es implícita en t_p y debe resolverse numéricamente. Se puede calcular t_s en base a:

$$t_s = \frac{SM}{K} \left[\frac{P(t_p) - R(t_p')}{SM} - \ln \left(I + \frac{P(t_p) - R(t_p')}{SM} \right) \right] \quad (13)$$

Acorde a la formulación del modelo los parámetros son:

- conductividad hidráulica saturada del suelo K_s , potencial de succión del frente húmedo S , humedad volumétrica de saturación θ_s ,
- capacidad de almacenamiento por intercepción, fracción de cobertura vegetal del segmento (tanto por uno), esto es área ocupada por los cultivos o la vegetación natural respecto al área total del segmento
- capacidad de almacenamiento superficial del suelo

Deberá señalarse también las condiciones iniciales del sistema mediante la humedad volumétrica inicial θ_i .

Algoritmo de Almacenamientos Temporarios

En el marco de este trabajo se ha modificado la propuesta original del modelo incorporando en su estructura la posibilidad de transitar una onda de crecida a través de un embalse, de manera tal que se pueda cuantificar los efectos provocados por retenciones artificiales controladas mediante vertederos y distintos tipos de alcantarillas. Para desarrollar una herramienta tecnológica que permita el diseño de obras de captación y almacenamientos temporarios en bajos naturales se incluyó una rutina de tránsito en embalses con la misma estructuración que presentó el modelo original, dando lugar a la versión del modelo denominada OCINE4 (Zimmermann 1993).

La propagación de un hidrograma a través de un embalse frecuentemente se resuelve en forma numérica ante la dificultad de definirlo analíticamente, como una función del tiempo. La resolución parte de satisfacer la ecuación de continuidad, bajo una condición inicial de partida, junto a una condición de contorno aguas abajo (curva de descarga de las obras de evacuación) y una relación geométrica interna (curva de almacenamiento o curva cota-volumen del vaso), es decir que deben satisfacerse las siguientes ecuaciones:

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_i - Q_s \quad (14)$$

$$V = V(z) \quad (15)$$

$$Q_s = Q_s(z) \quad (16)$$

donde $V(z)$ es el almacenamiento en el embalse, t la coordenada temporal, Q_i y Q_s los caudales instantáneos ingresantes y salientes del embalse, respectivamente, y $z(t)$ la cota del embalse. Explicitando las ecuaciones en función de la cota z , se tiene:

$$\frac{d\Phi_1[z(t)]}{dt} = Q_i(t) - \Phi_2[z(t)] \quad (17)$$

Discretizando la ecuación diferencial en intervalos de cálculo Δt , resulta:

$$\Phi_1(z^{n+1}) = \frac{Q_i^n + Q_i^{n+1}}{2} \Delta t - \frac{\Phi_2(z^n) + \Phi_2(z^{n+1})}{2} \Delta t + \Phi_1(z^n) \quad (18)$$

$$\text{cond. inic. } V_0 = V(z^0) = \Phi_1(z^0)$$

donde $n=1,2,3\dots$ representa el nivel de tiempo $t = n \cdot \Delta t$ y $n+1$ el nivel $t = (n+1) \Delta t$. Dado que la ecuación es implícita en z^{n+1} se resuelve por iteraciones. Conocido z^{n+1} , se conocen las demás variables: $V = \Phi_1(z)$, $Q_s = \Phi_2(z)$.

Es posible estimar, además, las funciones Φ_1 y Φ_2 mediante el empleo de expresiones potenciales del tipo:

$$\begin{cases} \Phi_1(z) = A \cdot (z - z_0)^B \\ \Phi_2(z) = \mu \sqrt{2g\Omega} \sqrt{z - z_v} \quad \text{si } z > H + z_v \end{cases} \quad (19)$$

donde z_0 es la cota de fondo del embalse, z_v es la cota base de la alcantarilla, Ω el área transversal, μ es el coeficiente de descarga, g es la aceleración gravitatoria, A y B son constantes. La expresión de la curva de descarga corresponde a la de una alcantarilla sumergida con control aguas arriba. Dependiendo de que el nivel z alcance o no el techo de la misma trabajará ahogada o como vertedero de pared gruesa, respectivamente. Pueden plantearse diferentes ecuaciones para Φ_2 acorde con el tipo de estructura de control y al tipo de flujo que se desarrolla en ella.

Las modificaciones se han planteado respetando la estructura original del modelo, concretamente, el tránsito a través de un almacenamiento se ha logrado incorporando un nuevo tipo de segmento "embalse" (Tabla 1) cuyos parámetros son:

- cota del fondo del almacenamiento z_0 y del coronamiento de la estructura de evacuación z_v
- parámetros que definen la curva cota-volumen del almacenamiento: A y B
- parámetros que definen el tipo y características de la estructura de evacuación, permitiéndose tres tipos de estructuras: alcantarilla cajón, alcantarilla tubo ó vertedero de descarga libre. También está contemplada la posibilidad de sobrepaso del terraplén del camino. Los parámetros son: coeficiente de descarga y parámetros geométricos de la estructura (largo, ancho ó diámetro, etc.), coeficiente de descarga del camino sobre el terraplén si existe la posibilidad de desborde por falta de capacidad de la estructura de control hidráulico, ancho estimado y cota para el desborde sobre el terraplén del camino.

Tabla 1. Valores de α y m para cada tipo de segmento.

Clase de Segmento	Tipo	Parámetro α	Exponente m	PARAM1	PARAM2	PARAM3
Canal rectangular	1	$\frac{\sqrt{S_0}}{nPARAM1^{2/3}}$	1.67	Ancho	Alto	-
Tubería	2	$\frac{\sqrt{S_0}}{n} \left(\frac{PARAM1}{4} \right)^{2/3}$	1.00	Diámetro		-
Canal Triangular	3	$\frac{1,18\sqrt{S_0}}{nPARAM1^{1/3}}$	1.33	Ancho para una unidad de profundidad		-
Canal Trapezoidal	4	α	m			-
Escurrimiento (flujo turbulento)	5	$\frac{\sqrt{S_0}}{nPARAM1^{2/3}}$	1.67	Unidad de ancho del segmento de escurrimiento	Impermeabilidad	-
Escurrimiento (flujo laminar)	6	$\frac{64,4\sqrt{S_0}}{0,0000108nPARAM1^2}$	3,00	Unidad de ancho	Impermeabilidad	-
Unión	7	-	-	-	-	-
Embalse	8	-	-	Según estructura de control hidráulico	Exponente curva de almacenamiento	Coficiente curva de almacenamiento

APLICACION DEL MODELO DE ONDA CINEMATICA

El modelo OCINE4 fue aplicado para el diseño de un sistema de evacuación de bajos inundables ubicados en el área norte de la localidad de Chañar Ladeado, provincia de Santa Fe (Magnaghi *et al* 1993). El sistema está compuesto por un conjunto de canales y obras de control hidráulico que permiten el almacenamiento temporario de volúmenes de escurrimiento superficial, con el fin de reducir los caudales de diseño de los canales.

Descripción de la Cuenca

La cuenca de aportes, ubicada al N de la localidad de Chañar Ladeado, se caracteriza por un relieve plano, sin drenaje natural en correspondencia a una zona de cabeceras (figura 1).

Las precipitaciones se almacenan superficialmente ante la inexistente o escasa pendiente para escurrir. En épocas de poca pluviosidad se infiltran o evaporan, en épocas de gran pluviosidad junto al fenómeno de niveles freáticos elevados no pueden infiltrarse, tan sólo

evaporarse. Si a esta combinación de efectos se adiciona las bajas tasas de evaporación que se dan en los meses otoñales e invernales todo redundará en largas permanencias de bajos naturales anegados.

La delimitación trazada para el estudio comprende la curva de 110 IGM como límite norte, siendo la sección de cierre la alcantarilla ubicada sobre la ruta 93, al sur, abarcando un área del orden de las 7000 Has.

La pendiente en la dirección principal de escurrimiento (N-S) es del orden del 0,4 por mil. Presenta una serie de lagunas encadenadas en el sector oeste, poniéndose en evidencia que se interconectan en épocas lluviosas.

La calle que divide los distritos de Chañar Ladeado y Berabebú, eje de la cuenca, presenta una elevación relativa en cota 110 IGM, evitando el drenaje de los lotes de Cagliaris, Galiano y otros, conformando los bajos homónimos de la parte central. Por el este el escurrimiento, no encauzado, une los bajos Primavera y Rossi descargando en el bajo Bertero (Fig. 1), éste último sin salida natural.

La solución propuesta consiste en la vinculación artificial de los bajos, tratando de intervenir mínimamente en el sistema natural, creando áreas de retención temporarias que descargarán "lentamente" hacia la salida.

Alternativas de drenaje analizadas

Se plantearon dos alternativas básicas para el saneamiento:

- Descargar los excedentes almacenados superficialmente hacia el norte, tomando un camino directo hasta alcanzar una cañada que conforma el sistema colector del río Carcarañá.
- Descargar los excedentes hacia el sur, respetando el escurrimiento natural, llegando en forma indirecta al sistema colector conectado con el río Carcarañá.

La primera alternativa, si bien implicaba una descarga directa y rápida hacia la salida regional del escurrimiento superficial, presentó la desventaja de alterar el escurrimiento natural, contraponiéndose a los presupuestos de minimizar el impacto generado por las obras de saneamiento. Este motivo obligó a descartarla como alternativa técnicamente viable porque para materializarla se afectarían áreas cultivadas y bien drenadas que naturalmente no presentan conflictos de anegamientos, según se pudo comprobar a partir de recorridos previos en el lugar.

La segunda alternativa, si bien encierra una descarga con un mayor recorrido que alcanza su cometido indirectamente, es la que altera en menor medida el comportamiento natural de la cuenca y por ello fue la seleccionada.

En el terreno de esta última alternativa surgieron dos variantes que fueron analizadas y que se diferenciaron en la traza del canal principal.

Como primer variante se propuso la traza principal alineada con la calle límite de distritos, con trazas de secundarios en calles perpendiculares. La segunda variante contempló un desvío de la traza principal en el sector sur, a campo traviesa mediante un

canal tipo badén empastado, conectando un alineamiento de bajos naturales. En ambas el trazado que se continúa aguas abajo de las vías del FFCC es el mismo y acompaña al canal existente hasta la alcantarilla bajo la ruta 93.

A pesar de que esta última variante representó una mejor solución desde un punto de vista técnico y económico, se optó por la primera, luego de realizar consultas con los productores afectados por las obras de saneamiento, específicamente debido a la negativa de los propietarios de aceptar soluciones que afecten lotes particulares.

Finalmente, seleccionada la traza principal del canal evacuador, se completó la solución incluyendo seis retenciones naturales (bajos Galiano, Casadey, Caglieris, Primavera, Rossi y Bertero) controladas con alcantarillas a diseñar y canales secundarios que descargan los bajos encadenados del oeste.

Tratamiento de la información

Estudio de precipitaciones

Para considerar la tormenta de diseño se partió de información pluviométrica recopilada por Galiano, productor ubicado al norte de la cuenca.

Los registros, tomados a nivel diario, se extienden en un período de 32 años (1962-1993), para el cual se realizó un estudio probabilístico para duraciones de 48 hs. El criterio empleado para la confección de los hietogramas de diseño fue el siguiente:

- Se adoptaron duraciones efectivas de la tormenta de diseño acorde con las características de las lluvias estivales, intensas y de corta duración. En otras palabras se concentró la duración del evento lluvioso de 48 hs. en duraciones menores. La duración de la lluvia fue seleccionada en 10 hs. para recurrencia 1 año, 13 hs. para recurrencia 2 años y de 16 hs. para recurrencia 5 años. Para el análisis se contemplaron estudios estadísticos previamente realizados en estaciones de la región que corroboran tal selección (Zimmermann *et al* 1988).
- Se construyeron los hietogramas de diseño siguiendo el método del bloque alterno, con intervalos de una hora, utilizando las curvas Intensidad, Duración y Recurrencia de la estación meteorológica Rosario Aero para las recurrencias de diseño adoptada.

Segmentación de la cuenca.

Teniendo presente las características particulares de las distintas áreas de la cuenca y su funcionamiento se llevó a cabo la segmentación de la misma en porciones de escurrimiento plano y encauzado. Se tuvo en cuenta la red de avenamiento de la cuenca mediante la interpretación de fotografías aéreas. Se realizaron vuelos aéreos para identificar los patrones generales del escurrimiento. Para las alternativas y variantes de solución analizadas se consideró en cada una segmentaciones diferentes, la alternativa final seleccionada se corresponde con la figura 2. Utilizando la planimetría de la cuenca, escala

1:50.000 provista por el IGM se determinaron áreas de cada segmento de cuenca, longitud de segmentación de cauce y pendientes de segmentos de cauce y cuenca. Se realizaron nivelaciones topográficas de calles, alcantarillas existentes y mediante vadeo se determinaron las profundidades de los bajos inundados a fin de estimar su volumetría.

Información hidrológica

Se estimaron coeficientes de rugosidad para segmentos de cauce, utilizando la metodología propuesta por Chow (1959) y Linsley y otros (1978) para los canales diseñados.

Se estimaron también los coeficiente de rugosidad para segmentos de cuenca. Al respecto, se debió recurrir a la experiencia adquirida en otros aplicaciones del modelo. Se adoptaron los coeficientes de rugosidad de Manning calibrados para la cuenca del arroyo Ludueña, dado que los tipos de coberturas y pendientes son similares (Zimmermann 1988, 1989).

Para esta aplicación, con propósitos de diseño hidráulico se empleo el método del US Soil Conservation Service. El número de curva (CN) se determinó para un suelo tipo C, de drenaje moderado a bajo, con cobertura de cosecha fina para pendientes del terreno inferiores al 5%, resultando para la condición II de humedad antecedente igual a 69 (CNII = 69). Este fue el CN utilizado para los segmentos de cuenca para los cuales se consideró almacenamientos superficiales en forma explícita, mediante embalsamientos naturales. Para los segmentos de cuenca para los cuales no se consideraron almacenamientos superficiales explícitamente se adoptó una reducción sustancial del CN para considerarlos, teniendo presente que su incidencia, dadas las características del prototipo natural, es predominante. En esos casos se adoptó CN = 50 (*Tabla 2*). No obstante, en todos los casos, se respetó un CN mínimo en función de un almacenamiento potencial máximo en la zona no saturada estimado con una profundidad freática de 0,50 m.

La elección del paso de tiempo empleado se hizo en base a la estimación del tiempo de subida del hidrograma saliente de la sección de control de la cuenca. Para ello se estimó el tiempo de concentración en base a la ecuación cinemática. Seguidamente se estimó el tiempo al pico como el 60% del tiempo de concentración (Linsley *et al* 1978) y se consideró como paso de tiempo no mayor al décimo de este último, resultando de 1 hora.

Resultados finales

Es considerable el efecto retardador y atenuador que provocan los bajos de Cagliaris, Rossi y Bertero, principalmente. La *Tabla 3* presenta los máximos caudales de diseño para las tres recurrencias analizadas. Las cotas máximas alcanzadas en los embalses se muestran en la *Tabla 4*.

Tabla 2. Síntesis de los parámetros adoptados

SEGM	TIP	LON	AREA	PAR1	PAR2	PAR3	R1	R2	PEND.	N	CN
		KM	KM2						M/M	MANN	
OV01	5	3.5	4.7	1.0			1.0		.00100	.100	50
ST01	3	3.5		2.7					.00045	.040	00
EM01	8	7.9	8.0	0.5	2.9	357000	.15	-1.	000000	0000	00
OV02	5	2.9	0.6	1.0			1.0		.00042	.100	69
OV07	5	2.9	1.8	1.0			1.0		.00042	.100	69
ST02	3	2.9		2.7					.00045	.040	00
OV03	5	3.0	2.0	1.0			1.0		.00146	.100	50
OV04	5	3.0	2.5	1.0			1.0		.00050	.100	50
ST03	3	3.0		300.					.00100	.080	00
EM02	8	8.3	8.4	0.5	2.5	1432770	.15	-1.	000000	0000	00
OV05	5	1.3	2.1	1.0			1.0		.00082	.100	69
ST04	3	1.3		2.5					.00085	.040	00
OV06	5	2.2	5.1	1.0			1.0		.00109	.100	50
ST05	3	2.2		2.5					.00070	.040	00
EM03	8	6.8	6.9	0.7	5.7	15400	.50	-1.	000000	0000	00
OV08	5	2.8	2.8	1.0			1.0		.00090	.100	50
OV09	5	2.8	3.5	1.0			1.0		.00064	.100	50
ST06	3	2.8		300.					.00057	.080	00
EM04	8	7.4	7.6	0.5	3.0	62000	.15	-1.	000000	0000	00
OV10	5	1.3	1.7	1.0			1.0		.00046	.100	69
OV11	5	1.3	0.7	1.0			1.0		.00066	.100	69
ST07	3	1.3		2.5					.00092	.040	00
OV12	5	4.2	5.3	1.0			1.0		.00010	.100	69
OV13	5	4.2	6.6	1.0			1.0		.00043	.100	50
ST08	3	4.2		4.0					.00045	.035	00
OV14	5	3.9	5.6	1.0			1.0		.00073	.100	50
ST09	3	3.9		2.5					.00038	.060	00
OV15	5	2.6	10.2	1.0			1.0		.00097	.100	50
ST10	3	2.6		2.5					.00042	.060	00
OV16	5	3.0	6.9	1.0			1.0		.00080	.100	69
ST11	3	3.0		10.					.00043	.080	00
EM05	8	4.2	4.4	1.95	3.4	155000	.45	1.0	000000	0000	00
OV17	5	2.3	3.8	1.0			1.0		.00156	.100	69
ST12	3	2.3		4.0					.00048	.040	00
OV18	8	3.2	4.5	1.0	3.4	60000	.38	-2.	000000	0000	00
ST13	3	0.8		20.0					.00050	.260	00

Puede observarse que en ningún momento se alcanzan las cotas actuales en los almacenamientos de la cabecera que son: 108.84 IGM para los bajos EM1, EM2, EM3 y EM4. Sí se alcanzan y superan temporariamente para los bajos EM5 y EM6, cuya máxima cota de inundación fue de 105.52 IGM. No obstante debe tenerse en cuenta que sobre los mismos aportar toda la descarga de la cuenca al haberse alterado el sistema natural.

Los limnigramas de las retenciones para la recurrencia de 2 años se observan en la *Figura 3*. Las permanencias de inundación para las retenciones con tirantes de agua referidas al fondo de cada bajo superiores a +0.3 m se explicitan en *Tabla 5*.

Para la recurrencia anual (seleccionada para el diseño de acuerdo a los criterios adoptados por la Dirección Provincial de Obras Hidráulicas) prácticamente no existe permanencia de agua en los bajos. Para la recurrencia de 2 años existe una buena recuperación de todos con permanencias máximas del orden de 10 días para los últimos 30 cm. de profundidad de agua. No se ha considerado la modificación del diseño adoptado para el canal existente que descarga el bajo Bertero. Aquí puede observarse que en todas las situaciones existen altas permanencias de agua debido a la insuficiente capacidad de evacuación de la alcantarilla tubo existente.

En la *Figura 4* se observan los hidrogramas de los segmentos de cauce cercanos a la desembocadura para un tiempo de retorno de 2 años, pudiéndose apreciar el efecto atenuador ejercido por el conjunto de las retenciones artificiales. El hidrograma del segmento ST12, en el sector distal de la cuenca, presenta un caudal máximo del orden del segmento ST01, ubicado en la cabecera.

Tabla 3. Caudales Máximos en m³/s.

	ST1	ST2	ST4	ST5	EM3	ST7	ST8	ST9	ST11	ST12
TR=1	0.01	0.71	0.36	0.01	0.80	0.50	1.57	0.00	0.81	2.49
TR=2	0.77	1.97	1.34	0.56	1.01	1.70	4.83	0.69	3.24	4.64
TR=5	1.81	3.37	2.57	1.70	1.07	3.15	10.04	1.79	7.96	7.34

Tabla 4. Cotas Máximas alcanzadas referidas al IGM.

Galiano EM1	Casadey EM2	Caglie. EM3	Primav EM4	Rossi EM5	Bertero EM6
108.00	108.30	107.65	107.54	104.67	104.70
108.43	108.58	108.21	108.47	105.42	105.29
108.57	108.66	108.47	108.72	105.87	105.62

Tabla 5. Permanencias en días con más de 0,30 m de profundidad

	T.R. 1 año	T.R. 2 años	T.R. 5 años
EM01	0	9.3	16.3
EM02	0	0	8.6
EM03	0.7	3.5	6.0
EM04	0	10.9	17.0
EM05	0.9	4.0	6.3
EM06	8.0	14.7	19.7

CONCLUSIONES

Se ha desarrollado una herramienta tecnológica apta para el diseño de estructuras de ordenamiento hídrico acorde con la hidrología de las regiones de llanura. Este desarrollo involucró la readaptación del modelo de onda cinemática, incorporándole una subrutina para evaluar pérdidas basada en el algoritmo de Green y Ampt junto con otra que realiza el tránsito a través de un embalse controlado por diferentes estructuras de control hidráulico.

El modelo fue aplicado en el saneamiento de áreas inundables ubicadas al norte de la localidad de Chañar Ladeado. Se diseñó un sistema de retención consistente en áreas de almacenamiento natural controlados con alcantarillas diseñadas para alcanzar los fines propuestos. Los elementos de conducción consistieron en canales naturales de tierra en calles públicas y canales empastados tipo badén en lotes internos.

Su aplicación permitió minimizar las modificaciones del sistema hidrológico en consideración respetando las áreas que naturalmente son bajas, atenuando los picos de crecida y alterando en menor medida los caudales de aporte natural aguas abajo del punto de salida de la cuenca.

Las permanencias de las áreas anegadas son razonables y permiten en la mayoría de los casos la recuperación productiva de las mismas. Los caudales de diseño se ven ventajosamente atenuados por las retenciones.

Las mismas permiten el almacenamiento superficial temporario o bien la recarga del acuífero en los períodos con menores excedentes, minimizando de esta manera, la pérdida del recurso hídrico.

BIBLIOGRAFIA

- Ameghino F. (1884) Las Secas y las Inundaciones en la Provincia de Buenos Aires. Memorias.
- Buroz E, Silvestre M, Cordova J (1983) Posibilidades de recuperación del potencial agropecuario de los suelos del área comprendida entre los ros Santo Domingo y Paguey, estado Barinas, Venezuela ; Coloquio Internacional sobre Hidrología de Grandes Llanuras; Tomo III; pp 1667-1752; Olavarría, Argentina.
- Barbagallo J. (1983). Las áreas anegables de la Pampa Deprimida. UN planteo agrohidrológico para su solución. Coloquio sobre Hidrología de Grandes Llanuras; Olavarría; Argentina.
- Caamaño Nelli G, Fertoni, Prendes, Quinodoz. (1979) Analysis of Non Typical Hydrological Systems. Theoretical Bases and Methodology Criteria. Departamento de Hidrología General y Aplicada. Facultad de Ingeniería en Ciencias Hídricas. UNL. Santa Fe.
- Caamaño Nelli G, Zimmermann E (1990) "Tipología de los Sistemas Hidrológicos Superficiales". XVI Congreso Nacional de la AAGG. Bahía Blanca. Argentina.
- Ceirano E, Molinas P., Morín J y Paoli C. (1988) Estudio de la influencia de la atenuación numérica en los resultados del modelo OCINE. Publicación FICH – UNL N° 030/88. Santa Fe.
- Chow V T (1959) Hidráulica de canales abiertos ; Edit. Mc Graw -Hill Book Co.; NY. USA.
- Damiano F, Fernández N, Parodi G y Rébori M. (1989) Manejo de agua pluvial en la zona Deprimida del Salado. Manejo de Suelos y Aguas en llanuras argentinas. INTA/CONAPHI.
- Falkenmark M, Chapman T. (1989). Comparative Hydrology. International Hydrological Programme. UNESCO.

- Fertonani M, Prendes H. (1983) Hidrología en Areas de Llanura, Aspectos Conceptuales, Teóricos y Metodológicos. Coloquio sobre Hidrología de Grandes Llanuras; Olavarría; Argentina.
- Gioria R, Ceirano E, Lenzi L (1983) Aplicación de una aproximación no lineal de la onda cinemática a la cuenca del río Arrecifes. XI Congreso Nacional del Agua. Córdoba, pp. 317-326.
- Gioria R, Paoli C, Ceirano E, Morín J, Lenzi L (1986) Modelo OCINE de simulación de crecidas y su aplicación ; Publicación FICH - UNL No. 027/86; Proyecto 03-02; UNL- SECYT.
- Green W, Ampt G. (1911) Studies on soil physics. Part I. The flow of air and water through soils. *J.Agric. Sci.* **4** (1). Pp.1-24
- Kovacs G. (1983) General Principles of Flatlands Hydrology. Coloquio sobre Hidrología de Grandes Llanuras. Olavarría; Argentina.
- Li R, Simons D, Stevens M (1975) Non Linear Kinematics Wave Approximation for Water Routing. Water Resources Research, Vol 2, N°2.
- Lighthill M, Whitham G (1955); On kinematic waves. Flood movement in long rivers; Proceedings Royal Society of London; Series A; 229; pp 281-316
- Linsley R, Kohler M, Paulus J (1978) Hidrología para ingenieros ; Edit Mc Graw-Hill LATinoamericana SA; Bogotá. Colombia.
- Magnaghi E, Zimmermann E, Orsolini H, Bosio M, Fernández G (1993) Estudio Hidrológico del Area Norte de la Localidad de Chañar Ladeado. Informe Final Convenio Fundación UNR y Comuna de Chañar Ladeado. Departamento de Hidráulica. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. UNR. Rosario.
- Mein R, Larson C. (1973) Modeling infiltration during a seady rain. Water Resour. Research. **9** (2), pp 384-394.
- Morín J, Lenzi L, Zucarelli V, Paoli C, Ceirano E y Fabiano L (1989) Aplicación del Modelo de Onda Cinemática a la cuenca del arroyo Feliciano Publicación FICH -UNL N° 031/89. Santa Fe.
- Navarro, R. (1992) - "Simulación de la Infiltración en Cuenas Llanas" - Informe de Avance I. Beca de Perfeccionamiento CONICET. Departamento de Hidráulica e Ing. Sanitaria. FCEIA-UNR. Inédito.
- Paoli C, Ceirano E, Gioria R, Morín J y Fabiano L. (1986) Influencia de la segmentación de la cuenca en la aplicación del modelo OCINE. Publicación FICH – UNL N° 028/86. Santa Fe.
- Ponce M (1980) Stream channels routing. Unsteady flow in open channels; Colorado State University; USA.
- Schaake J (1971) Deterministic urban runoff model. Treatise on urban water system; Colorado State University; USA.
- Schaake J (1978) Modelos determinísticos Lluvia-escorrentía. Curso sobre técnicas modernas de predicción en Hidrología. UBA – INCYTH. Buenos Aires.
- Soczynska U, Gutry-Korycka M y Jaworsky J (1983) Identification of a basin physical parameters for mathematical modelling hydrological processes. Coloquio de Hidrología de las Grandes Llanuras. PHI-UNESCO. Olavarría. Argentina.
- Tricart J (1983) L'Hydrologie des Grans Plains, Quelques Reflexions Methodologiques. Coloquio sobre Hidrología de Grandes Llanuras; Olavarría; Argentina.
- Vich J. (1985) - "Modelo de Simulación Para Predicción de Escurrimientos Superficiales". Tesis de Maestría en Ciencias. Colegio de Postgraduados. México.
- Zimmermann E (1988) Primer Informe de Beca de Iniciación - CONICET. Inédito. Departamento de Hidráulica. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. UNR. Rosario.
- Zimmermann E, Postiglione R, Fava G, Gómez G (1988) Estudio Hidrológico del Arroyo Pavón. Depto. de Hidráulica; Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. UNR.
- Zimmermann E (1989) Informe Final de Beca de Iniciación - CONICET. Inédito. Departamento de Hidráulica. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. UNR. Rosario.

Zimmermann E, Caamaño Nelli E. (1990) Modelos de Simulación Convencionales en un Sistema Hidrológico Transicional; XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica (IAHR); Montevideo; Uruguay.

Zimmermann E (1993) Incorporación del segmento Embalse a la estructura del OCINE Departamento de Hidráulica. Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. UNR. Rosario.

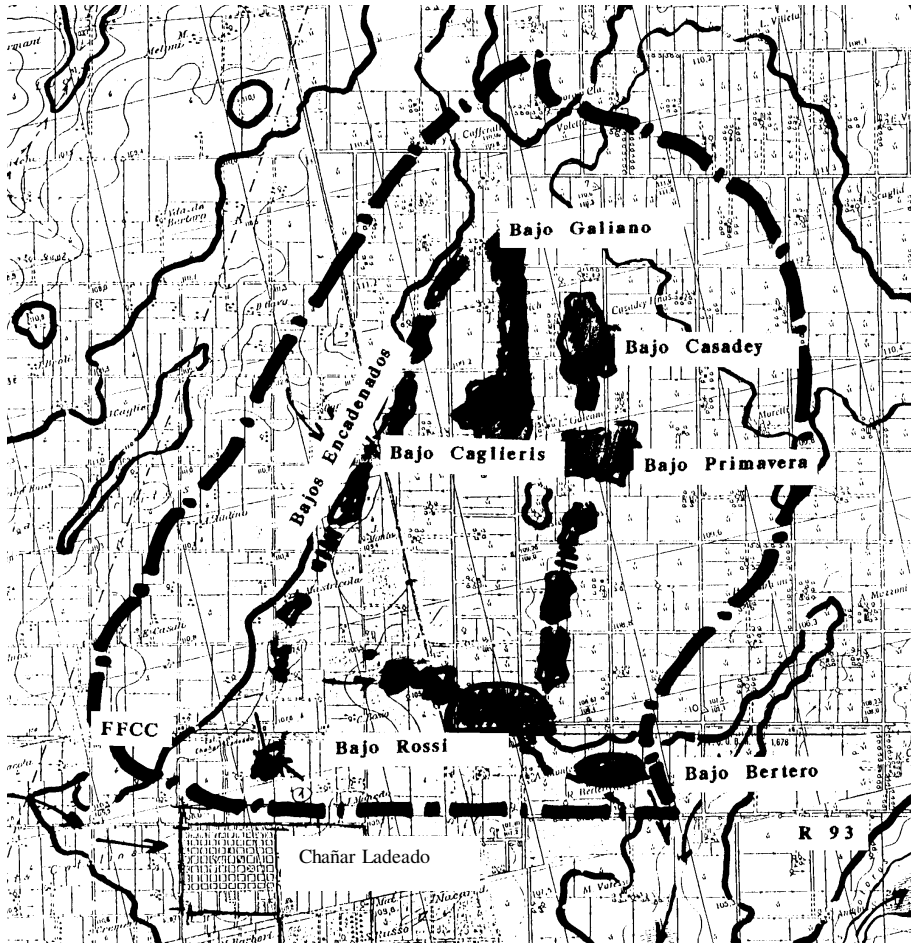


Figura 1. Area a sanear al norte de la localidad de Chañar Ladeado

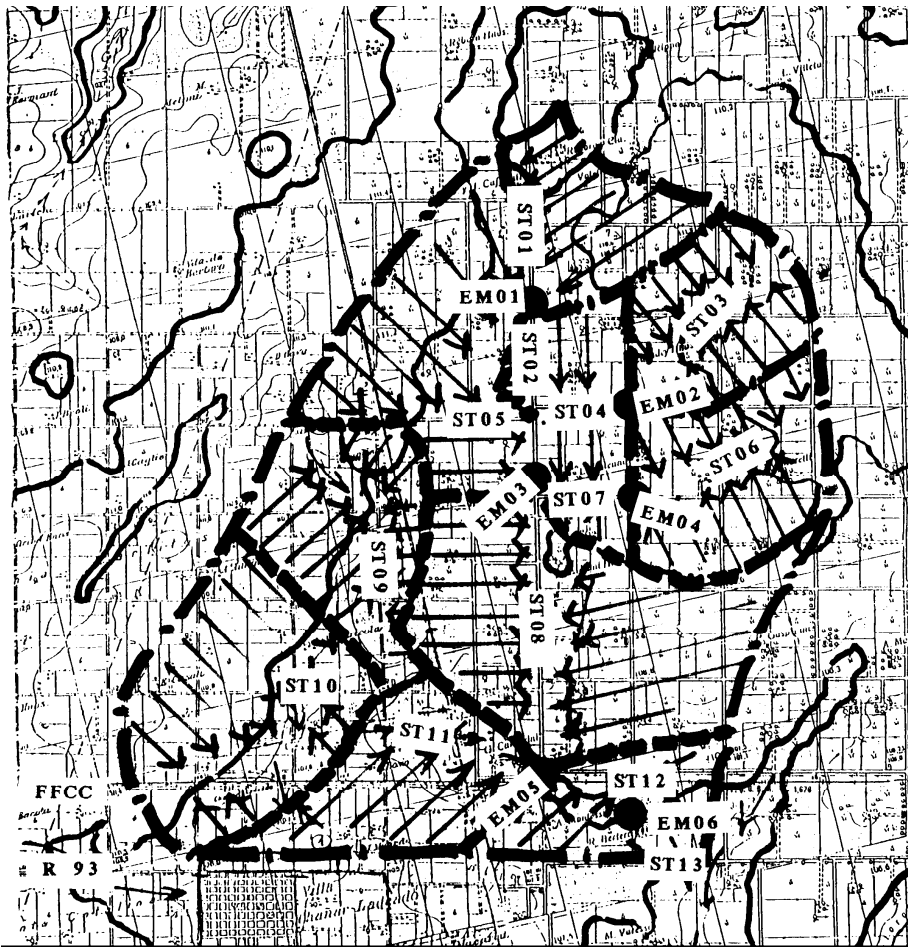


Figura 2. Segmentación adoptada para la modelación del sistema hidrológico

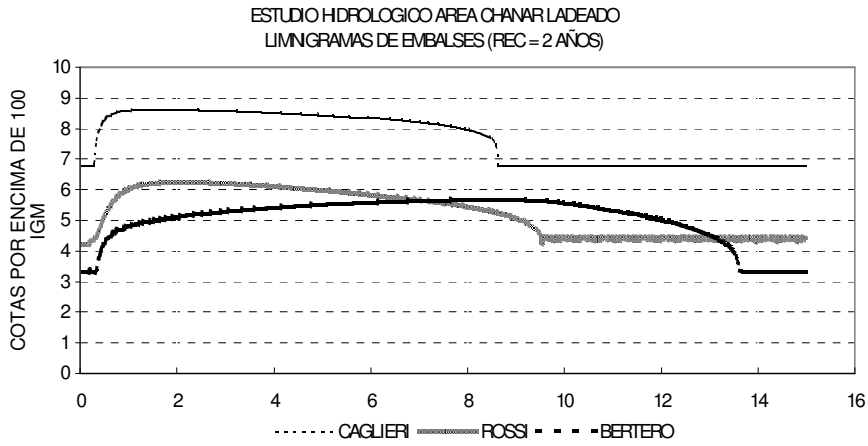


Figura 3. Limnigramas de los sistemas de retención

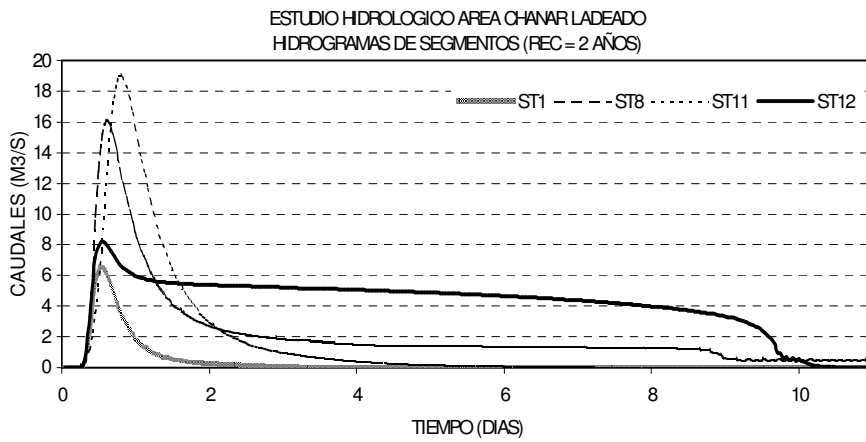


Figura 4. Hidrogramas de diseño