

SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

XVII CONGRESO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA

**DRENAJE DE PLATAFORMAS
DE SERVICIO**

**RODRIGO RIVEROS C.¹
LUDWIG STOWHAS B.²**

RESUMEN

Mediante el presente trabajo se propone y valida un método para estimar el tiempo de concentración de una superficie impermeable, basado en ecuaciones universalmente aceptadas y que considera todos los factores involucrados en el fenómeno de escurrimiento superficial. Utilizando este tiempo de concentración se genera un procedimiento de cálculo para el caudal de diseño en superficies regulares e impermeables (correspondiente por ejemplo al caso de patios de estacionamiento, pistas de aterrizaje de un aeropuerto, plazas, etc.), que considera la influencia de la intensidad de precipitación, generando un proceso iterativo que además entrega la posibilidad de conocer la altura de escurrimiento en cada punto y con ello incorporar un criterio de diseño que habitualmente no se considera, como lo es el efecto de la acumulación de agua hasta niveles que afectan el normal uso de las superficies.

El análisis de los resultados obtenidos permite concluir que al resolver problemas de este tipo utilizando las ecuaciones tradicionales, se subestima el tiempo de concentración y, por ende, se sobrevaloran los caudales de diseño.

¹ Ing. Civil UTFSM, Ingeniero de Proyectos APIA XXI, S.A. – mail: rriveros@apiaxxi.es

² Profesor Titular, Departamento de Obras Civiles, UTFSM – mail: ludwig.stowhas@usm.cl

1. INTRODUCCIÓN

El caudal de diseño para el drenaje de cuencas ha sido un tema abordado por muchos autores y que hoy en día podría resumirse, en muchos casos y con bastante aceptación, a la aplicación del Método Racional, el cual consigna que el caudal pico es proporcional al producto del área de la cuenca por la máxima intensidad de precipitación correspondiente al tiempo de concentración de la misma.

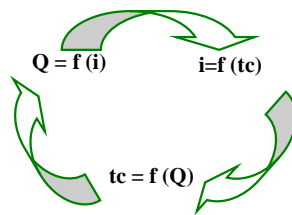
Si se analiza el caso de una superficie regular e impermeable, donde escurre prácticamente el total del agua caída, el caudal máximo puede asumirse como

$$Q_{\max} = i (t_c) \times A$$

En este sencillo caso, correspondiente por ejemplo a un patio de estacionamiento, una pista de aterrizaje de un aeropuerto, una plaza, etc., sería posible estimar el tiempo de concentración mediante relaciones conocidas y aceptadas, a partir de una discretización de la superficie y sumando los tiempos de tránsito en cada elemento de longitud, considerando una altura y por ende una velocidad de escurrimiento constante y diferente en cada punto.

Así, estimado el tiempo de concentración de esta “cuenca”, se puede acudir a relaciones que permitan obtener la intensidad de una lluvia para una duración igual a dicho tiempo, tales como las curvas IDF, fórmula de Grunsky, coeficientes de duración, etc., y con ello obtener el caudal de diseño asociado a cierto período de retorno.

El procedimiento parece sencillo y adecuado, sin embargo, al estudiar el tiempo de tránsito en cada elemento de longitud surgen ciertas complicaciones, tales como la obtención de la altura de escurrimiento en cada punto, la determinación del tipo de régimen (laminar, turbulento o transición) y la más notable: *el tiempo de tránsito depende a su vez de la intensidad, lo que hace que el procedimiento se convierta en una referencia circular.*



Mediante el presente trabajo se pretende solucionar o por lo menos evaluar estas tres dificultades. Además se revisa la validez de las expresiones utilizadas y se comparan los resultados obtenidos con datos experimentales y con los que entregan otras metodologías utilizadas en la actualidad. Todo lo anterior con el objetivo de obtener algún procedimiento basado en expresiones aceptadas universalmente, que permita estudiar el drenaje de plataformas impermeables como las mencionadas y plantear de esta forma una metodología para diseñarlas hidráulicamente, considerando criterios tales como restricciones a las alturas máximas de escurrimiento (que permitan un desplazamiento seguro de vehículos o comodidad para el tránsito de personas) o simplemente el dimensionamiento de las cunetas evacuadoras de la plataforma.

2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El tiempo de concentración de la plataforma es posible obtenerlo mediante la discretización de la superficie y la sumatoria de los tiempos de tránsito en cada elemento de longitud, los cuales se pueden calcular a partir de la velocidad y las ecuaciones para la altura de escurrimiento.

De esta forma, el tiempo de concentración queda dependiendo, entre otros parámetros, de la intensidad de precipitación, lo cual incluso se podría percibir casi intuitivamente pensando en que mientras más intensa sea la lluvia, menos se tardará la gota de agua más alejada del punto de evacuación en realizar su recorrido hasta llegar al mismo.

Las dificultades del procedimiento radican principalmente en la necesidad de conocer la velocidad en cada punto a lo largo de la trayectoria del agua, lo que implica conocer las características del escurrimiento superficial.

Tomando dos puntos separados una distancia L a lo largo de una corriente, y con la velocidad a lo largo de dicha línea conocida e igual a $u(l)$ (donde l es la distancia al punto de partida del flujo), entonces el tiempo de tránsito t_0 se obtiene a partir de la expresión:

$$u(l) = \frac{dl}{dt} \quad (1)$$

Integrando para la longitud total L se obtiene

$$\int_0^t dt = \int_0^L \frac{dl}{u(l)} = t_0 \quad (2)$$

Si se supone que la velocidad es razonablemente constante para un intervalo dl_i en la trayectoria, para $i = 1, 2, 3, \dots, l$, y tomando el punto más alejado de la cuenca y el punto de evacuación de la misma como inicio y fin de la serie respectivamente, es posible determinar el tiempo de concentración buscado.

$$tc = \sum_{i=1}^L \frac{dl_i}{u_i} \quad (3)$$

Si se estudia el caso de una cuenca de geometría rectangular de ancho b y longitud L en dirección de la pendiente, es posible plantear una discretización en elementos $ds = b dl$.

Debido a una lluvia de intensidad i constante y que comienza en forma instantánea, se acumula un caudal en la superficie A , a una distancia l del borde, que se puede calcular como:

$$Q = c i A \quad (4)$$

Con A e i conocidos, y con una tasa de infiltración despreciable en comparación con la intensidad de la lluvia, el caudal por unidad de ancho ($q = Q/b$) que escurre a una distancia l del borde superior de la superficie queda:

$$q(l) = \frac{i \times l}{3600000} \text{ [m}^2\text{/s]} \quad (5)$$

con $[i] = [mm/hr]$ y $[l] = [m]$

Si además se considera que dl es suficientemente pequeño, se puede asumir que u es más o menos constante en dl y con ello se puede asumir un escurrimiento permanente uniforme en esta pequeña longitud, pudiendo determinar así la altura de escurrimiento en dicho punto y a partir de ella la velocidad del flujo. Se puede ahora calcular fácilmente el tiempo que tarda el flujo en atravesar el elemento, conocida la velocidad de escurrimiento en el punto y la longitud dl del elemento considerado:

$$dt = \frac{dl}{u(l)} = \frac{3600000 \cdot h(l) \cdot dl}{i \cdot l} \quad [s] \quad (6)$$

Si se suman los tiempos que tarda el flujo en atravesar cada elemento que constituye la discretización de la longitud total de la superficie L , se obtiene el tiempo de concentración de la cuenca t_c .

El problema parece sencillo, sin embargo se complica al advertir que el rango de los caudales obtenidos puede ser bastante amplio, incluyendo caudales tan pequeños en el borde superior de la cuenca que implicarían un flujo en *régimen laminar* u ordenado, hasta alturas que implicarían un *régimen turbulento* en la zona cercana al punto de evacuación, además de la *transición* entre ambos.

Para cada régimen de escurrimiento, ya sea laminar, turbulento o en transición, las características del flujo son diferentes y por ende son diferentes las expresiones que se utilizan para determinar la altura de escurrimiento. Los límites entre cada tipo de escurrimiento se han establecido en función del Número de Reynolds, el cual, asumiendo la geometría de un canal rectangular muy ancho ($b \gg h \Rightarrow R_H = h$), tiene la siguiente expresión:

$$Re = 4q / \nu \quad (7)$$

Donde ν = viscosidad cinemática del agua.

Por lo tanto, conocido el caudal se tiene Re en cada punto. Es necesario entonces establecer los límites entre los cuales el flujo es ordenado, turbulento o en transición. También se requiere plantear las expresiones que definan la altura de escurrimiento en cada uno de estos rangos.

3. ALTURA DE ESCURRIMIENTO EN FLUJO SUPERFICIAL

Aceptando la validez de la aproximación de *onda cinemática en el pequeño intervalo de longitud dx* , los términos de inercia pueden ser despreciados debido al lento crecimiento del perfil de flujo superficial, por lo tanto el escurrimiento puede ser *aproximado localmente* a un *flujo permanente uniforme* en canal abierto, y aplicando las leyes de continuidad y conservación de energía se obtiene que la inclinación del plano de carga es igual a la pendiente de fondo, siempre que el ángulo de inclinación sea pequeño ($J = s$). Cabe señalar que este análisis supone que la única fuente de pérdida de energía es la fricción que ocurre entre el flujo y la superficie de las paredes que con él interactúan.

Para deducir el perfil teórico de escurrimiento o eje hidráulico se supondrá válida la expresión de Darcy – Weisbach de pérdida de carga en canales:

$$J = ? \frac{u^2 / 2g}{4R_H} \quad (8)$$

Donde I es el factor de fricción de Darcy – Weisbach, R_H el radio Hidráulico, u la velocidad media del escurrimiento y g la aceleración de gravedad. Considerando además las relaciones previamente argumentadas y suponiendo flujo uniforme y normal ($j = s$), se llega a la siguiente expresión para representar el eje hidráulico:

$$h = \sqrt[3]{\frac{? q^2}{8gs}} \quad (9)$$

Es necesario ahora adoptar una Ley de Resistencia Hidráulica que permita cuantificar el factor de resistencia I . El comportamiento del factor de resistencia I ha sido ampliamente estudiado por numerosos autores, sobretodo para el caso de flujo en cañerías, donde a partir de numerosas experiencias se ha planteado con bastante aceptación el *Diagrama de Moody*, que ha servido de pauta para el caso de canales abiertos, ya que se observa un comportamiento similar, por lo menos en términos cuantitativos.

Las características básicas del comportamiento de λ en canales que se aceptarán como válidas para dar inicio a este estudio, serán su dependencia del ya definido Número de Reynolds y las marcadas diferencias entre su comportamiento en régimen laminar y turbulento.

a) Régimen Laminar: En un flujo bien ordenado se puede calcular la velocidad, puesto que la relación de la tensión de corte entre el fluido y el medio que lo rodea fue definida por Newton como

$$t = \mu \frac{du}{dy} \quad (10)$$

Considérese entonces un flujo laminar completamente desarrollado en un canal rectangular cuyo ancho b es mucho mayor que su profundidad h , de modo que el flujo sea bidimensional. Considérese además la velocidad u en la dirección x como una función sólo de y . El equilibrio dinámico de una sección de menor altura entrega una ecuación para la tensión tangencial en función de x :

$$t \cdot b \cdot ? x = ? \cdot b(h - y) \cdot ? x \cdot \text{sena} \quad (11)$$

Esto suponiendo que la tensión tangencial en la superficie libre es nula. Si además se supone que el ángulo α es pequeño, es posible obtener el perfil de velocidad e integrarlo desde la superficie libre hasta el fondo, obteniéndose:

$$\bar{u} = \frac{gsh^2}{3?} \quad (12)$$

Reemplazando en la expresión del factor de fricción (8), considerando como ya fue justificado que $J = s$ y $R_H = h$ y escribiéndola en función del Número de Reynolds, se tiene:

$$? = \frac{32 \cdot g \cdot s \cdot h^2 \cdot 3 \cdot ?}{? \cdot g \cdot s \cdot h^2 \cdot Re} = \frac{96}{Re} \quad (13)$$

En definitiva, para flujo laminar completamente desarrollado en un canal rectangular muy ancho, el valor de f depende solamente del Número de Reynolds. En general, la forma que adopta f en régimen laminar es del tipo $\lambda = k / Re$, donde k es un coeficiente teórico que sólo depende de la forma de la sección.

b) Régimen Turbulento: Es conveniente aclarar que en condiciones de turbulencia no es posible hallar el valor de f por métodos analíticos utilizando la expresión de la tensión cortante, pues debido a lo errático del movimiento no se dispone de una expresión discreta para τ , por lo que es necesario recurrir a datos experimentales para determinar f .

Se ha propuesto la utilización de una serie de leyes de resistencia para flujo turbulento en canales basadas en experiencias, como por ejemplo la de Manning, la relación de Chezy o el diagrama de Moody en su versión modificada para canales abiertos.

Existe evidencia (Henderson, 1966) que apoya la aplicación de esta versión ligeramente modificada de la ecuación original de Colebrook – White que compone el Ábaco de Moody, sin embargo, como parte de este trabajo se analizó su aplicación y se comparó con las otras posibilidades, concluyéndose que debido a la mayor complejidad comparativa de sus ecuaciones (que obligaría en este caso a resolver un sistema de ecuaciones en cada elemento de la discretización para encontrar la altura de escurrimiento), que los resultados obtenidos con éste método son prácticamente idénticos a los obtenidos con Manning y a otras limitaciones que presenta, la mejor opción para representar la altura de escurrimiento en régimen turbulento es la ecuación de Manning.

c) Transición entre el régimen laminar y turbulento: Basándose en la idea que presenta el Diagrama de Moody, ya sea para cañerías o modificado para canales abiertos, existe la presencia de una zona crítica o de transición brusca entre el régimen laminar y turbulento. Esta zona aparece bien definida en términos del Número de Reynolds, sin embargo una relación entre f y los parámetros de los que depende es muy difícil de definir. Cabe señalar que si bien hay certeza en la tesis que apoya la presencia de esta zona de transición y numerosos autores han tratado el tema, no existe hoy en día evidencia que permita definir claramente los límites en los que ella se hace evidente.

Uno de los análisis más serios y completos de este caso es el realizado por Nikuradse (Domínguez, 1999), quien basándose en numerosas experiencias logró aclarar bastante el problema de la transición para flujo en cañerías (aunque sin encontrar una explicación racional de él), no dejando lugar a dudas de la existencia de este régimen de transición, así como de su inestabilidad, ya que llega a concluir que depende sensiblemente de factores como rugosidad, uniformidad de la rugosidad, geometría e incluso de la temperatura.

La situación no es diferente en el caso de canales abiertos, aunque el tema no ha sido tan tratado como para el flujo en cañerías, debido posiblemente a las variables extras que aparecen en este caso y que dificultan aún más la situación. Henderson (1966) por ejemplo, no se refiere directamente a esta zona, concentrándose y estableciendo límites claros para la transición desde “superficie lisa” a “completamente rugosa”, ambas en régimen turbulento, sin embargo deja explícita en su *Diagrama de Moody Modificado* la transición entre $Re = 2000$ y $Re = 4000$, al

igual que Francisco Javier Domínguez (1999) para el caso de cañerías. Chow (1994) por otro lado, deja manifiesto que los límites serían $Re = 2000$ y $Re = 3000$.

En resumen, no existe evidencia contundente que permita definir los límites del régimen de transición de manera precisa, sin embargo, antes de emprender una investigación más profunda es necesario preguntarse de que manera afectan, desde el punto de vista “ingenieril”, dichos límites al presente trabajo.

Como parte de este estudio se realizó una sensibilización de los diferentes parámetros que se ven involucrados en la estimación del tiempo de concentración. El objetivo de este análisis es estudiar la implicancia tanto de la mala elección de los factores que componen las expresiones utilizadas para la estimación del tiempo de concentración, como de posibles errores en la medición de algunas de las variables del problema que deben conocerse para realizar los cálculos. Basándose en los resultados obtenidos a partir del análisis de sensibilidad realizado, se puede afirmar que prácticamente el único factor que puede llevar a errores considerables en la estimación de t_c es la pendiente de la superficie, sin embargo es un parámetro que puede controlarse y medirse con suficiente certeza.

Por otro lado, queda en evidencia que *si bien no resulta fundamental definir con exactitud los límites de Reynolds, no deja de ser necesario considerar en el método la presencia de los diferentes tipos de escurrimiento y su influencia en el cálculo de $h(x)$.*

En definitiva, se ha optado por realizar una interpolación lineal de la altura de escurrimiento h entre los límites $Re = 2000$ y $Re = 4000$ (**Ecuación 18**), lo que aparentemente es la solución más apropiada si se compara la forma del Diagrama de Moody en la zona de transición, obteniéndose además continuidad en la curva h v/s x .

d) Flujo superficial bajo lluvia: Debido a que en el caso de escurrimiento superficial se está tratando con láminas de flujo de delgado espesor, contrariamente a lo que sucede en escurrimiento en canales comunes, el efecto del choque, la salpicadura e incluso la erosión que causa la lluvia juega un rol determinante en el comportamiento mecánico de este tipo de flujo, cuyo efecto, como se verá, es mucho más significativo en régimen laminar que en turbulento.

En el documento “Estudio del flujo superficial con lluvia sobre fondo rugoso” (Ayala y Valdés, 1988), basado en experiencias realizadas en el Centro de Recursos Hidráulicos de la Universidad de Chile, se puede encontrar una recopilación de los estudios teóricos y experimentales que se han realizado acerca del tema de la mecánica del flujo superficial con lluvia. Basándose en dicha recopilación se pueden plantear algunas conclusiones que son de interés para el presente estudio.

La primera conclusión es que existe suficiente evidencia como para afirmar que ante la presencia de impactos debido a gotas de lluvia en régimen laminar, el parámetro constante k en el factor de resistencia aumenta con la intensidad de las precipitaciones, aumento que puede aproximarse con una relación del tipo:

$$k = k_0 + A i^B \quad (14)$$

Donde k_0 corresponde al caso sin lluvia e i a la intensidad de precipitaciones, mientras que A y B son parámetros empíricos que han sido analizados por diversos autores. El presente estudio se

basará específicamente en la investigación realizada por R. M. Li y H. W. Shen en 1972 (Ayala y Valdés, 1988), que a su vez se fundamenta en la información que aparece en la **Figura 3-1**, recogida de las experiencias de Yoon y Li respectivamente. En definitiva, se adoptarán los parámetros provenientes del análisis de regresión a partir de dichos datos, es decir:

$$\lambda = \frac{29.832 \cdot i^{0.4} + 96}{Re} \quad (\text{con } i \text{ en mm / hr}) \quad (15)$$

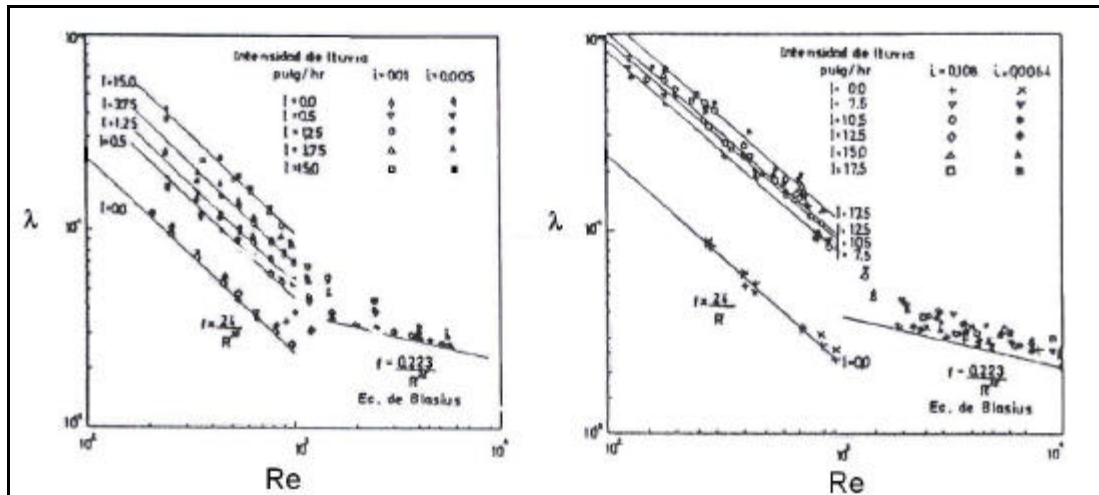


Figura 3-1. Relación entre λ , Re y la Intensidad de Precipitaciones (Ayala y Valdés, 1988)

Esta relación es válida para régimen laminar. El leve incremento en el factor de fricción debido a la presencia de precipitaciones en régimen turbulento no será considerado en el presente estudio, ya que como se observa en la **Figura 3-1**, la influencia no es muy importante. En la zona de transición, la interpolación lineal incluye por sí misma el efecto del aumento de I en el caso laminar, para despreciarlo gradualmente hasta desaparecer en el caso turbulento.

e) **Conclusiones del capítulo:** A partir de las ecuaciones planteadas para el factor de fricción I y la ecuación de Darcy-Weisbach, se puede llegar una expresión que permite evaluar el perfil teórico del flujo para cada régimen de escurrimiento:

- Caso Laminar
$$h = 3 \sqrt{\frac{q \cdot \lambda \cdot (96 + 29.832 \cdot i^{0.4})}{32 \cdot s \cdot g}} \quad (16)$$

- Caso Turbulento (se utilizará la ecuación de Manning):
$$h = \left(\frac{n \cdot q}{\sqrt{s}} \right)^{3/5} \quad (17)$$

- Transición Laminar-Turbulento: Para esta zona de transición se utilizará la interpolación lineal de la altura h en función del número de Reynolds Re , entre el régimen laminar y turbulento, considerando que los límites son Re_{LT} = Límite Régimen Laminar-Transición = 2000 y Re_{TT} = Límite Transición-Régimen Turbulento = 4000.

$$h = h(Re_{LT}) + \frac{h(Re_{TT}) - h(Re_{LT})}{Re_{TT} - Re_{LT}} \cdot (Re - Re_{LT}) \quad (18)$$

4. ESTIMACIÓN DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Basándose en las ecuaciones y procedimientos descritos en los apartados precedentes, se estima a continuación el Tiempo de Concentración t_c y el caudal de salida Q para una cuenca simplificada, de geometría rectangular y dimensiones conocidas, pendiente unidimensional, impermeable y con un factor de rugosidad de Manning dado n .

Para realizar los cálculos necesarios se utiliza una planilla *Excel* con los datos y fórmulas necesarias. La planilla utilizada consta de una serie de columnas en las cuales se evalúan las ecuaciones estudiadas para cada punto de la discretización a lo largo de la superficie, es decir se evalúa cada expresión en los L/dx puntos que comprende la división de la superficie, estando cada uno de ellos a una distancia del origen $x_i = x_{i-1} + dx$. El caudal por unidad de ancho q en cada punto en $[m^2/seg]$ está dado por la **Ecuación (5)** y el Número de Reynolds en el mismo punto se puede calcular simplemente mediante la **Ecuación (7)**.

Considerando todas estas variables, el procedimiento continúa con el cálculo del factor de fricción y la altura del eje hidráulico h en cada punto, suponiendo tanto régimen laminar como turbulento y la transición entre ambos. Conociendo la altura del eje hidráulico para régimen laminar y turbulento y teniendo en cuenta además los Números de Reynolds límite para el paso de un régimen a otro incluyendo la transición entre ambos, es posible trazar el perfil teórico de este eje hidráulico H como la altura calculada para régimen laminar si $Re < Re_{LT}$, para régimen turbulento si $Re > Re_{TT}$ y utilizando la ecuación de interpolación **Ecuación (18)**. Teniendo H es posible proseguir con el cálculo de la velocidad en cada punto de la discretización utilizando la **Ecuación (1)**, el tiempo que tarda el flujo en atravesar cada elemento, según la **Ecuación (6)** y el Tiempo de Concentración de la cuenca t_c , como la sumatoria de estos tiempos de tránsito en cada elemento de la discretización. El caudal acumulado Q no es más que el caudal por unidad de ancho $q(x)$ evaluado en el extremo inferior de la cuenca, multiplicado por el ancho de la misma.

Tabla 4-1. Estimación de Tc utilizando expresiones de Manning

x [m]	q [m ² /s]	Re	h turb [m]	h lam [m]	h interp [m]	h [m]	v [m/s]	t [s]
0,5	0,00001	24	0,0002752	0,000911	0,002064	0,000911	0,007623	65,588957
1,0	0,00001	49	0,0004172	0,001148	0,002087	0,001148	0,012101	41,318454
:								
99,0	0,00138	4806	0,00657	0,005309	0,006666	0,006572	0,209215	2,389883
99,5	0,00138	4830	0,00659	0,005318	0,006689	0,006592	0,209637	2,385072
100,0	0,00139	4855	0,00661	0,005327	0,006713	0,006612	0,210058	2,380295
Tc [min] =								17,07

5. VALIDACIÓN EXPERIMENTAL

La búsqueda de experiencias que fueran útiles a esta investigación condujo al trabajo realizado por Ayala y Valdés (1988) en el Centro de Recursos Hidráulicos de la Universidad de Chile. La experiencia realizada como parte de dicho estudio, y que es de interés del presente trabajo, consiste en la medición de caudales y alturas de escurrimiento en un canal experimental bajo un simulador de lluvia, controlando la intensidad y la rugosidad del fondo del canal.

Los datos que de estas experiencias se obtuvieron han sido recogidos para compararlos con los resultados teóricos que arroja la metodología planteada en el presente estudio. A continuación se presenta una serie de información gráfica que representa la comparación entre los resultados obtenidos en el experimento, donde se midió el perfil de escurrimiento realizado por Ayala, Tamburrino, Niño y Valdés y los obtenidos para las mismas condiciones en base al procedimiento propuesto en el presente trabajo. Si bien a continuación se presenta sólo uno gráficos comparativos que se obtuvieron, la mayoría de ellos sigue una tendencia similar.

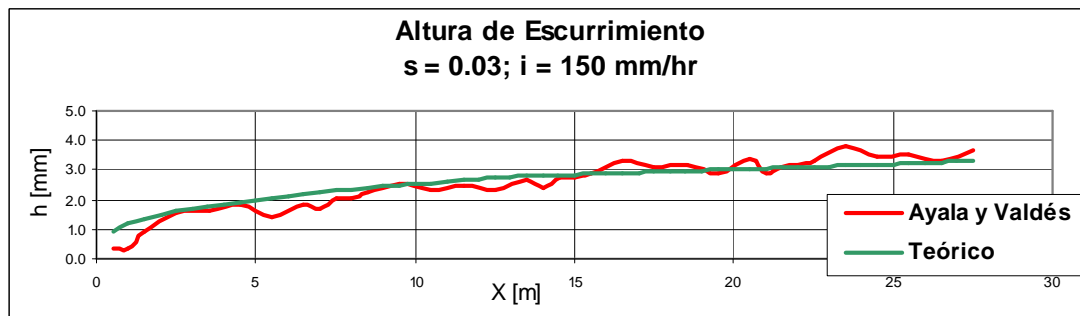


Figura 5-1. Fondo rugoso ($e = 0.32$ mm, $K_s = 0.00032$)

6. ESTIMACIÓN DEL CAUDAL MÁXIMO

Una vez que se ha planteado la metodología para la estimación del tiempo de concentración y de cierta forma se ha verificado la validez de sus expresiones mediante la comparación con datos experimentales, es posible continuar con el procedimiento iterativo propuesto para calcular el caudal de diseño.

Con el tiempo de concentración calculado como se señala en los capítulos precedentes e igualándolo a la duración de la lluvia, es posible adoptar alguna relación que permita vincular t_c , la intensidad i y el período de retorno T (Grunsky, Bell, regresión de las curvas IDF, por ejemplo), obteniendo de esta forma un segundo valor para la intensidad i_1 . Con esta intensidad se puede recalcular el tiempo de concentración t_{c1} y seguir iterando de esta forma hasta que la intensidad converja a un valor único, es decir, hasta que $i_n = i_{n+1}$ con una precisión preestablecida. Una vez que el proceso iterativo converge es posible calcular el caudal máximo.

Utilizando la misma planilla en la que se calculó el tiempo de concentración de la plataforma y agregando algunos otros parámetros y relaciones, se puede implementar el procedimiento sin mayores complicaciones. Adoptando en primera instancia la fórmula de Grunsky, es necesario conocer la precipitación caída en 24 horas P_{24} (en mm) e incorporar una nueva celda para el tiempo de concentración, ya que se obtendrán dos resultados para dicho parámetro, el obtenido a partir de la relación IDF (Grunsky en este caso) y el obtenido con la sumatoria de los tiempos de tránsito para cada elemento de la discretización.

El procedimiento iterativo se puede realizar de manera automática mediante la herramienta **Solver**, de Microsoft Excel, la cual permite iterar una celda hasta cumplir con cierto objetivo, sujeto a ciertas restricciones. Una vez que converge esta iteración, se obtiene el t_c que satisface la curva IDF del lugar y las condiciones de la cuenca o plataforma analizada.

Los resultados que se obtienen partir de este método se pueden interpretar mejor de manera gráfica. En la **Figura 6-1** se grafica t_c v/s i , es decir, el tiempo de concentración que se obtiene para cada valor de la intensidad para los cuales se iteró (considerando las características de una plataforma dada), lo que como era de esperar, resultó ser una curva decreciente para t_c a medida que aumenta la intensidad de la lluvia. Si por otro lado graficamos la curva de máxima intensidad para diferentes intervalos de duración y para la tormenta de diseño (período de retorno dado), es decir la *Curva IDF* para cierta frecuencia F dada (o la fórmula de Grunsky en nuestro caso), se obtiene otra representación de i v/s t , pero esta vez según las condiciones pluviométricas del lugar. En la siguiente figura se representan en un mismo gráfico ambas curvas.

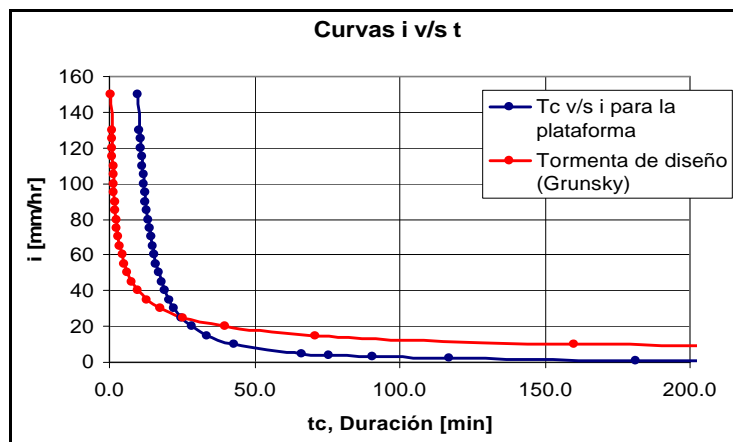


Figura 6-1. Gráfico t_c v/s i

De la **Figura 6-1** se desprende que la intensidad que se obtiene del proceso iterativo corresponde al punto de intersección entre ambas curvas, el cual es consecuente tanto con la forma de la tormenta de diseño (IDF, Grunsky, Bell, etc.) como con el **tiempo de concentración estimado considerando el efecto la intensidad**. Sería entonces recomendable tomar un t_c igual al que se obtiene con esta metodología para que el caudal de diseño no resulte sobre o subestimado, considerando tanto la *relación $i - t_c$* de la “cuenca” o plataforma, como la relación IDF del lugar.

Lo anterior se plantea bajo la hipótesis de que se está trabajando con la curva IDF correcta. Si bien en este caso se adoptó a modo de ejemplo la relación de Grunsky, si se dispone de la información suficiente es recomendable utilizar la relación matemática que mejor represente la curva, ya sea mediante una regresión, utilizando los coeficientes de duración y frecuencia que se dispongan, la ecuación de Bell, etc.; es decir, siempre estará jugando un rol importante la experiencia y el criterio del diseñador.

7. OTRAS FORMAS DE RESOLVER EL PROBLEMA

A continuación se realiza una comparación entre los resultados obtenidos mediante la metodología planteada en este trabajo y las utilizadas comúnmente en ingeniería, específicamente las recomendadas por el Volumen III del Manual de Carreteras (MOP, 2002), en adelante M. de C., el cual recomienda utilizar el Método Racional para cuencas de menos de 25 Km² de superficie, planteando diferentes fórmulas para la estimación del tiempo de concentración de la cuenca (ver **Tabla 7-1** y **Tabla 7-2**) y una variedad de curvas IDF según el lugar geográfico donde se trabaje.

Tabla 7-1. Tiempos de Concentración para cuencas (Fuente: MOP, 2002)

Autor	Expresión	Observaciones
Normas Españolas	$T_c = 18 L^{0,76} / S^{0,19}$	
California Culverts Practice (1942)	$T_c = 57 (L^3 / H)^{0,385}$	Cuencas de montaña
Giandotti	$T_c = 60 ((4 A^{0,5} + 1,5 L) / (0,8 H m^{0,5}))$	Cuencas pequeñas con pendiente

Tabla 7-2. Tiempos de Concentración para áreas planas (Fuente: MOP, 2002)

Autor	Expresión	Observaciones
Federal Aviation Agency (1970)	$T_c = 3,26 (1,1 - C) L^{0,5} / (100S)^{0,33}$	Aeropuertos
Izzard (1946)	$T_c = 525,28 (0,0000276i + C) L_s^{0,33} / (i^{0,667} S^{0,333})^{(1)}$	Experimentos de laboratorio
Morgali y Linsley (1965)	$T_c = 7 L_s^{0,6} n^{0,6} / (i^{0,4} S^{0,3})^{(1)}$	Flujo superficial

Se realiza la comparación para una superficie de 100 m de largo por 20 m de ancho, de 0.008 m/m y rugosidad de Manning de 0.015. También es necesario definir la curva IDF que se adoptará, para lo cual se definió un período de retorno de 25 años y se tomaron los datos de intensidades para diferentes ciudades de Chile que entrega el M. de C., considerando para este ejemplo los datos de la estación Quillota. Dado que para este caso se obtienen tiempos de concentración menores a una hora, el M. de C. recomienda utilizar en este caso la expresión de Bell en su adaptación a la realidad Chilena.

Continuando con las recomendaciones del M. de C., el caudal máximo se calcula como $Q = C_i(t_c)A$. Dado que se está trabajando con una superficie impermeable, se asumió $C=1$ y las ecuaciones que propone la **Tabla 7-1** y **Tabla 7-2** para calcular el tiempo de concentración. A continuación, en la **Tabla 7-3** se presenta un resumen con los resultados obtenidos según los diferentes métodos.

Tabla 7-3. Resumen de los resultados obtenidos con diferentes ecuaciones

	tc [min]	i [mm/hr]	Q [lt/s]
Normas españolas	7,83	43,84	24,35
California Culverts Practice (1942)	4,35	54,76	30,42
Giandotti	33,78	20,20	11,22
Federal Aviation Administration (1970)	4,21	55,28	30,71
Izzard (1946) ¹	9,28	40,57	22,54
Morgali y Linsley (1965) ¹	8,50	42,25	23,47
Riveros (2007)	25,73	23,69	13,16

Para corroborar los resultados obtenidos, se repitieron los cálculos para otros casos, como son la Estación Rivadavia y la Estación Rapel, obteniéndose resultados similares.

Cabe destacar que la ecuación de **Morgali y Linsley** se basa en un razonamiento y ecuaciones bastante similares a los aplicados en el procedimiento que propone el presente trabajo: Método Racional, escurrimiento permanente uniforme o altura normal (Manning), continuidad y movimiento rectilíneo uniforme ($v = d/t$). La diferencia radica en que no se realiza la discretización de la superficie, considerando en lugar de aquello la **sección de control en el extremo inferior de la superficie**:

$$u = \frac{h^{2/3} s^{1/2}}{n} \quad (\text{Manning}) \quad (19)$$

$$q = u \cdot h \quad (\text{Continuidad}) \quad (20)$$

$$q = c \cdot i \cdot d \quad (\text{Método Racional}) \quad (21)$$

Considerando superficie impermeable ($c=1$), resolviendo el sistema de ecuaciones, considerando las unidades de los diferentes parámetros y definiendo la distancia d como la longitud total del cauce (L), se obtiene el Tiempo de Concentración en minutos como sigue:

$$t = 6.988 \frac{L^{0.6} n^{0.6}}{i^{0.4} s^{0.3}} \approx 7 \frac{L^{0.6} n^{0.6}}{i^{0.4} s^{0.3}} \quad (22)$$

que corresponde exactamente a la ecuación de Morgali y Linsley para t_c .

El hecho de considerar la velocidad de escurrimiento en el extremo del cauce ($d=L$), donde es claro que ella es máxima y por ende el tiempo de tránsito de una gota de agua de un punto a otro es mínimo, indudablemente lleva a subestimar el tiempo de concentración de la superficie. De hecho, se verifica que el tiempo de concentración calculado con la ecuación de Morgali y Linsley es equivalente al tiempo de tránsito evaluado en el último elemento de la discretización utilizada como parte del método propuesto en el presente trabajo, lo que confirma el hecho de que dicha ecuación subestima t_c al considerar la velocidad máxima de escurrimiento en la superficie.

Esta simple demostración, sumada a la comparación de resultados presentada en la **Tabla 7-3**, lleva a concluir que tanto la fórmula de Morgali y Linsley como las de Izaard, FAA, CCP y las de las normas españolas, estarían entregando tiempos de concentración inferiores a los que se obtendrían en la realidad en condiciones ideales, con lo que se valida el hecho de que el caudal estimado en los tres ejemplos considerando cada una de dichas fórmulas, sea mayor al que considera la discretización de la cuenca y la iteración de la intensidad.

8. CASOS PRÁCTICOS

En el presente apartado se aprovecha la ventaja de conocer la altura de escurrimiento en cada punto para definir un criterio de diseño, basado en el efecto negativo que implica la acumulación de agua sobre plataformas impermeables durante una tormenta, situación que se analiza a continuación. Dependiendo del tipo de superficie que se diseñe, la utilidad de conocer la altura de escurrimiento puede constituir un parámetro de diseño que controle la disposición de los dispositivos de evacuación y drenaje de la plataforma. Si se trata por ejemplo de plazas, patios de servicio o estacionamientos a la intemperie, el criterio que debiera primar es el desplazamiento de las personas, con lo cual se puede limitar la altura de escurrimiento a valores que permitan circular caminando cómodamente por la superficie.

Si el tráfico no es de personas sino de vehículos a mayor velocidad, como el caso de puertos, aeropuertos, plazas de peaje, etc., un aspecto mucho más necesario de controlar que la comodidad es la seguridad, dado que a velocidades importantes la acumulación de agua en la plataforma puede jugar un papel importante en el mecanismo de frenado de los vehículos. Si existe una lámina de agua de espesor importante, la rodadura entre el neumático y el pavimento pasa a

realizarse entre el neumático y el agua, disminuyendo a valores muy bajos la adherencia de frenado, fenómeno conocido como “hidroplaneo” o “aquaplaning” (Geretto,2002; Crespo, 1999).

Se plantea la posibilidad de *definir límites al espesor de la lámina de agua como criterio de diseño de plataformas de servicio*, criterio que puede llevar a definir el emplazamiento de los mecanismos de evacuación (sumideros, zanjas de infiltración, etc.), o simplemente a controlar parámetros de diseño como la pendiente, en función de la disposición de los mismos. Ambos casos son posibles de satisfacer aplicando el método propuesto en este trabajo. Si por ejemplo la disposición de los dispositivos evacuadores está definida previamente, con ello se fija la longitud de la plataforma, en este caso se puede variar la pendiente de diseño de la plataforma controlando que la altura de la lámina de agua en su extremo nunca supere los límites establecidos.

A modo de ejemplo se ha definido un patio de 100 m largo por 20 m de ancho por donde circulan peatones, con una cuneta de evacuación con sumidero a lo ancho de toda la superficie ubicado en el centro de la misma, quedando definida de esta forma la longitud de la “cuenca” en 50 m. En este caso debiera definirse la pendiente de la plataforma de manera que la profundidad máxima de la lámina de agua sea $H_{max} = 5$ mm. Aplicando la metodología planteada, sólo es necesario incluir un nuevo dato, H_{max} , y buscar la pendiente que cumple con la condición de diseño, lo que se puede hacer iterando automáticamente la pendiente, bajo las restricciones pertinentes.

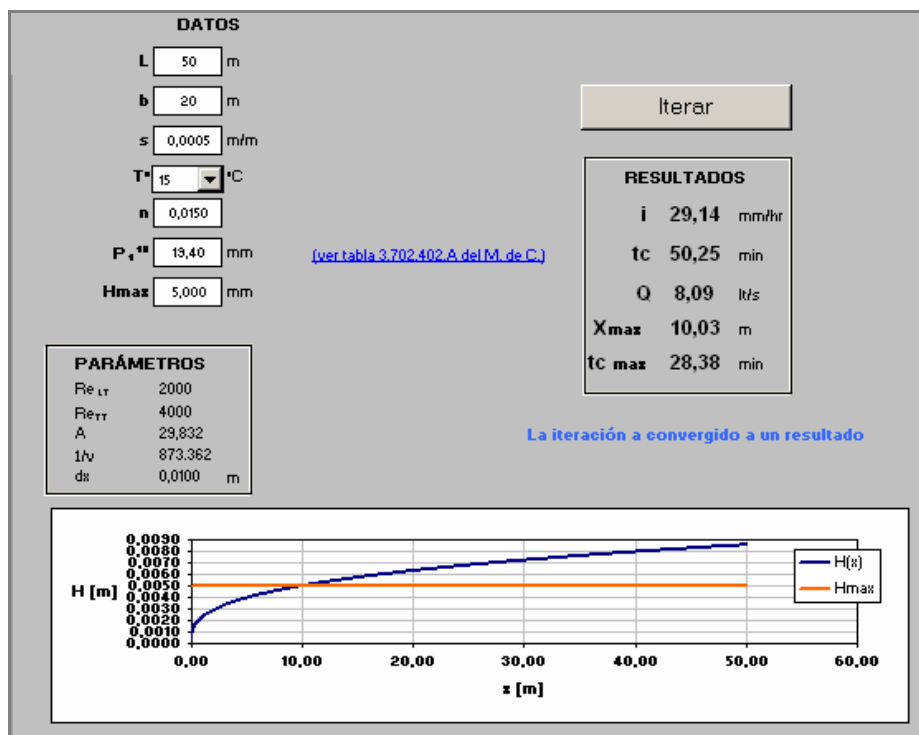


Figura 8-1. Ejemplo de planilla de cálculo

Incorporando los datos necesarios en la hoja de cálculo desarrollada, es posible obtener los resultados deseados a partir de la discretización, cálculo e iteración respectiva. Una vez completados los datos de entrada y asumida una pendiente tentativa, se da la orden de iterar y se obtiene lo que se muestra en la **Figura 8-1**. Los resultados entregados son la intensidad y el tiempo de concentración para los cuales convergió la iteración, el caudal asociado y los

parámetros X_{max} y T_c max. X_{max} corresponde a la distancia a la cual la altura de escurrimiento supera el límite definido (H_{max}) y T_c max el tiempo de tránsito hasta dicho punto, lo cual además es representado por el gráfico H v/s x de la misma **Figura 8-1**. El resultado obtenido indica que la altura de escurrimiento supera el límite establecido antes del punto de evacuación de la plataforma ($X_{max} = 10.03m$), por lo que será necesario modificar la pendiente de la misma. Después de unos intentos con otros valores se llega a que la pendiente que cumple exactamente con las condiciones establecidas es $s = 1\%$, mientras que el caudal máximo es de 18.75 lt/s.

Por otro lado, si la pendiente fuera un dato y lo que se busca es definir la ubicación del sumidero para que no se supere H_{max} , basta con realizar la iteración e identificar la distancia del origen a la cual se obtiene la altura máxima (X_{max}). Sin embargo, para definir a que distancia ubicar la cuneta es necesario repetir el proceso para una superficie con la longitud X_{max} obtenida en el paso anterior, dado que como se vio en la **Sección 6.**, el resultado que se obtiene mediante esta metodología corresponde a la intersección de las curvas intensidad duración de la región con la curva intensidad tiempo de concentración característica de “la plataforma”, por lo que al cambiar la geometría cambiará el resultado. Debiera entonces volver a realizarse los cálculos con una longitud de la superficie igual a X_{max} y así seguir iterando. Finalmente, señalar que la utilización de mezclas porosas (pavimentos infiltrantes) también puede ser considerada en el diseño, incorporarlo en la metodología como un dato de entrada, $C \neq 1$.

9. CONCLUSIONES

El principal resultado de este trabajo es la proposición y validación de un método para estimar el tiempo de concentración de plataformas de servicio y la posibilidad de utilizar este t_c para originar un procedimiento de cálculo de caudales de diseño en dichas superficies que considera la influencia de la intensidad de precipitación, generando un proceso iterativo que entrega la posibilidad de conocer la altura de escurrimiento en cada punto y con ello incorporar como criterio de diseño el efecto de la acumulación de agua hasta niveles que afectan el normal uso de las superficies. El procedimiento propuesto fue puesto a prueba y validadas de distintas formas, y ante la comparación objetiva con otros métodos se obtienen resultados razonables y confiables, permitiendo concluir que resolviendo el problema utilizando las ecuaciones tradicionales, generalmente se subestima t_c y, por ende, se sobrevaloran los caudales de diseño.

REFERENCIAS

- Ayala, L., Valdés A. 1988. Estudio del flujo superficial con lluvia sobre un fondo rugoso. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Crespo, R. 1999. Calidad ante la Rodadura. Jornadas sobre la Calidad en el Proyecto y la Construcción de Carreteras, Barcelona, España.
- Chow, V. 1994. Hidrología Aplicada. Mc Graw-Hill, Santafé de Bogotá, Colombia.
- Domínguez, F. 1999. Hidráulica. Editorial Universitaria, Santiago, Chile.
- Geretto, J. 2002. Hidroplaneo. VII Congreso Internacional de Derecho de Daños. Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina.
- Henderson, F. 1966. The Open Channel Flow. Macmillan, New Cork, EEUU.
- MOP, 2002. Manual de Carreteras, Ministerio de Obras Públicas del Gobierno de Chile, Santiago, Chile.
- Riveros, R. Drenaje de Plataformas Impermeables, Memoria de titulación, UTFSM, Valparaíso, Chile.