



UNIVERSIDAD
POLITECNICA
DE VALENCIA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE

TESIS DOCTORAL

EVALUACIÓN PROBABILÍSTICA DE INDICADORES DE
EFICIENCIA PARA EL DIMENSIONAMIENTO VOLUMÉTRICO
DE TANQUES DE TORMENTA PARA EL CONTROL DE LA
CONTAMINACIÓN DE ESCORRENTÍAS URBANAS

AUTOR
IGNACIO ANDRÉS DOMÉNECH

DIRECTOR
JUAN B. MARCO SEGURA

VALENCIA, 2010

Presque toute la vie humaine roule sur des probabilités

Voltaire (1694-1778)

[Essai sur les probabilités en fait de justice]

Agradecimientos

Son muchas las personas que me vienen a la mente a la hora de escribir estas líneas de agradecimiento a todos aquellos que, de una forma u otra, han estado presentes en el proceso de elaboración de esta tesis doctoral.

A lo largo de los ya casi diez años desde que contara conmigo por primera vez, Juan me sigue demostrando día tras día una confianza que en ocasiones, he de reconocerlo, me ha llegado a producir vértigo. Pero gracias a eso, he sido capaz de sacar adelante este proyecto, con las dosis de entusiasmo que periódicamente sabes inyectar como nadie. Gracias Juan, por darme la oportunidad de crecer a tu lado como profesional, docente e investigador.

Sentirme querido y arropado en mi unidad docente me da fuerzas para seguir apostando por este camino. Debo agradecer el apoyo que me brindáis, y la ayuda que, en un momento u otro, he recibido de todos y cada uno de vosotros. Eduardo, gracias por haber estado ahí desde el primer día, por tener siempre un minuto, por ser tan generoso. Paco, gracias por tu apoyo y por contar incondicionalmente conmigo en los diversos frentes que se abren hacia un futuro que afronto con ilusión.

Hace casi tres años tomé la decisión de apostar firmemente por la carrera universitaria. Fueron unos meses difíciles, en los que recibí todo el respaldo y la comprensión de mis amigos. Quiero tener un agradecimiento muy especial para Verónica y para Esther, por haber compartido conmigo aquella decisión. Gracias Verónica por tantos momentos, escuchando y opinando, en aquella crisis común. Gracias Esther por haberme animado a esto y por saber que siempre contaré contigo. Y no me olvido de Ximo, M. Pau, Elena, Sara, Amparo, Tato, Ana, Edu, Juanvi, Marta, Jorge...

Por supuesto, os agradeceré siempre, papá y mamá, vuestro apoyo para seguir adelante con este proyecto. A vosotros y a Jordi os dedico este trabajo. Y no puedo terminar sin acordarme de María, a la que tanto le hubiese gustado disfrutar de este momento.

Resumen

El control de las aguas generadas en entornos urbanos es una cuestión que se remonta a las civilizaciones más antiguas. A principios del siglo XX, los sistemas de saneamiento urbano comienzan a configurarse de forma similar a la actual. En las redes unitarias, se pretende enviar a tratamiento la mayor cantidad de flujo posible; en tiempo de lluvia, cuando se supera la capacidad de tratamiento de la planta depuradora, así como la de los colectores interceptores que conducen el agua a la misma, el exceso suele ser vertido directamente en el medio receptor, generando las descargas de sistemas unitarios (DSU). En un principio, se pensó que si estas descargas cumplían con ciertas restricciones de dilución podían ser perfectamente asumidas por el medio receptor. No obstante, hacia 1960, los vertidos procedentes de escorrentías urbanas se revelan como una de las principales causas de la degradación de los cuerpos de agua receptores. Es a partir de entonces cuando se estudia el problema seriamente y se plantean métodos de control y tratamiento de las DSU, resultando en la introducción de criterios medioambientales en las pautas de diseño de sistemas de drenaje y saneamiento urbanos.

Los depósitos de retención de aguas de tormenta son elementos eficaces para paliar los efectos de los vertidos ocasionados por las escorrentías urbanas en tiempo de lluvia al medio receptor. Su uso está hoy en día bastante extendido; sin embargo, existe una gran dispersión de directrices, algunas de ellas incluso obsoletas, para la determinación del volumen óptimo de almacenamiento. No en vano, se dan en el problema una serie de condicionantes locales que tienen una gran influencia en el desarrollo de dichas metodologías, redundando en la dificultad de dotarlas de un carácter universal. La caracterización estocástica del régimen de lluvia, fenómeno inicial del proceso, es la que marca sin duda el desarrollo de un determinado método, ya sea este probabilístico, de evento tipo, de simulación continua o una versión simplificada derivada de alguno de los anteriores. Consecuentemente, aunque el planteamiento metodológico pueda seguir ciertas pautas generales, el desarrollo del mismo, y por supuesto, los resultados obtenidos, no son en absoluto generalizables.

El análisis pasa, en aras del cumplimiento de las exigencias de la Directiva Marco del Agua 2000/60/CE y de toda la legislación que de ella emana, por el establecimiento de un objetivo de protección u objetivo de calidad en el medio receptor, puesto que de ello depende el volumen de depósito. El impacto ambiental sobre los medios receptores que provocan los vertidos desde un tanque de tormentas para el control de la contaminación puede enfocarse de dos formas diferentes, estableciendo los denominados estándares de emisión (Emission Standards, ES) o bien los objetivos de calidad ambiental (Environmental Quality Standards, EQS).

El primer nivel en cuanto a objetivos de protección lo constituyen los estándares de emisión. Con ellos se estudian e imponen restricciones a los vertidos, evaluando su frecuencia, volumen, carga contaminante, etc. Existen y se utilizan diferentes formas prácticas de fijar un estándar de emisión. Las más habituales hacen referencia a la frecuencia de los vertidos y a la reducción del volumen de escorrentía o carga contaminante vertidos al medio receptor. El análisis centrado en estándares de emisión presenta la ventaja de resultar en metodologías fácilmente aplicables, pero adolece de considerar al medio receptor en sí, por lo que no discrimina los impactos que las descargas producen en el mismo. Por este motivo, se plantea el segundo nivel en objetivos de protección que es el que corresponde a los objetivos de calidad ambiental (EQS). Los EQS son objetivos que se definen no sobre los propios vertidos sino directamente sobre el medio receptor. Se evalúa entonces la capacidad del medio para adaptarse a los contaminantes que recibe, especificando además el nivel de tolerancia del impacto en función del medio receptor.

La tesis plantea un modelo probabilístico para la obtención de indicadores que permitan la evaluación de la eficiencia de un determinado tanque de tormenta desde el punto de vista de los ES y de los EQS. Todos los resultados obtenidos probabilísticamente se aplican y contrastan mediante simulación integral en una cuenca de la ciudad de Valencia.

La caracterización de las variables pluviométricas constituye un eslabón previo al desarrollo posterior del método probabilístico. En contra de la tendencia habitual hallada en la literatura, las variables de escala del proceso de lluvia (volumen de evento e intensidad de pico) no se ajustan correctamente a una distribución exponencial en el caso desarrollado para la ciudad de Valencia, resultando mucho más adecuado el modelo de Pareto que se propone como alternativa. Sin embargo, la duración de los eventos sí que responde correctamente al modelo exponencial, al igual que la variable que define la duración de los tiempos secos entre eventos.

El cuerpo central de la tesis presenta un modelo probabilístico para la evaluación de estándares de emisión en un tanque de tormentas para el control de la contaminación. El indicador EN (eficiencia eventual) caracteriza la proporción a largo plazo de eventos completamente retenidos por el tanque, mientras que el indicador EV (eficiencia volumétrica) cuantifica la proporción de escorrentía retenida respecto de la producida en la cuenca controlada por el tanque. En el

estudio se analiza la influencia que tienen sobre estos indicadores el propio volumen de depósito, el caudal derivado a tratamiento o la propia secuencia temporal del proceso de lluvia. Se plantea igualmente un análisis de sensibilidad de los resultados obtenidos frente a otros parámetros del modelo entre los que destacan los parámetros de producción de escorrentía.

Los resultados obtenidos permiten la obtención de dos ábacos de diseño, uno para cada indicador de eficiencia. De éstos se desprende que, con una combinación adecuada de volumen de depósito y caudal derivado a tratamiento, se pueden obtener razonablemente, en la cuenca analizada en Valencia, eficiencias eventuales de hasta el 90% y volumétricas de hasta el 80%. Por otra parte, el análisis de los resultados permite concluir que un valor elevado del indicador exige un determinado caudal derivado a tratamiento.

Por último, se completa el análisis incorporando las cuestiones relativas a la movilización de la contaminación durante los eventos de lluvia y el efecto del tanque en el control de ésta. Se propone para concluir un análisis sencillo basado completamente en Objetivos de Calidad Ambiental a partir de los resultados probabilísticos obtenidos a lo largo de la tesis. La particularización del mismo dependerá, no obstante, de la casuística específica del medio receptor sobre el que se establezca el impacto.

Resum

El control de les aigües generades en entorns urbans és una qüestió que es remunta a les civilitzacions més antigues. A principis del segle XX, els sistemes de sanejament urbà comencen a configurar-se de forma semblant a l'actual. En les xarxes unitàries, es pretén enviar a tractament la major quantitat de flux possible; en temps de pluja, quan se supera la capacitat de tractament de la planta depuradora, així com la dels col·lectors interceptors que condueixen l'aigua a la mateixa, l'excés sol ser abocat directament en el medi receptor, generant les descàrregues de sistemes unitaris (DSU). En un principi, es va pensar que si aquestes descàrregues complien amb certes restriccions de dilució podien ser perfectament assumides pel medi receptor. No obstant això, cap a 1960, els abocaments procedents d'escolaments urbans es revelen com una de les principals causes de la degradació dels cossos d'aigua receptors. És a partir de llavors quan s'estudia el problema seriosament i es plantegen mètodes de control i tractament de les DSU, resultant en la introducció de criteris mediambientals en les pautes de disseny de sistemes de drenatge i sanejament urbans.

Els dipòsits de retenció d'aigües de tempesta són elements eficaços per a pal·liar els efectes dels abocaments ocasionats pels escolaments urbans en temps de pluja al medi receptor. El seu ús està hui en dia prou estés; no obstant això, hi ha una gran dispersió de directrius, algunes d'elles fins i tot obsoletes, per a la determinació del volum òptim d'emmagatzematge. A més a més, es donen en el problema una sèrie de condicionants locals que tenen una gran influència en el desenvolupament d'aquestes metodologies, redundant en la dificultat de dotar-les d'un caràcter universal. La caracterització estocàstica del règim de pluja, fenomen inicial del procés, és la que marca sens dubte el desenvolupament d'un determinat mètode, ja siga aquest probabilístic, d'esdeveniment tipus, de simulació contínua o una versió simplificada derivada d'algun dels anteriors. Conseqüentment, encara que el plantejament metodològic pugui seguir certes pautes generals, el desenvolupament del mateix, i per descomptat, els resultats obtinguts, no són en absolut generalitzables.

L'anàlisi passa, a fi del compliment de les exigències de la Directiva Marco de l'Aigua 2000/60/CE i de tota la legislació que d'ella emana, per l'establiment d'un objectiu de protecció o objectiu de qualitat en el medi receptor, ja que d'això depèn el volum de dipòsit. L'impacte ambiental sobre els mitjans receptors que provoquen els abocaments des d'un dipòsit de tempesta per al control de la contaminació pot enfocar-se de dues formes diferents, establint els denominats estàndards d'emissió (Emission Standards, ES) o bé els objectius de qualitat ambiental (Environmental Quality Standards, EQS).

El primer nivell quant a objectius de protecció el constitueixen els estàndards d'emissió. Amb ells s'estudien i imposen restriccions als abocaments, avaluant la seua freqüència, volum, càrrega contaminant, etc. Existeixen i s'utilitzen diferents formes pràctiques de fixar un estàndard d'emissió. Les més habituals fan referència a la freqüència dels abocaments i a la reducció del volum d'escolament o càrrega contaminant abocats al medi receptor. L'anàlisi centrada en estàndards d'emissió presenta l'avantatge de resultar en metodologies fàcilment aplicables, però pateix de considerar al medi receptor en si, per la qual cosa no discrimina els impactes que les descàrregues produeixen en el mateix. Per aquest motiu, es planteja el segon nivell en objectius de protecció que és el que correspon als objectius de qualitat ambiental (EQS). Els EQS són objectius que es defineixen no sobre els propis abocaments sinó directament sobre el medi receptor. S'avalua llavors la capacitat del medi per a adaptar-se als contaminants que rep, especificant a més el nivell de tolerància de l'impacte en funció del medi receptor.

La tesi planteja un model probabilístic per a l'obtenció d'indicadors que permeten l'avaluació de l'eficiència d'un determinat dipòsit de retenció des del punt de vista dels ES i dels EQS. Tots els resultats obtinguts probabilísticament s'apliquen i contrasten mitjançant simulació integral en una conca de la ciutat de València.

La caracterització de les variables pluviomètriques constitueix un pas previ al desenvolupament posterior del mètode probabilístic. En contra de la tendència habitual trobada en la literatura, les variables d'escala del procés de pluja (volum de l'episodi i intensitat màxima) no s'ajusten correctament a una distribució exponencial en el cas desenvolupat per a la ciutat de València, resultant molt més adequat el model de Pareto que es proposa com a alternativa. No obstant això, la duració dels episodis sí que respon correctament al model exponencial, igual que la variable que defineix la duració dels temps secs entre pluges.

El cos central de la tesi presenta un model probabilístic per a l'avaluació d'estàndards d'emissió en un dipòsit de retenció per al control de la contaminació. L'indicador EN (eficiència eventual) caracteritza la proporció a llarg termini d'esdeveniments completament retinguts pel dipòsit, mentre que l'indicador EV (eficiència volumètrica) quantifica la proporció d'escolament retingut respecte del produït en la conca controlada pel dipòsit. En l'estudi s'analitza la influència que tenen sobre aquests indicadors el propi volum de dipòsit, el cabal derivat a tractament o la pròpia seqüència temporal del procés de pluja. Es planteja

igualment una anàlisi de sensibilitat dels resultats obtinguts a d'altres paràmetres del model entre els que destaquen els paràmetres de producció d'escolament.

Els resultats obtinguts permeten l'obtenció de dos àbacs de disseny, un per a cada indicador d'eficiència. D'aquests es desprén que, amb una combinació adequada de volum de dipòsit i cabal derivat a tractament, es poden obtindre raonablement, en la conca analitzada a València, eficiències eventuais de fins al 90% i volumètriques de fins al 80%. D'altra banda, l'anàlisi dels resultats permet concloure que un valor elevat de l'indicador exigeix un determinat cabal derivat a tractament.

Finalment, es completa l'anàlisi incorporant les qüestions relatives a la mobilització de la contaminació durant els episodis de pluja i l'efecte del dipòsit en el control d'aquesta. Es proposa per a concloure una anàlisi senzilla basada completament en Objectius de Qualitat Ambiental a partir dels resultats probabilístics obtinguts al llarg de la tesi. La particularització del mateix dependrà, no obstant això, de la casuística específica del medi receptor sobre el qual s'establisca l'impacte.

Abstract

Urban stormwater control is an issue present since the oldest civilizations. At the beginning of the 20th century, urban sewer systems begin to be configured as nowadays. In combined networks, it is intended to send so much flow as possible to waste water treatment plants (WWTP); during a rainfall event, when WWTP and interception sewers capacity are surpassed, excess flow is directly spilled into the receiving water body, generating a Combined Sewer Overflow (CSO). Some decades ago, if these discharges complied with some restrictions towards their dilution, they could be perfectly assumed by the receiving water body. Nevertheless, around 1960, urban overflows are identified to be one of the main causes of the receiving water bodies degradation. Since then, this problem is seriously studied and some CSO control and treatment methods taken into account so that, environmental criteria are introduced in urban drainage system design guidelines.

Detention tanks are efficient elements to reduce negative effects of runoff spills produced during rainfall events to the receiving water bodies. Their use is nowadays quite generalised; nevertheless, there are still some divergences in optimum storage volume dimensioning criteria, some of them even obsolete. In fact, the problem has some local aspects with a great influence on the development of these methodologies, aggravating the possibility of a universal formulation. All probabilistic methods for detention tank sizing begin with a proper stochastic rainfall characterization. This is also important for event based approaches, continuous simulation analysis and for simple derived methodologies. Consequently, even if methodologies can follow some common general standards, applied developments and, obviously, the results obtained cannot become widespread.

This analysis is conditioned by the requirements established by the Framework Water Directive 2000/60/CE and all its derived legislation. A protection or quality objective in the receiving water body must be fixed because the storage volume of

the tank depends on it. The environmental impact of spills from the stormtank on receiving water bodies can be studied from two different perspectives, establishing an Emission Standard (ES) or an Environmental Quality Standard (EQS).

The first level of protection objectives corresponds to emission standards. They allow the planner to analyse and impose some restrictions on spills, evaluating their frequency, volume, pollutant load, etc. There are some practical ways to define an emission standard. The most extended ones deal with spills frequency and reduction of runoff volume or pollutant load spilled to the receiving water body. An analysis based on emission standards produces normally easy methodologies, and this represents an advantage. But the weak point is that they do not consider the receiving water body as an element of the model, so that, real impacts produced by the spills are not quite discriminated. This is why the second level of protection objectives (EQS) is necessary. Environmental Quality Standards are objectives defined directly on the receiving water body, instead of regarding the spills.

This PhD deals with a probabilistic model to obtain some indicators to allow the detention tank efficiency evaluation from ES and EQS points of view. Results obtained by the way of this probabilistic method are applied and validated by complete and continuous simulation in a catchment in Valencia.

The probabilistic method development must begin with a proper rainfall characterization. Exponential functions have been usually used for this but the scale variables of the event rainfall pattern (event volume and peak intensity) do not fit properly to this model in the application developed in Valencia. Alternatives suggested and fitted focus on the Pareto distribution. Nevertheless, the variable describing event durations fits well to an exponential model, just like the variable defining interevent time between events.

The main aim of the PhD is to build a probabilistic method in order to evaluate stormwater detention tank emission standards. Indicator EN (eventual efficiency) evaluates the long term ratio of events completely detained, i.e, the probability of an event to produce or not overflow. Indicator EV (volumetric efficiency) reproduces the long term ratio between detained runoff and total produced runoff in the catchment. The influence on these indicators of storage volume, flow derived to WWTP and the time sequence of events is analysed. A sensitivity analysis is also done, especially for infiltration parameters.

A design abacus for each efficiency indicator is built from results. Their inspection let us conclude that an adequate combination of storage volume and flow rate derived to WWTP produces, in the catchment analysed in Valencia, eventual efficiencies reaching 90% and volumetric efficiencies about 80%. Another interesting issue is that good efficiencies are obtained only if a flow rate to the WWTP is ensured.

Finally, the pollution wash-off during rainfall events and the benefits introduced by the tank are studied from a probabilistic approach too. A simple analysis based on

Environmental Quality Standards is done starting from probabilistic results obtained along the PhD. Nevertheless, the final characterization and adaptation will depend on the specific problems of the receiving water body where impacts are established.

Résumé

Le contrôle des eaux générées dans les milieux urbains est un problème qui remonte aux civilisations les plus anciennes. Au début du XXe siècle, les systèmes d'assainissement urbain commencent à être configurés de façon semblable à celle du présent. Dans un système unitaire, l'objectif est de traiter la plus grande quantité d'eau ; par temps de pluie, lorsque la capacité de l'ouvrage de traitement est débordée ainsi que celle des collecteurs d'interception qui y conduisent l'eau, l'excès génère un déversement direct vers le milieu naturel. Au début, on pensait que si ces déversements respectaient certaines restrictions envers leur dilution, ils pouvaient bien être assumés par le milieu récepteur. Cependant, en 1960, les déversements des eaux de ruissellement urbaines se sont révélés comme l'une des principales causes de la dégradation des masses d'eau réceptrices. Dès lors, le problème est étudié sérieusement et ont été proposés des méthodes de contrôle et de traitement de ces déversements, ce qui a entraîné l'introduction de critères environnementaux dans la conception des systèmes d'assainissement urbains.

Les bassins d'orage sont des éléments efficaces pour atténuer les effets des déversements causés par les eaux de ruissellement urbaines par temps de pluie sur le milieu récepteur. Leur utilisation est assez répandue aujourd'hui, mais il y a une grande dispersion de critères, certains sont même obsolètes, pour la détermination du volume optimal de stockage. Cela n'est pas surprenant, puisqu'il existe dans le problème un certain nombre de conditions locales qui ont une grande influence sur le développement de ces méthodologies, d'où la difficulté à leur donner un caractère universel. La caractérisation stochastique des précipitations, phénomène initial du processus, marque sans aucun doute le développement d'une certaine méthode, bien probabiliste, d'événement type, la simulation continue ou une version simplifiée dérivée des précédentes. Par conséquent, bien qu'une méthodologie puisse suivre certaines directives générales, le développement de celle-ci et, bien sûr, les résultats, ne sont absolument pas généralisables.

L'analyse exige, afin de mener à terme les exigences de la Directive Cadre sur l'Eau 2000/60/CE et de toute la législation qui s'y dérive, la mise en place d'un objectif de protection ou d'un objectif de qualité dans le milieu naturel, étant donné que

le volume du bassin d'orage dépend de cela. L'impact environnemental sur les milieux récepteurs que produisent les déversements provenant du bassin d'orage pour le contrôle de la pollution, peut être abordé de deux façons: en établissant des standards d'émission (Emission Standards, ES) ou des objectifs de qualité environnementale (Environmental Quality Standards, EQS).

La première approche aux objectifs de protection correspond aux standards d'émission. Avec eux, sont étudiées et imposées les restrictions aux déversements, afin d'évaluer leur fréquence, leur volume, leur pollution,... Il existe et on utilise différentes formes pratiques pour fixer un standard d'émission. Le plus souvent, elles font référence à la fréquence des déversements et à la réduction du volume des ruissellements et de la pollution déversée dans le milieu naturel. L'analyse centrée dans les standards d'émission présente l'avantage de produire des méthodologies facilement applicables; par contre, elles ne considèrent pas le milieu naturel en lui-même, de sorte qu'elles ne discriminent pas les impacts que le déversement y cause. Pour cette raison, il est impératif d'arriver au deuxième niveau d'objectifs de protection, celui qui correspond aux objectifs de qualité environnementale (EQS). Les EQS sont des objectifs qui sont définis non pas sur les déversements eux-mêmes mais directement sur le milieu naturel. Il s'agit alors d'évaluer la capacité de l'environnement à s'adapter aux polluants qu'il reçoit, en plus de spécifier le niveau de tolérance de l'impact environnemental en fonction du milieu naturel.

La thèse présente un modèle probabiliste pour l'obtention d'indicateurs qui permettent d'évaluer l'efficacité d'un certain bassin d'orage, du point de vue des objectifs ES et EQS. Tous les résultats obtenus de façon probabiliste sont appliqués et contrastés grâce à la simulation complète d'un bassin versant dans la ville de Valence.

La caractérisation des variables pluviométriques doit se réaliser avant le développement de la méthode probabiliste. Contrairement à la tendance commune trouvée dans les références, les variables d'échelle du processus de précipitation (volume de l'événement et intensité maximale) ne s'adapte pas correctement à une distribution exponentielle dans le cas analysé à Valence ; un modèle de Pareto est beaucoup plus approprié et ainsi proposé comme une alternative. Toutefois, la durée des événements de pluie est bien représentée par le modèle exponentiel, comme l'est aussi la variable qui définit la durée du temps sec entre ceux-là.

Le corps central de la thèse présente un modèle probabiliste pour évaluer les standards d'émission dans un bassin d'orage pour le contrôle de la pollution. L'indicateur EN (rendement éventuel) caractérise la proportion à long terme d'événements complètement retenus par le bassin ; l'indicateur EV (rendement volumétrique) quantifie la proportion des eaux de ruissellement retenues par rapport à celle produite dans le bassin versant contrôlé par l'ouvrage. L'étude examine l'influence sur ces indicateurs du volume du bassin d'orage, du débit dérivé à l'ouvrage d'épuration ou de la séquence temporelle du processus de

pluie. Une analyse de sensibilité des résultats à d'autres paramètres du modèle, dont les paramètres de production du ruissellement, est également réalisée.

Les résultats permettent de construire deux abaques, une pour chaque indicateur de rendement. Leur analyse démontre qu'avec une combinaison appropriée de volume de stockage et de débit vers l'ouvrage de traitement, on peut raisonnablement atteindre dans le bassin analysé à Valence, des rendements éventuels allant jusqu'à 90% et des rendements volumétrique jusqu'à 80%. En outre, l'analyse des résultats suggère que pour atteindre une valeur élevée de l'indicateur, il faut assurer un certain débit vers la station d'épuration.

Enfin, le texte analyse la mobilisation de la pollution lors d'événements de pluie et l'effet du bassin d'orage dans son contrôle. Pour conclure, on propose une analyse simple basée complètement sur des objectifs de qualité environnementale à partir des résultats probabilistes obtenus le long de la thèse. La particularisation de celle-ci dépendra, cependant, des circonstances spécifiques du milieu naturel sur lequel se produit l'impact.

ÍNDICE GENERAL

Agradecimientos

Resumen

Resum

Abstract

Résumé

Índice general

Índice

Índice de figuras

Índice de tablas

CAPÍTULO I. Introducción 19

CAPÍTULO II. Estado del conocimiento 27

**CAPÍTULO III. Análisis estocástico y multivariante del régimen de
eventos de precipitación..... 93**

**CAPÍTULO IV. Indicadores de eficiencia para el establecimiento de
estándares de emisión (ES) 143**

**CAPÍTULO V. Indicadores de contaminación para el análisis con
objetivos de calidad ambiental (EQS)..... 217**

CAPÍTULO VI. Conclusiones 243

Referencias

ÍNDICE

I Introducción	19
I.1. Motivación de la investigación.....	21
I.2. Objetivos.	23
I.3. Estructura de la tesis.	24
II Estado del conocimiento	27
II.1. Introducción.....	29
II.2. Fuentes.	30
II.3. Evolución histórica del problema.....	34
II.4. La contaminación de la escorrentía urbana.....	36
II.4.1. Origen de la contaminación.....	36
II.4.2. Fenómenos de acumulación y lavado.....	38
II.4.3. Patrones de contaminación de la escorrentía urbana.	39
II.4.4. El primer lavado.	41
II.4.4.1. Concepto y factores implicados.	41
II.4.4.2. Curvas adimensionales de movilización de masas.....	42
II.5. El control de las DSU.	45
II.5.1. Impactos en el medio receptor.....	45
II.5.2. Medidas anti-DSU: tipologías.....	46
II.5.2.1. Control en origen.	46
II.5.2.2. Control de vertidos.....	47
II.5.3. Tanques de tormenta.	47
II.6. Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta.....	48
II.6.1. Métodos probabilísticos: primeros desarrollos.	49
II.6.2. Métodos probabilísticos: desarrollos recientes.....	60
II.6.3. Métodos de evento de diseño.	64
II.6.4. Simulación continua.....	65
II.6.5. Métodos simplificados y normativas.	66
II.6.5.1. Método del ratio de retención volumétrica.....	67
II.6.5.2. Método del ratio de eventos retenidos.....	68

II.6.5.3. Método del estado de Maryland, Estados Unidos.	69
II.6.5.4. Método inglés de la British Standard 8005.	70
II.6.5.5. Nuevas directrices en el Reino Unido.	70
II.6.5.6. Método alemán (norma ATV-128).	71
II.6.5.7. Métodos y criterios franceses.	73
II.6.5.8. Método austriaco (norma ÖWW).	74
II.6.5.9. Criterios italianos.	74
II.7. Criterios de dimensionamiento en España.	75
II.7.1. Estudios desarrollados en el litoral Cantábrico.	75
II.7.2. Metodología del Plan Especial de Alcantarillado de Barcelona.	79
II.7.3. Directrices de diseño en Galicia.	80
II.7.4. Normas del Canal de Isabel II.	81
II.7.5. Norma UNE-EN 752:4.	82
II.7.6. Valencia y su área metropolitana.	82
II.8. Marco legislativo.	84
II.8.1. Legislación europea: marco general.	84
II.8.2. Legislación europea: usos específicos del agua.	85
II.8.2.1. Aguas residuales urbanas.	85
II.8.2.2. Aguas de baño.	85
II.8.2.3. Aguas piscícolas.	86
II.8.2.4. Aguas potables.	88
II.8.3. Legislación estatal.	88
II.8.3.1. Real Decreto Ley 11/1995.	88
II.8.3.2. Real Decreto 509/1996.	89
II.8.3.3. Real Decreto Legislativo 1/2001.	89
II.8.3.4. Orden MAM/1873/2004.	89
II.8.3.5. Real Decreto 1341/2007.	89
II.8.3.6. Plan Nacional de Calidad de las Aguas 2007-2015.	91
II.9. Conclusiones.	91
III Análisis estocástico y multivariante del régimen de eventos de precipitación	93
III.1. Introducción.	95
III.2. Datos pluviométricos.	96

III.2.1. Origen de los datos.	96
III.2.2. Análisis, corrección y validación.	98
III.3. Identificación de eventos estadísticamente independientes.	101
III.3.1. Teoría de la separación de eventos.	101
III.3.2. Criterios adicionales de identificación.	104
III.3.3. Aplicación a la serie histórica de Valencia.	106
III.3.4. Versiones pura y simplificada de $f_5(s)$	110
III.4. Relaciones de dependencia de las variables analizadas.	111
III.4.1. Dependencia temporal: autocorrelación.	111
III.4.2. Dependencia entre variables: correlaciones.	113
III.5. Caracterización de las variables del proceso.	115
III.5.1. Estadísticos muestrales.	116
III.5.2. Funciones de distribución candidatas.	119
III.5.2.1. Modelo Weibull.	121
III.5.2.2. Modelo Gamma-2.	123
III.5.2.3. Modelo Log-Normal.	124
III.5.2.4. Modelo Pareto.	125
III.5.3. Aplicación a los volúmenes de evento.	127
III.5.4. Aplicación a las duraciones de evento.	133
III.5.5. Aplicación a las intensidades máximas de evento.	137
III.6. Conclusiones.	141
IV Indicadores de eficiencia para el establecimiento de estándares de emisión (ES).....	143
IV.1. Introducción.	145
IV.1.1. Objetivos.	145
IV.1.2. Conceptualización del sistema.	146
IV.2. Planteamiento general de la metodología.	147
IV.2.1. Método probabilístico.	147
IV.2.1.1. Teoría de las distribuciones derivadas.	147
IV.2.1.2. Formulación del problema.	149
IV.2.2. Validación mediante simulación integral.	151
IV.2.2.1. Modelo de simulación.	151
IV.2.2.2. Cuenca piloto.	155
IV.3. Modelo de producción de escorrentía.	158

IV.3.1. Elección del modelo.	158
IV.3.2. Función de densidad de los volúmenes de escorrentía.	161
IV.3.3. Validación.	162
IV.3.3.1. Bondad de las expresiones probabilísticas.	162
IV.3.3.2. Distorsiones introducidas por la red.	163
IV.4. Influencia del volumen de depósito.	164
IV.4.1. Desarrollo analítico.	164
IV.4.2. Validación.	167
IV.5. Influencia del caudal derivado a tratamiento.	169
IV.5.1. Desarrollo analítico. Modelo de pulsos rectangulares.	169
IV.5.2. Validación del modelo de pulsos rectangulares.	174
IV.5.3. Reformulación. Modelo de pulsos triangulares.	179
IV.5.4. Validación del modelo de pulsos triangulares.	186
IV.5.5. Comparación y discusión de resultados.	188
IV.6. Influencia de la secuencia temporal de eventos.	190
IV.6.1. Rango de influencia de la variable s	190
IV.6.2. Establecimiento de la secuencia temporal en el depósito.	191
IV.6.3. Influencia de s en la eficiencia eventual.	192
IV.6.4. Influencia de s en la eficiencia volumétrica.	195
IV.6.5. Conclusiones.	195
IV.7. Análisis de sensibilidad a otros factores.	196
IV.7.1. Parámetros hidromorfométricos.	196
IV.7.1.1. Área.	196
IV.7.1.2. Tiempo de concentración.	197
IV.7.2. Parámetro de producción de escorrentía.	199
IV.7.2.1. Influencia de la distribución de usos.	199
IV.7.2.2. Empleo del valor medio del parámetro.	201
IV.7.2.3. Influencia de la tipología de edificación.	203
IV.7.2.4. Efecto de las zonas verdes.	205
IV.7.3. Tiempo de encharcamiento.	205
IV.8. Conclusiones.	212
IV.8.1. Curvas de eficiencia.	212
IV.8.2. Ábacos de isoeficiencia.	213
IV.8.3. Síntesis.	216

V Indicadores de contaminación para el análisis con objetivos de calidad ambiental (EQS)	217
V.1. Introducción.....	219
V.1.1. Hacia los estándares EQS.....	219
V.1.2. Objetivos.	221
V.2. Enfoque basado en los modelos de lavado.	222
V.2.1. Modelo de lavado.....	222
V.2.2. Derivación de las expresiones probabilísticas.	223
V.2.2.1. Función de densidad de la masa movilizada.	223
V.2.2.2. Función de densidad de la masa vertida.	223
V.2.3. Indicador de eficiencia másica	226
V.3. Enfoque basado en las curvas de movilización de masas.	228
V.3.1. Curvas adimensionales $M=V_E^b$	228
V.3.2. Derivación de las expresiones probabilísticas.	229
V.3.2.1. Función de densidad de la masa movilizada.	230
V.3.2.2. Función de densidad de la masa vertida.	230
V.3.3. Indicador de eficiencia másica.	233
V.4. Necesidades para el análisis basado en EQS.	237
V.5. Aproximación a un enfoque Magnitud-Duración-Frecuencia.....	238
V.5.1. Introducción.....	238
V.5.2. Indicador de magnitud: masa vertida.	238
V.5.3. Indicador de duración: duración del vertido.	238
V.5.4. Estándar MDF.	240
V.6. Conclusiones.	241
VI Conclusiones	243
VI.1. Síntesis y conclusiones.	245
VI.1.1. Sobre el estado del conocimiento.	245
VI.1.2. Sobre la caracterización pluviométrica.....	245
VI.1.3. Sobre la estimación probabilística de indicadores ES.	246
VI.1.4. Sobre la necesidad de un estudio enfocado a EQS.	248
VI.2. Líneas futuras de investigación.	249
Referencias	251

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1. Canal de rebose de la estación de Vera a la playa de la Malva-rosa. ...	22
Figura I.2. Tramo final del Colector Norte que vehicula las DSU hacia el puerto. .	22
Figura II.1. Publicaciones con el descriptor “Best Management Practice” y “Sustainable Urban Drainage System” en Isi Web of Science.	30
Figura II.2. Procedencia de las referencias consultadas.	31
Figura II.3. Año de publicación de las referencias consultadas.	32
Figura II.4. Trazado de la Cloaca Máxima en Roma.....	34
Figura II.5. Esquema simplificado del proceso de acumulación y lavado de la contaminación de una cuenca (Beneyto, 2004).....	38
Figura II.6. Hidrograma (Q) y polutograma (C) en una cuenca sin primer lavado y con primer lavado.	41
Figura II.7. Curva de movilización de masas de un evento con primer lavado.....	42
Figura II.8. Curvas límite de movilización de masas y zonas resultantes (adaptado de Bertrand-Krajewski et al, 1998).....	43
Figura II.9. Tanque de tormenta en Burjassot, Valencia.....	47
Figura II.10. Eficiencia de la intercepción (DiToro and Small 1979).	51
Figura II.11. Eficiencia del depósito de retención (Driscoll et al, 1986).	53
Figura II.12. Efecto de la tormenta previa en la eficiencia a largo plazo del depósito de retención (Driscoll et al, 1986).....	53
Figura II.13. Eficacia a largo plazo del depósito con la influencia del caudal entrante (Driscoll et al, 1986).	54
Figura II.14. Comparación de resultados del modelo probabilístico con simulación completa (Loganathan and Delleur, 1984).	55
Figura II.15. Comparación de resultados de un modelo analítico con simulación continua (Guo and Adams,1999).	66
Figura II.16. Curva $R_v = f(V^*)$ y volumen normalizado óptimo (Urbonas and Stahre 1993).	68
Figura II.17. Relación entre la impermeabilidad de la cuenca y el volumen necesario (Schueler and Claytor, 2000).....	69

Figura II.18. Volumen de almacenamiento específico (ATV, 1992).	72
Figura II.19. Ejemplo de ábaco de diseño para el saneamiento de Santoña (de Frutos et al, 1999).	76
Figura II.20. Sistema de control y tratamiento de vertidos (Temprano y Tejero, 2002).	77
Figura II.21. Gráfico de diseño del PECLAB (1997).	79
Figura III.1. Formato original ASCII de los datos (SAIH).	97
Figura III.2. Estado de funcionamiento del pluviómetro SAIH - CHJ.	98
Figura III.3. Comparación de totales anuales SAIH - INM.	100
Figura III.4. Comparación de totales mensuales SAIH - INM.	101
Figura III.5. Definición de los parámetros de evento para la identificación de tbcrit (Restrepo-Posada and Eagleson, 1982).	103
Figura III.6. Funciones de distribución empírica y ajustada para $s_{min}=5$ min con las bandas de confianza al 95% del test de Kolmogorov - Smirnov.	106
Figura III.7. Parámetros de decisión para la determinación de la separación crítica.	107
Figura III.8. Funciones de distribución empírica y ajustada para $s_{min}=22$ h con las bandas de confianza al 95% del test de Kolmogorov - Smirnov.	108
Figura III.9. Influencia de la separación mínima de evento en los valores medios de las variables de evento.	109
Figura III.10. Correlograma muestral de la serie de volúmenes con límites de Anderson (98%).	112
Figura III.11. Correlograma muestral de la serie de duraciones con límites de Anderson (98%).	112
Figura III.12. Correlograma muestral de la serie de intensidades máximas de evento con límites de Anderson (98%).	113
Figura III.13. Gráficos de correlación cruzada entre variables de evento (a).	114
Figura III.14. Gráficos de correlación cruzada entre variables de evento (b).	115
Figura III.15. Histograma de frecuencias de volúmenes para $\Delta V=5$ mm.	118
Figura III.16. Histograma de frecuencias de duraciones para $\Delta D=5$ h.	118
Figura III.17. Histograma de frecuencias intensidades máximas para $\Delta IM=5$ mm/h.	119

Figura III.18. Ajuste exponencial a la serie de volúmenes de evento (U=0 mm).....	120
Figura III.19. Ajuste exponencial a la serie de duraciones de evento (U=0 mm).....	120
Figura III.20. Ajuste exponencial a la serie de intensidades máximas de evento (U=0 mm).	121
Figura III.21. Ajuste Weibull a los volúmenes de evento (U=0.0 mm).	128
Figura III.22. Ajuste Gamma-2 (a los volúmenes de evento (U=0.0 mm).	128
Figura III.23. Ajuste Pareto a los volúmenes de evento (U=0.0 mm).	129
Figura III.24. Ajuste Log-Normal a los volúmenes de evento (U=0.0 mm).....	130
Figura III.25. Ajustes Pareto y Lognormal a la serie de volúmenes (U=1.0 mm). Rango completo.....	131
Figura III.26. Ajustes Pareto y Lognormal a la serie de volúmenes (U=1.0 mm). Rango bajo.....	132
Figura III.27. Ajuste Pareto a las duraciones de evento (U=0.0 mm).	133
Figura III.28. Ajuste Log-Normal a las duraciones de evento (U=0.0 mm).	134
Figura III.29. Ajuste Weibull a las duraciones de evento (U=0.0 mm).	134
Figura III.30. Ajuste Gamma-2 a las duraciones de evento (U=0.0 mm).....	135
Figura III.31. Ajustes exponencial, Weibull y Gamma-2 a la serie de duraciones (U=1.0 mm). Rango completo.	136
Figura III.32. Ajustes exponencial, Weibull y Gamma-2 a la serie de duraciones (U=1.0 mm). Rango bajo.	136
Figura III.33. Ajuste Weibull a las intensidades máximas de evento (U=0.0 mm).....	138
Figura III.34. Ajuste Gamma-2 a las intensidades máximas de evento (U=0.0 mm).....	138
Figura III.35. Ajuste Log-Normal a las intensidades máximas de evento (U=0.0 mm).	139
Figura III.36. Ajuste Pareto a las intensidades máximas de evento (U=0.0 mm).....	139
Figura III.37. Ajustes Pareto y Log-Normal a la serie de intensidades máx. de evento (U=1.0 mm).	140
Figura IV.1. Conceptualización del sistema para el análisis de estándares de emisión.	146

Figura IV.2. Interpretación gráfica de la función derivada $f_Y(y)$ (adaptado de Benjamin and Cornell, 1970).	149
Figura IV.3. Configuración general del sistema de drenaje urbano.....	150
Figura IV.4. Diagrama de flujo del programa Infoworks CS (adaptado de Martínez Marín, 2005).....	152
Figura IV.5. Cuenca Pío XII - Margen Derecha.	156
Figura IV.6. Usos del suelo en la cuenca piloto.....	157
Figura IV.7. Relación CN-C para T=25 años (González, 2001).	159
Figura IV.8. Distribuciones empírica y derivada de V_E . Rango completo.....	162
Figura IV.9. Distribuciones empírica y derivada de V_E . Rango bajo.....	163
Figura IV.10. Volúmenes desaguados frente a la escorrentía producida.....	164
Figura IV.11. Escenario 1 para el análisis de la influencia de V_D	165
Figura IV.12. Eficiencia volumétrica. Escenario 1.	168
Figura IV.13. Eficiencia eventual. Escenario 1.	169
Figura IV.14. Escenario 2 para el análisis de la influencia de Q_V	169
Figura IV.15. Modelo de pulsos rectangulares. Caso $V_V=0$	170
Figura IV.16. Modelo de pulsos rectangulares. Caso $V_V>0$	171
Figura IV.17. Transposición del suceso $V_V=0$ en el plano (v_E,d)	172
Figura IV.18. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 para $Q_V=2$ l/s/ha.	175
Figura IV.19. Eficiencia eventual. Escenario 2 para $Q_V=2$ l/s/ha.	176
Figura IV.20. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 para $V_D=36$ m ³ /ha.	176
Figura IV.21. Eficiencia eventual. Escenario 2 para $V_D=36$ m ³ /ha.	177
Figura IV.22. Simulación del evento EV088 con $V_D=5$ m ³ /ha y $Q_V=2$ l/s/ha.	178
Figura IV.23. Modelo de pulsos triangulares. Caso general $V_V>0$	179
Figura IV.24. Función ϕ en un plano $d=cte$. Región para el cálculo de $p(V_V = 0)$	181
Figura IV.25. Función ϕ en un plano $d=cte$. Región para el cálculo de $F_{V_V}(v_V)$	185
Figura IV.26. Eficiencia eventual. Escenario 2 para $Q_V=2$ l/s/ha.	186
Figura IV.27. Eficiencia eventual. Escenario 2 para $V_D=36$ m ³ /ha.	187
Figura IV.28. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 para $Q_V=2$ l/s/ha.	187

Figura IV.29. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 para $V_D=36 \text{ m}^3/\text{ha}$	188
Figura IV.30. Escenario 3 para el análisis de la influencia de Q_V	190
Figura IV.31. Caso 1. El depósito no se ha vaciado al inicio del evento.	191
Figura IV.32. Caso 2. El depósito se ha vaciado al inicio del evento.	192
Figura IV.33. Influencia de la secuencia temporal (s) en $EN(V_D, Q_V)$	194
Figura IV.34. Influencia de T_C en EN con $V_D=10 \text{ mm}$	197
Figura IV.35. Influencia de T_C en EN con $V_D=50 \text{ mm}$	198
Figura IV.36. Influencia de T_C en EV con $V_D=10 \text{ mm}$	198
Figura IV.37. Influencia de T_C en EV con $V_D=50 \text{ mm}$	199
Figura IV.38. Eficiencias volumétricas para cuencas de uso uniforme. Escenario 1.	200
Figura IV.39. Eficiencias eventuales para cuencas de uso uniforme. Escenario 1.	200
Figura IV.40. Eficiencias volumétricas. Cuenca original y modificada. Escenario 1.	202
Figura IV.41. Eficiencias eventuales. Cuenca original y modificada. Escenario 1.	202
Figura IV.42. Eficiencias volumétricas según tipología de edificación. Escenario 1.	204
Figura IV.43. Eficiencias eventuales según tipología de edificación. Escenario 1.	204
Figura IV.44. Modelo de pulsos rectangulares con t_e . Caso $V_V=0$	206
Figura IV.45. Modelo de pulsos rectangulares con t_e . Caso $V_V > 0$	206
Figura IV.46. Transposición del suceso $V_V=0$ en el plano (V_E, d)	207
Figura IV.47. Eficiencia eventual. Escenario 2 con t_e para $Q_V=2 \text{ l/s/ha}$	210
Figura IV.48. Eficiencia eventual. Escenario 2 con t_e para $V_D=36 \text{ m}^3/\text{ha}$	210
Figura IV.49. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 con t_e para $V_D=36 \text{ m}^3/\text{ha}$	211
Figura IV.50. Curvas de eficiencia volumétrica.	212
Figura IV.51. Curvas de eficiencia eventual.	213
Figura IV.52. Ábaco de isoeficiencia eventual.	214
Figura IV.53. Ábaco de isoeficiencia volumétrica.	215

Figura V.1. Análisis de <i>Impress</i> Cualitativo (MMA, 2004).	220
Figura V.2. Análisis de <i>Impress</i> Cuantitativo (MMA, 2004).	220
Figura V.3. Eficiencia másica según modelo exponencial. Escenario 1. Cuenca Piloto.	227
Figura V.4. Curvas límite de movilización de masas y zonas resultantes (adaptado de Bertrand-Krajewski et al, 1998).	229
Figura V.5. Eficiencia másica (a) según modelo de curvas de movilización. Escenario 1. Cuenca piloto.	234
Figura V.6. Eficiencia másica (b) según modelo de curvas de movilización. Escenario 1. Cuenca piloto.	234
Figura V.7. Curvas $M = V_E^b$ en una cuenca de Santiago de Compostela para DBO ₅ y DQO (Beneyto, 2004).	235
Figura V.8. Caída de la eficiencia másica para $b > 1$	236
Figura V.9. Probabilidad de excedencia de la duración de vertido. V_D fijo, Q_V variable.	239
Figura V.10. Probabilidad de excedencia de la duración de vertido. V_D variable, Q_V fijo.	239
Figura V.11. Regiones de cumplimiento del estándar MDF	240

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1. Fuente de las referencias consultadas publicadas en revista.	32
Tabla II.2. Artículos consultados según universidad de procedencia del primer autor.	33
Tabla II.3. Aportación de contaminantes según la fuente (Barro y Suárez, 2004).	37
Tabla II.4. Valores de concentraciones medias en DSU desde redes unitarias. Rangos y valores medios según la literatura (según MMA, 2002).	40
Tabla II.5. Concentraciones medias de suceso. Valores máximo y medio registrados entre todas las cuencas piloto estudiadas (MMA, 2002).	40
Tabla II.6. Rangos del exponente b (Saget et al. 1996, citado en MMA, 2002).	44
Tabla II.7. Valores medios del exponente b por cuenca piloto (MMA, 2002).	44
Tabla II.8. Impactos de las DSU y sus consecuencias (Malgrat, 1995).	45
Tabla II.9. Eficiencias obtenidas para la intercepción de sólidos en suspensión (Saget et al, 1995).	74
Tabla II.10. Volumen de depósito en sistemas unitarios. Método simplificado de la ITOHG (citado en CEDEX, 2008).	81
Tabla II.11. Criterios de calidad respecto de coliformes fecales (Directiva 76/160/CEE).	85
Tabla II.12. Parámetros de calidad para aguas de baño en aguas continentales (Directiva 2006/7/CE).	86
Tabla II.13. Parámetros de calidad para aguas de baño en aguas costeras y de transición (Directiva 2006/7/CE).	86
Tabla II.14. Valores guía (G) e imperativos (I) de los parámetros para aguas aptas para la vida de los peces (Directiva 2006/44/CE).	87
Tabla II.15. Concentraciones límite establecidas por el RD 927/1988 (extracto).	88
Tabla III.1. Contenido del archivo de datos (SAIH).	97
Tabla III.2. Detección y corrección de errores en enero de 1990 y marzo de 2000.	99

Tabla III.3. Valores modificados del estadístico de Kolmogorov Smirnov para población subyacente exponencial (Law and Kelton, 1991).....	106
Tabla III.4. Ajustes del modelo exponencial a la variable s en función de diferentes separaciones s_{min}	107
Tabla III.5. Comparación de las versiones pura y simplificada de $f_S(s)$	111
Tabla III.6. Coeficientes de correlación entre variables de evento.	114
Tabla III.7. Efecto del truncamiento en los totales de la serie de volúmenes.....	116
Tabla III.8. Estadísticos muestrales de la serie de volúmenes de evento (mm).	116
Tabla III.9. Estadísticos muestrales de la serie de duraciones de evento (h).....	117
Tabla III.10. Estadísticos muestrales de la serie de intensidades máximas de evento (mm/h).	117
Tabla III.11. Valores modificados del estadístico de Kolmogorov Smirnov para población Weibull (Law and Kelton, 1991).	123
Tabla III.12. Valores modificados del estadístico de Kolmogorov Smirnov para población normal (Law and Kelton, 1991).	125
Tabla III.13. Valores del estadístico W_2^* para población Pareto (Choulakian and Stephens, 2001).	127
Tabla III.14. Ajustes de la función Pareto a la serie de volúmenes según umbral de truncamiento.....	130
Tabla III.15. Ajustes de la función Log-Normal a la serie de volúmenes según umbral de truncamiento.....	131
Tabla III.16. Percentiles de volúmenes de evento según los ajustes Pareto y Lognormal y según el umbral.	132
Tabla III.17. Ajustes de la función Gamma-2 a la serie de duraciones según umbral de truncamiento.....	137
Tabla III.18. Percentiles de duración (h) con el ajuste exponencial, Weibull y Gamma-2.	137
Tabla III.19. Percentiles de intensidades máximas de evento según ajustes Pareto y Lognormal y según umbral de truncamiento.....	140
Tabla III.20. Funciones de distribución de la variables del proceso.	141
Tabla IV.1. Distribución de usos del suelo en la cuenca piloto.	157
Tabla IV.2. Parámetros de infiltración según uso del suelo.....	160

Tabla IV.3. Índice de Nash-Sutcliffe en la estimación de la eficiencia volumétrica.....	188
Tabla IV.4. Índice de Nash-Sutcliffe en la estimación de la eficiencia eventual.....	189

CAPÍTULO I

Introducción



Descarga de aguas contaminadas en el Ribàs, en la pedanía de Castellar (Valencia)

I.1. Motivación de la investigación.

Mediante la Directiva 2000/60/CE por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas (Directiva Marco del Agua, DMA), la Unión Europea organiza la gestión de las aguas superficiales, continentales, de transición, costeras y subterráneas, con el fin de prevenir y reducir su contaminación, fomentar su uso sostenible, proteger el medio acuático, mejorar la situación de los ecosistemas acuáticos y paliar los efectos de las inundaciones y de las sequías. Esta directiva establece un cambio radical en la manera de entender el medio ambiente hídrico y su protección. La DMA establece que el objetivo medioambiental es lograr un buen estado ecológico y químico para las masas de agua muy alteradas. Respecto del impacto que un vertido de escorrentías urbanas genera, esto implica que ya no se puede admitir un vertido en función de sus características intrínsecas sino que debe evaluarse en función de su impacto sobre el medio receptor de acuerdo con los objetivos a lograr.

Con objeto de la evaluación previa de las presiones e impactos que establece la Directiva, el Ministerio de Medio Ambiente publicó en 2004 el Manual para el análisis de presiones e impactos relacionados con la contaminación de las masas de agua superficiales. Este documento establece, entre otros, los criterios para la evaluación de los impactos y, textualmente, cita como fuente contaminante a los vertidos urbanos de núcleos con poblaciones superiores a 2000 habitantes equivalentes. Esto implica que las descargas de sistemas unitarios (DSU) e incluso los vertidos procedentes de redes separativas deben ser considerados como fuente de impacto.

En la evolución histórica de los sistemas de alcantarillado urbano, los sistemas de saneamiento comienzan a configurarse de forma similar a la actual a principios del siglo pasado. En las redes unitarias, se pretende enviar a tratamiento la mayor cantidad de flujo posible resolviendo de este modo el problema higiénico; en tiempo de lluvia, cuando se supera la capacidad de tratamiento de la planta depuradora, así como la de los colectores interceptores, el exceso suele ser vertido directamente en el medio receptor, generando las descargas de sistemas unitarios (DSU). En un principio, se pensó que si estas descargas cumplían con ciertas restricciones de dilución podían ser perfectamente asumidas por el medio receptor. No obstante, los vertidos procedentes de escorrentías urbanas se revelan como una de las principales causas de la degradación de los cuerpos de agua receptores. Es a partir de entonces cuando se estudia el problema seriamente y se plantean métodos de control y tratamiento de las DSU, resultando en la introducción de criterios medioambientales en las pautas de diseño de sistemas de drenaje y saneamiento urbanos.

En 1986, el Ayuntamiento de Valencia suscribió con el Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia el primero de una larga serie de convenios de colaboración para el estudio de las

infraestructuras unitarias de drenaje y saneamiento de la ciudad. Fruto de estos convenios se ha ido definiendo el Plan General de Saneamiento de Valencia que define la red de colectores y demás infraestructuras asociadas de la ciudad.

Una vez definidas las soluciones a los problemas de inundabilidad para el nivel de riesgo adoptado por la normativa municipal (25 años de período de retorno), los objetivos del plan deben encaminarse a los aspectos relacionados con la calidad de las escorrentías urbanas y el impacto que el vertido de éstas genera en el medio receptor. En el caso de la ciudad de Valencia, éste lo constituyen las playas (figura I.1) y el tramo final del cauce viejo del Turia y su desembocadura en el puerto, ambos con un evidente interés lúdico y recreativo (figura I.2).



Figura I.1. Canal de rebose de la estación de Vera a la playa de la Malva-rosa.

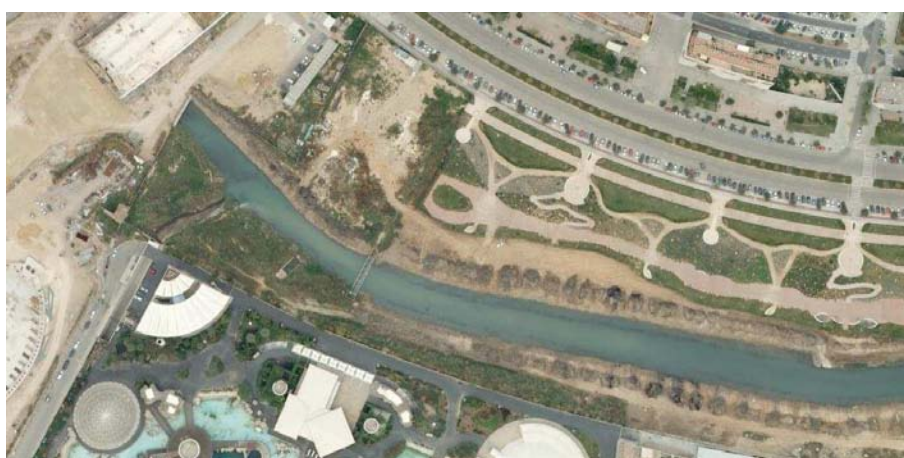


Figura I.2. Tramo final del Colector Norte que vehicula las DSU hacia el puerto.

En el último avance del Plan General de Saneamiento de Valencia (2006), se aborda el problema de las DSU y se propone la ubicación de ciertos depósitos de retención en la red con objeto de controlar la contaminación generada en episodios de lluvia para dirigir las escorrentías más contaminadas hacia la estación depuradora de Pinedo. Los depósitos de retención son, sin duda, una de las medidas de control contra las DSU más ampliamente utilizada. De cara a la reducción de los impactos en el medio receptor, un tanque de tormenta actúa fundamentalmente de dos modos; por una parte, evita la llegada masiva de agua a la planta depuradora en tiempo de tormenta, regulándola posteriormente y evitando así el vertido al medio por incapacidad de la misma o de la red de colectores aguas abajo. Por otra parte, puede favorecerse el almacenamiento temporal de agua en el tanque propiciando la sedimentación, con la consiguiente eliminación de contaminantes que ello conlleva.

La normativa municipal de saneamiento en Valencia (2004) no marca ninguna pauta para el dimensionamiento de depósitos de retención. Sólo menciona el problema de los vertidos de DSU en la parte que dedica a los aliviaderos. No se hace alusión alguna a sistemas de retención. En las jornadas sobre “Depósitos de retención de aguas pluviales. Experiencias de Barcelona y Valencia” que organizó el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos en abril de 2003, el Servicio del Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia, trasladando el criterio tradicional alemán de dimensionamiento, fija una lluvia crítica de 20 l/s/ha y 30 minutos de duración como criterio de dimensionamiento. Esto es equivalente a depósitos dimensionados con un ratio volumétrico de 36 m³/ha.

Pero, ¿en qué se basa dicha recomendación? Como pone de manifiesto el estudio de las diversas metodologías desarrolladas en muchos países europeos, Estados Unidos, Canadá,... los resultados no son fácilmente trasladables de una ubicación climática a otra, dado que éstos dependen en gran medida de las características del régimen pluviométrico local.

Surge así la motivación fundamental de la línea de investigación en que se centra la presente tesis doctoral. El trabajo desarrollado pretende elaborar una metodología robusta, sustentada en un desarrollo probabilístico con origen en la caracterización pluviométrica, que permita dimensionar volumétricamente un tanque de tormentas para el control de la contaminación generada en tiempo de lluvia.

I.2. Objetivos.

El núcleo central de la tesis lo constituye la evaluación, desde un punto de vista probabilístico, de indicadores de eficiencia en el funcionamiento de tanques de tormenta para el control de la contaminación de las escorrentías urbanas. El objetivo de estos indicadores es determinar el volumen de depósito más adecuado para alcanzar, en última instancia, unos objetivos medioambientales establecidos.

Del objetivo general de la tesis surgen progresivamente los siguientes aspectos concretos que constituyen los hitos que se alcanzan con el trabajo:

- a) Analizar el estado del conocimiento respecto de las metodologías (con especial énfasis en las probabilísticas) para el predimensionamiento volumétrico de depósitos de retención para el control de la contaminación de las escorrentías urbanas.
- b) Recopilar y analizar los métodos en uso para la determinación del volumen óptimo de almacenamiento de tanques de tormenta, así como el marco normativo y legislativo en que se encuadra el problema.
- c) Analizar el régimen de eventos de precipitación, discutiendo los modelos tradicionales exponenciales utilizados para la descripción de las variables externas del mismo y aplicando los resultados a la ciudad de Valencia.
- d) Plantear un modelo probabilístico para el cálculo de indicadores de eficiencia del funcionamiento del depósito que lo evalúen desde el punto de vista de los estándares de emisión (Emisión Standards, ES): estándar de eficiencia eventual y estándar de eficiencia volumétrica.
- e) Validar el modelo probabilístico planteado mediante la simulación matemática integral en una cuenca de la ciudad de Valencia.
- f) Estudiar la influencia en los indicadores de aspectos básicos del diseño: volumen de depósito, caudal derivado a tratamiento y secuencia temporal de los eventos de lluvia.
- g) Estudiar la sensibilidad de los resultados a parámetros hidromorfológicos como el tiempo de concentración, a aspectos ligados a los parámetros de producción de escorrentía o a consecuencias derivadas del tiempo de encharcamiento.
- h) Obtener ábacos de prediseño que fijen el par óptimo “volumen de depósito - caudal derivado a tratamiento” para un valor dado del estándar de emisión.
- i) Introducir la necesidad de llegar en el análisis a los denominados estándares de calidad ambiental (Environmental Quality Standards, EQS).
- j) Ofrecer una primera aproximación de resultados basados en parámetros de calidad de las escorrentías urbanas y de cómo conjugarlos con las necesidades marcadas por el medio receptor.

I.3. Estructura de la tesis.

La tesis se estructura en cuatro capítulos que abordan sucesivamente los objetivos establecidos anteriormente.

El Capítulo 2 aborda el análisis del estado del conocimiento. Tras una breve introducción histórica del problema, se describe el problema de la contaminación de las escorrentías urbanas así como las medidas encaminadas a controlar el impacto que éstas producen en los medios receptores, centrandó el análisis en la tipología objeto de la tesis, los tanques de tormenta. El núcleo del capítulo lo constituye el análisis de metodologías desarrolladas para la determinación del volumen de depósito más adecuado para conseguir unos objetivos ambientales prefijados. Se presta especial atención a las diversas normativas y recomendaciones desarrolladas en España, lo cual pone de manifiesto la importancia que tienen los aspectos locales como el clima en los resultados obtenidos. Por último, se recopila la legislación europea y estatal que constituye el marco legal de la problemática analizada.

El Capítulo 3 plantea el análisis estocástico y multivariante del régimen de eventos de precipitación como punto de partida para el desarrollo posterior de un modelo probabilístico de evaluación del funcionamiento del tanque de tormenta. Se presenta una metodología general de análisis de la estructura externa de lluvia que se aplica a la serie histórica 1990-2006 de intensidades 5-minutales de la ciudad de Valencia (pluviógrafo del SAIH de la Confederación Hidrográfica del Júcar). La estructura externa del proceso de precipitación se caracteriza fundamentalmente por el volumen de lluvia en cada evento y por dos variables temporales, la duración de tiempos secos entre episodios (que define a su vez el criterio para la identificación de eventos independientes) y la duración de los mismos. Tradicionalmente estas variables han sido descritas ampliamente en la literatura por medio de modelos exponenciales que sin embargo, y según la región climática, no siempre se ajustan satisfactoriamente. La caracterización efectuada en Valencia así lo demuestra y se proponen alternativas al modelo exponencial habitual.

El Capítulo 4 constituye el núcleo de la tesis. En él se define el modelo probabilístico para la evaluación de estándares de emisión (ES) para la evaluación del funcionamiento del tanque de tormenta. Se evalúa la eficiencia del depósito a partir de su indicador de eficiencia eventual (ratio a largo plazo de eventos completamente retenidos por el tanque) y de su indicador de eficiencia volumétrica (ratio a largo plazo de la escorrentía retenida respecto de la producida). Para ello, se postula en primera instancia el modelo de producción de escorrentía y el modelo de funcionamiento del tanque en base a dos parámetros de diseño: el volumen del mismo y el caudal que se deriva a tratamiento (EDAR aguas abajo). A partir de la teoría de las distribuciones derivadas se obtienen las funciones de densidad de todas las variables implicadas en el modelo y, a partir de la estimación de sus valores esperados, se calcula el valor de los indicadores de eficiencia anteriormente señalados. Todos los resultados obtenidos a partir del modelo probabilístico se contrastan y validan mediante la simulación matemática integral en una cuenca de la cabecera del colector Norte Cauce de la ciudad de Valencia. Para completar el análisis, se realiza un análisis de sensibilidad de los resultados frente a los parámetros del modelo hidrológico como el tiempo de

concentración, los parámetros de producción de escorrentía o el tiempo de encharcamiento. El capítulo concluye con la elaboración de ábacos de diseño para la elección más adecuada del volumen de depósito y del caudal derivado a tratamiento para un valor fijado del indicador de eficiencia eventual o volumétrico.

En el capítulo 5 se introduce la necesidad de completar el análisis con la inclusión en el mismo del medio receptor según establecen los estándares de calidad ambiental (EQS) y los requerimientos legales. A partir de modelos sencillos de movilización de la contaminación, se define el indicador de eficiencia másica que reproduce el ratio a largo plazo de masa retenida por el tanque de tormentas respecto de la movilizada. En sí, este indicador no constituye un EQS, pero su análisis, como los obtenidos en el capítulo anterior, sí permite una evaluación preliminar del impacto generado por las DSU en el medio receptor.

Finalmente, la tesis concluye con un capítulo que sintetiza las aportaciones fundamentales del trabajo y establece las líneas futuras de investigación que se derivan de éste.

CAPÍTULO II

Estado del conocimiento

RESUMEN

Los depósitos de retención o tanques de tormenta son dispositivos ampliamente utilizados para mitigar el impacto de los vertidos de escorrentías urbanas en tiempo de lluvia a los medios receptores. La contaminación de estas aguas es un hecho constatado desde hace décadas, no obstante, la complejidad de los procesos hace que, hoy en día, todavía resulte difícil caracterizar este aspecto. La primera parte del capítulo se centra en describir, de modo amplio, el problema de la contaminación asociada a vertidos de escorrentías urbanas, los impactos que éstos generan en el medio receptor y las medidas e infraestructuras existentes para paliar esos efectos perniciosos. Entre éstas se encuentran los tanques de tormenta para el control de la contaminación.

El dimensionamiento volumétrico de los depósitos de retención es una cuestión que, todavía hoy, está en liza. El bloque central del capítulo revisa las metodologías desarrolladas para dar respuesta a la pregunta sobre cuál es el volumen más adecuado del tanque para conseguir los objetivos ambientales fijados. Sin dejar de lado metodologías simplificadas y normativas desarrolladas al efecto, el análisis se centra en los métodos probabilísticos, esto es, en aquellos que pretenden caracterizar estadísticamente el proceso, desde la lluvia hasta el vertido. La conclusión más importante que se desprende de la revisión realizada es la enorme influencia que tienen los condicionantes locales en los métodos desarrollados. Y de ellos, el más importante es, sin duda, el régimen de lluvia y su caracterización, que marca, en cualquier caso, el punto de partida en el desarrollo de la metodología.

El capítulo concluye con una revisión de métodos y normas desarrollados en España y con la recapitulación de la legislación europea y estatal que debe ser, en cualquier caso, la que marque los objetivos de calidad ambiental que deben alcanzarse en última instancia con el depósito de retención.

II.1. Introducción.

En el desarrollo de las infraestructuras de drenaje y saneamiento de una ciudad suelen identificarse varias fases. En primer lugar, se tendió a canalizar y controlar las aguas residuales; posteriormente, a encauzar las escorrentías producidas por las aguas de tormenta tendiendo a limitar el riesgo de sufrir inundaciones. Resueltos estos problemas, aparece recientemente otro, el de la calidad de las escorrentías urbanas en tiempo de lluvia y el impacto que sus vertidos generan en el medio receptor. Surgen entonces las medidas tendentes a reducir el efecto negativo que este tipo de vertidos produce.

Una de las soluciones para mitigar el problema, ampliamente utilizada, es la de los depósitos de retención de aguas de tormenta. Muy sucintamente, se trata de infraestructuras de almacenamiento temporal, cuya misión es retener las primeras escorrentías generadas por la tormenta, para posteriormente devolverlas a la red, bien con algún tratamiento previo, bien para su tratamiento posterior en la planta depuradora. Una cuestión esencial que se plantea entonces es la de decidir cuál es el volumen de almacenamiento más adecuado para dichos depósitos, supuestos ciertos objetivos medioambientales a alcanzar.

El objetivo de este capítulo es, por lo tanto, establecer el estado del conocimiento al respecto, recopilando y analizando las metodologías que se han ido construyendo a lo largo de los años desde que comenzara a desarrollarse esta temática a finales de la década de los 70. Así, la revisión comienza con unos apartados generales, donde se enmarca, en primer lugar, la evolución histórica del problema de las redes de saneamiento y la contaminación a ellas asociada. La contaminación de las escorrentías urbanas en tiempo de lluvia tiene unos orígenes determinados, la mayoría de las veces difusos, que dan lugar a unos patrones característicos de contaminación. Ante semejante problema, se han desarrollado muchas medidas para mitigar los efectos negativos en el medio, entre las que se encuentran los depósitos de retención.

Enmarcado el problema y su ámbito, se procede a realizar una revisión exhaustiva de metodologías existentes para la determinación del volumen necesario de depósito, clasificándolas en métodos probabilísticos, métodos de evento de diseño, métodos basados en la simulación continua y, por último, los métodos y normativas simplificados.

A continuación, se analizan los criterios de diseño volumétrico de estas infraestructuras desarrollados específicamente en España.

Por último, se adjunta una relación de normativa y legislación referente a las limitaciones exigibles a los vertidos hacia el medio receptor, siendo esto, en última instancia, el aspecto que debe marcar el criterio final de diseño.

II.2. Fuentes.

El número de publicaciones referentes a cuestiones relacionadas con el control de la contaminación de las escorrentías urbanas en tiempo de lluvia ha ido creciendo de forma notable en los últimos años conforme ha ido evolucionando el estado del conocimiento al respecto. A modo de ejemplo, si se buscan en la base de datos de la Isi Web of Science publicaciones con el descriptor genérico “Best Management Practice” o “Sustainable Urban Drainage System” (en el apartado II.3 se definen estos conceptos), acompañados de la restricción “water”, se observa la evolución que han sufrido este tipo de referencias últimamente (Figura II.1).

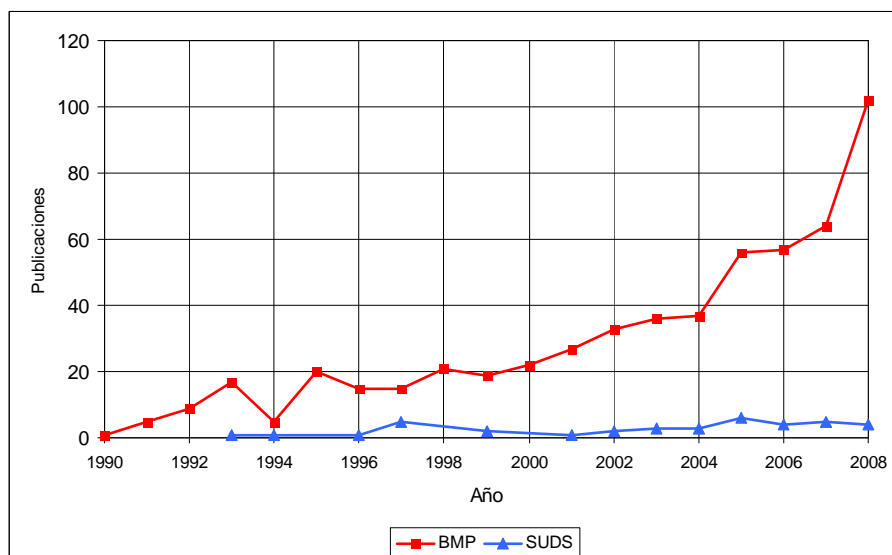


Figura II.1. Publicaciones con el descriptor “Best Management Practice” y “Sustainable Urban Drainage System” en Isi Web of Science.

La revisión del estado del conocimiento efectuada se ha centrado sobre un aspecto mucho más concreto de las técnicas de control de la contaminación de los vertidos de escorrentías urbanas. Como se desarrolla en apartados posteriores, el trabajo realizado se centra en la cuestión particular del dimensionamiento volumétrico de depósitos de retención de aguas de tormenta. Se trata, por tanto, de recopilar aquellas referencias que se centren en determinar qué volumen de depósito es el más adecuado en estos casos y qué metodología se sigue hasta determinarlo.

La revisión de referencias se ha realizado básicamente a través de repositorios en Internet. En concreto, se ha utilizado la herramienta *Polibuscador* desarrollada por la Biblioteca General de la Universidad Politécnica de Valencia, que ha permitido, en más del 80% de los casos, el acceso electrónico directo a la referencia buscada.

Cuando esto no ha sido posible, se ha recurrido al servicio de préstamo interbibliotecario e incluso, en algunos casos, al contacto directo con los autores.

En la siguiente figura se representa el país de origen de las publicaciones estudiadas, entendiendo como tal el de la universidad, centro o institución de adscripción del primer autor de la referencia. Estados Unidos es, sin lugar a dudas, el país pionero en la materia, como se desprende de la multitud de metodologías de diseño que ha desarrollado (apartado II.6). Canadá es, igualmente, una fuente importante de referencias. No debe confundirse el alto porcentaje de publicaciones en España; por una parte, quizás el acceso a la información nacional es más fácil que el acceso a las referencias internacionales; pero por otra y fundamental, como se verá en el desarrollo del estudio, este porcentaje no refleja una gran variedad de métodos. Además, corresponden a metodologías que se alejan del objetivo de la tesis (enfoques probabilísticos).

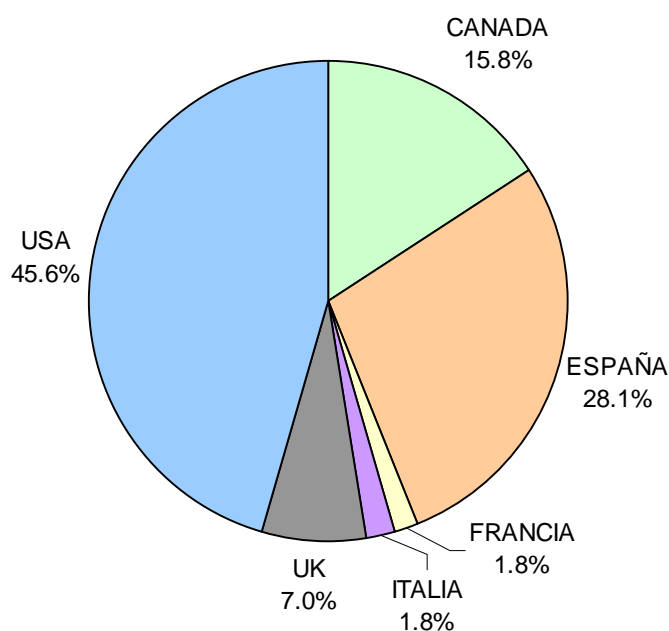


Figura II.2. Procedencia de las referencias consultadas.

Otra cuestión interesante en cuanto a las referencias estudiadas (excluida legislación y normativa) es el año de publicación de las mismas. Las más antiguas datan de la década de los 70 y corresponden a las primeras publicaciones novedosas en los Estados Unidos. Es de destacar, no obstante, que la mayoría de las referencias se concentran a partir de la segunda mitad de la década de los 90, coincidiendo con el auge y la plena concienciación del problema de la contaminación de las escorrentías urbanas (figura II.3).

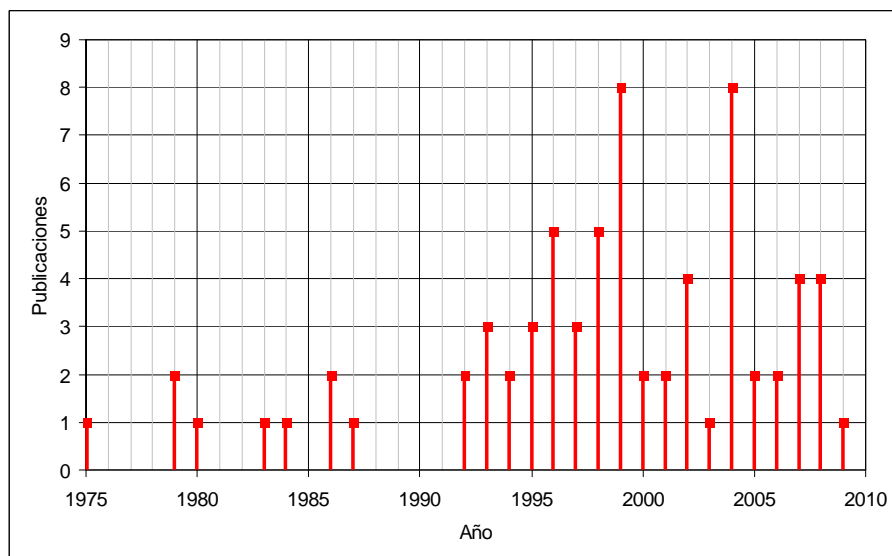


Figura II.3. Año de publicación de las referencias consultadas.

Fuente	JCR 2008*	Publicaciones
Journal of Water Resources Planning and Manag.	1.275	7
US Environmental Protection Agency	-	7
Revista de Obras Públicas	-	5
Water Resources Research	2.398	5
Journal of Environmental Engineering	1.085	5
Journal of Hydrologic Engineering	1.007	4
Journal of the Environmental Engineering Division	-	3
Tecnología del Agua	-	3
Water Science Technology	1.005	2
Water Research	3.587	2
Canadian Journal of Civil Engineering	0.291	1
Environmental Technology	0.674	1
European Water Management	-	1
Journal of Irrigation and Drainage Engineering.	0.822	1
Journal of Water Quality International	1.531	1
Ingeniería y Territorio	-	1
Journal of Water Pollution Control Federation	-	1
Ambienta	-	1

(*) Factor de impacto de la revista indexada en el Journal Citation Report.

Tabla II.1. Fuente de las referencias consultadas publicadas en revista.

Por último, se adjunta el detalle de las fuentes analizadas que corresponden a artículos publicados en revista. Para las revistas indexadas se adjunta el factor de impacto del Journal Citation Report de 2008 (Tabla II.1).

Se relacionan además las universidades de procedencia de los autores de los artículos estudiados (Tabla II.2).

Universidad	País	Publicaciones
University of Toronto	Canadá	8
Universidad de Cantabria	España	6
University of Colorado	Estados Unidos	6
Universidad de A Coruña	España	5
Virginia Polytechnic Institute and State University	Estados Unidos	3
Manhattan College	Estados Unidos	2
Universitat Politècnica de Catalunya	España	2
Middlesex University	Reino Unido	1
National Taipei University of Technology	China	1
Northern Arizona University	Estados Unidos	1
Old Dominion University	Estados Unidos	1
Purdue University	Estados Unidos	1
University of Abertay	Reino Unido	1
University of Michigan	Estados Unidos	1
University of Ottawa	Canadá	1
University of Puerto Rico	Puerto Rico	1
University of Regio Calabria	Italia	1
University of Sheffield	Reino Unido	1
University of Virginia	Estados Unidos	1
Univesity of Alabama	Estados Unidos	1

Tabla II.2. Artículos consultados según universidad de procedencia del primer autor.

Nótese que destacan nuevamente las universidades de Canadá y Estados Unidos. En España, es destacable en la materia el papel que está desempeñando la Universidad de A Coruña.

II.3. Evolución histórica del problema.

El control de las aguas generadas en entornos urbanos, tanto de origen residual como pluvial, es una cuestión que se remonta a las civilizaciones más antiguas. Se tiene constancia de que la civilización Mesopotámica, ya en 2500 aC, construía canalizaciones de evacuación de aguas residuales y pluviales en ciudades como Babilonia o Ur (Burian et al, 1999). Pero sin duda alguna, los mayores avances se produjeron bajo el Imperio Romano, en el siglo VI aC, donde ya se puede hablar con propiedad de colectores bajo las calzadas: la *cloacae romana* (figura II.4).

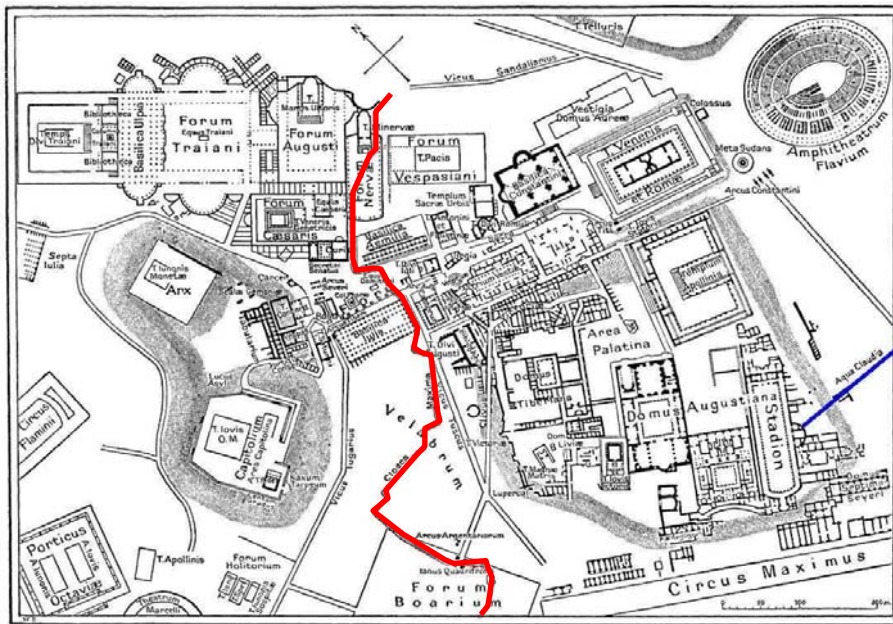


Figura II.4. Trazado de la Cloaca Máxima en Roma.

Durante la Edad Media, y hasta bien entrado el siglo XVIII, el problema no presentó evoluciones significativas sino que más bien se produjo una cierta regresión. Así, Londres no tuvo infraestructuras de evacuación cubiertas hasta el siglo XV, y en el siglo XVIII, en muchas áreas de París, todavía había colectores a cielo abierto. En cualquier caso, se trataba de infraestructuras poco planificadas cuyo mantenimiento resultaba difícil, a veces imposible.

Con el crecimiento de las ciudades en el siglo XIX, las redes de colectores se desarrollan paralelamente, y es entonces cuando la cuestión recibe un impulso considerable. A principios de este siglo comienzan a adoptarse una serie de criterios técnicos para el diseño y construcción de las infraestructuras, tanto de aguas residuales como de aguas pluviales. Además, es entonces cuando surge uno de los grandes debates, todavía hoy en discusión: las redes separativas frente a las

redes unitarias. No obstante, sea cual fuere la tipología de red, la práctica habitual seguía siendo verter las aguas recogidas a los medios receptores naturales. A finales de siglo, se comenzó a relacionar esta práctica con algunas cuestiones de salud pública. En el Congreso Internacional de Higiene de Viena, celebrado en 1888, ya se puso de manifiesto que las aguas de escorrentía generadas en zonas urbanas estaban muy contaminadas (Malgrat, 1995).

Durante el siglo XIX, el control, y por supuesto el tratamiento, de las descargas al medio receptor era muy reducido. Las redes se diseñaban con la premisa de verter la máxima cantidad que el sistema receptor fuese capaz de diluir: surge el criterio de la dilución, que posteriormente fue evolucionando y que ha estado vigente hasta hoy en día, aunque actualmente está obsoleto como se verá posteriormente.

A principios del siglo XX, los sistemas de saneamiento comienzan a adoptar la morfología que tienen hoy en día. En las redes unitarias, se pretende enviar a tratamiento la mayor cantidad de flujo posible; evidentemente, se tiende a tratar todo el caudal generado en tiempo seco (aguas residuales). En tiempo de lluvia, cuando se supera la capacidad de tratamiento de la planta depuradora, así como la de los interceptores que conducen el agua a la misma, el exceso es vertido directamente en el medio receptor, generando las descargas de sistemas unitarios (DSU, en inglés CSO - combined sewer overflow). En un principio, se pensó que estas descargas, si cumplían con ciertas restricciones de dilución, podían ser perfectamente asumibles por el medio. No obstante, hacia 1960, los vertidos procedentes de escorrentías urbanas se revelan como una de las principales causas de la degradación de los medios receptores, sobre todo, aguas superficiales continentales. Es a partir de entonces cuando se comienza a estudiar el problema y a plantear métodos de control y tratamiento de las DSU, así como a introducir criterios medioambientales en las pautas de diseño de sistemas de drenaje y saneamiento urbanos.

En la década de los 70, en Estados Unidos fundamentalmente, comienzan a surgir las primeras ideas tendentes a resolver el problema de las DSU (Field and Lager, 1975). La *Federal Water Control Act Amendments (1972)* deja patente la problemática e insta al planteamiento de soluciones. Se es ya plenamente consciente de que las aguas de lluvia, aunque estén separadas (el problema se agrava por lo tanto en redes unitarias), constituyen una importante fuente de contaminación, debida sobre todo a los sedimentos que arrastran y los contaminantes a ellos asociados. Además, dada la fuerte variabilidad del proceso de lluvia, resulta muy difícil establecer unas condiciones medias de diseño para el tratamiento de las aguas de tormenta.

La contaminación generada por las escorrentías de aguas de tormenta puede gestionarse en instantes muy diferentes del proceso (apartado II.5). Así, se puede realizar un control en origen de la contaminación (limpieza de calles, por ejemplo), en la propia red de colectores o al término de ésta, en el punto de concentración o

vertido. Todo esto, además, puede combinarse con la capacidad de tratamiento adicional que pueda ofrecer la planta depuradora.

Una de las técnicas que se revela de las más eficientes es el almacenamiento para posterior tratamiento de las escorrentías generadas: los tanques de tormenta. En principio, destacan una serie de ventajas como su respuesta eficaz, independientemente de la intermitencia y aleatoriedad de la lluvia así como la facilidad de operación y combinación con el tratamiento posterior en la planta depuradora. No obstante, en los años 70 existe todavía una inmadurez absoluta en la cuestión (Field and Lager, 1975) y se plantea la pregunta angular, todavía en liza hoy en día: ¿Qué volumen de escorrentía es necesario retener? Es evidente que no se puede retener toda la escorrentía de lluvia generada, y que por tanto hay que establecer unos criterios que conduzcan en la definición de un volumen de depósito apropiado para alcanzar ciertos objetivos, que también deben ser establecidos.

Los primeros trabajos serios al respecto comienzan a desarrollarse a finales de la década de los 70 (DiToro and Small, 1979), y a partir de entonces la técnica experimenta unos avances considerables, aunque muy desiguales en cuanto a regiones geográficas. Estados Unidos en un principio, y Canadá a partir de finales de los 80, se presentan como los países pioneros en la materia, sin parangón en el resto del mundo. A las numerosas soluciones que comienzan a desarrollarse para mitigar los efectos de las DSU (no sólo depósitos, como se verá en el apartado II.5) se les acuña el término de Best Management Practices, más conocidas como BMP. En Europa, el Reino Unido es el país que más esfuerzos ha realizado en la materia con diferencia, seguido de Alemania y Francia. En los últimos años, con el auge de las teorías del desarrollo sostenible, se han englobado todas estas tecnologías en lo que se ha venido a llamar Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible, o SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems). En España, el término acuñado por el CEDEX, en la misma línea que el anterior, es el de Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible, TDUS (CEDEX, 2008).

Como se desprende de apartados posteriores, una de las dificultades primordiales a la hora de responder a la pregunta del dimensionamiento de los tanques de tormenta estriba en la falta de criterios universales para definir el volumen de los tanques y los objetivos medioambientales a alcanzar. Pero surge entonces otra pregunta. ¿Es posible establecer dichos criterios universales o el problema está demasiado restringido por las condiciones locales?

II.4. La contaminación de la escorrentía urbana.

II.4.1. Origen de la contaminación.

La contaminación de la escorrentía urbana generada en tiempo de lluvia proviene fundamentalmente de dos fuentes. La primera de ellas corresponde al lavado que la lluvia efectúa en la superficie de las cuencas, arrastrando hacia la red los

contaminantes depositados en ellas. Y si la red es unitaria, a lo anterior hay que añadir el efecto del lavado de los sedimentos que durante el tiempo seco se han ido depositando en la red como consecuencia del tránsito de las aguas residuales.

La contaminación que se origina en las superficies de las cuencas se denomina contaminación difusa, ya que su origen y localización corresponde a zonas muy amplias y de difícil acotación. Las fuentes de dicha contaminación son muy diversas, pero pueden reducirse a dos grandes grupos: contaminación atmosférica y contaminación de la superficie de la cuenca.

La contaminación que procede de la atmósfera se origina durante el propio proceso de precipitación, al arrastrar la lluvia los contaminantes presentes en la misma. Más compleja es la contaminación procedente de la propia superficie de la cuenca, abarcando la erosión de los pavimentos, los efectos del tráfico rodado, los residuos de animales, las actividades en jardines urbanos,... En la tabla siguiente se recogen las aportaciones más frecuentes de contaminantes según la fuente que los produce.

CONTAMINANTE	Atmósfera	Erosión del suelo	Deterioro vehículos y rodadura	Emisiones de vehículos	Productos industria	Combustibles fósiles	Abonos en jardines	Aves y mascotas
Sólidos suspendidos	+	++	++			+		
Materia orgánica		++	++	+				++
N	+	+		++		++	++	++
P		++		+			++	++
Hidrocarburos			++	++	++			
Bacterias / Virus								++
Fe		++						
Mn		++						
Zn		+	++		+		+	
Pb	+			++	+			
Cu			++		++			
Cr			++		++			
Ni			+		++			
Cd			+		++	++		
Sulfuros	+			+		++		++
Ácido Nítrico	+			++		++		
Ácido Sulfúrico	+							
Pesticidas							++	

Tabla II.3. Aportación de contaminantes según la fuente (Barro y Suárez, 2004).

Por otra parte, las sustancias que pueden ser movilizadas desde la superficie hacia la red de colectores pueden clasificarse en (Russo et al, 2006):

- a) Sedimentos (entre los cuales se hallan los sólidos en suspensión). Su importancia radica en que frecuentemente, el resto de contaminantes están asociados a ellos.
- b) Sustancias con demanda de oxígeno (midiéndose directamente a través del O₂ disuelto o bien indirectamente como DBO₅, DQO y COT).

- c) Organismos patógenos.
- d) Nutrientes (carbono, nitrógeno, fósforo).
- e) Metales pesados (fundamentalmente plomo, cobre y cinc).
- f) Otras sustancias tóxicas (hidrocarburos, pesticidas,...).

II.4.2. Fenómenos de acumulación y lavado

Un aspecto importante que tiene trascendencia a la hora de analizar las medidas para mitigar el impacto de las DSU, es el proceso de acumulación y lavado de la contaminación en la cuenca. Las investigaciones pioneras en este campo corresponden a Sartor, Boyd y Agardy (1974); desarrollos posteriores han ratificado que el proceso de acumulación de suciedad en superficie tiende a un estado de pseudo-equilibrio, por lo que llega un momento en que la tasa de acumulación de contaminación se iguala con la tasa de eliminación de la misma. En términos matemáticos, varios autores coinciden en postular un modelo exponencial de acumulación, del tipo

$$P(t) = P_0(1 - e^{-kt}) \quad [II.1]$$

siendo $P(t)$ la cantidad de contaminante en superficie y P_0 y K constantes del modelo. En cuanto al lavado, éste se produce en el instante de la tormenta, quedando la sucesión de acumulación-lavado como ilustra la figura II.5. En el capítulo V de la tesis se aborda con más profundidad este aspecto.

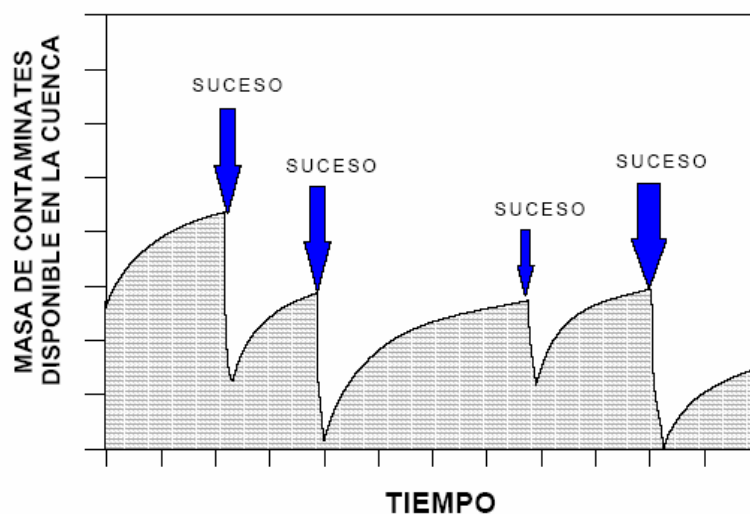


Figura II.5. Esquema simplificado del proceso de acumulación y lavado de la contaminación de una cuenca (Beneyto, 2004).

II.4.3. Patrones de contaminación de la escorrentía urbana.

Los diversos estudios realizados a lo largo de los últimos años ponen de manifiesto una serie de ideas a tener en cuenta respecto de la contaminación de las escorrentías de aguas pluviales en redes separativas y unitarias (Barro y Suárez, 2004).

La cantidad de elementos que intervienen en la generación y movilización de la contaminación de las escorrentías urbanas redundan en una variabilidad de concentraciones y polutogramas difícil de caracterizar. Muchos autores proponen, de forma simplificada, abordar esta caracterización a partir de la concentración media de suceso (CMS) que no es sino una concentración media del suceso ponderada con el caudal:

$$CMS = \frac{\int_{t=0}^T Q(t)C(t)dt}{\int_{t=0}^T Q(t)dt} \quad [II.2]$$

Siendo $Q(t)$ y $C(t)$ el caudal y la concentración del contaminante analizado en el instante t del evento de duración T .

En redes separativas de pluviales las concentraciones de sólidos en suspensión (SS) y DQO suelen ser muy importantes, pudiendo ser superiores a las de las redes unitarias; los SS tienen una composición básicamente mineral (del orden del 70%), estando gran parte de los contaminantes fijados a éstos. Normalmente, la relación de biodegradabilidad (DQO/DBO₅) es débil, del orden de 4 a 6, contra los 2 a 2.5 de un agua residual estándar de tiempo seco. Por último, existe una presencia muy importante de metales pesados e hidrocarburos.

En redes unitarias, la fracción mineral de los SS puede reducirse hasta el 40%. La relación entre SS volátiles y SS disminuye durante el desarrollo del suceso; se puede pasar de un 80% en tiempo seco a la mitad en tiempo de lluvia, lo que se traduce en un aumento del contenido mineral a lo largo de los sucesos. La relación entre DQO y DBO₅ es más elevada que para tiempo seco, pero inferior a la que se detecta en redes separativas, mostrando los contaminantes de una red unitaria una mayor biodegradabilidad. Además, comparadas con aguas residuales urbanas, tienen concentraciones más altas de DQO, SS y metales pesados. Éstos últimos están en una gran proporción fijados a los SS.

En España, el Ministerio de Medio Ambiente publicó en 2002 el programa PROMEDSU (Experiencia piloto de medida y estudio de las descargas de sistemas unitarios - DSU - del alcantarillado a los medios receptores en tiempo de tormenta en varios municipios españoles). Dicho programa pretende caracterizar la contaminación presente en las DSU con objeto de plantear las actuaciones tendentes a mitigar sus efectos en el medio receptor.

En las tablas II.4 y II.5 se recogen los valores de contaminación en las DSU según diversas fuentes de la literatura, y según los datos de la campaña de campo realizada en cuencas piloto de cinco ciudades españolas durante el PROMEDSU.

Parámetros de calidad del agua	Alemania Varias fuentes	Gran Bretaña Ellis (1989)	Novotny (1991)	Larger (1977)	Metcalf- Eddy (1991)	Ellis (1986)	Holanda NWRW (1991)	Agua residual típica (Metcalf- Eddy)
Sólidos en suspensión SS (mg/L)	45-55	176-647	100-1100	273-551	270-550	100-1000	105-320	100-350
DBO ₅ (mg/L)	12-82	43-225	60-200	59-222	60-220	60-200	40-124	100-400
DQO (mg/L)	80-230	250-530		264-481	260-480		148-389	250-1000
Nitrógeno amoniacal (mg/L)	3.8-11.7	3.1-8.0						12-50
Nitrógeno total (mg/L)	6.7-16.3	2.1-28.5	3-24	4.3-16.6	4-17	3-24		20-85
Fósforo total (mg/L)	1.8-2.7	6.5-14	1-11	1.23-2.78	1.2-2.8	1-11	2-5	4-15
Plomo (mg/L)	0.01-0.1	0.08-0.45	0.4	0.14-0.6	0.14-0.6	0.4	0.04-0.1	
Cinc (mg/L)	0.06-0.4	0.1-1.07					0.04-0.05	
Aceites (mg/L)								
Coliformes totales (UFC/100 mL)			10 ⁵ -10 ⁷			10 ⁵ -10 ⁷		10 ⁶ -10 ⁹
Coliformes fecales (UFC/100 mL)		10 ⁵ -10 ⁸		10 ² -10 ³	2·10 ⁵ -10 ⁶			10 ⁵ -10 ⁸

Tabla II.4. Valores de concentraciones medias en DSU desde redes unitarias. Rangos y valores medios según la literatura (según MMA, 2002).

Concentración media de suceso (mg/L)	Valor máximo	Valor medio
DQO	1003.6	702.6
DBO ₅	388.8	320.9
COT	53.2	38.1
NTK	46.4	36.9
NH ₄ ⁺	22.0	15.9
P-Total	9.1	6.9
SS	733.4	530.6
SSV	486.7	318.7
SD	964.4	537.6
SDV	326.0	227.4
ST	1193.8	1068.2
Turbidez (NTU)	222.0	173.1
Conductividad (mS/cm)	5.8	1.8
Temperatura (°C)	22.4	19.1
pH	8.0	7.5
Cu (dis.)	0.050	0.030
Zn (dis.)	0.832	0.420
Pb (dis.)	0.384	0.149
Hidrocarburos	5.75	3.84

Tabla II.5. Concentraciones medias de suceso. Valores máximo y medio registrados entre todas las cuencas piloto estudiadas (MMA, 2002).

Según se desprende de los valores anteriores, se observan valores de DQO muy superiores a los referenciados en la literatura, del mismo modo que con la DBO₅. No obstante, los sólidos, nutrientes y metales se mueven en los rangos habituales.

Todo lo anterior pone de manifiesto que, lejos de ser aguas limpias, las aguas de escorrentía urbana suponen un problema de contaminación grave que merece tanta atención como la depuración de las aguas residuales; no obstante, la distinta naturaleza de ambos procesos hace que no se puedan adoptar las mismas soluciones para uno y otro.

II.4.4. El primer lavado.

II.4.4.1. Concepto y factores implicados.

Durante un episodio de precipitación, las cantidades de contaminación movilizadas no suelen ser constantes a lo largo del evento sino que suelen ser mayores al principio del mismo, dando lugar a altas concentraciones en los polutogramas registrados en la red (figura II.6). Este fenómeno se conoce como primer lavado, o *first flush* en la literatura anglosajona, y es el responsable de los mayores impactos de las DSU sobre los medios receptores.

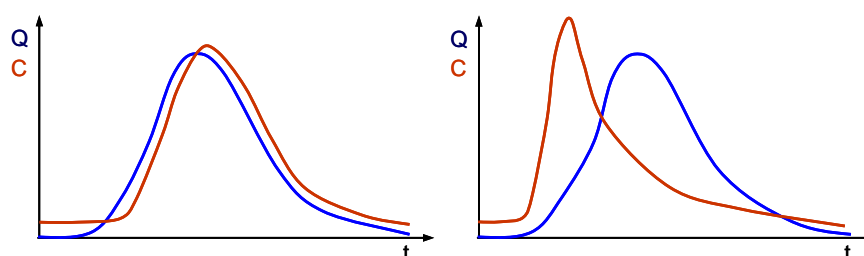


Figura II.6. Hidrograma (Q) y polutograma (C) en una cuenca sin primer lavado y con primer lavado.

Los factores que tienen una mayor incidencia en la aparición del primer lavado ante un evento de lluvia son los siguientes (Gupta and Saul, 1996):

- a) La hora del día.
- b) Las características y la duración del tiempo seco antecedente.
- c) La intensidad de la precipitación.
- d) La morfología de la red de colectores.
- e) La morfología de la cuenca.
- f) Los sedimentos depositados en la red en tiempo seco.

No obstante, no parece haber un consenso generalizado sobre el fenómeno del *first flush* (Urbonas and Stahre, 1993). Al menos, así lo atestiguan resultados contradictorios que se desprenden de numerosas campañas de campo. Por tanto, no debe prevalecer la idea unívoca de los efectos de primer lavado; el fenómeno

existe, pero debe analizarse con detalle en las condiciones locales que corresponda (características del régimen pluviométrico, tipos de superficie,...).

II.4.4.2. Curvas adimensionales de movilización de masas.

Una forma de condensar el análisis del primer lavado y de las masas de contaminación movilizadas lo constituyen las curvas de movilización de masas (Griffin et al, 1980). Se trata de representar en abscisas el porcentaje de volumen de escorrentía acumulado normalizado (con el volumen total del evento) y en ordenadas el porcentaje de masa acumulada normalizada (con la masa total movilizada) del contaminante analizado.

Con esta representación, las curvas se encuentran fundamentalmente en dos regiones:

- a) Si coincide o es próxima a la bisectriz principal, entonces, la concentración de contaminante es constante durante todo el evento.
- b) Si se encuentra claramente por encima de la bisectriz principal, entonces se produce primer lavado; la punta de contaminación se adelanta a la punta de caudal (figura II.7).

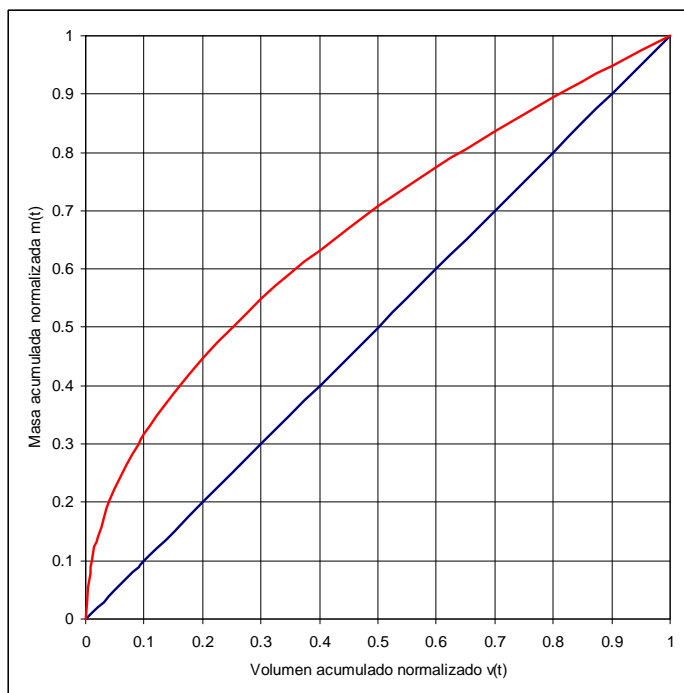


Figura II.7. Curva de movilización de masas de un evento con primer lavado.

Los valores normalizados $v(t)$ y $m(t)$ de esorrentía y masa acumulados se definen en los siguientes términos:

$$v(t) = \frac{\int_{t=0}^t Q(t)dt}{\int_{t=0}^T Q(t)dt} = \frac{V(t)}{V_{TOTAL}} \quad [II.3]$$

$$m(t) = \frac{\int_{t=0}^t Q(t)C(t)dt}{\int_{t=0}^T Q(t)C(t)dt} = \frac{M(t)}{M_{TOTAL}} \quad [II.4]$$

Donde $V(t)$ y $M(t)$ son el volumen de esorrentía y la masa movilizada en el evento hasta el instante t y V_{TOTAL} y M_{TOTAL} los respectivos valores al final del evento (instante $t=T$).

La curva de movilización de masas puede ajustarse a una expresión potencial del tipo:

$$m = v^b$$

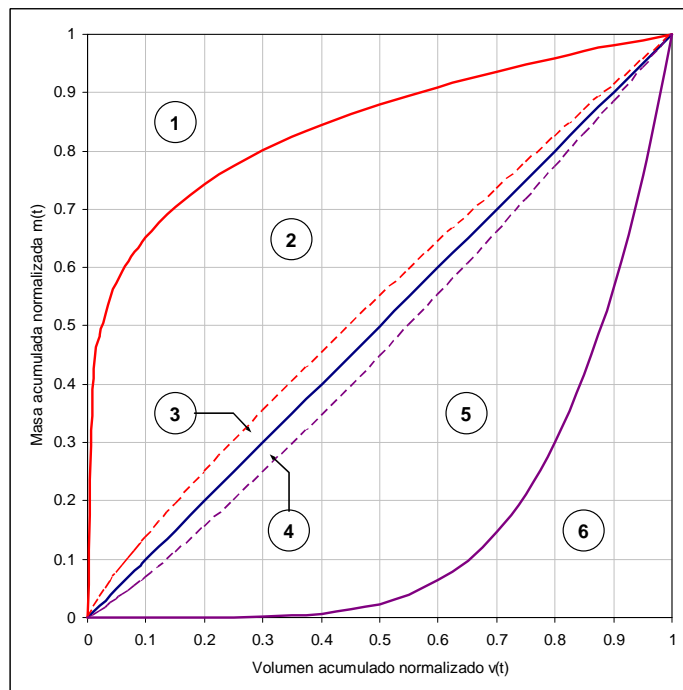


Figura II.8. Curvas límite de movilización de masas y zonas resultantes (adaptado de Bertrand-Krajewski et al, 1998).

El valor del exponente b evalúa el grado de alejamiento de la curva respecto de la bisectriz principal, esto es, la claridad con la que se produce *first flush* o no. Saget et al. (1996) consideran que si el 80% de la carga contaminante es movilizada por menos del 30% del volumen inicial del suceso, entonces ocurre claramente el primer lavado. Esto se corresponde con un valor del exponente $b=0.185$, que es el que separa las regiones 1 y 2 del gráfico de la figura II.8.

Así, si la curva de movilización de masas se sitúa en la región 1, el primer lavado es importante y notorio, mientras que si pertenece a la zona 2, el *first flush* existe pero su entidad es más moderada. El valor del exponente que separa las zonas 2 y 3 es $b=0.862$. Entre la zona 3 y la bisectriz principal, el fenómeno es despreciable, es decir, la concentración de contaminante es prácticamente constante en el evento.

Las zonas 4, 5 y 6 son simétricas de las anteriores y los significados respecto del primer lavado son antagónicos, esto es, se produce un retraso de la punta de contaminación. Evidentemente, en todas ellas $b>1$.

En los trabajos desarrollados por Saget et al. (1996) en Francia, se analizan un total de 80 tormentas en 7 cuencas separativas y 117 sucesos en 7 cuencas unitarias, obteniéndose los siguientes resultados respecto del exponente b (Tabla II.6).

Contaminante	Sistema	Mínimo	Medio	Máximo	Desviación típica
SST	Pluvial	0.152	0.769	2.023	0.307
	Unitario	0.274	0.926	1.506	0.186
DQO	Pluvial	0.282	0.681	1.375	0.215
	Unitario	0.265	0.852	1.233	0.171
DBO ₅	Pluvial	0.271	0.669	1.379	0.238
	Unitario	0.449	0.832	1.203	0.170

Tabla II.6. Rangos del exponente b (Saget et al. 1996, citado en MMA, 2002).

En el PROMEDSU se analizaron igualmente las curvas de movilización de masas en las cuencas piloto del proyecto (todas ellas unitarias), obteniéndose los siguientes valores promedio para el exponente b en cada cuenca.

Contaminante	Sevilla	Madrid	Barcelona	Vitoria	Valencia	Máximo	MEDIO
SST	0.74	0.70	0.80	0.56	0.90	0.90	0.74
DQO	0.78	0.74	0.80	0.61	0.86	0.86	0.76
DBO ₅	0.76	0.73	-	0.71	0.85	0.85	0.76

Tabla II.7. Valores medios del exponente b por cuenca piloto (MMA, 2002).

Nótese cómo, según los valores medios obtenidos, los tres contaminantes se mueven en la zona 2, pero próximos a la zona 3, esto es, existe primer lavado, pero éste es débil. Por otra parte, otro aspecto que no debe ser despreciado es la dependencia del exponente b con el tamaño de la cuenca.

II.5. El control de las DSU.

II.5.1. Impactos en el medio receptor.

Los impactos que los vertidos contaminantes procedentes de sistemas de drenaje urbano producen en el medio suelen clasificarse en función del tiempo transcurrido entre el vertido y el impacto que se genera: efectos a corto y largo plazo.

Impactos		Consecuencias
Sobre los ecosistemas	Flora	A largo plazo por eliminación de ciertas algas y proliferación de otras. Eutrofización.
	Fauna	A corto plazo sobre las especies más sensibles, llegando a producir mortalidad por asfixia. A largo plazo, supervivencia de las especies.
	Hidráulico	Depósito y relleno de lechos.
	Visual	Color y aspecto del agua.
Sobre los usos del agua	Pesca	Eliminación o reducción de las capturas
	Turismo y ocio	Reducción de la calidad del agua de baño. Potenciales paisajísticos devaluados.
	Abastecimiento de agua	Aumento del coste de tratamiento. Traslado de las tomas de agua.

Tabla II.8. Impactos de las DSU y sus consecuencias (Malgrat, 1995).

Los efectos a corto plazo suelen manifestarse por un aumento de la turbidez, de los elementos flotantes y una rápida caída del oxígeno disuelto en el medio receptor. A largo plazo, pueden producirse efectos de sedimentación y aterramiento, eutrofización (el lago de l'Albufera en Valencia es un ejemplo claro), y acumulación de ciertos elementos peligrosos en las cadenas alimentarias. Por otra parte, resulta igualmente importante analizar las consecuencias de los impactos según el aspecto sobre el que incidan: modificaciones de la calidad del agua, riesgos para la salud pública y deterioro estético.

Por otra parte, los estándares de calidad que permitan analizar los impactos producidos por las DSU deben enfocarse desde un punto de vista transitorio, ya que los vertidos son fenómenos puntuales e intermitentes y también lo son por tanto los impactos que generan. Surge así la necesidad de definir estándares intermitentes de calidad de aguas que permitan tener en cuenta los efectos instantáneos de las DSU en los cuerpos de agua receptores. Actualmente, las tendencias son (CEDEX, 2008):

- a) Estándares que trabajen con percentiles de cumplimiento altos en las concentraciones de contaminante resultantes en el medio receptor.
- b) Estándares que se centren en la frecuencia, duración y características de los sucesos que causan estrés en el medio receptor.

En el capítulo V se retoman estos últimos aspectos con mayor detalle, así como la metodología propuesta por el Ministerio de Medio Ambiente (2004) para la evaluación de los impactos.

II.5.2. Medidas anti-DSU: tipologías.

Las medidas de control de las DSU (o bien BMP, SUDS o TDUS) se suelen clasificar atendiendo a dos criterios básicos que de forma práctica acaban convergiendo en uno solo. Por un lado, se distinguen las medidas de control en origen de aquellas de control de vertidos. Por otra parte, se habla de medidas estructurales y medidas no estructurales (Temprano et al, 1996 y Temprano et al, 1997).

Las medidas de control en origen son aquellas que se aplican a elementos del sistema de drenaje previamente a su incorporación a la red de saneamiento (limpieza de calles, pavimentos porosos,...). Las medidas de control de vertidos son aquellas que se aplican en la propia red de colectores o en el punto de concentración de la misma antes de la llegada a la planta depuradora.

Por otra parte, las medidas no estructurales son aquellas que no requieren de actuaciones en la red de colectores, mientras que las medidas estructurales son las que precisan de infraestructuras adicionales en la propia red.

De ambas clasificaciones se desprende que, en grandes líneas, las medidas no estructurales coinciden con las de control en origen, y las medidas estructurales corresponden con las de control de vertidos. Es por ello que en la literatura se acaba reduciendo la clasificación a dos grandes grupos: control en origen / no estructurales y control de vertidos / estructurales.

II.5.2.1. Control en origen.

Las técnicas de control en origen pueden subdividirse en dos categorías (Barro y Suárez, 2004):

- a) Técnicas que reducen el caudal o volumen total de escorrentía que entra en la red (pavimentos porosos, azoteas verdes, zanjas drenantes).
- b) Técnicas de prevención que reduzcan la cantidad de contaminación movilizada que entra finalmente en la red (limpieza de calles, programas de educación, gestión de residuos, control de fertilizantes y pesticidas, control de la erosión).

Estas técnicas presentan ventajas incuestionables dado que atacan el problema desde su nacimiento, pero entre sus inconvenientes destacan dos:

- a) requieren de un mantenimiento elevado imprescindible para un correcto funcionamiento.

- b) su implantación en zonas urbanas consolidadas es difícil, incluso inviable, debido a los niveles de desarrollo y ocupación del territorio existente en las mismas.

II.5.2.2. Control de vertidos.

Aunque pueden encontrarse algunas técnicas de control de vertidos basadas en sistemas de infiltración, el grueso de este grupo lo integran dispositivos cuya función principal es almacenar agua. Estas infraestructuras pueden ser a cielo abierto (balsas) o enterradas (depósitos o tanques). No entraremos en la gran variedad de sub-clases que se recogen en la literatura, puesto que, salvo matices, el objetivo común es la reducción de las cargas contaminantes almacenando ciertos volúmenes y recibiendo éstos tratamientos como una simple sedimentación, o algo más complejos a base de coagulación - floculación o filtros verdes.

II.5.3. Tanques de tormenta.

Los depósitos de retención son, sin duda, una de las medidas de control contra las DSU más ampliamente utilizada (medida estructural de control de vertidos). De cara a la reducción de los impactos en el medio receptor, un tanque de tormenta actúa fundamentalmente de dos modos; por una parte, evita la llegada masiva de agua a la planta depuradora en tiempo de tormenta, regulándola posteriormente y evitando así el vertido al medio por incapacidad de la misma. Por otra parte, el almacenamiento temporal de agua en el tanque puede propiciar la sedimentación, con la consiguiente eliminación de contaminantes que ello conlleva.



Figura II.9. Tanque de tormenta en Burjassot, Valencia.

La utilización de tanques de tormenta para el control y la reducción de los impactos sobre el medio de los vertidos de DSU puede basarse en alcanzar alguno de los siguientes objetivos que recoge la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos (Stallard et al, 1998):

- a) El depósito no debe producir vertidos por encima de un determinado número al año.
- b) El volumen vertido anual no debe sobrepasar cierto valor.
- c) El volumen vertido en cada evento de precipitación no debe sobrepasar cierto valor.
- d) La masa de contaminación vertida al año por contaminantes debe quedar por debajo de cierto umbral.
- e) No debe sobrepasarse el número de incumplimientos fijados (normalmente por la ley) para estándares de calidad del medio receptor (aguas de baño, por ejemplo).

Es evidente que no se puede alcanzar el impacto nulo de las descargas de DSU. No se puede diseñar, con costes asumibles, la infraestructura capaz de no producir ningún tipo de vertido al año (Suárez y Cagliao, 2005). Es entonces cuando se plantea la pregunta que subyace en la motivación de la presente tesis: ¿Qué volumen es el más adecuado para un tanque de tormenta? Como se expone a continuación, la respuesta es compleja, y como apuntan algunos autores (Guo, 1999), aunque los tanques de tormenta están aceptados como herramientas eficaces para el control de la contaminación producida por escorrentías urbanas, todavía no existe un consenso en la selección del volumen óptimo para dichas infraestructuras.

II.6. Dimensionamiento volumétrico de tanques de tormenta.

Las características particulares de las DSU hacen que los métodos de dimensionamiento de estas estructuras, en cuanto a la determinación de su volumen, no estén en absoluto estandarizados. En efecto, existen una serie de aspectos únicos de las DSU que hacen el tratamiento del problema que nos ocupa un tanto particular (Walker et al, 1993):

- a) Las características del medio suelen ser muy específicas. Aunque existan unas directrices generales para el diseño de redes de colectores, el hecho es que cada red es única y presenta sus propias singularidades, redundando esto en las posibilidades de establecer en la misma depósitos de retención.
- b) El origen del problema es intermitente y con una gran variabilidad puesto que depende, por una parte de un proceso estadístico (la ocurrencia de los

eventos de lluvia) y por otra de uno estocástico (la acumulación y lavado de contaminantes en la superficie de la cuenca y en la propia red).

- c) Las bases del diseño no están estandarizadas.
- d) No existen bases de datos consistentes para la validación de los resultados, sobre todo en lo que respecta a las cuestiones relativas a la contaminación.

Todo ello hace que a día de hoy se hayan desarrollado multitud de metodologías para la determinación del volumen adecuado de un depósito de retención para alcanzar el objetivo del control de la contaminación. A continuación se desarrolla ampliamente el contenido de las metodologías que han resultado de la revisión de literatura realizada, aglutinándolas en las cuatro tipologías siguientes:

- a) Métodos probabilísticos cuyo punto de partida es la caracterización estadística de los parámetros fundamentales del proceso de precipitación. A partir de éstas, se obtienen distribuciones derivadas como volúmenes de escorrentía y masas de contaminante generados, vertidos y retenidos.
- b) Métodos a partir de eventos tipo generados del análisis de las relaciones entre las variables implicadas (volúmenes, intensidades, duraciones) y su frecuencia de ocurrencia.
- c) Simulación continua del proceso hidrológico e hidráulico con objeto de analizar con detalle el comportamiento de la solución planteada.
- d) Métodos y normativas simplificados, generalmente derivados de alguno de los anteriores, que se convierten en “reglas prácticas” de fácil aplicación.

II.6.1. Métodos probabilísticos: primeros desarrollos.

El punto de partida de los métodos probabilísticos está en la caracterización del proceso de escorrentía y sus variables aleatorias más importantes de cara al problema de la determinación de un volumen adecuado para el depósito de retención. Estas variables son las siguientes: volumen del evento, duración del evento, y tiempo de separación entre eventos.

A finales de la década de los 70 aparecen las primeras publicaciones que tratan el problema (DiToro and Small, 1979) y que se basan en la caracterización de los eventos de escorrentía (no se analiza de momento la transformación lluvia - escorrentía). Así, cada evento está caracterizado por su volumen de escorrentía v_R (mm), duración d (h) y separación con el evento previo s (h). A partir de estas variables se define el flujo medio del evento como $q=v_R/d$.

Asumiendo la independencia de las tres variables aleatorias (algo que el avance en años posteriores parece ratificar), se asume para todas ellas una función de

distribución Gamma. La función de densidad del flujo medio de evento adoptada es por lo tanto:

$$f_Q(q) = \left(\frac{\kappa}{Q_R}\right)^\kappa \frac{q^{\kappa-1}}{\Gamma(\kappa)} \exp\left(-\frac{\kappa q}{Q_R}\right) \quad [II.5]$$

con $\kappa=1/v_q^2$ y donde Q_R y v_q son respectivamente la media y el coeficiente de variación poblacionales de la variable q .

Por otra parte, se asume que la masa media de contaminación movilizada por evento es:

$$M_R = \bar{C} \cdot V_R$$

siendo V_R el volumen de escorrentía medio por evento y \bar{C} una concentración media. Esta hipótesis asume algo que, a día de hoy, se sabe con certeza que no es completamente cierto; existe una relación clara entre las masas de contaminación movilizadas y el proceso de lluvia (influenciadas, por ejemplo, por el primer lavado en la cuenca).

A partir de las variables anteriores, se plantea el problema del siguiente modo. En primer lugar, se analiza el rendimiento de un interceptor, capaz hasta un caudal máximo Q_i . La eficiencia del interceptor es importante, puesto que captura una parte de la escorrentía generada que directamente se dirige hacia la planta de tratamiento. El sistema se completa en segundo término con el depósito de retención, que retiene un determinado volumen hasta una capacidad máxima V_B , vertiendo el resto al medio receptor.

Bajo estas premisas se calcula la fracción de carga contaminante f_i no recogida por el interceptor como el cociente entre el valor esperado de los vertidos y la carga total movilizada:

$$f_i = \frac{\bar{M}}{M_R} = \frac{\bar{C} \int_{q=Q_i}^{\infty} \int_{d=0}^{\infty} (q - Q_i) df_D(d) f_Q(q) \cdot dd \cdot dq}{\bar{C} Q_R D} \quad [II.6]$$

Dadas las complicaciones que supone seguir trabajando con funciones de distribución Gamma para los flujos medios, se adopta la hipótesis $v_q=1$, esto es, una distribución exponencial. Con esta simplificación, la integral anterior es fácilmente evaluable y se tiene:

$$f_i = e^{-Q_i/Q_R} \quad [II.7]$$

Los resultados que se obtienen, en función del coeficiente de variación de la duración de los eventos, son los que se recogen en la figura II.10.

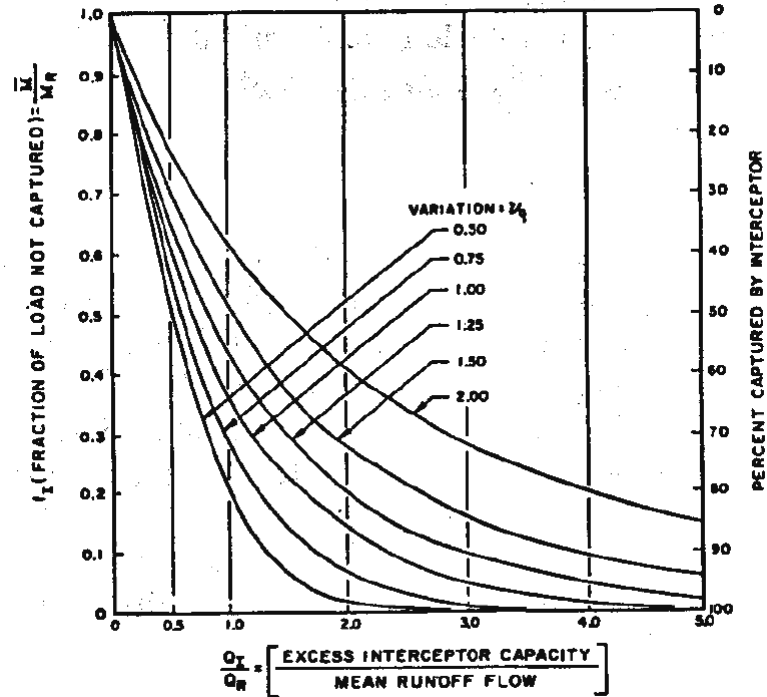


Figura II.10. Eficiencia de la intercepción (DiToro and Small 1979).

El siguiente paso consiste en analizar el almacenamiento en el depósito de retención planteándolo en dos fases:

- El efecto que tienen los eventos anteriores sobre el volumen disponible.
- La eficiencia en la retención.

Si dos eventos ocurren muy próximos en el tiempo es posible que cuando sobrevenga el segundo el depósito no esté completamente vacío y el volumen disponible sea inferior a la capacidad máxima del depósito. Por tanto, el volumen de depósito que se encuentre disponible en media va a ser determinante en la eficiencia del depósito a largo plazo.

Se trata, por tanto, de hallar el valor esperado del volumen disponible de depósito V_E al comienzo de cada evento, que a su vez es función de las variables v y s .

$$V_E = E(V_e) = \int_s \int_v V_e df_s(s) f_v(v) \cdot dv \cdot ds \quad [II.8]$$

Del mismo modo que antes, se adopta ahora la simplificación $v_q=v_d=v_s=1$, por lo que se asume que las tres variables se distribuyen exponencialmente.

La resolución de V_E requiere una evaluación numérica de las integrales resultantes. Una vez que la capacidad de almacenamiento efectiva se ha determinado, el análisis concluye con la evaluación de la eficiencia del depósito a largo plazo. Del mismo modo que con la interceptación, se plantea el cálculo de la fracción de carga contaminante f_V no retenida por el depósito como el cociente entre el valor esperado de los vertidos y la carga total:

$$f_V = \frac{\bar{M}}{M_R} = \frac{\bar{c} \int_{q=0}^{\infty} \int_{d=V_E/q}^{\infty} q \left(d - \frac{V_E}{q} \right) df_D(d) f_Q(q) \cdot dd \cdot dq}{\bar{c} Q_R D} \quad [\text{II.9}]$$

Los resultados que se obtienen en función del coeficiente de variación de los volúmenes de escorrentía de los eventos se recogen en las figuras II.11 y II.12.

Fruto de estas investigaciones la Environmental Protection Agency de los Estados Unidos publicó uno de sus primeros manuales prácticos: *Methodology for analysis of detention basins for control of urban runoff quality* (Driscoll et al, 1986).

Estos resultados sentaron las bases para desarrollos posteriores, que han ido enriqueciendo las hipótesis cada vez más. En cualquier caso, quedan ya patentes una serie de ideas y dificultades que no siempre han sido superadas con facilidad.

En primer lugar queda claro que las funciones de distribución candidatas a representar el fenómeno son farragosas, a poco que nos alejemos de la distribución exponencial; esto ha llevado a muchos autores a asumir la hipótesis de exponencialidad como premisa de partida para sus estudios. Aunque esto puede ser fácilmente discutible y rebatible, tal y como se plantea en el capítulo III de la tesis.

Por otra parte, el problema de la contaminación y su llegada a la red no es un fenómeno independiente de la lluvia; esto enlaza con el concepto de primer lavado, que no se tiene en cuenta con concentraciones constantes por evento (caso $b=1$ según lo expuesto anteriormente respecto de las curvas de movilización de masas). La inclusión en los análisis de modelos más complejos en cuanto a los contaminantes se hace, por tanto, necesaria.

Una primera mejora consiste en considerar el efecto de la relación entre la eficacia en la remoción de contaminantes en el depósito y el caudal entrante al depósito (Small and DiToro 1979). Como una primera aproximación se asume que dicha relación es de tipo exponencial.

$$r(q) = Z \exp \left(\frac{q \ln \frac{F}{Z}}{Q_R} \right) \quad [\text{II.10}]$$

donde q es el caudal de evento entrante al depósito y Q_R su valor medio. F y Z son los valores de $r(q)$ para $q=Q_R$ y $q=0$ respectivamente.

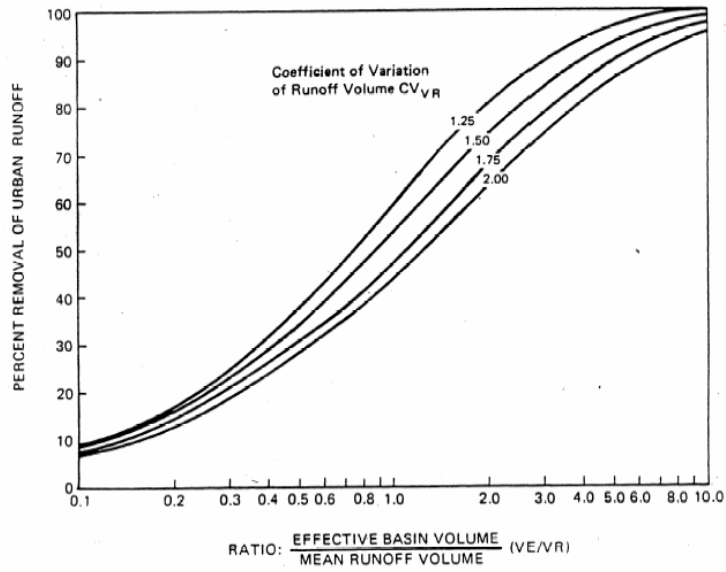


Figura II.11. Eficiencia del depósito de retención (Driscoll et al, 1986).

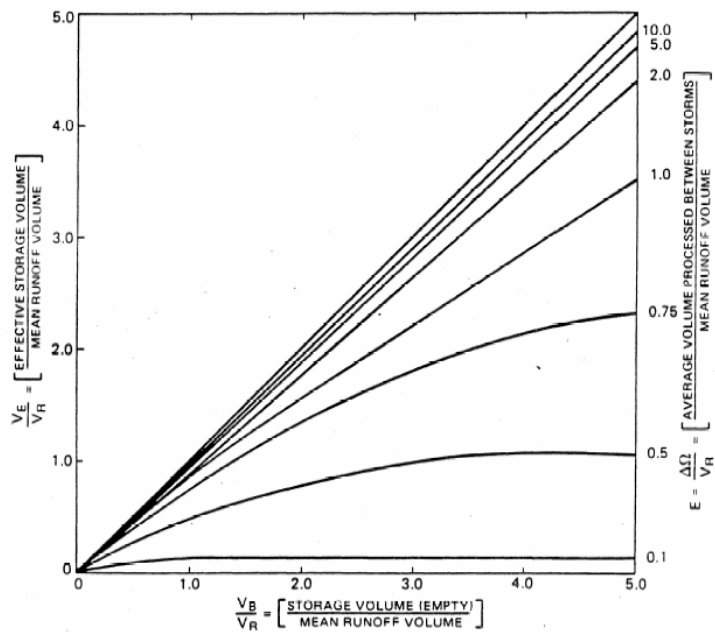


Figura II.12. Efecto de la tormenta previa en la eficiencia a largo plazo del depósito de retención (Driscoll et al, 1986).

De este modo se plantea el análisis del rendimiento del depósito bajo entradas de caudal variables y considerando que la eficacia en la reducción de la contaminación (por sedimentación) depende de dichos caudales. Un planteamiento similar al anterior permite evaluar la fracción total de masa de contaminante retenida bajo estas hipótesis (figura II.13).

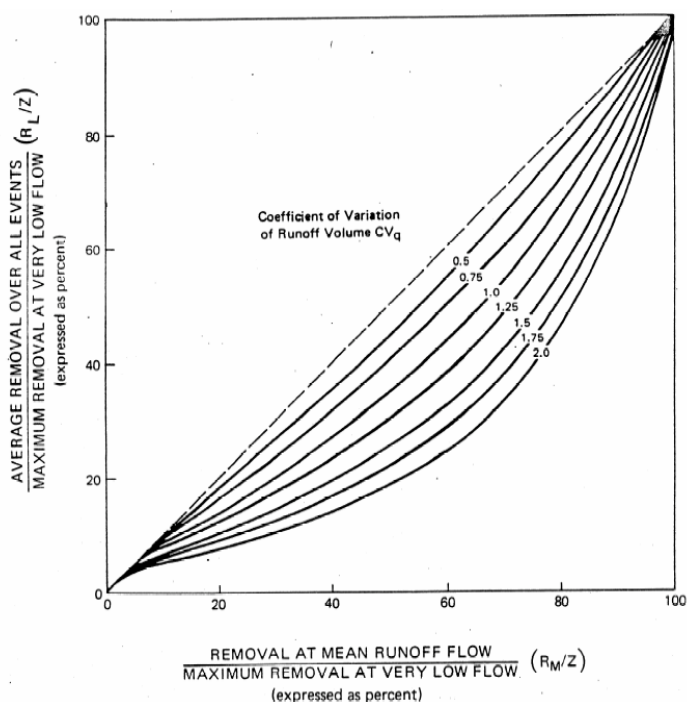


Figura II.13. Eficacia a largo plazo del depósito con la influencia del caudal entrante (Driscoll et al, 1986).

Sentadas las bases para el desarrollo probabilístico del problema, las sucesivas publicaciones van recogiendo variantes en la formulación. El mismo planteamiento de la solución desde un punto de vista probabilístico pone de manifiesto que es extremadamente importante y condiciona la solución completamente la elección de las funciones de distribución que caracterizan los eventos. Tras las formulaciones iniciales basadas en una combinación de funciones Gamma y exponenciales surgen algunos modelos que adoptan para las tres variables funciones de distribución exponenciales (Loganathan and Delleur, 1984):

a) Volúmenes de escorrentía por evento: $F_V(v) = p(V \leq v) = 1 - e^{-\alpha v}$ [II.11]

b) Duración del evento: $F_D(d) = p(D \leq d) = 1 - e^{-\beta d}$ [II.12]

c) Separación entre eventos sucesivos: $F_S(s) = p(S \leq s) = 1 - e^{-\gamma s}$ [II.13]

En base a estas expresiones se deriva una expresión analítica para la función de distribución de los vertidos teniendo en cuenta conjuntamente la intercepción hacia la depuradora y el almacenamiento temporal en el depósito. Si se admite que la planta depuradora tiene una capacidad a (mm/h) y el depósito un volumen b (mm), los vertidos pueden expresarse como:

$$\begin{cases} Y = V - aD - \min(aS, b) & \text{para } V - aD > \min(aS, b) \\ Y = 0 & \text{en otro caso} \end{cases} \quad [\text{II.14}]$$

En caso de que haya vertido, es decir, de que se rebase la capacidad del depósito, éste valdrá el volumen del evento (V), menos el volumen que admite la depuradora durante el evento (aD), menos el volumen de depósito disponible al inicio del evento en cuestión. Este último sustraendo será el mínimo entre el volumen físico del depósito b y el volumen vaciado entre eventos aS (se admite que el depósito se vacía a la tasa que admite la depuradora).

La expresión que se obtiene para la probabilidad de excedencia de los vertidos es:

$$P(Y > y) = \Omega e^{-\alpha y} \quad y \geq 0 \quad [\text{II.15}]$$

Donde $\Omega = p(Y > 0)$ es una constante que sólo depende de α , β , γ , a , b . La función de densidad de los vertidos queda entonces:

$$\begin{cases} f_Y(y) = \Omega \alpha e^{-\alpha y} & y > 0 \\ f_Y(y) = 1 - \Omega & y = 0 \text{ (impulso de probabilidad)} \\ f_Y(y) = 0 & y < 0 \end{cases} \quad [\text{II.16}]$$

La bondad de los resultados del modelo así planteado puede apreciarse en la figura II.14, donde se comparan éstos con los obtenidos de la simulación completa de un sistema en Indiana, Estados Unidos.

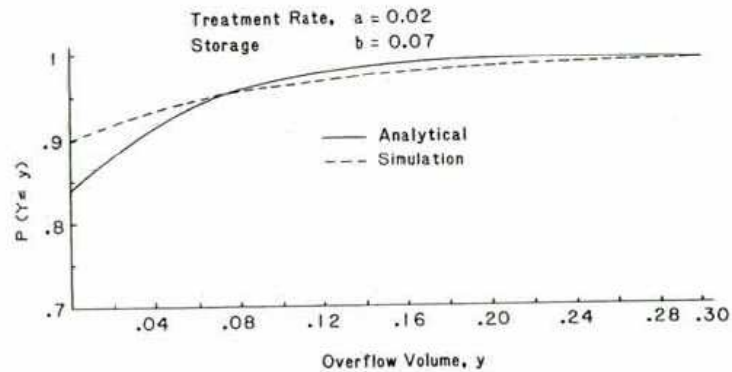


Figura II.14. Comparación de resultados del modelo probabilístico con simulación completa (Loganathan and Delleur, 1984).

El siguiente escalón en los métodos probabilísticos consiste en cubrir la simplificación asumida hasta ahora en cuanto a la concentración media de contaminantes en los vertidos. Segarra-García y Loganathan (1992) plantean un modelo que no sólo tiene en cuenta el almacenamiento en el depósito sino que incorpora el proceso de acumulación (*build-up*) y lavado (*wash-off*) de contaminantes en la superficie. La variable fundamental que entra en juego en este proceso es el tiempo entre eventos, s , o tiempo seco, ya que es en este periodo cuando se produce la acumulación de contaminantes. La formulación adoptada recoge las ideas comentadas en el apartado II.4.2 acerca del equilibrio que tiende a alcanzarse entre la acumulación de contaminantes y su eliminación. Así pues, la tasa de contaminante lavado en el instante t será proporcional a la masa del mismo remanente en la superficie:

$$\frac{d}{dt}P(t) = -Kq(t)P(t) \quad [\text{II.17}]$$

donde $P(t)$ es la masa de contaminante en el instante t , K la constante de lavado y $q(t)$ el caudal de escorrentía. La ecuación anterior es fácilmente integrable, quedando:

$$P_0 - P(t) = P_0(1 - e^{-Kv_t}) \quad [\text{II.18}]$$

donde P_0 es la masa de contaminante presente al inicio del evento y V_t el volumen de evento en el instante t . La masa total de contaminante movilizada por el evento será:

$$L_t = P_0(1 - e^{-Kv}) \quad [\text{II.19}]$$

Con estas consideraciones la masa de contaminante retenida por el depósito en un evento puede expresarse como:

$$\begin{cases} L = P_0(1 - \exp(-K(V_d + at_0))) & \text{si } V \geq V_d + at_0 \\ L = P_0(1 - \exp(-KV)) & \text{si } V < V_d + at_0 \end{cases} \quad [\text{II.20}]$$

donde V_d es el volumen (mm) disponible en el depósito al comienzo del evento (variable aleatoria), V el volumen (mm) de escorrentía del evento, a el caudal de vaciado (mm/h) del depósito y t_0 el tiempo (h) necesario para llenar el volumen disponible.

El volumen disponible en el depósito al comienzo de un evento puede expresarse como $V_d = \min(V_{d0} + aS, b)$, siendo V_{d0} el volumen disponible al final del evento anterior y aS el incremento de volumen que se produce al vaciarse el depósito durante el tiempo seco entre eventos, S , a un caudal a . Siguiendo con la hipótesis de exponencialidad para las variables del proceso volumen de evento, duración y separación entre eventos la función de densidad derivada para la variable V_d será:

$$\begin{cases} f_{V_d}(v_d) = 0 & v_d < 0 \\ f_{V_d}(v_d) = \frac{\gamma}{a} \exp\left(-\frac{\gamma}{a}(v_d - v_{d0})\right) & v_{d0} \leq v_d < b \\ f_{V_d}(v_d) = \exp\left(-\frac{\gamma}{a}(b - v_{d0})\right) & v_d = b \quad (\text{impulso de probabilidad}) \end{cases} \quad [\text{II.21}]$$

Para poder evaluar la masa de contaminante retenida por el depósito, L , falta por obtener la función de distribución del tiempo t_0 necesario para llenar el volumen disponible V_d . Dicho volumen disponible se llena a un caudal neto que es la diferencia entre el caudal medio de entrada, $I=V/D$ y el caudal de salida del depósito, a . De modo que el tiempo necesario para llenar el volumen disponible será:

$$T_0 = \frac{V_d}{I - a} \quad ; \quad I > a \quad [\text{II.22}]$$

Esta expresión se modifica del siguiente modo para abordar el tratamiento estadístico:

$$t_0 = \frac{V_d}{i_r - a} = \frac{V_d}{E(|a \leq I \leq z) - a} \quad [\text{II.23}]$$

La evaluación de i_r depende lógicamente de las variables volumen de evento, V , y duración de evento, D y de sus parámetros α y β .

Caracterizado el tiempo t_0 a partir de la variable i_r se puede redefinir la masa de contaminante retenida por el depósito en un evento como:

$$\begin{cases} L = P_0(1 - \exp(-K(pV_d))) & \text{si } V \geq pV_d \\ L = P_0(1 - \exp(-KV)) & \text{si } V < pV_d \end{cases} \quad [\text{II.24}]$$

con $p = \frac{i_r}{i_r - a}$ un parámetro más del modelo (recuérdese que $i_r = f(\alpha, \beta, a)$).

Por último, se trata de obtener el valor esperado de la masa de contaminante retenida por el depósito en un evento L , $E(L)$ a partir de las expresiones anteriores. El valor obtenido es:

$$E(L) = q_0 - q_1 \exp(-(\alpha + K)pV_{d0}) - q_2 \exp\left(-(\alpha + K)pV_{d0} - \frac{\gamma}{a}(b - V_{d0})\right) \quad [\text{II.25}]$$

con

$$q_0 = \frac{KP_0}{\alpha + K} \quad [II.26]$$

$$q_1 = \frac{q_0 \gamma}{(\alpha + K)ap + \gamma}$$

$$q_2 = \frac{KP_0 ap}{(\alpha + K)ap + \gamma}$$

Para el caso particular en que la separación de eventos sea importante y su parámetro γ tienda a 0, la expresión de $E(L)$ se reduce a:

$$E(L) = q_0(1 - \exp(-(\alpha + K)pb)) \quad [II.27]$$

Esta expresión muestra que en ese caso, al advenir el evento, todo el volumen está disponible y la masa retenida depende del volumen del depósito, b , y del caudal que se deriva a tratamiento, reflejado en p .

En cualquier caso, la eficiencia en la retención de contaminantes se obtiene a partir de lo anterior como:

$$\rho = \frac{E(L)}{E(L_t)} \quad [II.28]$$

A partir de esta definición, y fijando una eficiencia, se pueden obtener isolíneas de volumen de depósito, b , frente a caudal de vaciado, a , para alcanzar el objetivo.

La incorporación de los procesos relacionados con la acumulación y lavado de contaminantes supone un importante avance en el estado del conocimiento. No sólo se confía la eficiencia del depósito a la reducción del volumen vertido o del número de vertidos sino también a la reducción de la masa de contaminante vertida al medio receptor. En ese sentido, un aspecto que, sin duda, está relacionado con la eficiencia del sistema es la relación que existe entre el tiempo de retención de los volúmenes de escorrentía en el depósito y la eficacia en la eliminación de contaminantes por sedimentación en el mismo (Loganathan et al, 1994).

Tradicionalmente, el diseño de elementos de retención (ya sean depósitos o balsas) ha barajado tiempos de vaciado comprendidos entre las 24 y las 40 horas. Este parámetro es importante de cara a la eficiencia global del depósito; un tiempo de retención muy corto reduciría la eficiencia global puesto que incidiría en una baja tasa de sedimentación en el depósito. Por el contrario, un tiempo de retención muy alto incurre en el riesgo de no tener el depósito completamente disponible cuando ocurra el evento siguiente. Además, en este último caso, aumentar los tiempos de retención puede ser contraproducente puesto que pueden comenzar procesos químicos no deseables en las aguas retenidas que generen molestias (olores). Siguiendo con las premisas en cuanto a la distribución exponencial de las variables

fundamentales V , D , S (con sus parámetros α , β y γ respectivamente), ¿cuál es el valor esperado del tiempo de retención en el depósito?

Asumiendo que durante el proceso de llenado del depósito (es decir, durante la duración del evento D) se produce un mezclado y que la sedimentación se produce una vez finalizado éste, el tiempo de retención del evento n será:

$$R(n) = \min\left(\frac{b - V_d(n)}{a}, S\right) \quad [\text{II.29}]$$

Donde b es el volumen de depósito, $V_d(n)$ el volumen disponible al final del evento n , a el caudal de vaciado y S el período seco entre eventos.

Tras obtener la función de probabilidad derivada de la variable R , el valor esperado del tiempo de retención se reduce a una expresión compacta de la forma $E(R) = f(\alpha, \beta, \gamma, a, b)$. Evaluándola para los valores extremos $c=0$ y $c=b$, se puede obtener el rango de variación del tiempo de retención R . El caso más desfavorable de cara a la eficiencia por sedimentación será aquel en que $c=b$, por lo que:

$$E(R|c = b) = \frac{\beta}{(\alpha + \beta)(\alpha + \gamma)} \left(1 - \exp\left(-\frac{b}{a}(\alpha + \gamma)\right) \right) \quad [\text{II.30}]$$

Si se considera que la fracción de masa total de contaminante sedimentada en el depósito, M_s , es una función exponencial del tipo:

$$M_s = M_{s_{\max}} (1 - e^{-\theta t}) \quad [\text{II.31}]$$

siendo $M_{s_{\max}}$ la fracción máxima sedimentable, θ el factor de decaimiento y t el tiempo transcurrido desde el comienzo del proceso, entonces la fracción de masa total de contaminante sedimentada corresponderá a $t=R$ (tiempo de retención). No obstante, la expresión anterior para evaluar la sedimentación es demasiado básica, cuando la teoría al respecto está bastante más avanzada. De hecho, son muchos los autores que incorporan a los modelos probabilísticos los resultados de la teoría de la sedimentación con objeto de evaluar la eficiencia de la sedimentación en el proceso.

Los primeros métodos probabilísticos desarrollados a partir de las investigaciones iniciales de DiToro y Small (1979) y de las primeras publicaciones de la EPA centran sus esfuerzos en caracterizar las funciones de distribución fundamentales del proceso: volúmenes retenidos, volúmenes vertidos, cargas contaminantes movilizadas (acumulación y lavado), cargas contaminantes retenidas,... Todos los resultados obtenidos se deducen de las distribuciones de probabilidad de las tres variables madre del proceso: volúmenes de escorrentía, duración de los eventos y separación entre ellos. Por otra parte, las teorías de la sedimentación, aunque estudiadas (Driscoll et al, 1986), no acaban de ser incorporadas en las formulaciones analíticas.

Se plantean en este punto dos cuestiones. Por una parte, ¿por qué parten los desarrollos de la caracterización de los eventos de escorrentía y no de los eventos de precipitación que son al fin y al cabo el origen del proceso? Así, se desarrollan, paralelamente a los anteriores, métodos que se remontan a este punto del proceso, partiendo de la descripción estadística del proceso de lluvia. La otra cuestión que alimenta el desarrollo del conocimiento atañe a la inclusión en los modelos de los resultados de la teoría de la sedimentación con objeto de obtener expresiones realistas sobre la eficiencia que se alcanza con este proceso.

II.6.2. Métodos probabilísticos: desarrollos recientes.

El proceso de lluvia, para los objetivos que se persiguen con los depósitos de retención, queda descrito por sus variables fundamentales: volumen de evento, duración del mismo y tiempo de separación entre eventos (duración del tiempo seco). La separación de una serie continua de registros de precipitación en eventos independientes es una cuestión importante que se verá con detalle en el capítulo III de la tesis. Las siguientes funciones exponenciales de densidad son las que con más frecuencia, y casi con exclusividad, se encuentran en la literatura para describir el proceso de lluvia (Adams et al, 1986), considerando además que las tres variables son estadísticamente independientes:

$$a) \text{ Volumen de evento: } f_V(v) = \zeta e^{-\zeta v} \text{ con } \zeta=1/E(V) \text{ (mm-1)}. \quad [II.32]$$

$$b) \text{ Duración de evento: } f_T(t) = \lambda e^{-\lambda t} \text{ con } \lambda=1/E(T) \text{ (h-1)}. \quad [II.33]$$

$$c) \text{ Separación entre eventos: } f_B(b) = \psi e^{-\psi b} \text{ con } \psi=1/E(B) \text{ (h-1)}. \quad [II.34]$$

Por otra parte, otro estadístico importante de cara al desarrollo posterior es el número medio de eventos por año, θ .

Los modelos probabilísticos desarrollados a partir de esta caracterización se basan en el siguiente proceso lluvia - escorrentía - almacenamiento con los siguientes parámetros (Thoman 1997, según Adams 1984):

- a) Proceso de lluvia caracterizado por las variables v , t , b .
- b) Cuenca de área A_C , con umbral de escorrentía (único) P_0 y coeficiente de escorrentía (constante) C .
- c) Depósito de volumen S_A , que admite una tasa de vaciado continua hacia tratamiento Ω .
- d) Cuando se rebasa la capacidad del depósito, se producen los vertidos (p) al medio receptor.

El modelo de transformación lluvia - escorrentía se basa en el umbral de escorrentía P_0 y un coeficiente de escorrentía para la cuenca, según la siguiente expresión:

$$v_r = \begin{cases} 0 & ; v \leq P_0 \\ C(v - P_0) & ; v > P_0 \end{cases} \quad [II.35]$$

donde v_r es el volumen de escorrentía (mm), v el volumen de precipitación (mm), P_0 el umbral de escorrentía promedio de toda la cuenca (mm) y C su coeficiente de escorrentía.

El primer objetivo es la obtención de las expresiones derivadas de la probabilidad de ocurrencia de un vertido. Los resultados que se presentan a continuación fueron obtenidos por primera vez en 1984 por Adams y Bontje, y han sido utilizados posteriormente en otras ocasiones (Papa and Adams, 1996; Thoman, 1997; Papa et al, 1999).

Una hipótesis adoptada tradicionalmente al abordar el problema es considerar que las duraciones del evento de escorrentía y del evento de lluvia son idénticas. Este aspecto se discute en el capítulo IV de la tesis, y se analiza la sensibilidad de los resultados ante dicha hipótesis.

Por otra parte, el tiempo requerido para vaciar el depósito lleno, asumiendo un caudal de vaciado constante Ω , será S_A/Ω . El tiempo en que sucede el evento siguiente está marcado por el tiempo de separación entre eventos, b . Esto puede suceder cuando todavía no se haya vaciado el depósito o cuando ya lo haya hecho. Con este aspecto, se tiene en cuenta la secuencia temporal del proceso.

Con todas estas premisas, los autores abordan la obtención de la probabilidad, por evento de lluvia, de que se produzca un vertido (esto es, $p > 0$), $G_p(0)$.

Dado que las tres variables del proceso de lluvia son independientes, la función de densidad conjunta del mismo es el producto de las tres marginales, por tanto:

$$f_{v,b,t}(v, b, t) = f_v(v)f_b(b)f_t(t) = \lambda\psi\zeta \exp(-\lambda t - \psi b - \zeta v) \quad [II.36]$$

El resultado final del análisis estadístico conduce a la siguiente expresión analítica:

$$G_p(0) = P(p > 0) = \frac{\frac{\lambda}{\Omega} \frac{\psi + \zeta}{\Omega + C} \exp\left(-S_A \left(\frac{\psi}{\Omega} + \frac{\zeta}{C}\right)\right)}{\frac{\lambda}{\Omega} + \frac{\zeta}{C} \frac{\psi + \zeta}{\Omega + C}} \exp(-\zeta P_0) \quad [II.37]$$

Y el valor esperado del vertido por evento, $E(P)$ es:

$$E(P) = \frac{C}{\zeta} G_p(0) \quad [II.38]$$

Por otra parte, es razonable asumir que la eficiencia anual en el control de la contaminación puede estimarse como la fracción de escorrentía retenida en el depósito (eficiencia volumétrica) multiplicada por la eficiencia de la sedimentación (o en general del tratamiento que reciba el agua retenida). Así pues,

$$\eta = \eta_{\text{sed}} \eta_{\text{vol}} = \eta_{\text{sed}} \frac{\text{VR} - \text{VP}}{\text{VR}} \quad [\text{II.39}]$$

donde VR es el volumen medio de escorrentía anual y VP el volumen medio total vertido anualmente. Siendo θ el número medio de eventos al año, se tendrá:

$$\text{VP} = \theta E(P) = \theta \frac{C}{\zeta} G_p(0) \quad [\text{II.40}]$$

Por otra parte, el volumen medio anual de escorrentía vale:

$$\text{VR} = \theta \frac{C}{\zeta} \exp(-\zeta P_0) \quad [\text{II.41}]$$

Finalmente, combinando las expresiones anteriores, se obtiene el valor de la eficiencia combinada como:

$$\eta = \eta_{\text{sed}} \eta_{\text{vol}} = \eta_{\text{sed}} \left(1 - \frac{\frac{\lambda}{\Omega} \frac{\Psi + \zeta}{\Omega + \zeta} \exp\left(-S_A \left(\frac{\Psi + \zeta}{\Omega + \zeta}\right)\right)}{\frac{\lambda}{\Omega} + \frac{\zeta}{\Omega + \zeta}} \right) \quad [\text{II.42}]$$

La eliminación de contaminantes por sedimentación en el depósito es función del tiempo de retención pero también de las condiciones de turbulencia que se dan en el mismo. Un modelo de sedimentación ampliamente utilizado es el modelo de sedimentación dinámica, cuya eficiencia viene dada por:

$$\eta^* = 1 - \left(1 + \frac{1}{n} \frac{v_s}{Q/A} \right)^{-n} \quad [\text{II.43}]$$

donde η^* es la eficiencia de la sedimentación dinámica, n es el factor de turbulencia, v_s la velocidad de sedimentación de las partículas, Q el caudal estacionario a través del depósito y A la superficie media en planta del depósito.

El cociente Q/A puede expresarse también como h_A/t_s , siendo h_A la profundidad del depósito y t_s el tiempo medio de retención. El tiempo de retención puede variar entre 0 y el tiempo de vaciado del depósito cuando este está completamente lleno, esto es S_A/Ω . Adoptando unas condiciones medias resulta un tiempo medio de retención de:

$$t_s = \frac{1}{2} \frac{S_A}{\Omega} \quad [II.44]$$

Por lo tanto, la eficiencia de la sedimentación dinámica quedará:

$$\eta^* = 1 - \left(1 + \frac{v_s}{nh_A} \frac{S_A}{2\Omega} \right)^{-n} \quad [II.45]$$

Un valor más representativo de la eficiencia de la sedimentación sería aquel que tuviese en cuenta la granulometría del sedimento, de modo que siendo F_i la fracción de sedimento de un determinado tamaño y η_i^* su eficiencia se tendrá finalmente:

$$\eta_{sed} = \sum_i F_i \eta_i^* \quad [II.46]$$

Queda así finalmente determinada la eficiencia global de depósito:

$$\eta = \eta_{sed} \eta_{vol} = \left(\sum_i F_i \eta_i^* \right) \left(1 - \frac{\frac{\lambda}{\Omega} \frac{\Psi}{\Omega} + \frac{\zeta}{C} \exp\left(-S_A \left(\frac{\Psi}{\Omega} + \frac{\zeta}{C}\right)\right)}{\frac{\lambda}{\Omega} + \frac{\zeta}{C} \frac{\Psi}{\Omega} + \frac{\zeta}{C}} \right) \quad [II.47]$$

Con este planteamiento, la eficiencia queda en función del volumen del depósito, de su profundidad y del caudal de vaciado del mismo (además, evidentemente, de los parámetros que caracterizan el proceso de lluvia):

$$\eta = \eta(S_A, h_A, \Omega) \quad [II.48]$$

Se trata, por tanto, de hallar una terna de valores óptima, dado el nivel de eficiencia exigido.

Lo expuesto hasta el momento constituye el núcleo de los métodos probabilísticos más recientes. Ha habido otros desarrollos, paralelos y posteriores, que han ahondado en algún aspecto, pero sin realmente suponer un cambio sustancial en la filosofía del planteamiento.

Guo y Adams (1998) critican que las transformaciones lluvia-escorrentía adoptadas hasta la fecha se basan en modelos simples de coeficiente de escorrentía, sin tener en cuenta la impermeabilidad de la cuenca ni la capacidad de infiltración del suelo. Es por ello que plantea modificaciones en el modelo anterior, incluyendo los siguientes aspectos:

- a) Adopta el modelo de Horton para caracterizar las pérdidas por infiltración.
- b) La superficie de la cuenca se divide en una parte permeable y otra impermeable. Para la parte impermeable la infiltración se asume nula y

las únicas pérdidas corresponden al almacenamiento en depresiones. Para la parte permeable las pérdidas corresponden al almacenamiento en depresiones y a la infiltración posterior.

Con estas modificaciones, y siguiendo la metodología expuesta, se obtienen las expresiones derivadas del valor esperado del volumen de escorrentía por evento (Guo and Adams, 1998) y de la eficiencia volumétrica (Guo and Adams, 1999). En este último caso, otra modificación que se introduce consiste en considerar el tiempo de concentración de la cuenca para tener en cuenta la diferencia de duración entre el evento de lluvia y el evento de escorrentía. Se obtienen igualmente las expresiones derivadas de la probabilidad de vertido (Guo and Adams, 1998 y Guo, 2001).

Los pasos más reciente en cuanto a los modelos probabilísticos se centran, por una parte, en la discusión de la validez universal de los modelos exponenciales de lluvia (Andrés-Doménech and Marco, 2008 y Balistrocchi et al., 2008) y en el análisis del impacto del cambio climático en los resultados (Cobbina et al., 2008). Sobre el primer aspecto, se realiza un análisis en profundidad en el capítulo III de la tesis.

Los métodos probabilísticos se centran en la idea fundamental de caracterizar estadísticamente los procesos iniciales del problema (ya sea la serie de eventos de escorrentía o los eventos de precipitación) y obtener las expresiones derivadas que permitan conocer el funcionamiento de un depósito dado: número medio de vertidos al año, eficiencia volumétrica, eficiencia del tratamiento (sedimentación), eficiencia global,... Son métodos robustos y completos que proporcionan soluciones consistentes. No obstante, ha quedado patente que todo el desarrollo depende de los ajustes iniciales que se propongan para las variables del proceso. Según la literatura, parece haber un consenso (con referencias, bien es cierto, fundamentalmente en Estados Unidos y Canadá) sobre la exponencialidad en las distribuciones de la duración, separación y volumen de evento. Más adelante (capítulo III) se discutirá este supuesto y su aplicabilidad en España. Por otra parte, el núcleo de los desarrollos efectuados se apoya en modelos de transformación lluvia-escorrentía basados en modelos de coeficiente de escorrentía de dudosa representatividad para un problema que abarca el rango completo de magnitudes de eventos de precipitación.

II.6.3. Métodos de evento de diseño.

En hidrología de diseño las tormentas de cálculo se desarrollaron en un principio para describir ciertas características del proceso de lluvia de interés para problemas de control de flujo: diseño de encauzamientos, redes de colectores,... fundamentalmente enfocados a un problema de capacidad. Así, multitud de normativas y ordenanzas municipales especifican y han desarrollado eventos de diseño para el cálculo de infraestructuras de drenaje. En ese caso, el éxito de los métodos basados en tormentas de diseño es indiscutible; esto es así porque

realmente, para reproducir el caudal de cálculo para un nivel de recurrencia dado, es suficiente con caracterizar, en el proceso de lluvia, la relación intensidad máxima - duración - frecuencia (curvas IDF).

A la hora de analizar la respuesta de un depósito de retención en un sistema de drenaje se ha demostrado ya que las variables fundamentales que intervienen son muchas más: volumen y duración de eventos, separación entre eventos y, todo ello, relacionado con sus períodos de recurrencia. ¿Se puede aglutinar tanta información en un solo evento de diseño?

El diseño de depósitos de retención para control de la contaminación con eventos de diseño presenta claras limitaciones (Calabro, 2004). Normalmente, un evento de diseño se asigna a un nivel de recurrencia fijado por el período de retorno de alguna característica de la lluvia (volumen o intensidad). Pero es francamente difícil hacer corresponder las otras características del problema con el mismo período de recurrencia: cargas contaminantes, duración de la lluvia.

Otro problema fundamental del evento de diseño es que no tiene en cuenta la sucesión temporal del patrón de lluvias; obvia por completo la variable del tiempo de separación entre eventos (Clar et al, 2004).

II.6.4. Simulación continua.

Los métodos basados en la simulación continua de los sistemas son útiles para evaluar la eficiencia a largo plazo conseguida con un determinado depósito o conjunto de depósitos. A partir de los resultados obtenidos con las simulaciones se pueden obtener las pautas de comportamiento en función de las variables de decisión. Todo ello puede hacerse con series históricas de precipitación o bien con series sintéticas.

No obstante, la gran utilidad de la simulación continua para el problema abordado estriba en dos aspectos fundamentales:

- a) En el ámbito de la investigación, sirven fundamentalmente para contrastar los resultados obtenidos con otros métodos.
- b) En el ámbito del diseño, sirven al ingeniero para refinar la solución de un pre-diseño inicial abordado, generalmente, con un método simplificado.

Simulando un sistema con un registro continuo de precipitación se puede obtener, por ejemplo, la serie de volúmenes vertidos por la red, a la cual se le puede ajustar una función de distribución, obteniendo finalmente el período de retorno de un determinado vertido:

$$T_r = \frac{1}{\theta P} \quad [\text{II.49}]$$

siendo θ el número medio de vertidos por año (deducido de la simulación) y P la probabilidad de excedencia de un determinado volumen de vertido.

Uno de los modelos más utilizados para efectuar la simulación continua de los sistemas es el SWMM, Storm Water Management Model de la US Environment Protection Agency.

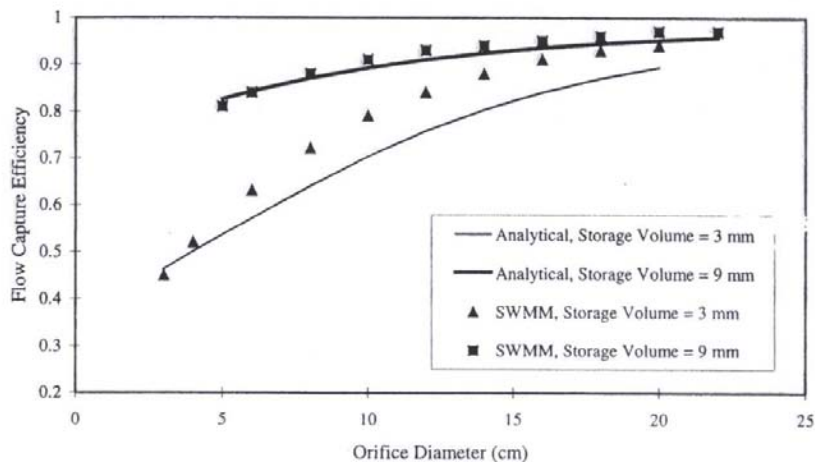


Figura II.15. Comparación de resultados de un modelo analítico con simulación continua (Guo and Adams,1999).

Cabe destacar que la mayoría de las metodologías desarrolladas en España (ver apartado II.7) se han desarrollado obteniendo resultados a partir de la simulación continua con SWMM (Revilla et al, 1994; Temprano et al 1998; Temprano y Tejero, 2002) y con MOUSE (Ajuntament de Barcelona, 1997).

II.6.5. Métodos simplificados y normativas.

Generalmente basados en las ideas centrales de los métodos probabilísticos, paralelamente a éstos de han ido desarrollando métodos simplificados de determinación del volumen óptimo de un depósito de retención de escorrentías de tormenta para control de la contaminación. Una publicación clásica al respecto es el manual “Stormwater. Best Management Practices and detention for water quality, drainage and CSO management.” (Urbonas and Sthare, 1993) cuyas ideas fueron posteriormente recogidas en el manual de la EPA “Combined Sewer Overflow Control” (Walker et al, 1993). A continuación se describen algunos de estos métodos clásicos así como diversas normativas.

II.6.5.1. Método del ratio de retención volumétrica.

Después de separar la serie de precipitaciones en eventos independientes, el volumen de escorrentía de cada evento se deduce a partir de un coeficiente de escorrentía:

$$V_r = C \cdot P_t \quad [\text{II.50}]$$

donde V_r es el volumen de escorrentía del evento (mm), C el coeficiente de escorrentía y P_t el volumen de lluvia del evento (mm).

Para un depósito de retención dado con un volumen total V_p que se vacía en un tiempo T_e , el caudal medio de vaciado será:

$$q = \frac{V_r}{T_e} \quad [\text{II.51}]$$

Así, el volumen máximo que puede ser retenido durante cualquier evento de lluvia será:

$$V_m = V_p + q \cdot T_d \quad [\text{II.52}]$$

siendo T_d la duración de la tormenta.

Si el volumen de escorrentía es menor que V_m se considera que todo el volumen de escorrentía es retenido por el depósito. Por el contrario, si es mayor, el exceso de volumen $V_r - V_m$ será vertido. Se supone, como simplificación, que al comienzo de cada evento está disponible todo el volumen de depósito.

Para un registro continuo de precipitación que produce N eventos de escorrentía, se puede obtener el volumen total de escorrentía generado V_{tr} y el volumen total de escorrentía vertido V_{tv} :

$$V_{tr} = \sum_{j=1}^N V_{r,j} \quad [\text{II.53}]$$

$$V_{tv} = \sum_{j=1}^N (V_{r,j} - V_{m,j}) \quad \text{para } V_{r,j} - V_{m,j} > 0 ; \text{ en otro caso } V_{tv} = 0$$

Para evaluar la eficiencia volumétrica del depósito a lo largo de la serie de precipitación estudiada, se define el ratio de retención volumétrica:

$$R_v = 1 - \frac{V_{tv}}{V_{tr}} \quad [\text{II.54}]$$

Dada una serie de eventos de escorrentía, deducida de la serie de eventos de lluvia, existirá un volumen capaz de retener toda la escorrentía del período. Por razones prácticas ese volumen máximo se adopta igual al percentil del 99.9% de

probabilidad de no excedencia. Así, con ese volumen máximo $V_{99,9}$, se pueden normalizar todos los volúmenes de depósito considerados:

$$V^* = \frac{V}{V_{99,9}} \quad [II.55]$$

De este modo, con la serie de eventos de lluvia se puede construir la curva $R_V = f(V^*)$.

El volumen normalizado óptimo es aquel que resulta del punto de tangencia de la curva anterior con la recta de pendiente 1:1. Antes de alcanzar este punto el ratio de retención aumenta más deprisa que lo hace el volumen normalizado. Por el contrario, después de este punto los incrementos en el ratio de retención requieren de incrementos mucho mayores en el volumen normalizado. Dicho de otro modo, una vez rebasado el punto óptimo cada vez menos tormentas son retenidas totalmente.

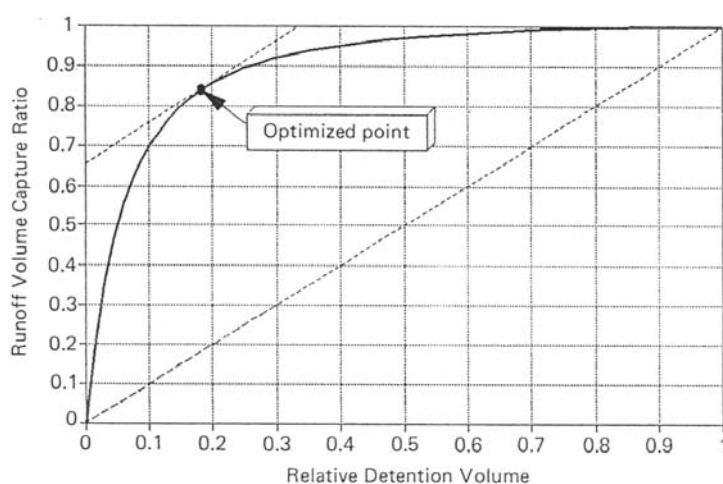


Figura II.16. Curva $R_V = f(V^*)$ y volumen normalizado óptimo (Urbonas and Stahre 1993).

II.6.5.2. Método del ratio de eventos retenidos.

El método es exactamente el mismo, pero para evaluar la eficiencia del depósito a lo largo de la serie de precipitación estudiada se define el ratio de eventos retenidos:

$$R_e = 1 - \frac{N_{tv}}{N} \quad [II.56]$$

donde N_{tv} es el número total de eventos en la serie que producen vertido (es decir, que superan el volumen de almacenamiento) y N el número total de eventos registrados en el periodo.

Ambos métodos de maximización de ratios fueron refinados posteriormente con algunas mejoras (Guo and Urbonas, 1996). Se añadió el concepto de umbral de escorrentía P_0 para el cálculo de los volúmenes de escorrentía, de modo que $V_r = C \cdot (P_t - P_0)$. Se trata de unas metodologías sencillas que, no obstante, obvian aspectos importantes como el patrón temporal de la serie de precipitaciones y los procesos relacionados con los contaminantes.

A parte de los métodos simplificados desarrollados por Urbonas, numerosos estados y países han desarrollado formulaciones propias. A continuación se recogen algunas de ellas con objeto de dejar patente la variedad y disparidad existente en la materia.

II.6.5.3. Método del estado de Maryland, Estados Unidos.

Se establece un volumen de retención para control de contaminantes capaz de retener y tratar la escorrentía procedente del 90% de la lluvia media anual (Schueler and Claytor, 2000). En términos numéricos para el estado de Maryland, esto corresponde a unos 23 mm (zona oeste) - 25 mm (zona este) de lluvia bruta, multiplicados por el coeficiente de escorrentía y el área en cuestión. El coeficiente de escorrentía se evalúa como $C=0.05+0.009I$ con I =% impermeable de la cuenca.

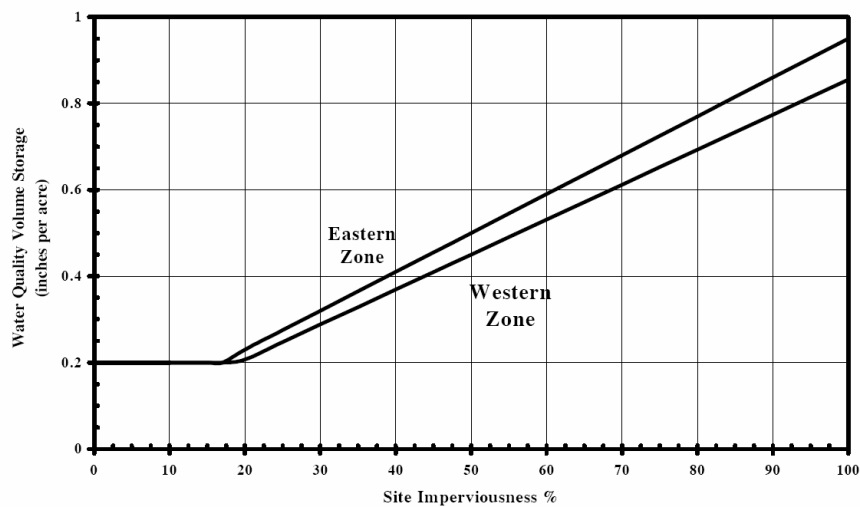


Figura II.17. Relación entre la impermeabilidad de la cuenca y el volumen necesario (Schueler and Claytor, 2000).

Se establece un mínimo de volumen en 0.2 inches/acre (12.55 mm/ha) en áreas con menos de 15% impermeable.

II.6.5.4. Método inglés de la British Standard 8005.

La normativa BS-8005 *Guide to new sewerage construction* (que ya no está en vigor) establece que el volumen necesario del depósito debe ser capaz de retener la contaminación producida como mínimo por la primera lluvia para conducirla a tratamiento en la EDAR de modo que los reboses que se produzcan desde el sistema al medio receptor cumplan con cierta garantía de dilución.

Así, este volumen será el necesario para que una lluvia crítica de 20 minutos de duración y una intensidad de 10 l/s/ha no produzca vertidos. Esto resulta en unos 12 m³/ha impermeable (citado en CEDEX, 2007).

En cuanto al caudal de salida hacia depuración se define a partir de la clásica "Fórmula A" que establece:

$$Q = 1.365 \frac{P}{86400} + 2Q_i + Q_m \quad [II.57]$$

donde P es la población (hab), Q_i el caudal industrial (l/s) y Q_m el caudal de residuales urbano en tiempo seco (l/s). De este modo se vienen a derivar unos 20 l/s por 1000 habitantes, lo que supone una dilución en las DSU del orden de 1 a 6 ó 1 a 7 (Beneyto, 2004).

Esta formulación supone llevar un caudal importante hacia la depuradora, lo que permite disminuir los volúmenes de retención. Pero crea problemas en la entrada de las depuradoras ya que obliga a diseñar los primarios para estos caudales, mientras que los secundarios se suelen diseñar para caudales mucho menores (Russo et al, 2006).

II.6.5.5. Nuevas directrices en el Reino Unido.

Un problema aún sin resolver en los numerosos manuales existentes en el Reino Unido es la determinación de un volumen apropiado para las estructuras de almacenamiento y pretratamiento de contaminantes (Deutsch et al, 2003).

Se manejan varios métodos, muchos de ellos basados en las características sedimentables de las partículas. Los manuales CIRIA C521 y CIRIA C522 (2000) así como el reciente SUDS Manual (Woods-Ballard et al, 2007) adoptan la siguiente formulación:

$$V_t [m^3 / ha \text{ bruta}] = 9D \left(\frac{SOIL}{2} + \left(1 - \frac{SOIL}{2} \right) I \right) \quad [II.58]$$

SOIL = Winter rain acceptance potential (WRAP), índice de almacenamiento potencial del suelo, varía entre 1 y 5.

D = Lluvia de 60 minutos de duración y 5 años de período de retorno (mm).

I = Fracción decimal impermeable (entre 0 y 1).

Esto genera habitualmente volúmenes entre 70 y 100 m³/ha para áreas urbanas residenciales de desarrollo medio.

El manual CIRIA “Design of Flood Storage Reservoirs” (1993) sugiere un volumen para tratamiento basado en los primeros 12 - 15 mm de lluvia.

La publicación “Constructed Wetlands and Links with Sustainable Drainage Systems” (2003, Environment Agency) realiza recomendaciones similares con 10 - 15 mm de la escorrentía eficaz.

Como línea a seguir se apunta que la lluvia de diseño para determinar el volumen óptimo debe ser la mayor entre:

- a) 10 - 15 mm de lluvia neta.
- b) lluvia diaria superada dos veces al año.
- c) el volumen correspondiente al cuantil del 90% de todos los eventos de lluvia.
- d) 25 mm distribuidos en toda la cuenca (brutos).

En cualquier caso debe tenerse en cuenta que estos criterios estándar sólo son asumibles si las condiciones locales (sobre todo el régimen de lluvias) son similares a las que basan todas estas formulaciones.

II.6.5.6. Método alemán (norma ATV-128).

La normativa alemana ATV-128 (Standards for the dimensioning and design of stormwater overflows) (ATV, German Association for Water Pollution Control, 1992), se basa en las dos ideas siguientes (CEDEX, 2008)

- a) El caudal máximo que se envía hacia depuración debe ser menor o igual al caudal máximo que la estación es capaz de tratar en todos sus procesos.
- b) La contaminación total movilizada en tiempo de lluvia por las DSU y la EDAR hacia el medio no debe ser superior a la que se produciría si el sistema fuese separativo.

El parámetro en que se basa la norma para la evaluación de la contaminación movilizada es la carga anual de DQO. El procedimiento consiste en la determinación del volumen de almacenamiento total necesario para una determinada cuenca (aguas arriba del último punto de vertido), siguiendo los siguientes pasos (adaptado de CEDEX, 2008):

- a) Determinación de la concentración de DQO en las descargas, a partir de valores promedios estimados para Alemania y de ciertos parámetros propios de la cuenca.
- b) Determinación del porcentaje de reboses permitidos teniendo en cuenta la premisa expuesta anteriormente, esto es, la contaminación vertida al medio por DSU y EDAR debe ser menor que la que produciría el sistema si fuese separativo.
- c) Determinación del volumen de almacenamiento requerido en toda la cuenca a partir del caudal específico derivado a la EDAR en tiempo de lluvia (q_r) y el porcentaje de reboses permitidos (e_0).

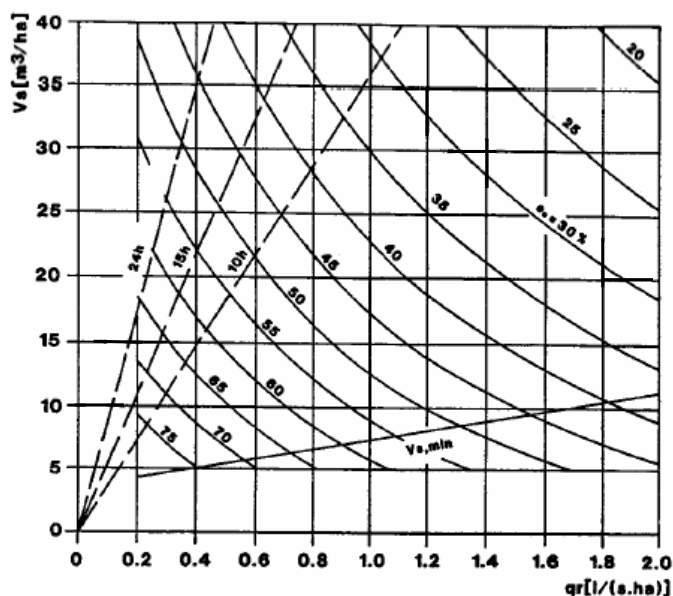


Figura II.18. Volumen de almacenamiento específico (ATV, 1992).

Tras la determinación del volumen total necesario, la norma propone, según la importancia del depósito, la forma de:

- a) Determinar el volumen de cada estructura con aliviadero.
- b) Comprobar aspectos del diseño detallado de cada infraestructura.

La normativa alemana adopta una expresión para determinar el punto de entrada en funcionamiento de un determinado aliviadero tradicional, fijando una “lluvia crítica” en un abanico entre 7.5 y 15 l/s/ha impermeable que varía en función del tiempo de concentración (t_c) de la cuenca.

$$\begin{cases} I_c = 15 \frac{120}{t_c + 120} \text{ l/s/ha imp.} & t_c < 120 \text{ min} \\ I_c = 7.5 \text{ l/s/ha imp.} & t_c > 120 \text{ min} \end{cases} \quad [\text{II.59}]$$

Hoy en día esta tipología de infraestructuras está en desuso (CEDEX, 2008). Para los depósitos-aliviadero, la norma fija un valor mínimo del volumen específico, entre 3.6 y 11.2 m³/ha impermeable, para que los objetivos de sedimentación se alcancen con garantías.

Con estas directrices, la norma da lugar al diseño de interceptores con poca capacidad de transporte; sin embargo, los depósitos de retención son de dimensiones relativamente grandes, ya que además de lo expuesto, se les exige un coeficiente de mezcla de al menos 7 (en función de la concentración media de la DQO del tiempo seco) (Beneyto, 2004).

II.6.5.7. Métodos y criterios franceses.

La norma de referencia en Francia la constituye la *Documentation Technique FNDAE n°6 Les bassins d'orage sur les réseaux d'assainissement* (1988), que contempla dos enfoques para la determinación del volumen de depósito necesario (Beneyto, 2004):

- a) Método de la lluvia crítica, para el cálculo de depósitos integrados en la red. El fundamento del método es retener el 90% de la DBO vertida al medio receptor por las DSU. La norma plantea el cálculo del volumen específico necesario a partir del concepto de "intensidad de lluvia crítica". Sin embargo, la metodología se basa en observaciones realizadas en Alemania, por lo que su transposición a Francia no es inmediata y debería corregirse adecuadamente, aspecto que la norma no contempla.
- b) Método de los caudales, para el cálculo de depósitos aguas arriba de una EDAR. La norma plantea dimensionar un tanque que sea capaz de retener 6 veces el caudal medio de tiempo seco y un tiempo de retención de 20 minutos. La práctica ha puesto de manifiesto que este criterio no se sostiene, dado que no tiene en cuenta el fenómeno de primer lavado y además subestima el tiempo de retención para alcanzar objetivos de calidad admisibles.

Por otra parte, existen numerosas referencias en Francia, sobre todo en relación a la reducción de contaminantes, donde se recogen los siguientes intervalos en cuanto a la capacidad de los tanques de tormenta (Russo et al, 2006):

- a) 100 - 200 m³/ha impermeable si el objetivo es eliminar sedimentos y sólidos en suspensión (Bachoc et al, 1993).
- b) 200 - 300 m³/ha impermeable si el objetivo es limitar las descargas de nutrientes (Hvitved - Jacobsen et al, 1987).

- c) 31 - 68 m³/ha impermeable si se consideran sólidos en suspensión (Saget et al, 1995). Otro estudio desarrollado por el mismo autor propone un criterio de diseño según la eficiencia que se requiera.

Concretamente, considerando sólidos en suspensión y la DBO₅, los depósitos se dimensionarían según el porcentaje de las cargas contaminantes que se puedan admitir:

Volumen almacenado m ³ /ha impermeable	Masa de contaminante interceptada anualmente (%)	Masa de contaminante interceptada durante los eventos críticos (%)
20	36 – 56	5 – 15
50	57 – 77	13 – 34
100	74 – 92	26 – 74
200	88 – 100	60 – 100

Tabla II.9. Eficiencias obtenidas para la intercepción de sólidos en suspensión (Saget et al, 1995).

II.6.5.8. Método austriaco (norma ÖWWW).

La norma ÖWWW Regelbatt 19 (1987) fija el valor de 15 l/s/ha impermeable para el diseño de medidas anti-DSU como depósitos de retención de primer lavado. Si el medio hídrico receptor puede presentar eventuales problemas de dilución de los contaminantes o tiene una particular importancia, este valor mínimo será de 30 l/s/ha impermeable.

Para el diseño de depósitos se especifica un volumen mínimo de 15 m³/ha impermeable. Cuando se requiere una protección más eficaz debido a la importancia del medio receptor la ÖWWW Regelbatt-19 sugiere los valores de 20-26 m³/ha impermeables para depósitos fuera de línea y 45 m³/ha impermeable para depósito en línea, no permitiéndose en ningún caso depósitos con volúmenes menores de 50-100 m³ (CEDEX, 2007).

II.6.5.9. Criterios italianos.

En Italia los depósitos de retención anti - DSU se dimensionan utilizando normalmente un ratio de 50 m³/ha impermeable (Russo et al, 2006). Estudios recientes comprueban que para alcanzar frecuencias de vertido pequeñas se deben retener grandes volúmenes, entre 200 - 300 m³/ha impermeable, lo que suele resultar inviable.

Otros criterios (recogidos en Russo et al, 2006) son los siguientes:

- a) Calomino (2004): capacidades entre 100 - 150 m³/ha impermeable dan reducciones sensibles en términos de frecuencia de eventos vertidos, volúmenes de vertidos y masas de contaminantes en Cosenza (sur de Italia).
- b) Milano (2005): retenciones de 50 m³/ha impermeable permiten reducciones del 37% de los volúmenes vertidos y retenciones de 250 m³/ha impermeable permiten reducciones del 80% de los volúmenes vertidos.
- c) Artina (2002): volúmenes retenidos de 25 m³/ha impermeable retienen el 50% de las masas contaminantes.
- d) Bornatici (2003) propone volúmenes de retención de 25 m³/ha para reducciones del 50% tanto en número de vertidos como en volúmenes de descargas.

Los métodos españoles de diseño se recogen en el apartado siguiente, dedicado íntegramente a la problemática en España.

II.7. Criterios de dimensionamiento en España.

En España, donde predomina el alcantarillado unitario, el problema derivado de las DSU, aunque evidente, no se comenzó a analizar hasta bien entrada la década de los 80. Como en otros países, los esfuerzos se habían centrado hasta entonces en los problemas de capacidad para las aguas pluviales y en la depuración para las aguas residuales.

Los primeros estudios específicos se realizaron en la Universidad Politécnica de Madrid (Hontoria, 1983). Diez años más tarde, conscientes de la importancia del problema (Malgrat, 1995), se ponen en marcha una serie de programas para estudiar la problemática. A partir de los 90 las Universidades de Cantabria, A Coruña y la Politécnica de Catalunya comienzan a desarrollar estudios para la caracterización de la contaminación durante episodios de lluvia. Por otra parte, la Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento (AEAS), a través del Grupo Avanzado de Drenaje Urbano (GADU), comienza a analizar el problema y en 2001 lanza el Programa Nacional de Medición de las Descargas de los Sistemas Unitarios (MMA, 2002) que puso de manifiesto la gravedad del problema de las DSU.

Se describen a continuación las líneas de actuación seguidas en España que ya han dado resultados y han sido aplicadas en sus respectivos entornos de desarrollo. Para concluir, se hará una mención especial a la situación actual de la ciudad de Valencia.

II.7.1. Estudios desarrollados en el litoral Cantábrico.

Los primeros trabajos para la caracterización de vertidos de tormenta en zonas costeras comienzan a desarrollarse a mediados de los años 90 (Revilla et al, 1994) y

se toma como objetivo el cumplimiento de la Normativa Comunitaria 76/160/CEE de calidad de aguas de baño (*Council Directive concerning the Quality of Bathing Water*). Estos primeros desarrollos se llevaron a cabo conjuntamente con la Confederación Hidrográfica del Norte y sirvieron para el desarrollo de los saneamientos de Gijón, Santander, Santoña, Urdaibai, Zumaia, San Sebastián - Pasajes e Irún - Hondarribia (de Frutos et al, 1999). De ellos surgieron las *Especificaciones técnicas básicas para el proyecto de conducciones generales de saneamiento* (Confederación Hidrográfica del Norte, 1995).

En cada caso se tuvieron en cuenta las características locales específicas: pluviometría, hidrología, hidráulica de las redes, hidrodinámica litoral, dispersión de contaminantes en el medio marino,... Tras la modelación continua de las redes de saneamiento, los vertidos y las respuestas del medio marino frente a los mismos, se construyeron una serie de ábacos que relacionan las variables hidráulicas de decisión (caudal de regulación a tratamiento y volumen de retención) con la probabilidad de incumplimiento del criterio de calidad adoptado.

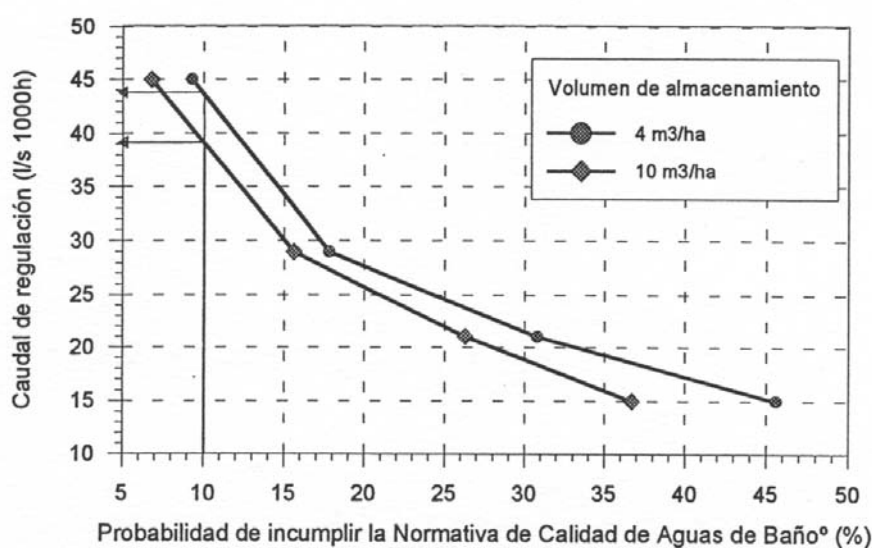


Figura II.19. Ejemplo de ábaco de diseño para el saneamiento de Santoña (de Frutos et al, 1999).

Tras el dimensionamiento de 75 infraestructuras de retención mediante esta metodología específica se aglutinaron todos los resultados con objeto de deducir formulaciones sencillas para el caudal de regulación a tratamiento y para el volumen del tanque de tormenta. Los resultados obtenidos son los siguientes (de Frutos et al, 1999).

Para el caudal del interceptor,

$$Q_i = 2.5Q_d \left(\left(1 + \frac{Q_d}{S \cdot C} \right) + \left(1 + \frac{Q_d(P - Q_d)}{P} \right) \right) \quad (\text{l/s}) \quad [\text{II.60}]$$

donde Q_d es el caudal medio de aguas residuales urbanas (l/s), S es la superficie de la cuenca (ha), C su coeficiente de escorrentía y P la precipitación media de la zona (mm).

$$\text{Para el volumen de retención, } V = 4.1 \cdot S \cdot C \cdot \tau \cdot \lambda \quad [\text{II.61}]$$

donde S es la superficie de la cuenca, C su coeficiente de escorrentía, τ un parámetro asociado al tiempo de concentración y λ un parámetro asociado a la distancia entre el punto de vertido y el punto de control (L).

$$\begin{cases} \tau = 1.25 & 10 < t_c < 20 \text{ min.} \\ \tau = 1.50 & 20 < t_c < 30 \text{ min.} \\ \tau = 1.75 & t_c > 30 \text{ min.} \end{cases} \quad \begin{cases} \lambda = 0.75 & L < 1000 \text{ m} \\ \lambda = 0.50 & 1000 < L < 2000 \text{ m} \\ \lambda = 0.25 & L > 2000 \text{ m} \end{cases} \quad [\text{II.62}]$$

De esta metodología se deducen volúmenes de depósito pequeños, del orden de 4 a 9 m³/ha impermeable según la población sea densa o dispersa respectivamente.

Existen más estudios en la zona del Cantábrico, en concreto los desarrollados por Temprano et al (1998, 2002) que se basan en el sistema tipo siguiente en el que Q_m es el caudal medio de aguas residuales y F un factor multiplicador

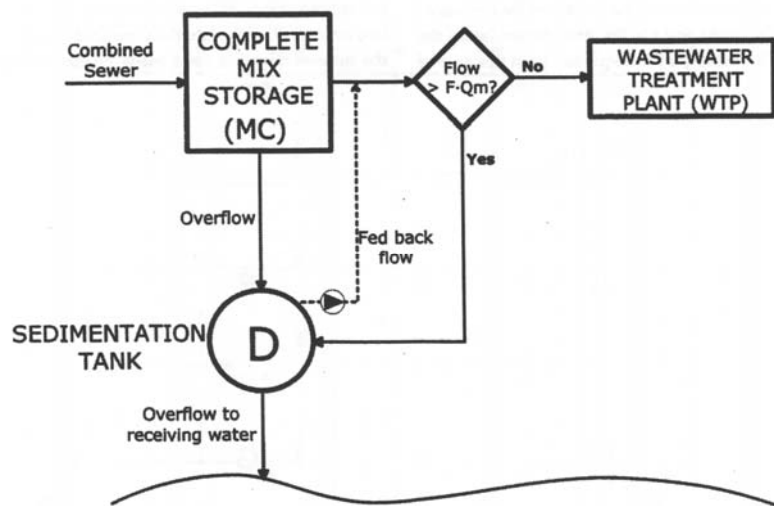


Figura II.20. Sistema de control y tratamiento de vertidos (Temprano y Tejero, 2002).

En concreto, el criterio de calidad adoptado establece que la cantidad de coliformes fecales (FC) presentes en el agua de mar deben estar por debajo de

2000 FC/100 mL durante el 95% del tiempo. Esto implica un período anual de no cumplimiento de 438 horas (Temprano et al, 1998). Una forma aproximada de determinar el tiempo que una DSU no cumple el criterio es a partir del tiempo de desaparición de las bacterias:

$$D = 10^{t/T_{90}} \quad [\text{II.63}]$$

donde D es la dilución debida a la desaparición de las bacterias, t el tiempo de exposición y T_{90} el tiempo necesario para que desaparezcan el 90% de las bacterias. El cálculo de T_{90} se lleva a cabo a partir de la expresión:

$$T_{90} = \left(\frac{\alpha}{60} (1 - 0.65C^2) \left(1 - \frac{SS}{800} \right) + 0.02 \cdot 10^{(T_a - 20)/35} \right)^{-1} \quad [\text{II.64}]$$

siendo α el ángulo del sol sobre el horizonte ($^\circ$), C la fracción de cielo cubierta por las nubes, SS la concentración de sólidos suspendidos (mg/L) y T_a la temperatura del agua ($^\circ\text{C}$).

Aplicando las ecuaciones anteriores a un vertido con una concentración de 106 FC/100 mL se obtiene que para alcanzar la concentración objetivo (2000 FC/100 mL) son necesarias 48 horas en el día más desfavorable del año (solsticio de invierno) y al atardecer.

En ese caso, $T_{90} = 17$ horas. Si se utiliza ese valor para determinar el número máximo de vertidos admisible en un año, estos resultarán en:

$$NR = \frac{438 \text{ horas/año}}{48 \text{ horas/vertido}} = 9 \text{ vertidos/año} \quad [\text{II.65}]$$

Aplicando los mismos criterios a la temporada de baño (mayo - septiembre), y calculando el T_{90} en los equinoccios, resultan:

$$NR = \frac{186 \text{ horas/temporada}}{23 \text{ horas/vertido}} = 8 \text{ vertidos/año} \quad [\text{II.66}]$$

Simulaciones continuas efectuadas con la serie pluviométrica de Santander (1981 - 1991) revelan que para cumplir con los criterios en temporada de baño son necesarios depósitos del orden de 120 m^3/ha impermeable, netamente superiores a los obtenidos con la metodología inicial (Revilla et al 1994, de Frutos et al 1999).

Por otra parte, el criterio de dimensionamiento seguido en Asturias (donde en 1999 existían ya 94 tanques de tormenta) es que los depósitos sean capaces de retener los caudales entrantes correspondientes a una lluvia de intensidad 10 l/ha y 20 minutos de duración, lo cual representa un ratio de 12 m^3/ha impermeable.

II.7.2. Metodología del Plan Especial de Alcantarillado de Barcelona.

La metodología desarrollada en Barcelona corresponde al Plan Especial de Alcantarillado de dicha ciudad (Pla Especial de Clavegueram de Barcelona, PECLAB, 1997). Como se recoge en el documento de pronóstico del plan existe una tendencia irreversible al uso lúdico del medio receptor barcelonés: playas, zona lúdica del puerto, parque fluvial del río Besòs y tramo final del río Llobregat. Este tipo de uso justifica el uso de objetivos cuantitativos para el control de las DSU, ya que lo más importante es evitar el vertido, más que reducir su duración o la cantidad total de contaminación vertida. En primera instancia, este es el criterio que se ha seguido para planificar las principales actuaciones de control de DSU en Barcelona.

Para cada una de las cuencas objeto de análisis se construyeron, a través de la simulación de series temporales históricas, curvas relacionando el número de vertidos al año con el volumen de depósito considerado.

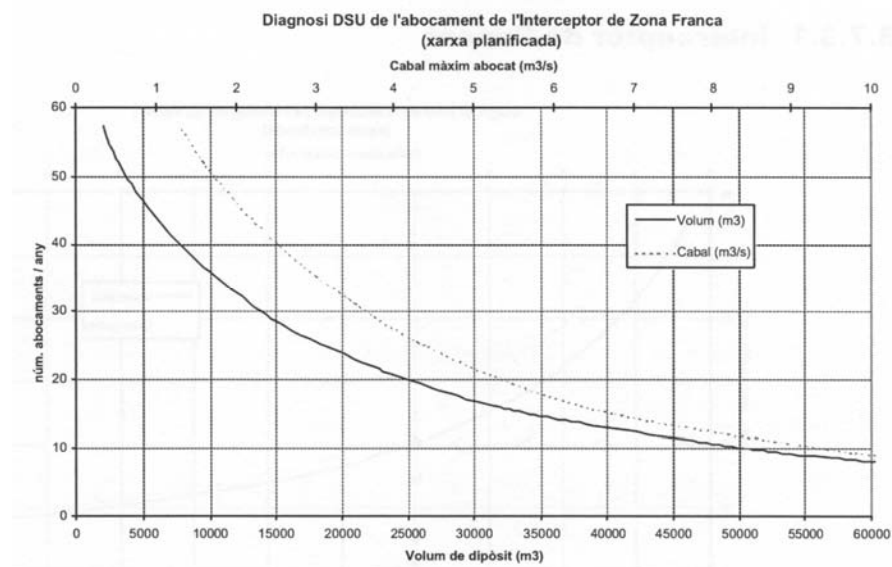


Figura II.21. Gráfico de diseño del PECLAB (1997).

El volumen óptimo de depósito se fija en aquel que reduce a 1/3 el número de vertidos anuales respecto de la situación sin depósitos. Además, se comprueba que ese valor corresponde al punto de la gráfica a partir del cual es necesario aumentar un 5% el volumen del depósito para conseguir retener un episodio más. Teniendo en cuenta que el número medio de eventos de escorrentía (y que, por tanto, producen vertido si no hay depósitos) en Barcelona es de 64 al año, esto supone reducirlos a 20 vertidos al año. En el ejemplo de la figura anterior sería, por tanto, necesario un depósito de 25 000 m³.

Una vez determinados los volúmenes necesarios se desarrollaron simulaciones en modelos integrados para comprobar el cumplimiento de los estándares de calidad del medio receptor según lo establecido en la Directiva de Aguas de Baño.

Actualmente (2009) existen en servicio una decena de depósitos de uso mixto en Barcelona (con objetivos tanto anti-DSU como de control de inundaciones), con un volumen útil total de 520 000 m³. Con los que se encuentran en fase de construcción, proyecto o planificación, la ciudad contará en su escenario horizonte con un volumen total de almacenamiento de 1 500 000 m³ (www.clabsa.es).

II.7.3. Directrices de diseño en Galicia.

La Xunta de Galicia, en colaboración con la Universidade da Coruña, ha redactado las Instrucciones Técnicas para Obras Hidráulicas en Galicia (ITOHG). La instrucción establece los casos en que deben considerarse depósitos (Hernández Oubiña et al, 2009):

- a) En incorporaciones de la red previas a colectores interceptores, cuando los caudales de pluviales sean elevados y/o excedan la capacidad de la EDAR.
- b) Aguas arriba de instalaciones con un caudal de diseño limitado como estaciones de bombeo o sifones.

En los sistemas unitarios, los depósitos deberán plantearse y diseñarse de forma a minimizar los vertidos al medio receptor.

La norma establece en primer lugar el cálculo del caudal máximo de entrada al depósito (como suma del caudal punta de residuales, caudal medio de infiltración y caudal punta de pluviales) y del caudal de salida del mismo. Este caudal de salida debe ser coherente con la capacidad de gestión de la EDAR. Puede adoptarse como valor de dicho caudal de salida tres veces el caudal diario punta anual (el caudal diario medio el día de máximo consumo, esto es, considerando la punta estacional).

Para la determinación del volumen de depósito, si la superficie impermeable de la cuenca es menor de 10 ha, la población no supera los 3000 habitantes y no existe riesgo de inundación, puede utilizarse el método simplificado que se reduce a la aplicación de los valores de la tabla II.10. Se contempla, además de la situación de enviar hacia la EDAR tres veces el caudal diario punta anual ($3QD_{PT}$), los casos con 5 y 7 veces para las situaciones en que sea posible.

Caso de no cumplirse las restricciones anteriores, la norma insta al desarrollo del denominado método completo, que se basa en una modelación integral del sistema y cuyas cuatro fases esenciales son las siguientes:

- a) Establecer los objetivos de protección o calidad en el medio receptor.
- b) Elegir la serie de lluvias objeto de la modelación.

- c) Modelación del estado actual del sistema.
 d) Simulación de las diferentes alternativas de diseño

Caudal de salida hacia EDAR	Tipo de medio receptor según Directiva 91/271	Volumen específico (m ³ /ha neta)		
		Rural	Urbana	Urbana densa
3QD _{PT}	Sensible	80	100	110
	No catalogado (normal)	60	80	90
5QD _{PT}	Sensible	56	70	77
	No catalogado (normal)	42	56	63
7QD _{PT}	Sensible	32	40	44
	No catalogado (normal)	24	32	36

Tabla II.10. Volumen de depósito en sistemas unitarios. Método simplificado de la ITOHG (citado en CEDEX, 2008).

Un resultado adicional en el ámbito de Galicia lo recoge Beneyto (2004) en las conclusiones de su tesis doctoral. Si se considera un caudal hacia la EDAR igual a 5 veces el caudal medio de tiempo seco y se establece como objetivo no superar los 20 vertidos al año, el depósito deberá diseñarse con un volumen de unos 90-100 m³/ha.

II.7.4. Normas del Canal de Isabel II.

Las normas de saneamiento del Canal de Isabel II (2006) son de aplicación a todas las redes de saneamiento cuya gestión dependa de la citada empresa, entre ellas, la ciudad de Madrid (NRSCYII, 2006).

En principio, se permite la incorporación de tanques de tormenta para el control de la contaminación cuando se cumpla lo establecido en el artículo 28.3.c del Plan Hidrológico del Tajo que establece que *podrán admitirse, de forma provisional y mediante autorización expresa, vertidos diluidos en una relación 1:5 sobre el caudal punta en tiempo seco del saneamiento, obtenido en la sección de vertido.*

Por otra parte, para la determinación del volumen de depósito necesario, se recurre literalmente a la normativa alemana expuesta en el apartado II.6.5.6 (norma ATV-128). La normativa alemana propone la expresión para determinar el punto de entrada en funcionamiento de un determinado aliviadero tradicional, fijando una “lluvia crítica” en un abanico entre 7.5 y 15 l/s/ha impermeable que varía en función del tiempo de concentración (t_c) de la cuenca.

$$\begin{cases} I_c = 15 \frac{120}{t_c + 120} \text{ l/s/ha imp.} & t_c < 120 \text{ min} \\ I_c = 7.5 \text{ l/s/ha imp.} & t_c > 120 \text{ min} \end{cases} \quad [\text{II.67}]$$

Como se señala en la guía del CEDEX (2008), la norma no fija la duración de dicha lluvia crítica.

II.7.5. Norma UNE-EN 752:4.

La norma UNE-EN 752 “Sistemas de desagües y de alcantarillado exteriores a edificios. Parte 4: Cálculo hidráulico y consideraciones medioambientales” recalca que se deben proteger los medios receptores por encima de su capacidad de autodepuración (Suárez, 2005).

Se establece un criterio para el diseño de aliviaderos de DSU basado en el concepto de lluvia crítica de entre 10 y 30 l/s/ha según el grado de protección requerida. Otro criterio propuesto para zonas menos sensibles se basa en el concepto de dilución, permitiendo el vertido de caudales por encima de 5 a 8 veces el caudal medio en tiempo seco.

II.7.6. Valencia y su área metropolitana.

La normativa municipal de saneamiento en Valencia (2004) no marca ninguna pauta para el dimensionamiento de depósitos de retención. Sólo menciona el problema de los vertidos de DSU en la parte que dedica a los aliviaderos. No se hace mención alguna a sistemas de retención. Según establece, los aliviaderos son dispositivos cuya misión es la derivación de caudales a otros puntos de la red o al medio receptor.

La función del aliviadero consiste en evitar cualquier vertido directo cuando no hay dilución y permitir el vertido directo a partir de una dilución determinada. Existirá un régimen transitorio corto en el tiempo, durante el cual los vertidos tendrán una escasa dilución hasta la dilución tope deseada de tres a cinco veces.

Se entenderá por dilución la relación:

$$C_d = \frac{Q_r}{Q_r + Q_{ll}} \quad [\text{II.68}]$$

donde C_d es el coeficiente de dilución, Q_r el caudal de aguas residual y $Q_r + Q_{ll}$ el caudal que pasa por el colector de agua residual y de lluvia. Se establece un coeficiente de dilución de 1/4. Esto significa que el colector aguas abajo del aliviadero transportará un caudal máximo de 4 veces Q_r , y el aliviadero se dimensionará para un vertido máximo de:

$$Q_v = Q_{\max} - 4Q_r \quad [\text{II.69}]$$

siendo Q_v el caudal vertido por el aliviadero, Q_{\max} el caudal máximo del colector aguas arriba y Q_r el caudal de residuales.

Por otra parte, la Ordenanza de Saneamiento de la ciudad de Valencia (BOP 162 de 10/07/1995) establece las normas de uso del alcantarillado de la ciudad así como la regulación de los vertidos, de los que destacan los vertidos a la red de acequias y los vertidos al medio ambiente en general. La regulación de los vertidos (artículo 51) se establece con la finalidad, entre otros, de proteger el cauce receptor de vertidos contaminantes y prevenir anomalías en el proceso de depuración. Esta es la única mención que se realiza a los vertidos al medio; no se aportan ni límites de concentraciones ni medidas paliativas.

En las jornadas sobre “Depósitos de retención de aguas pluviales. Experiencias de Barcelona y Valencia” que organizó el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos en abril de 2003, el Servicio del Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia apuntaba a una lluvia crítica de 20 l/s/ha y 30 minutos de duración como criterio de dimensionamiento. Esto es equivalente a depósitos con un ratio de 36 m³/ha.

Por otra parte, tanto por parte del Ayuntamiento como en colaboración con el Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la UPV, se han predimensionado algunos depósitos en la ciudad siguiendo unos criterios basados en la metodología simplificada de los ratios de retención volumétrica (Urbonas and Sthare, 1993). Este es el caso de depósitos en los barrios de Malilla, Nazaret, Benimàmet y La Torre. En este caso, resultaron de la metodología aplicada unos ratios entre 65 y 80 m³/ha impermeable.

Más recientemente, la sociedad estatal ACUAMED ha realizado para el Ministerio de Medio Ambiente el proyecto de Reordenación de la infraestructura hidráulica de la huerta y red de saneamiento del área metropolitana de Valencia. Este proyecto prevé, entre otras actuaciones, la implantación de siete depósitos de retención para el control de las descargas de sistemas unitarios que llegan al parque de L’Albufera procedentes del tejido urbano e industrial que se extiende desde el municipio de Silla hasta Valencia a lo largo de la autovía V-31. La solución finalmente adoptada maneja ratios de 100 m³/ha impermeable.

Esta situación no puede ilustrar mejor la necesidad de establecer unos criterios robustos. En tres ámbitos diferentes se han manejado ratios que difieren en tres veces los unos de los otros. Para abordar en la ciudad la planificación y dimensionamiento de depósitos de retención se hace necesario establecer una metodología correcta, adaptada a las condiciones de la ciudad.

II.8. Marco legislativo.

A continuación se adjunta la relación de normativa y legislación de rango europeo y estatal en materia de contaminación producida por vertidos a los medios receptores y control de dichas descargas. Estos textos deben constituir la base para fijar los objetivos de calidad en el medio receptor que el depósito debe permitir alcanzar.

II.8.1. Legislación europea: marco general.

Mediante la Directiva 2000/60/CE por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas (Directiva Marco del Agua, DMA), la Unión Europea organiza la gestión de las aguas superficiales, continentales, de transición, aguas costeras y subterráneas, con el fin de prevenir y reducir su contaminación, fomentar su uso sostenible, proteger el medio acuático, mejorar la situación de los ecosistemas acuáticos y paliar los efectos de las inundaciones y de las sequías.

Esta Directiva identifica como una de las presiones a que están sometidas las masas de agua los vertidos de aguas residuales o aguas contaminadas, tanto puntuales como difusas. En el artículo 10 se establece que los Estados miembros velarán por que todos los vertidos en aguas superficiales se controlen con arreglo al establecimiento y/o la aplicación de:

- a) Los controles de emisión basados en las mejores técnicas disponibles.
- b) Los valores límite de emisión que corresponda.
- c) En el caso de impactos difusos los controles, incluidas cuando proceda las mejores prácticas medioambientales, establecidos en el caso que nos ocupa en la directiva 91/271/CEE (ver apartado II.8.2).

El plazo que fija la Directiva para adoptar las medidas es de doce años contados a partir de la entrada en vigor de la misma.

Con objeto de la evaluación previa de presiones e impactos que establece la Directiva, el Ministerio de Medio Ambiente publicó en 2004 el Manual para el análisis de presiones e impactos relacionados con la contaminación de las masas de agua superficiales. Este documento establece, entre otros, los criterios para la evaluación de los impactos y, textualmente, cita como fuente puntual a los vertidos urbanos de núcleos con poblaciones superiores a 2000 habitantes equivalentes, siendo los parámetros de cuantificación del impacto el caudal vertido ($m^3/año$, m^3/mes , $m^3/día$), la DBO_5 , los contaminantes autorizados (mg/L y $g/año$) y los efectos de la escorrentía urbana. Esto implica que las DSU e incluso los vertidos procedentes de redes separativas deben ser considerados como fuente de impacto.

II.8.2. Legislación europea: usos específicos del agua.

II.8.2.1. Aguas residuales urbanas.

La Directiva 91/271/CEE se refiere a la recogida, tratamiento y vertido de las aguas residuales urbanas, así como al tratamiento y vertido de las aguas residuales de algunos sectores industriales. La finalidad de la Directiva es proteger el medio ambiente contra todo deterioro debido al vertido de esas aguas.

En el artículo 2 de dicha directiva se define como “aguas residuales urbanas” a las aguas residuales domésticas o la mezcla de las mismas con aguas residuales industriales y/o aguas de escorrentía pluvial, por lo que deja patente que las DSU son una fuente de contaminación. Sin embargo, la directiva ya no es más explícita en cuanto a los vertidos específicos de escorrentías de tormenta.

II.8.2.2. Aguas de baño.

La calidad de las aguas de baño está regulada por la Directiva 76/160/CEE del Consejo de 8 de diciembre de 1975 relativa a la calidad de las aguas de baño. La Directiva 2006/7/CE del Parlamento Europeo y del Consejo de 15 de febrero de 2006 relativa a la gestión de la calidad de las aguas de baño sustituirá a la antigua 76/160/CEE cuando sea transpuesta por los Estados miembros. Como muy tarde, esta transposición debió producirse a mediados de 2008. La Directiva 76/160/CEE será derogada en diciembre de 2014.

La Directiva 76/160/CEE establece los criterios mínimos de calidad a los que deben responder las aguas de baño:

- los parámetros físico-químicos y microbiológicos (19 parámetros).
- los valores límite obligatorios (valor imperativo) y los valores indicativos (valor guía) de estos parámetros.
- la frecuencia mínima de muestreo y el método de análisis o de inspección de estas aguas.

	Porcentaje de muestras que no superan la concentración máxima admisible	Máxima concentración admisible (CF/100 mL)	Frecuencia mínima de muestreos
Valores imperativos	95%	2000	Bimensual
Valores guía	80%	100	

Tabla II.11. Criterios de calidad respecto de coliformes fecales (Directiva 76/160/CEE).

La nueva Directiva 2006/7/CE fija tan solo dos parámetros de análisis (enterococos intestinales y *Escherichia coli*) en vez de los diecinueve de la Directiva anterior. Estos parámetros servirán para vigilar y evaluar la calidad de las aguas de baño identificadas, así como para clasificar estas aguas en función de su calidad. Eventualmente pueden tenerse en cuenta otros parámetros, como la presencia de cianobacterias o macro-algas.

Los Estados miembros deben proceder a una evaluación de sus aguas de baño al final de cada temporada sobre la base de la información recogida durante dicha temporada y las tres temporadas anteriores en principio. Tras esta evaluación, estas aguas se clasifican, de acuerdo con algunos criterios específicos, en cuatro niveles de calidad: insuficiente, suficiente, buena o excelente. La categoría «suficiente» es el límite mínimo de calidad al cual todos los Estados miembros deben llegar a más tardar a finales de 2015.

Parámetro	Calidad excelente	Calidad buena	Calidad suficiente
Enterococos intestinales (UFC/100 ml)	200	400	330
<i>Escherichia coli</i> (UFC/100 ml)	500	1000	900

Los valores de la serie para calidad excelente y buena se evalúan con el percentil 95 y para calidad suficiente con el percentil 90

Tabla II.12. Parámetros de calidad para aguas de baño en aguas continentales (Directiva 2006/7/CE).

Parámetro	Calidad excelente	Calidad buena	Calidad suficiente
Enterococos intestinales (UFC/100 ml)	100	200	185
<i>Escherichia coli</i> (UFC/100 ml)	250	500	500

Los valores de la serie para calidad excelente y buena se evalúan con el percentil 95 y para calidad suficiente con el percentil 90

Tabla II.13. Parámetros de calidad para aguas de baño en aguas costeras y de transición (Directiva 2006/7/CE).

II.8.2.3. Aguas piscícolas.

La Directiva 2006/44/CE se refiere a la protección y mejora de la calidad de las aguas continentales, corrientes o estancadas, en las que viven o podrían vivir, si se redujera o eliminara la contaminación, determinadas especies de peces. Corresponde a los Estados miembros establecer qué aguas continentales deben considerarse como aguas piscícolas. Las aguas piscícolas se dividen en aguas salmonícolas (aguas en las que viven o podrían vivir los peces que pertenecen a especies tales como el salmón, la trucha, el timalo y el corégono) y en aguas

ciprinícolas (aguas en las que viven o podrían vivir los peces que pertenecen a los ciprínidos o a otras especies tales como el lucio, la perca y la anguila).

En la Directiva se fijan los criterios mínimos de calidad a los que deben ajustarse las aguas piscícolas:

- los parámetros físico-químicos y microbiológicos.
- los valores límite imperativos e indicativos (guía) de esos parámetros.
- la frecuencia del muestreo mínimo y los métodos de análisis de referencia de estas aguas.

Los Estados miembros establecerán los valores que deben aplicar a dichas aguas piscícolas en el marco de las orientaciones de la Directiva y son libres de fijar requisitos más estrictos que los establecidos por las mismas.

Parámetro	Aguas salmonícolas		Aguas ciprinícolas	
	G	I	G	I
Temperatura	1 2	La temperatura medida aguas abajo de un punto de vertido (en el límite de la zona de mezcla) no deberá superar la temperatura natural en más de: 1.5 °C 3 °C El vertido térmico no deberá tener como consecuencia que la temperatura en la zona situada aguas abajo del punto de vertido térmico (en el límite de la zona de mezcla) supere los valores siguientes: 21.5 (0) 10 (0) 28 (0) 10 (0) El límite de temperatura de 10 °C no se aplicará si no a los períodos de reproducción de las especies que tienen necesidad de agua fría para su reproducción, y exclusivamente a las aguas que pueden contener dichas especies. Los límites de temperatura podrán, sin embargo, ser superados durante un 2 % del tiempo.		
Oxígeno disuelto (mg O ₂ /l)	50 % ≥ 9 100 % ≥ 7	50 % ≥ 9 Cuando O ₂ <6mg/l se deberá probar que esta situación no tendrá consecuencias perjudiciales para el desarrollo equilibrado de las poblaciones de peces	50 % ≥ 8 100 % ≥ 5	50 % ≥ 7 Cuando O ₂ <4mg/l se deberá probar que esta situación no tendrá consecuencias perjudiciales para el desarrollo equilibrado de las poblaciones de peces
pH		6 a 9 (0) ⁽¹⁾		6 a 9 (0) ⁽¹⁾
Materias en suspensión (mg/l)	≤ 25 (0)		≤ 25 (0)	
DBO ₅ (mg O ₂ /l)	≤ 3		≤ 6	
Fósforo total (mg P/l)		≤ 0.2		≤ 0.4
Nitritos (mg NO ₂ /l)	≤ 0.01		≤ 0.03	
Compuestos fenólicos (mg C ₆ H ₅ OH/l)		No deben alterar el sabor del pescado		No deben alterar el sabor del pescado
Hydrocarburos de origen petrolero		Su concentración no debe: - Formar película visible - Alterar el sabor del pescado - Provocar efectos nocivos en los peces		Su concentración no debe: -Formar película visible -Alterar el sabor del pescado - Provocar efectos nocivos en los peces
Amoniaco no ionizado (mg NH ₃ /l)	≤ 0.005	≤ 0.025	≤ 0.005	≤ 0.025
Amonio total (mg NH ₄ /l)	≤ 0.04	≤ 1	≤ 0.2	≤ 1
Cloro residual total (mg HOCl/l)		≤ 0.005		≤ 0.005
Zinc total (mg Zn/l)		≤ 0.3		≤ 1
Cobre soluble (mg Cu/l)	≤ 0.04		≤ 0.04	

Tabla II. 14. Valores guía (G) e imperativos (I) de los parámetros para aguas aptas para la vida de los peces (Directiva 2006/44/CE)

II.8.2.4. Aguas potables.

La Directiva 75/440/CEE se refiere a los requisitos a que debe ajustarse la calidad de las aguas continentales superficiales utilizadas o destinadas a ser utilizadas en la producción de agua potable, considerándose como tales todas las aguas superficiales destinadas al consumo humano distribuidas por sistemas de abastecimiento para el uso de la colectividad .

Las aguas superficiales se subdividen en tres grupos de valores límite, A1, A2 y A3, que corresponden a los procesos de tratamiento tipo adecuados:

- a) A1: Tratamiento físico simple y desinfección.
- b) A2: Tratamiento físico normal, tratamiento químico y desinfección.
- c) A3: Tratamiento físico y químico intensivos, afino y desinfección.

Estos grupos corresponden a tres calidades diferentes de aguas superficiales cuyas características físicas, químicas y microbiológicas se indican en Anexo II de la directiva. En España, el Real Decreto 927/1988 de 29 de julio por el que se aprueba el Reglamento de desarrollo de los Títulos II y III de la ley de Aguas de 1985, establece, en su Anexo I las concentraciones límite de los parámetros para cada una de las calidades A1, A2 y A3 (tabla II.14).

Parámetro	A1	A2	A3
Sólidos en suspensión (mg/l)	25	-	-
DQO (mgO ₂ /l)	-	-	30
OD (% saturación)	>70	>50	>30
DBO ₅ (mgO ₂ /l)	<3	<5	<7
NTK (mg/l)	1	2	3
Amoníaco (mg/l)	0.05	1.5	4
Coliformes fecales (/100 ml)	20	2000	20000
Estreptococos fecales (/100 ml)	20	1000	10000

Tabla II.15. Concentraciones límite establecidas por el RD 927/1988 (extracto).

II.8.3. Legislación estatal.

II.8.3.1. Real Decreto Ley 11/1995.

Tiene por objeto la transposición al ámbito estatal español de la Directiva comunitaria 91/271/CEE, estableciendo las normas para el tratamiento de las aguas residuales urbanas.

II.8.3.2. Real Decreto 509/1996.

Tiene por objeto desarrollar el RDL 11/1995.

En el artículo 2 se establece que el proyecto, construcción y mantenimiento de los colectores deberá realizarse teniendo presente el volumen y características de las aguas residuales urbanas y utilizando técnicas adecuadas que garanticen la estanqueidad de los sistemas e impidan la contaminación de las aguas receptoras por el desbordamiento de las aguas procedentes de la lluvia.

II.8.3.3. Real Decreto Legislativo 1/2001.

El Real Decreto Legislativo 1/2001 de 20 de julio aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas. En el título V de dicha ley se establecen las pautas generales para la protección del dominio público hidráulico y la calidad de las aguas continentales. La Ley marca el concepto general de vertido pero no entra en el caso particular de las DSU.

A los efectos de la Ley, se considerarán vertidos (artículo 100) los que se realicen directa o indirectamente en las aguas continentales, así como en el resto del dominio público hidráulico, cualquiera que sea el procedimiento o técnica utilizada. Queda prohibido, con carácter general, el vertido directo o indirecto de aguas y de productos residuales susceptibles de contaminar las aguas continentales o cualquier otro elemento del dominio público hidráulico, salvo que se cuente con la previa autorización administrativa. Además, los vertidos que puedan deteriorar la calidad del agua, efectuados sin contar con la autorización correspondiente, serán constitutivos de infracción administrativa (artículo 116).

II.8.3.4. Orden MAM/1873/2004.

Esta orden del Ministerio de Medio Ambiente aprueba los modelos oficiales para la declaración de vertidos a los medios receptores.

En el anexo I de la misma se definen los flujos de aguas residuales que han de ser objeto de solicitud de vertidos como cada uno de los efluentes procedentes de un mismo origen (municipio, pedanía, actividad industrial) que sean claramente diferenciables. En el caso de que la procedencia sea urbana podría haber hasta tres flujos diferentes procedentes de un mismo origen: flujo de aguas residuales urbanas, flujo de red separativa de pluviales o flujo de aliviadero de tormentas.

II.8.3.5. Real Decreto 1341/2007

El Real Decreto 1341/2007 de 11 de octubre sobre la gestión de las aguas de baño traspone a la legislación española la Directiva 2006/7/CE. No añade nada sustancial a la directiva europea.

El RD es de aplicación a las aguas superficiales, de las cuales forman parte las aguas costeras. El texto define la contaminación de corta duración como aquella *contaminación microbiana, por escherichia coli o enterococos intestinales, cuyas causas sean claramente identificables, y cuando se prevea que no va a afectar a la calidad de las aguas de baño por un período superior a 72 horas a partir del primer momento en que se detecte la contaminación y se haya visto afectada la calidad de las aguas de baño, y el órgano ambiental haya establecido procedimientos de predicción y gestión para la misma*. Es por tanto en esta categoría de contaminación intermitente donde se ubican las descargas de sistemas urbanos en tiempo de lluvia. El Real Decreto define igualmente dos situaciones de incidencia, esto es:

- a) *Situación anómala: un hecho o combinación de hechos que afecten a la calidad de las aguas de baño y cuya frecuencia previsible no supere una vez cada cuatro años.*
- b) *Circunstancia excepcional: una situación inesperada que tenga, o se presuma razonablemente que pueda tener, un efecto nocivo en la calidad de las aguas de baño y en la salud de los bañistas.*

Resultado de la evaluación de la calidad de las aguas, éstas se clasifican anualmente como de calidad insuficiente, suficiente, buena y excelente. Los parámetros obligatorios y valores para la evaluación anual son los mismos que señala la directiva europea (tablas II.11 y II.12).

Cuando los análisis efectuados con la frecuencia que marca el RD (anexo IV) den como resultado que las aguas en cuestión puedan ser clasificadas como de calidad suficiente, buena o excelente, se permitirá que éstas estén expuestas a contaminación de corta duración, a condición que:

- a) *se adopten medidas adecuadas de gestión, incluidas la vigilancia, sistemas de alerta rápida y controles, para evitar la exposición de los bañistas mediante una advertencia o, cuando sea necesario, una prohibición de baño,*
- b) *se adopten medidas adecuadas de gestión para prevenir, reducir o eliminar las causas de contaminación.*

Además, cuando se haya producido contaminación de corta duración, *se podrá descartar para la serie de datos un número de muestras que no represente más del 15% del número total de muestras previstas en los calendarios de control fijados para ese período por punto de muestreo, o no más de una muestra por cada temporada de baño, teniendo siempre en cuenta el valor más alto*. Además, en ese caso, se realizará una muestra adicional para confirmar el final del incidente, muestra que no formará parte de la serie para evaluar la calidad del agua de baño. Si fuese necesario sustituir la muestra descartada, ésta no se tomará antes de 7 días desde el final del incidente.

II.8.3.6. Plan Nacional de Calidad de las Aguas 2007-2015.

El Plan Nacional de Calidad de las Aguas 2007-2015 recoge la obligación de la UE de disponer de un instrumento de planificación-programación que defina el camino que se va a seguir para cumplir las obligaciones de las Directivas Europeas en materia de calidad de las aguas de los ríos y costas. Este segundo plan prosigue la labor emprendida por el Primer Plan de Saneamiento y Depuración 1995-2005 (Serrano, 2007).

Los objetivos que se fija el plan corresponden con los todavía no satisfechos relativos a la Directiva 91/271/CEE de aguas residuales urbanas, añadiendo los nuevos objetivos que fija la Directiva Marco del Agua 60/2000/CE para alcanzar el “buen estado ecológico” que ésta propugna para 2015.

El plan hace alusión directa al tratamiento de las cargas vertidas a los medios receptores durante episodios de lluvia. Citando el PROMEDSU, recalca la importancia del control de la contaminación producida por las descargas de sistemas unitarios provocadas por el alivio de la mezcla de agua residual con pluvial durante las tormentas y reconoce que el plan anterior (1995-2005) destinó pocos recursos al control de las aguas de tormenta. Por ello, el nuevo plan contempla la implantación de tanques de tormenta para el control de las DSU.

El capítulo IV de las líneas de actuación del Plan corresponde con “Actuaciones para cubrir necesidades futuras”, entre las que se encuentran remodelaciones de EDAR y la construcción de tanques de tormenta. El capítulo prevé una inversión de algo más de 6200 millones de euros, de los cuales el 50% corresponde a depósitos de retención.

II.9. Conclusiones.

Los depósitos de retención de aguas de tormenta son elementos eficaces para paliar los efectos de los vertidos ocasionados por las escorrentías urbanas en tiempo de lluvia al medio receptor, estando su uso bastante extendido hoy en día.

¿Cuál es el volumen necesario para un depósito de retención de aguas de tormenta? La revisión del estado del conocimiento efectuada pone de manifiesto el enorme abanico de metodologías desarrolladas para responder a dicha pregunta. No en vano, se dan una serie de condicionantes locales del problema que tienen una gran influencia en el desarrollo de dichos métodos, redundando en que sea imposible dotarlos de un carácter universal, cuando además, el problema depende también de la vulnerabilidad del medio receptor en el que se realiza el vertido. De este modo, la mayoría de los métodos desarrollados lo están específicamente para unas condiciones climáticas concretas. Las condiciones locales son en efecto muy restrictivas y esto hace que en gran medida las metodologías desarrolladas sean *ad hoc*, tanto para esas condiciones determinadas como para unos objetivos medioambientales fijados.

Esto último es tanto más cierto para los métodos simplificados y los basados en la simulación continua. Por el contrario, los métodos probabilísticos son, sin duda, los más robustos en cuanto que integran todos los procesos involucrados, desde la lluvia hasta el vertido (o su retención). Desde que empezaran a plantearse hace tres décadas, han ido perfeccionándose, incorporando cada vez procesos y formulaciones más complejas (lo cual puede convertirse en un inconveniente por la dificultad en la manejabilidad de las expresiones). Si bien el planteamiento de estos métodos sí que puede considerarse universal, dado que éstos se basan en la obtención de funciones derivadas a partir de los procesos originales (la lluvia y la contaminación), el hecho de estar basados, obviamente, en el proceso de lluvia, hace que los planteamientos dependan de ello. En efecto, estos métodos dependen de la caracterización estocástica del proceso de lluvia, que no es en absoluto generalizable, ni siquiera en cuanto a las funciones de distribución que describen los procesos (capítulo III).

Por otra parte, en España, la mayoría de las metodologías desarrolladas se basan en la obtención de ratios a partir de la simulación continua, siendo los resultados dispares en función del objetivo medioambiental fijado.

En definitiva, la conclusión más importante que se desprende de la revisión realizada es la enorme influencia que tienen los condicionantes locales en los métodos desarrollados. Y de ellos, el más importante sin duda es el régimen de lluvia y su caracterización, que marca, en cualquier caso, el punto de partida en el desarrollo de la metodología. Esto no quiere decir que no se puedan estandarizar los pasos a seguir ni los objetivos a alcanzar.

Los capítulos siguientes desarrollan cada uno de los eslabones del proceso para el establecimiento de indicadores de eficiencia del tanque de tormenta que permitan determinar un volumen de almacenamiento adecuado para el mismo:

- a) La caracterización del régimen de eventos de precipitación (capítulo III).
- b) La implementación de un modelo probabilístico del sistema adaptado a las condiciones derivadas del análisis pluviométrico para el establecimiento de indicadores de eficiencia en el funcionamiento del tanque de tormentas (capítulo IV).
- c) La evaluación de los aspectos relativos a la calidad de las escorrentías y de los vertidos, así como del impacto generado en el medio receptor (capítulo V).

CAPÍTULO III

Análisis estocástico y multivariante del régimen de eventos de precipitación

RESUMEN

El análisis probabilístico de los indicadores de eficiencia ES y EQS de un tanque de tormenta para el control de la contaminación de la escorrentía urbana requiere en primera instancia de la caracterización de las variables externas que definen el proceso de precipitación. Además, la naturaleza del problema abordado exige el análisis del régimen completo de lluvias, ya que resultan tanto o más relevantes los sucesos de pequeña y mediana entidad que los episodios extremos. La estructura externa del proceso de precipitación se caracteriza fundamentalmente por el volumen de lluvia en cada evento y por dos variables temporales, la duración de tiempos secos entre episodios (que define a su vez el criterio para la identificación de eventos independientes) y la duración de los mismos. Tradicionalmente estas variables han sido descritas ampliamente en la literatura por medio de modelos exponenciales que sin embargo, y según la región climática, no siempre se ajustan satisfactoriamente. En el caso de la aplicación práctica desarrollada para la ciudad de Valencia, aunque las variables temporales sí que siguen correctamente el patrón exponencial, el modelo de Pareto se impone claramente para el caso de las variables de escala analizadas: volumen de evento e intensidad máxima de evento. Con esta caracterización se sientan las bases para el desarrollo posterior de los modelos probabilísticos para la evaluación de los indicadores de eficiencia del tanque de tormenta.

III.1. Introducción.

Los métodos probabilísticos de dimensionamiento de depósitos de retención de aguas de tormenta deben tener como punto de partida la caracterización del régimen pluviométrico de la zona de aplicación de los mismos. Habitualmente, los métodos hidrológicos de diseño adoptan criterios de extremos vinculados a períodos de retorno para la definición de los parámetros de diseño (caudales de pico de avenida fundamentalmente). Esta idea redundante en el concepto de tormenta de diseño asociada a una determinada frecuencia de excedencia.

La obtención de estos criterios para la evaluación del funcionamiento de sistemas con depósitos de retención no puede basarse en el mismo procedimiento, puesto que en este caso, todo el espectro de lluvias es importante. Por otra parte, así como en los enfoques de diseño tradicionales la variable clave es la intensidad máxima, entran en juego ahora otras, igualmente decisivas: el volumen y duración de evento y el tiempo de separación entre episodios de lluvia (tiempo seco). Es así necesario abordar una caracterización del espectro completo de precipitación, en el que además, cada una de estas variables tiene su propia ley de frecuencias.

La función de densidad exponencial ha sido ampliamente utilizada para la caracterización de las variables de evento, según se desprende del estudio del estado del conocimiento realizado (Capítulo II). Los numerosos y profusos análisis llevados a cabo en Estados Unidos y Canadá asumen para las variables externas del proceso involucradas en el análisis (duración del tiempo entre eventos, volumen de evento, duración del mismo e intensidad media) funciones de distribución exponenciales (Di Toro and Small 1979; Small and Di Toro 1979; Adams et al. 1986; Adams and Papa 2000). No obstante, estos comportamientos, lejos de ser universales, dependen directamente de las características climáticas del sitio, y algunos autores se inclinan por otros comportamientos centrados, por ejemplo, en distribuciones tipo Weibull (Ballistocchi et al., 2008).

El objeto de este capítulo reside por tanto en la caracterización del espectro continuo de precipitación como punto de partida para la evaluación de los indicadores de funcionamiento del sistema de retención a analizar posteriormente. Los núcleos fundamentales del análisis se centran, por un lado, en la definición de los eventos independientes de precipitación en el registro continuo de lluvias y por otro, en la caracterización de las variables externas de los mismos, haciendo especial hincapié en la conveniencia sobre el uso de las funciones de distribución exponenciales usadas tradicionalmente.

La aplicación práctica desarrollada a partir de los fundamentos teóricos adoptados redundará en la obtención de unas directrices metodológicas para el dimensionamiento de depósitos de retención y su aplicación en la ciudad de Valencia. Es por ello que los desarrollos teóricos que se obtengan se aplican a continuación a las condiciones locales de dicha ciudad. Así pues, y como punto de arranque, se hace necesario caracterizar la pluviometría local de Valencia. Para

ello, debe contarse con una serie continua de registros y con una discretización temporal que permita caracterizar las variables implicadas: tiempo de separación entre episodios de lluvia (tiempo seco entre eventos), duración de los eventos de precipitación, volumen de los mismos e intensidad máxima de éstos. El Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ) mide la lluvia en continuo en Valencia desde 1990 con una discretización temporal cinco-minutal. Los 17 años de la serie 1990-2006 son por tanto suficientes para la caracterización a efectuar de cara a la aplicación práctica desarrollada en la tesis.

Adoptada la serie de lluvias, el análisis de las variables pluviométricas comprende las siguientes fases:

- El análisis, corrección y validación de los datos originales.
- La identificación de eventos estadísticamente independientes de lluvia en el registro continuo.
- El análisis de la dependencia temporal en las series y de la dependencia entre variables.
- El ajuste de las funciones de densidad a cada una de las variables del proceso consideradas.

III.2. Datos pluviométricos.

III.2.1. Origen de los datos.

Los datos analizados para la aplicación práctica han sido facilitados por el Sistema Automático de Información Hidrológica (SAIH) de la Confederación Hidrográfica del Júcar (CHJ). El SAIH constituye una red de recogida de datos de precipitación y de control de los caudales circulantes (niveles en embalses, cauces y canales, posiciones de compuertas,...) que cubre el territorio adscrito a la CHJ. El SAIH del Júcar fue el primero en implantarse en España y está en funcionamiento desde finales de 1989. La red de telemetria primitiva constaba de un total de 121 puntos de toma de datos. En julio de 2007, la red contaba ya con 186 puntos en servicio de recogida de datos de información hidrológica distribuidos por todo el ámbito territorial. Los datos captados por los distintos sensores se registran en los puntos de control que transmiten su información vía radio y vía satélite al Centro de Proceso de Cuenca, situado en la sede de la Confederación en Valencia, donde se analiza y procesa la información recibida.

Los datos caracterizados corresponden a los de la estación pluviométrica que el SAIH tiene en la propia sede de la CHJ en Valencia. La aplicación del desarrollo teórico se lleva a cabo con la serie 1990-2006 con una discretización temporal cinco-minutal.

El formato original de los datos corresponde a un archivo de texto ASCII, cuya estructura es la que se muestra en la figura siguiente.

```

Rango temporal aceptado 47335680 56554440
Se buscaran valores en:

SEARCH = TOTALMIN

Inicio de los calculos.
Previo: desde 199001010000 a 200707130000 Cur_sear = 60
Leido: OS01AA01MVCR
Calculando: OS01AA01MVCR desde 199001010000 a 200707130000
OS01AA01MVCR 199001010000 0.000 A
OS01AA01MVCR 199001010005 0.000 A
OS01AA01MVCR 199001010010 0.000 A
OS01AA01MVCR 199001010015 0.000 A
OS01AA01MVCR 199001010020 0.000 A
OS01AA01MVCR 199001010025 0.000 A
OS01AA01MVCR 199001010030 0.000 A
OS01AA01MVCR 199001010035 0.000 A
    
```

Figura III.1. Formato original ASCII de los datos (SAIH).

Tras las líneas de cabecera, el archivo contiene el listado de los datos organizados del siguiente modo.

Columna	Contenido
1-12	Código identificativo
13	Espacio
14-17	Año
18-19	Mes
20-21	Día
22-23	Hora
24-25	Minuto
26	Espacio
27 y siguientes	Valor de precipitación (mm) del intervalo seguido de una letra (A, B, C) que indica el estado del pluviógrafo

Tabla III.1. Contenido del archivo de datos (SAIH).

III.2.2. Análisis, corrección y validación.

Cada uno de los datos registrados por el pluviómetro viene acompañado de un código que informa sobre el estado del pluviómetro durante el intervalo de la medición. Dichos códigos son los siguientes:

- A: funcionamiento correcto.
- B: funcionamiento incorrecto.
- C: funcionamiento indeterminado.

Con objeto de analizar la calidad de los datos, se ha estudiado la relación de cada uno de los tres estados a lo largo de la serie analizada. En la figura siguiente se refleja el porcentaje de tiempo en que se ha encontrado el pluviómetro en cada uno de los años de la serie.

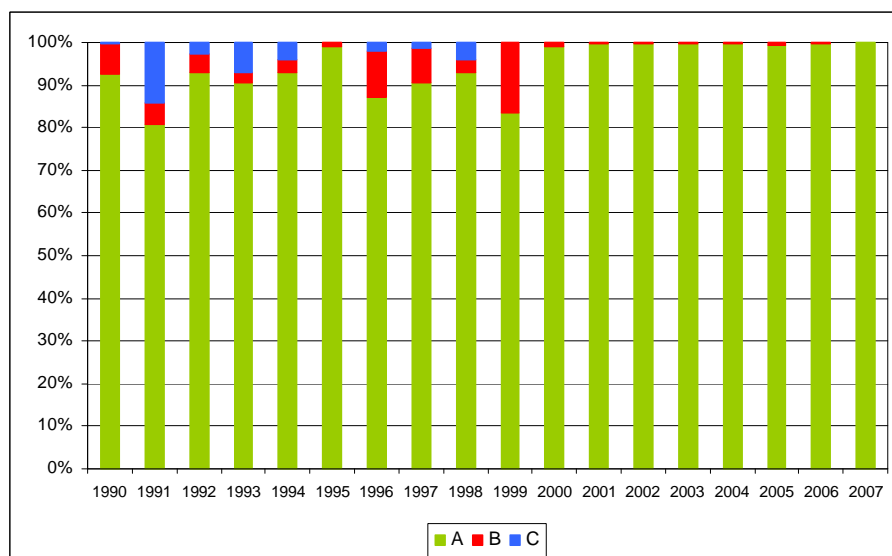


Figura III.2. Estado de funcionamiento del pluviómetro SAIH - CHJ.

En promedio, durante los 17 años y medio de mediciones continuas, el pluviómetro ha funcionado correctamente (estado A) durante el 94.2% del tiempo, siendo superior este porcentaje al 99% durante los últimos 7 años. No obstante, durante los primeros años de funcionamiento esta proporción es algo menor, llegando a registrarse años en los que el funcionamiento no es correcto (estados B o C) durante el 15-20% del tiempo (1991 y 1999 son los casos más llamativos).

Para comprobar en qué medida ha podido afectar esto a la calidad de los datos se ha realizado una comparación de los mismos con datos procedentes de la estación de Viveros del Centro Meteorológico Territorial de Valencia de la Agencia Estatal de

Meteorología (AEMET), antes Instituto Nacional de Meteorología (INM), del que se dispone la serie de precipitaciones diarias (de 7 a 7 de la mañana).

ENERO 1990				MARZO 2000			
DÍA	P (de 7:00 a 7:00) (mm)			DÍA	P (de 7:00 a 7:00) (mm)		
	SAIH ORIGINAL	INM	SAIH CORREGIDA		SAIH ORIGINAL	INM	SAIH CORREGIDA
1	0.2	0.5	0.2	1	0.0	0.0	0.0
2	16.6	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0
3	2.4	3.3	2.4	3	0.0	0.0	0.0
4	8.2	10.8	8.2	4	0.0	0.0	0.0
5	119.9	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	0.0	6	0.0	0.0	0.0
7	36.2	38.5	36.2	7	0.0	0.0	0.0
8	0.0	0.0	0.0	8	0.0	0.0	0.0
9	5.4	7.4	5.4	9	0.0	0.0	0.0
10	4.0	3.5	4.0	10	0.0	0.0	0.0
11	18.4	20.4	18.4	11	0.0	0.0	0.0
12	3.4	4.0	3.4	12	0.0	0.0	0.0
13	0.0	0.0	0.0	13	0.0	0.0	0.0
14	0.0	0.0	0.0	14	0.0	0.0	0.0
15	0.0	0.0	0.0	15	0.0	0.0	0.0
16	0.0	0.0	0.0	16	0.0	0.0	0.0
17	0.0	0.0	0.0	17	0.4	0.0	0.4
18	0.0	0.0	0.0	18	0.0	0.0	0.0
19	0.0	0.0	0.0	19	0.0	30.8	34.4
20	0.0	0.0	0.0	20	0.8	23.6	20.4
21	0.0	0.0	0.0	21	1.8	0.3	1.8
22	0.0	0.0	0.0	22	1.8	1.5	1.8
23	0.0	0.0	0.0	23	7.2	6.3	7.2
24	0.0	0.0	0.0	24	0.0	0.0	0.0
25	210.8	0.0	0.0	25	0.0	0.0	0.0
26	273.8	0.0	0.0	26	0.0	0.0	0.0
27	285.2	0.0	0.0	27	0.0	0.9	0.0
28	173.2	1.2	1.6	28	1.6	1.0	1.6
29	0.0	0.0	0.0	29	0.0	0.0	0.0
30	0.0	0.0	0.0	30	0.0	0.0	0.0
31	0.2	0.4	0.2	31	0.0	0.0	0.0
TOTAL	1157.9	90.0	80.0	TOTAL	13.6	64.4	67.6

Tabla III.2. Detección y corrección de errores en enero de 1990 y marzo de 2000.

En primer lugar, se han comparado los totales anuales de precipitación de ambas estaciones, observando dos anomalías: una en 1990 y otra en 2000. Un análisis más pormenorizado muestra que las anomalías se centran en enero de 1990 y en marzo de 2000. La más flagrante es la de enero 1990, donde el pluviómetro del INM totaliza 90.0 mm frente a los 1157.9 mm del SAIH, evidentemente erróneos. En marzo de 2000, el INM totaliza 64.4 mm frente a los 13.6 mm del SAIH. En las tablas anteriores se comparan los registros diarios de 7:00 a 7:00 (el del INM y el deducido de los datos del SAIH) de ambos meses.

La anomalía de enero de 1990 corresponde a unos datos desorbitados los días 2, 5 y del 25 al 28, cuando según el registro del INM la precipitación de esos días fue nula o escasa. Corrigiendo los datos según estos últimos el total mensual entre ambas estaciones es mucho más acorde.

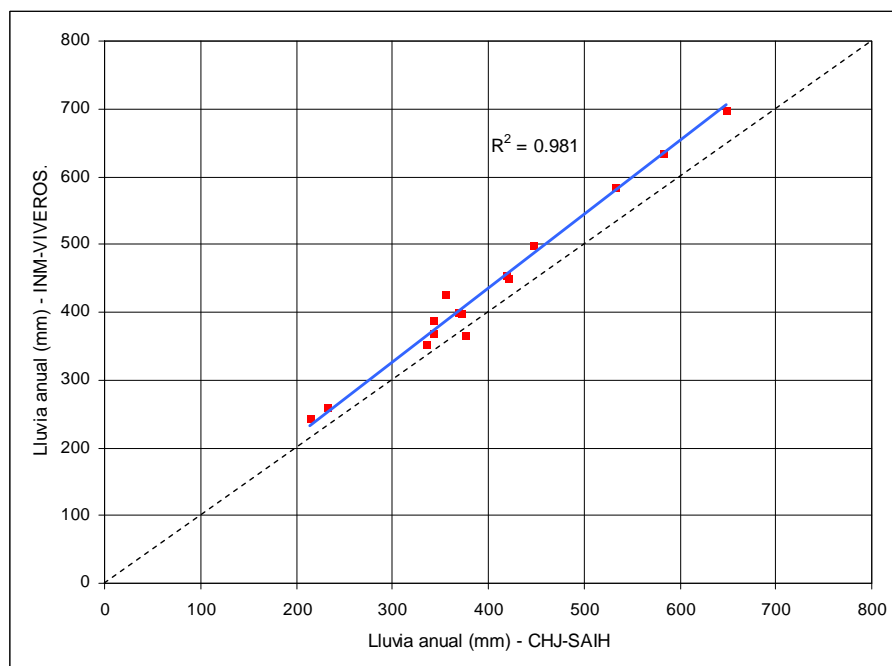


Figura III.3. Comparación de totales anuales SAIH - INM.

Por otra parte, la anomalía de marzo de 2000 corresponde a los días 19 y 20, en los que según el registro del SAIH no llovió y según el INM se registraron fuertes precipitaciones. Al tratarse de unas fechas muy señaladas en el calendario local ha sido fácil comprobar que desde la tarde del día 19 hasta la mañana del día 20 se produjeron lluvias persistentes en la ciudad. Por tanto, se ha dado como válido el valor del INM, transponiéndolo a la serie de datos del SAIH. De este modo, el total mensual prácticamente coincide.

Tras estas dos correcciones, la comparación de totales anuales resulta más satisfactoria, según se aprecia en la figura anterior. El análisis se completa con la comparación de los totales mensuales del período 1990-2006.

El contraste de totales efectuado deja entrever una cuestión adicional. Por término medio en la serie analizada, la estación situada en Viveros perteneciente a AEMET mide más precipitación que la de la Confederación Hidrográfica del Júcar. Esto se comprueba en las figuras adjuntas, donde a una lluvia dada del SAIH le corresponde otra en la estación de AEMET aproximadamente un 10% mayor.

Después de estas comprobaciones iniciales se consideran válidos los datos del SAIH con las correcciones introducidas. Con la serie resultante se procede a la caracterización estadística del régimen de lluvias en la ciudad de Valencia según los criterios y procedimientos que se establecen a continuación.

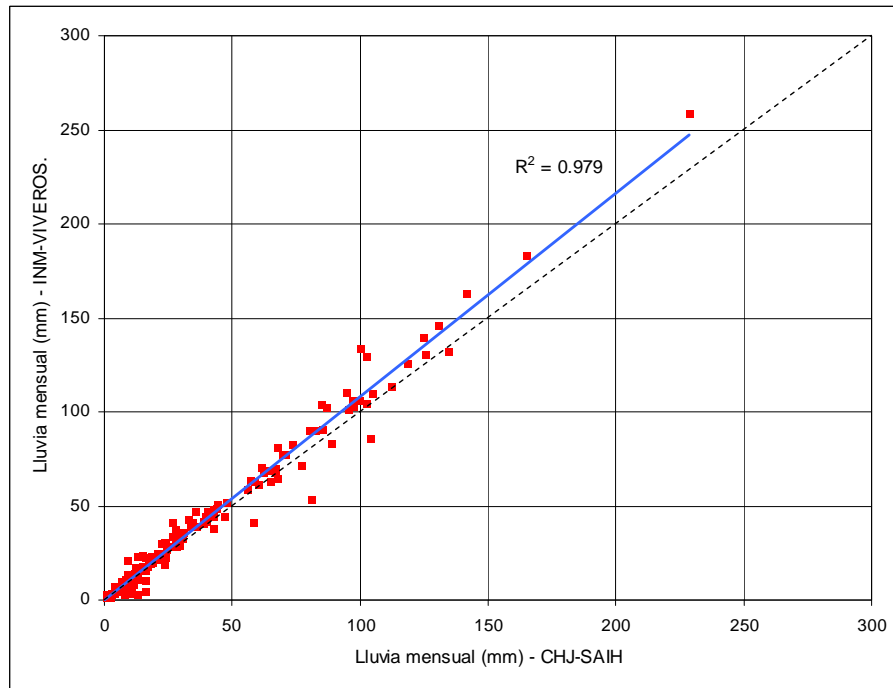


Figura III.4. Comparación de totales mensuales SAIH - INM.

III.3. Identificación de eventos estadísticamente independientes.

III.3.1. Teoría de la separación de eventos.

Una cuestión fundamental antes de abordar el análisis estadístico objeto de estudio es la separación de la serie continua de registros pluviométricos en eventos de precipitación estadísticamente independientes. Cabe aquí puntualizar una distinción entre el evento de lluvia desde el punto de vista meteorológico y desde el punto de vista estrictamente estadístico (Adams B. and Papa F., 2000). Un evento como fenómeno meteorológico queda caracterizado tanto por magnitudes externas como por una estructura interna, redundando esto en una gran dificultad para asociarlo con una única probabilidad de ocurrencia. No obstante, considerando exclusivamente la estructura externa del proceso, sí que se le puede dar al mismo un tratamiento estadístico ya que las variables entonces involucradas definen una secuencia de realizaciones a las que sí que se les puede asociar una frecuencia de superación.

El aislamiento de un evento de precipitación precisa del establecimiento de criterios para definir cuando comienza y acaba la tormenta en cuestión. Si dos pulsos de lluvia están separados por un lapso de tiempo relativamente corto, lo más probable es que pertenezcan al mismo evento. No obstante, si ese espacio temporal es largo, la tendencia es que éstos pertenezcan a episodios diferentes. La cuestión se centra por tanto en establecer cuál es esa separación mínima entre pulsos de lluvia que separa dos episodios diferentes de precipitación.

No existe una metodología universal para la identificación de dicha separación mínima (en adelante *separación crítica*), y por tanto de los eventos de precipitación. En la figura siguiente se representa el proceso de lluvia a analizar: la serie bruta registrada por el pluviómetro (a), la serie discretizada en intervalos de tiempo regulares (b) donde se define la serie de duraciones de tiempo seco entre pulso de lluvia (variable t_b) y la serie separada en eventos independientes (c) donde para que dos pulsos de lluvia pertenezcan a eventos independientes, su tiempo seco de separación debe superar cierto umbral crítico t_{bcrit} por determinar.

Hasta la fecha, las investigaciones de Restrepo-Posada y Eagleson (1982) siguen marcando las directrices a seguir al respecto. La manera de abordar el problema consiste en asumir los eventos de precipitación como realizaciones estadísticamente independientes, de modo que la separación crítica t_{bcrit} será aquella que dé lugar a que la serie de separaciones entre eventos t_b se rija mediante un proceso de Poisson, esto es, esté distribuida exponencialmente. Bonta y Rao (1988) corroboran esta teoría profundizando en algunos aspectos adicionales, entre los cuales la necesidad de contar con una serie de al menos 10 años para que los resultados obtenidos sean estadísticamente significativos.

Si se asume por tanto que la variable de separación entre eventos t_b se distribuye exponencialmente:

$$f_{t_b}(t_b) = \beta e^{-\beta t_b} \quad t_b > 0 \quad [III.1]$$

esto redundaría en que

$$E[t_b] = \beta^{-1} \text{ y } \sigma[t_b] = \beta^{-1} \quad [III.2]$$

por lo que, al ser la población exponencial,

$$CV[t_b] = 1 \quad [III.3]$$

Para obtener la exponencialidad deseada, y por tanto una serie independiente de eventos, se redefinen los mismos según se muestra en la figura anterior, incorporando al evento de lluvia los periodos secos con duración $t_b < t_{bmin}$. Se trata, por tanto, de obtener el valor adecuado de t_{bmin} de forma que la variable t_b se distribuya exponencialmente. Dicho valor de t_{bmin} corresponde con la separación crítica t_{bcrit} y establece la base para la identificación de eventos de precipitación estadísticamente independientes.

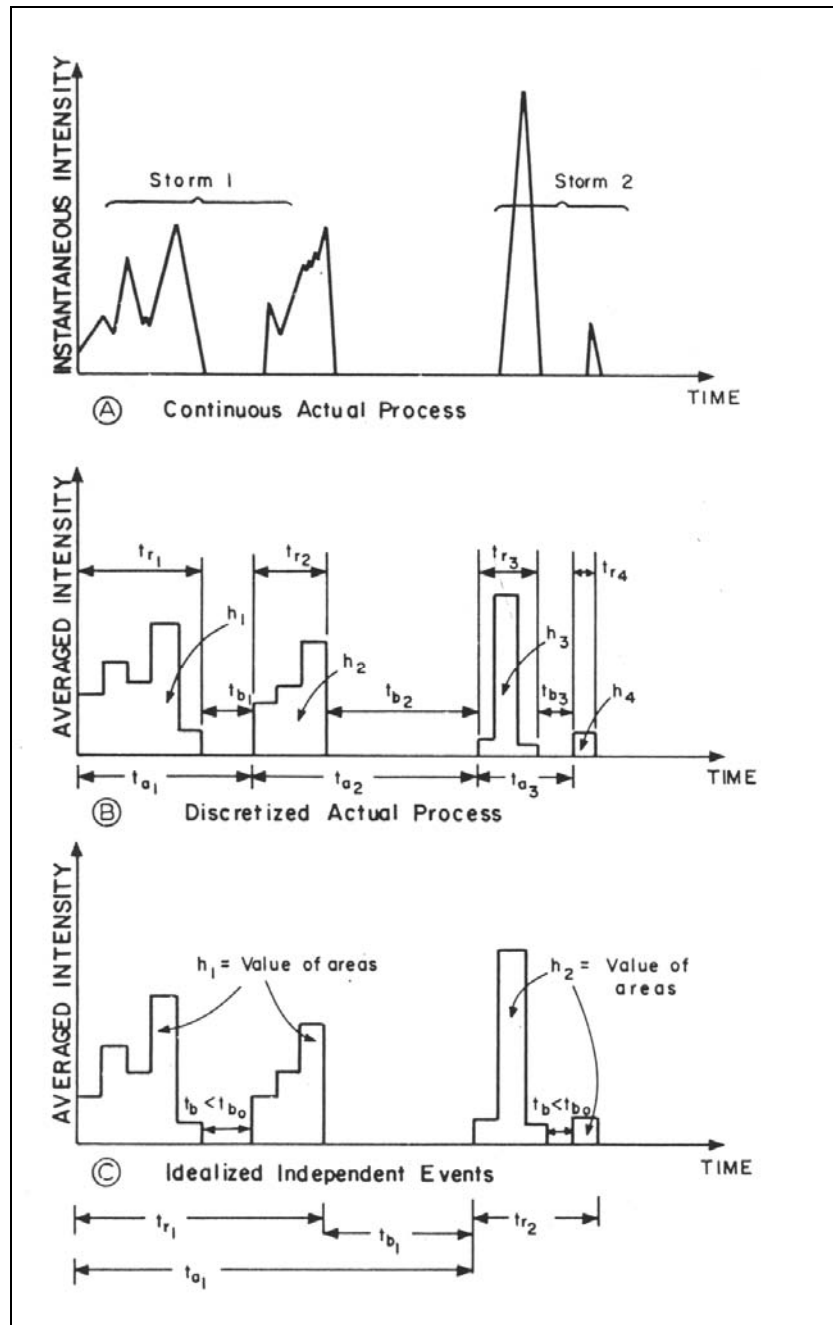


Figura III.5. Definición de los parámetros de evento para la identificación de t_{bcrit} (Restrepo-Posada and Eagleson, 1982).

Dada la serie de lluvias original, se trata entonces de redefinir series para ciertos valores de t_{bcrit} y realizar el ajuste exponencial a cada una de las nuevas series. Aquel ajuste que se ciña más al modelo de Poisson será el que defina finalmente la separación crítica t_{bcrit} .

A partir de la serie de datos obtenida anteriormente se deduce fácilmente la serie de intervalos secos que es la que se pretende analizar para determinar la separación crítica. De aquí en adelante se denomina s a la variable aleatoria “separación entre eventos”.

La función de distribución del modelo exponencial es

$$F_s(s) = 1 - e^{-\beta s} \quad s > 0 \quad [III.4]$$

El estimador máximo verosímil del parámetro β de la función de distribución exponencial es:

$$\beta_{MLE} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n s} = [E(s)]^{-1} \quad [III.5]$$

Además, para cada muestra para la que se realiza el ajuste se calcula el coeficiente de variación de la misma:

$$CV(s) = \frac{\sigma(s)}{E(s)} \quad [III.6]$$

El ajuste que más se aproxime al modelo exponencial debe tener un CV próximo a la unidad, propiedad esencial del modelo exponencial.

III.3.2. Criterios adicionales de identificación.

Por otra parte, para analizar la bondad del ajuste se compara la distribución empírica con la distribución ajustada de la variable s . La función de distribución empírica utilizada para llevar a cabo la estimación del parámetro β es:

$$F_e(s_i) = p(S \leq s_i) = \frac{i - \xi}{N + 1 - 2\xi} \quad [III.7]$$

donde i es el orden de la variable ordenada de modo ascendente, N el tamaño de la muestra y ξ el parámetro de posición. Para una población subyacente con sesgo alto (la población exponencial lo es puesto que su sesgo vale 2) se recomienda que el parámetro de posición valga $\xi=0.5$, resultando la distribución empírica de Hazen:

$$F_e(s_i) = p(S \leq s_i) = \frac{i - 0.5}{N}$$

Un primer índice de ajuste, sencillo, es el índice de Nash-Sutcliffe, que será tanto más próximo a la unidad como bueno sea el ajuste.

$$R_{NS}^2 = 1 - \frac{\sum (F_{empírica} - F_{teórica})^2}{\sum (F_{empírica} - E[F_{teórica}])^2} \quad [III.8]$$

Por último, a cada estimación del parámetro β debe aplicársele un test de bondad de ajuste. Para una población subyacente exponencial, es recomendable el test de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov adaptado a dicha población.

En general, el estadístico KS se define como

$$D_n = \sup_s \{ |F_n(s) - \hat{F}(s)| \} \quad [III.9]$$

donde F_n es la función empírica de distribución definida por

$$F_n(s_i) = \frac{i}{N} \quad [III.10]$$

y $\hat{F}(s)$ es la función de distribución ajustada. Para evitar confusiones entre “supremo” y “máximo”, el estadístico KS puede redefinirse como

$$D_n = \max \{ D_n^+; D_n^- \} \quad [III.11]$$

con

$$D_n^+ = \max \left\{ \frac{i}{n} - \hat{F}(s_i) \right\}_{1 \leq i \leq n} \quad [III.12]$$

y

$$D_n^- = \max \left\{ \hat{F}(s_i) - \frac{i-1}{n} \right\}_{1 \leq i \leq n} \quad [III.13]$$

Para una población subyacente exponencial el estadístico debe corregirse según la expresión (Law and Kelton, 1991):

$$\left(D_n - \frac{0.2}{n} \right) \left(\sqrt{n} + 0.26 + \frac{0.5}{\sqrt{n}} \right) \quad [III.14]$$

Entonces, si se cumple que $\left(D_n - \frac{0.2}{n} \right) \left(\sqrt{n} + 0.26 + \frac{0.5}{\sqrt{n}} \right) < C_{1-\alpha}$, donde $C_{1-\alpha}$

es el valor crítico modificado para un nivel de confianza $1-\alpha$, entonces el test de bondad es positivo, esto es, la función de distribución supuesta es, en efecto, exponencial de parámetro β .

$1-\alpha$	0.850	0.900	0.950	0.975	0.990
$C_{1-\alpha}$	0.926	0.990	1.094	1.190	1.308

Tabla III.3. Valores modificados del estadístico de Kolmogorov Smirnov para población subyacente exponencial (Law and Kelton, 1991).

Para un nivel de confianza del 95% el estadístico crítico vale $C_{1-\alpha} = 1.094$. En base a lo anterior, pueden trazarse en los gráficos de las funciones de probabilidad, las bandas de confianza al 95% según el test KS.

III.3.3. Aplicación a la serie histórica de Valencia.

El primer ajuste se realiza a la serie original, esto es, asumiendo una separación crítica de 5 minutos (la propia discretización temporal de la serie original).

Claramente, y de la simple observación de la representación de las funciones empírica y ajustada, la serie original de separaciones de evento no se ajusta a una distribución exponencial. Siguiendo el mismo proceso, se repiten los ajustes para valores crecientes de s_{\min} , obteniendo los resultados de la tabla siguiente.

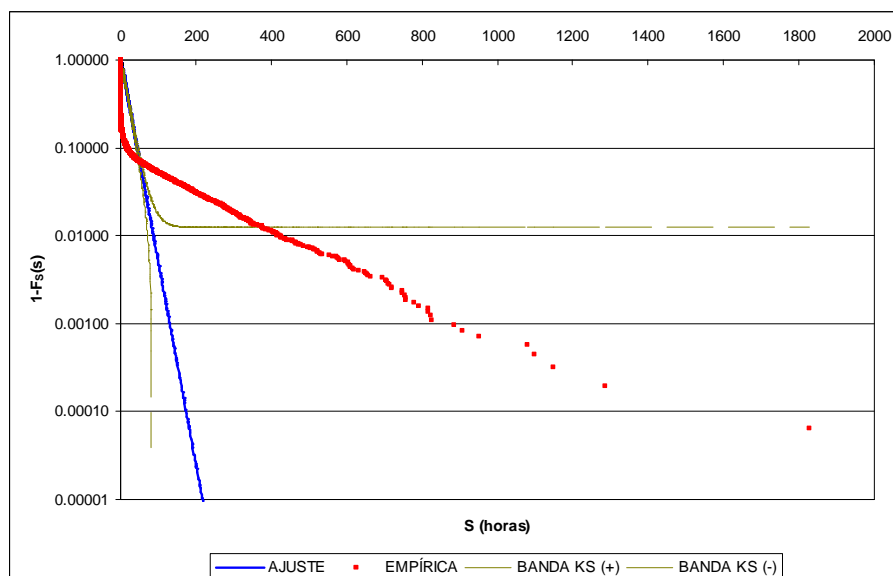


Figura III.6. Funciones de distribución empírica y ajustada para $s_{\min} = 5$ min con las bandas de confianza al 95% del test de Kolmogorov - Smirnov.

Separación crítica (h)	β	CV	Nash - Sutcliffe	Estadístico KS	Separación Media (h)
0.083	0.053	4.36	0.131	61.91	18.9
0.5	0.019	2.50	0.344	25.95	52.4
1.0	0.014	2.10	0.475	18.75	70.4
2.0	0.011	1.83	0.605	13.98	88.1
6.0	0.008	1.45	0.829	7.67	124.3
12.0	0.006	1.23	0.949	3.70	156.7
18.0	0.006	1.11	0.983	2.73	177.4
20.0	0.005	1.08	0.988	2.87	184.1
22.0	0.005	1.05	0.989	2.96	191.5
24.0	0.005	1.03	0.989	3.10	195.5
26.0	0.005	1.00	0.986	3.20	201.0
30.0	0.005	0.97	0.979	3.43	209.8
48.0	0.004	0.86	0.937	4.38	238.9

Tabla III.4. Ajustes del modelo exponencial a la variable s en función de diferentes separaciones s_{min} .

En la figura siguiente se han representado los parámetros de decisión para elegir el valor adecuado de s_{min} , la separación crítica s_0 en función de s_{min} .

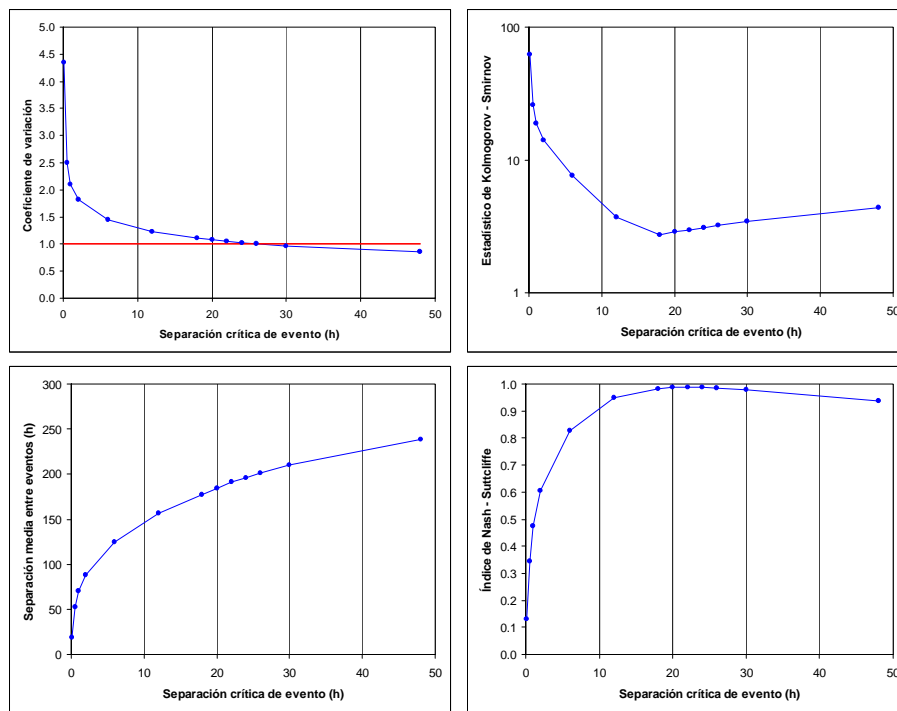


Figura III.7. Parámetros de decisión para la determinación de la separación crítica.

Según el conjunto de resultados obtenidos la separación crítica que define eventos independientes se encuentra entre las 18 y las 24 horas, ya que es en este intervalo donde se satisface simultáneamente:

- $CV \approx 1$.
- $RN^2 \approx 1$ (valor máximo, alcanzándose valores de 0.99).
- El índice KS es mínimo.

Cabe destacar que, desde un punto de vista estricto, ningún ajuste supera el test de bondad de Kolmogorov - Smirnov. No obstante, sí que se alcanza un mínimo próximo al valor crítico del test para un nivel de confianza del 95% (ver apartado III.3.2).

A la vista de la representación conjunta de las distribuciones empírica y teórica ajustada se decide finalmente adoptar una separación crítica para la definición de eventos $s_0 = 22$ horas.

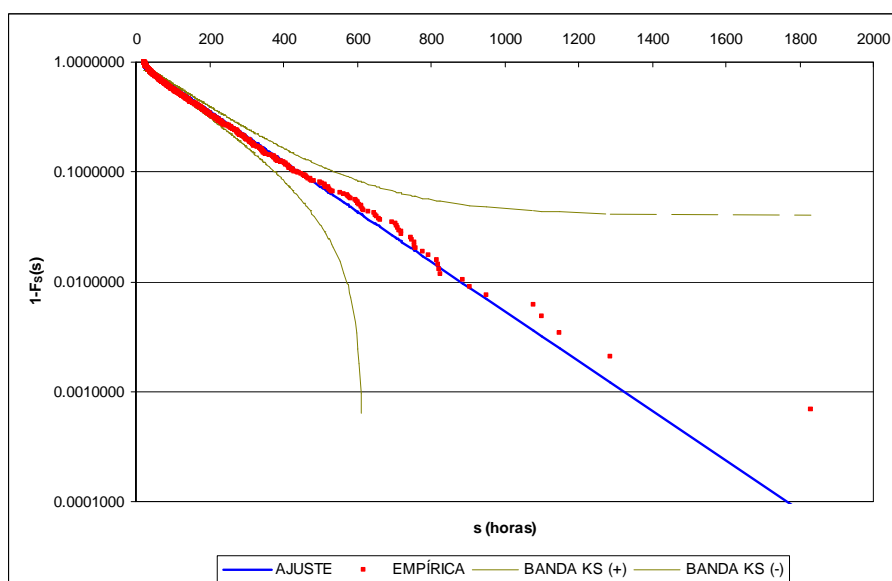


Figura III.8. Funciones de distribución empírica y ajustada para $s_{\min}=22$ h con las bandas de confianza al 95% del test de Kolmogorov - Smirnov.

Para completar el análisis de la separación de la serie en eventos independientes se han determinado, para cada separación s_{\min} probada las series de eventos resultantes, obteniendo las variables que posteriormente serán analizadas con detalle:

- Volumen de lluvia por evento: v (mm).
- Duración del evento: d (h).

- Intensidad de pico cinco-minutal en el evento: i_M (mm/h).

Para cada una de estas variables, y en función de la s_{min} considerada, se ha determinado la media muestral de cada una de ellas para analizar la evolución en función de la separación de evento considerada. Además, se ha analizado el número medio de eventos por año resultantes (o, de forma más visual, su inversa). Todos los resultados se recogen en la figura siguiente.

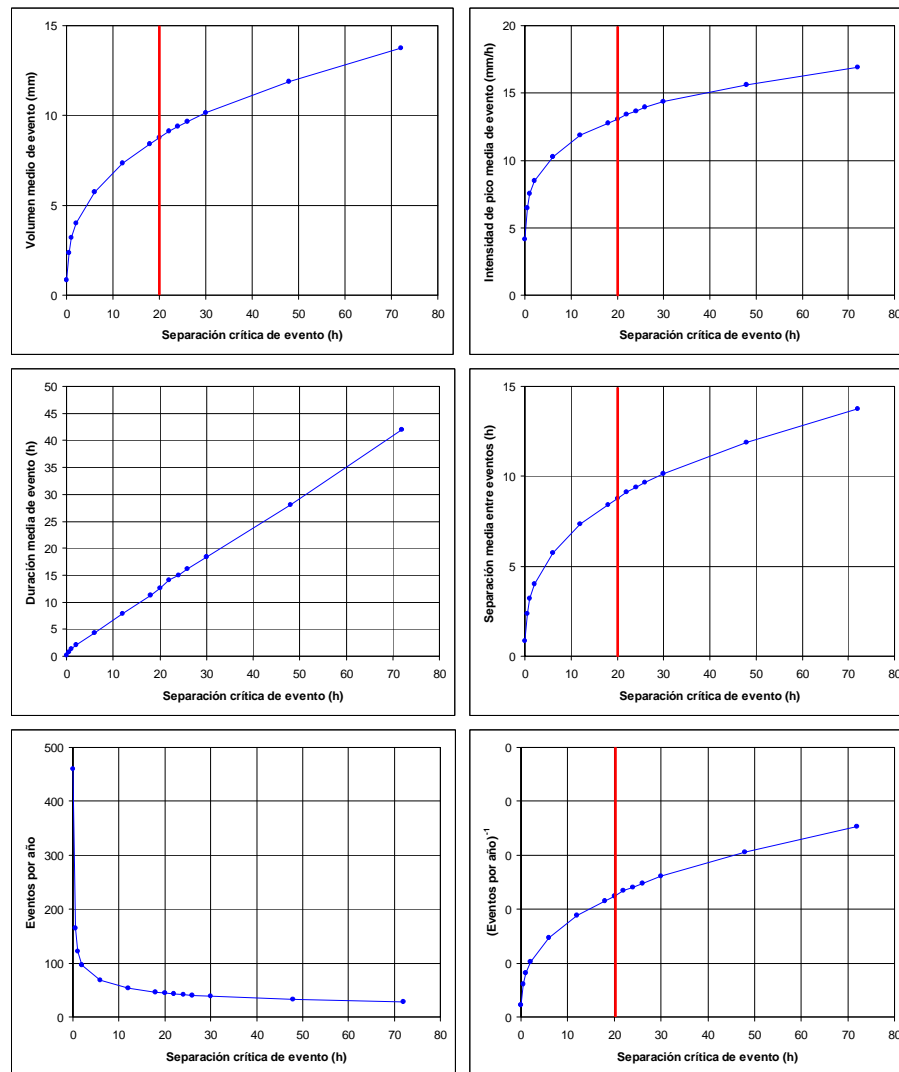


Figura III.9. Influencia de la separación mínima de evento en los valores medios de las variables de evento.

Como era de esperar, las medias de los volúmenes, duraciones, intensidad de pico y separación de eventos aumentan con la separación mínima de evento. Pero lo más interesante es el cambio de comportamiento de v , i_M , s y el número de eventos por año a partir de una separación mínima de evento de unas 20 horas, aproximadamente. A partir de ese umbral las relaciones se tornan lineales, lo cual indica que s_{\min} tiene influencia en los momentos evaluados para valores inferiores a unas 20 horas. Esto no hace más que confirmar la conclusión anterior y corrobora el valor $s_0=22$ horas adoptado.

Así pues, la variable separación de evento se distribuye exponencialmente con parámetro $\beta = 0.0052$ y media $\beta^{-1} = 191.5$ horas.

$$f_s(s) = \beta e^{-\beta s} \quad s > 0 \quad \text{[III.15]}$$

Además, con la separación adoptada resultan un total de 725 eventos en toda la serie. Teniendo en cuenta que su duración es de 17 años, el promedio es de 42.6 eventos/año.

III.3.4. Versiones pura y simplificada de $f_s(s)$.

De la propia definición de la separación crítica entre eventos de lluvia s_0 establecida anteriormente, resulta imposible observar en la muestra períodos secos con duración menor que s_0 . En consecuencia, el rango correcto de la variable s es $s \geq s_0$ en lugar de $s > 0$.

La mera incorporación de esta restricción a la función de densidad antes definida no es suficiente, puesto que para preservar la media muestral respecto de la poblacional sería necesario redefinir la función de densidad como sigue:

$$f_s(s) = \beta e^{-\beta(s-s_0)} \quad s \geq s_0 \quad \text{[III.16]}$$

de modo que el estimador máximo verosímil del parámetro β es en este caso:

$$\beta_{MLE} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n (s_i - s_0)} = \frac{1}{[E(s)] - s_0} \quad \text{[III.17]}$$

Procediendo de este modo con la serie analizada, el parámetro β de la versión pura de $f_s(s)$ resulta de valor $\beta = 0.0059$. La comparación de resultados completa entre ambas versiones de la función de densidad se recoge en la siguiente tabla.

	Versión simplificada	Versión pura
Función de densidad	$f_S(s) = \beta e^{-\beta s}$	$f_S(s) = \beta e^{-\beta(s-s_0)}$
Rango de definición	$s > 0$	$s \geq s_0$
Parámetro	$\beta = 0.00522$	$\beta = 0.00591$
CV muestral	1.045	1.045
Índice KS	2.958	3.322
Índice NS	0.989	0.983

Tabla III.5. Comparación de las versiones pura y simplificada de $f_S(s)$.

A la vista de los resultados, la aplicación práctica subsiguiente se abordará con la versión simplificada que, aunque obvia el matiz matemático de su rango de definición, no supone una merma apreciable en la población que caracteriza. No en vano, los estadísticos KS y NS resultan incluso mejores con la versión simplificada que con la definición pura de la función.

III.4. Relaciones de dependencia de las variables analizadas.

III.4.1. Dependencia temporal: autocorrelación.

Una prueba adicional de la independencia de los eventos de precipitación identificados en base a la separación crítica es la función de autocorrelación de la serie de volúmenes de lluvia, presupuesta la propiedad estacionaria del proceso.

El coeficiente de autocorrelación de una variable X vale:

$$\rho_X(k) = \frac{E((X_i - E(X))(X_{i+k} - E(X)))}{E((X_i - E(X))(X_i - E(X)))} \quad [\text{III.18}]$$

siendo k el desfase sucesivo entre eventos ($k=1, 2, \dots, N-1$).

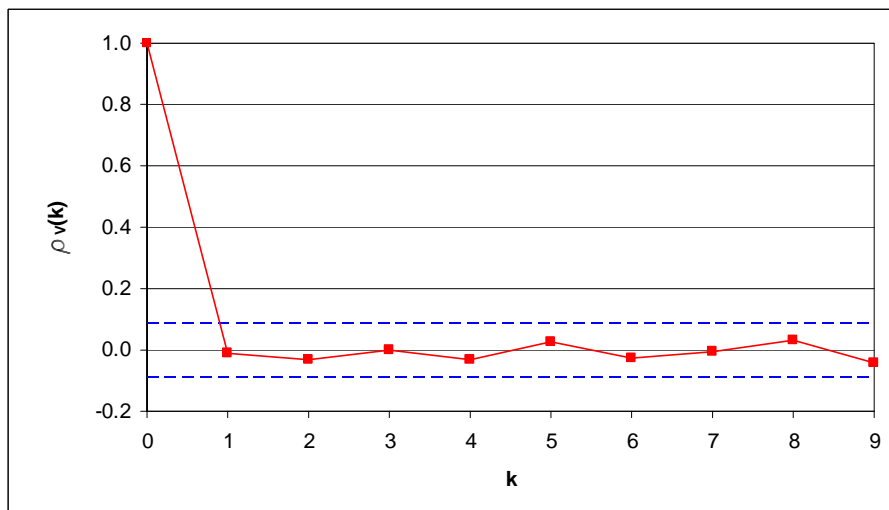


Figura III.10. Correlograma muestral de la serie de volúmenes con límites de Anderson (98%).

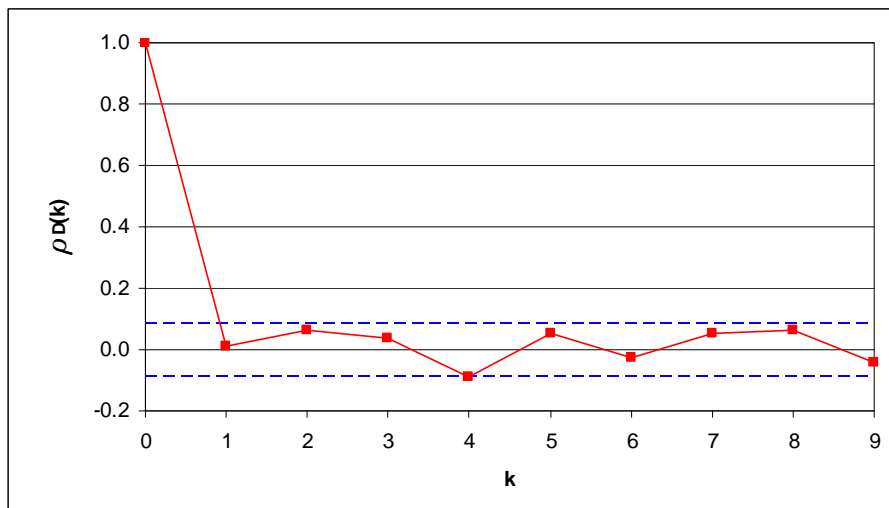


Figura III.11. Correlograma muestral de la serie de duraciones con límites de Anderson (98%).

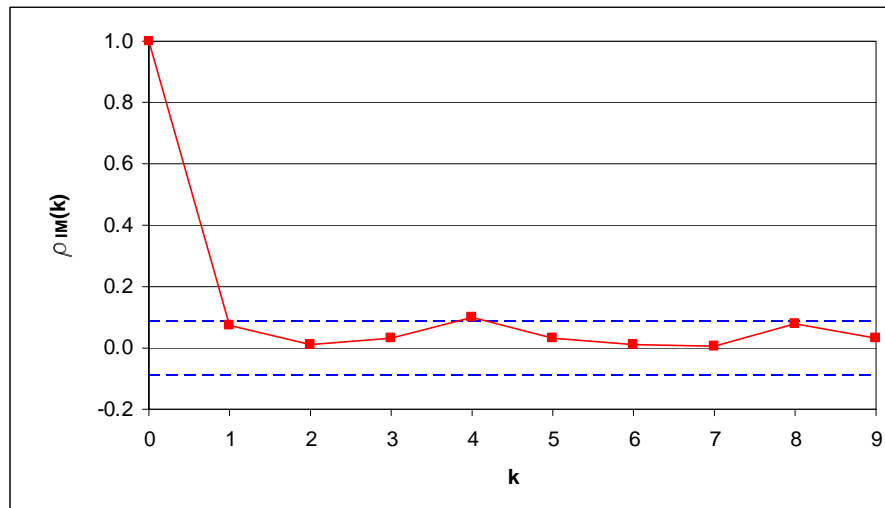


Figura III.12. Correlograma muestral de la serie de intensidades máximas de evento con límites de Anderson (98%).

En teoría, si los eventos son independientes los unos de los otros para órdenes $k \geq 1$ debería tenerse $\rho_X(k) = 0$. En la práctica se admite que para $k \geq 1$ la función de autocorrelación se encuentre entre los denominados límites de Anderson, que separan los valores estadísticamente independientes de los que no lo son. La expresión, para un nivel de confianza del 98% de dichos límites es:

$$r_{98} = \frac{-1 \pm 2.326\sqrt{N-k+1}}{N-k} \quad \text{[III.19]}$$

En base a los correlogramas de las figuras anteriores se puede concluir que las poblaciones de volúmenes de evento, duraciones de evento e intensidades máximas de evento constituyen procesos estadísticos de punto, esto es, los eventos son, desde el punto de vista de estas variables, independientes los unos de los otros. Por tanto, la descripción de estas variables aleatorias se agota con la caracterización de sus funciones de distribución.

III.4.2. Dependencia entre variables: correlaciones.

Una primera estimación de la dependencia lineal entre las diferentes variables definidas por evento es la correlación entre ellas.

Dadas dos variables aleatorias X e Y se define la covarianza entre ellas como

$$\text{Cov}(X, Y) = E((X_i - E(X))(Y_j - E(Y))) \quad \text{[III.20]}$$

Para hacer el análisis adimensional se define el coeficiente de correlación como:

$$\rho_{XY} = \frac{\text{Cov}(X, Y)}{\sqrt{\text{Var}(X)\text{Var}(Y)}} \in [-1, 1] \quad [\text{III.21}]$$

En la tabla siguiente se adjuntan los coeficientes de correlación entre variables de las series analizadas.

	V	D	S	IM
V	1.000	0.669	-0.009	0.574
D	-	1.000	-0.027	0.286
S	-	-	1.000	0.022
IM	-	-	-	1.000

Tabla III.6. Coeficientes de correlación entre variables de evento.

La correlación entre la separación de eventos y el resto de variables es prácticamente nula, poniendo otra vez de manifiesto la independencia entre eventos respecto de las variables analizadas y corroborando los resultados obtenidos en el apartado III.3.

Por otra parte, el resto de relaciones presentan correlaciones muy bajas que no permiten concluir que las variables estén relacionadas. Para confirmar esta idea, se construyen los gráficos de masas cruzadas siguientes entre las diferentes variables contempladas.

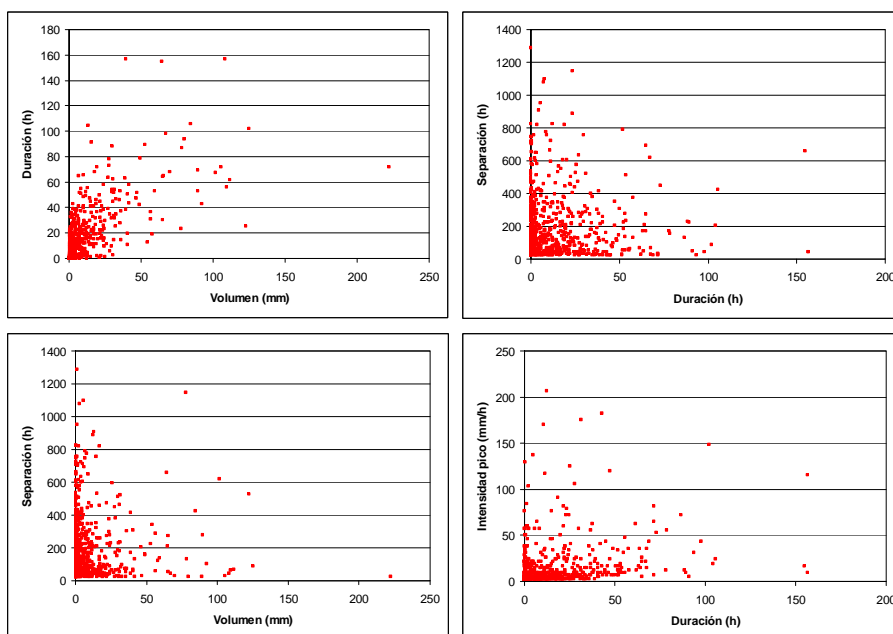


Figura III.13. Gráficos de correlación cruzada entre variables de evento (a).

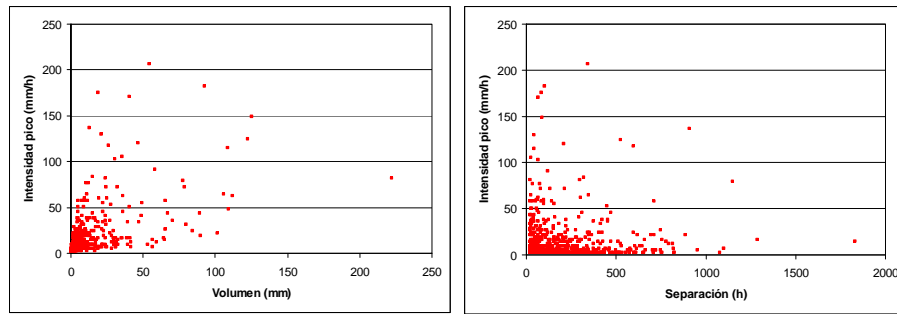


Figura III.14. Gráficos de correlación cruzada entre variables de evento (b).

Como lo refieren algunos autores (Adams and Papa, 2000) suele existir cierta correlación entre las variables volumen-duración y volumen-intensidad, aunque no suelen ser lo suficientemente significativas como para tenerlas en cuenta en los análisis posteriores de cara a derivar las funciones de distribución de los volúmenes de escorrentía y de los parámetros de funcionamiento del tanque de tormenta.

Por todo ello, el análisis de correlaciones efectuado permite validar la hipótesis de independencia estadística entre variables, por lo que queda caracterizar cada una de estas variables aleatorias desde el punto de vista de su función de densidad.

III.5. Caracterización de las variables del proceso.

El tratamiento estadístico de las variables aleatorias que constituyen los procesos de punto definidos anteriormente exige la asunción de los siguientes aspectos (Adams and Papa, 2000):

- Las series analizadas suponen una muestra de una determinada población subyacente y los eventos de precipitación se suponen homogéneos, esto es, provenientes de la misma población.
- Los eventos de lluvia son estadísticamente independientes.
- El proceso se supone estacionario.
- Se admite una longitud suficiente de la serie como para caracterizar correctamente los parámetros.
- La estimación de dichos parámetros es insesgada.

Todos estos aspectos han sido tratados en los análisis previos planteados y como se ha justificado ya, aunque algunos de ellos no se satisfagan desde un punto de vista estadísticamente estricto, ello no es óbice para el desarrollo práctico de la metodología objeto de la tesis, puesto que no restan representatividad a los resultados obtenidos.

III.5.1. Estadísticos muestrales.

La exploración de las muestras del proceso de lluvia debe comenzar con la realización de la estadística descriptiva de las variables aleatorias objeto de estudio con el fin de postular las funciones de distribución correspondientes para proceder al ajuste de las mismas.

El análisis se ha llevado a cabo por una parte a las series originales y por otra a dos series adicionales resultantes de truncar inferiormente aquellos eventos que no superen cierto umbral. En concreto se han utilizado los umbrales $U = 0.2$ mm de lluvia por evento (la sensibilidad cinco-minutal del pluviómetro) y $U = 1$ mm de lluvia por evento (el valor mínimo del umbral de escorrentía que se adoptará posteriormente en el modelo de producción en el capítulo IV). Como se observa en la siguiente tabla son muchos los eventos de este orden de magnitud y, sin embargo, es muy poca su importancia en la serie en cuanto a la lluvia total que aportan.

Estadístico	Umbral inferior de truncamiento (Volumen de evento)		
	0 mm	0.2 mm	1 mm
Nº de eventos	725	629	464
Promedio eventos/año	42.65	37.00	27.29
Lluvia eliminada (sobre el total de la serie)	0%	0.29%	1.89%

Tabla III.7. Efecto del truncamiento en los totales de la serie de volúmenes.

Por tanto, puede ser recomendable de cara al ajuste de las funciones de distribución usar las series de datos truncadas con el objetivo de eliminar esta distorsión y obtener resultados más consistentes. Los parámetros muestrales que resultan en cada caso se recogen en las siguientes tablas.

Estadístico	Umbral inferior de truncamiento (Volumen de evento)		
	0 mm	0.2 mm	1 mm
Mínimo	0.2	0.4	1.2
Máximo	222.2	222.2	222.2
Media	9.15	10.51	14.02
Mediana	2.2	3.2	6.4
Varianza	354	394	487
Desviación típica	18.81	19.85	22.08
Coefficiente de variación	2.06	1.89	1.57
Coefficiente de sesgo	4.76	4.48	3.97

Tabla III.8. Estadísticos muestrales de la serie de volúmenes de evento (mm).

Estadístico	Umbral inferior de truncamiento (Volumen de evento)		
	0 mm	0.2 mm	1 mm
Mínimo	0.083	0.083	0.083
Máximo	156.75	156.75	156.75
Media	14.02	16.15	20.32
Mediana	5.58	8.75	12.96
Varianza	427.68	459	542
Desviación típica	20.68	21.42	23.29
Coefficiente de variación	1.47	1.33	1.14
Coefficiente de sesgo	2.80	2.64	2.32

Tabla III.9. Estadísticos muestrales de la serie de duraciones de evento (h).

Estadístico	Umbral inferior de truncamiento (Volumen de evento)		
	0 mm	0.2 mm	1 mm
Mínimo	2.4	2.4	2.4
Máximo	206.4	206.4	206.4
Media	13.39	15.07	19.28
Mediana	4.80	7.20	9.60
Varianza	527.78	587	727
Desviación típica	22.97	24.23	26.97
Coefficiente de variación	1.72	1.61	1.40
Coefficiente de sesgo	4.25	3.97	3.47

Tabla III.10. Estadísticos muestrales de la serie de intensidades máximas de evento (mm/h).

Para concluir la descripción estadística de las muestras se elaboran los histogramas de frecuencias muestrales para la serie sin truncamiento ($U=0.0$ mm) que se recogen a continuación y que como es de esperar, corresponden a poblaciones subyacentes muy sesgadas hacia el origen, aspecto que encamina la elección de las funciones de densidad candidatas (apartado III.5.2).

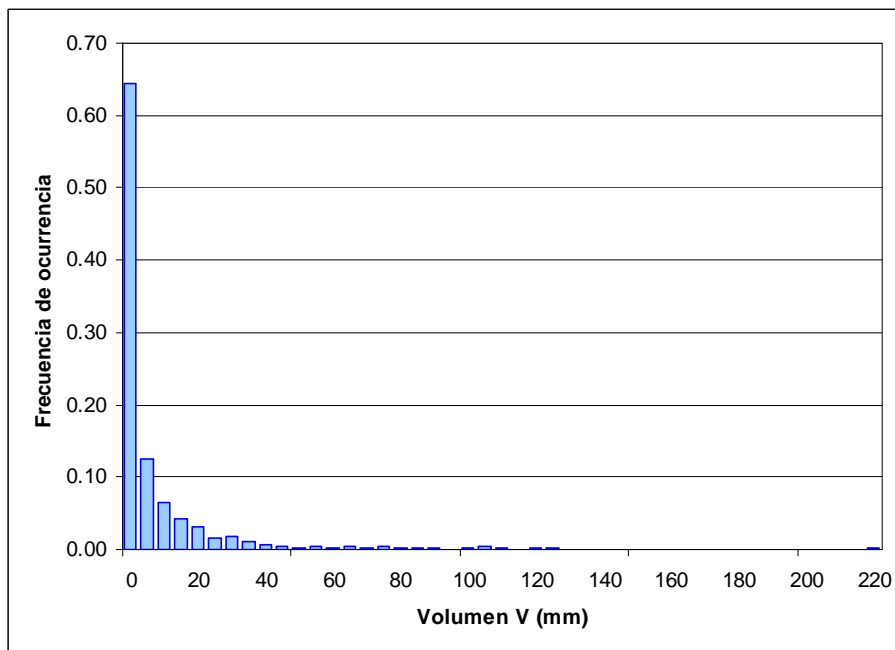


Figura III.15. Histograma de frecuencias de volúmenes para $\Delta V=5$ mm.

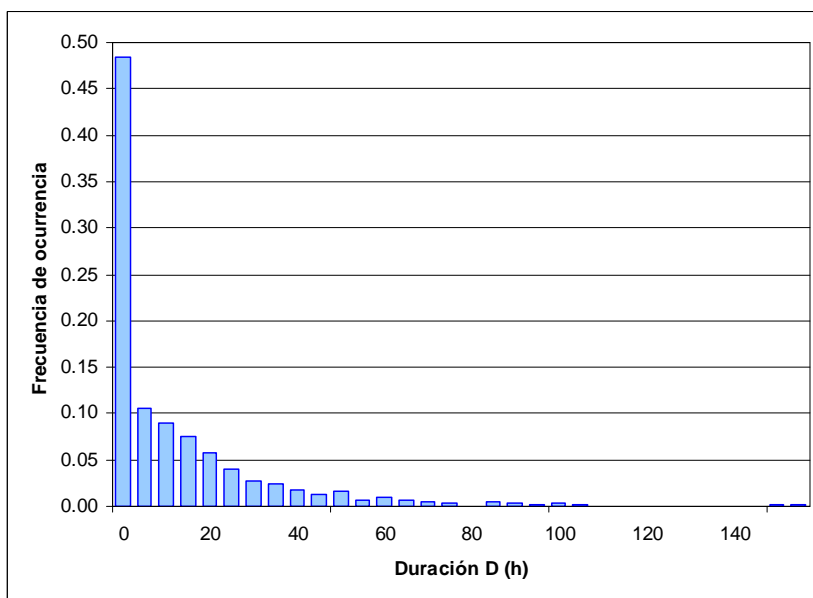


Figura III.16. Histograma de frecuencias de duraciones para $\Delta D=5$ h.

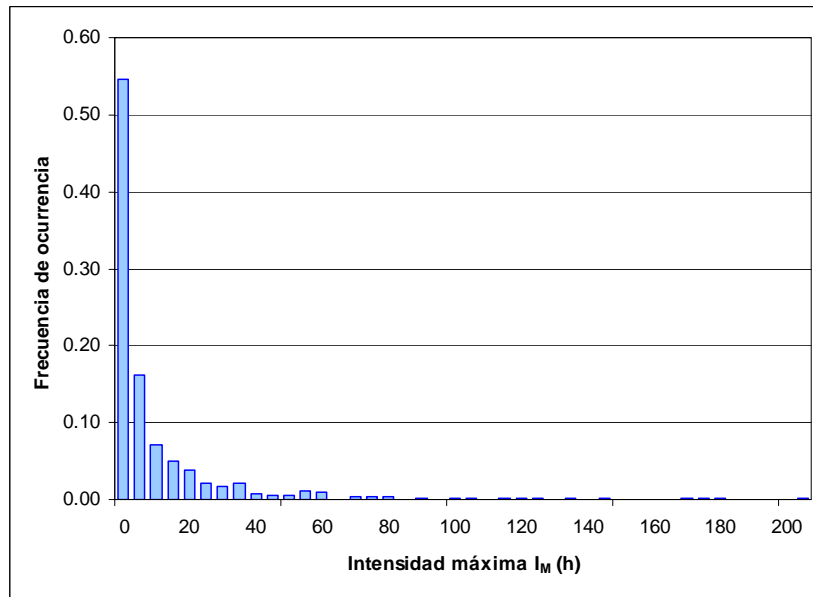


Figura III.17. Histograma de frecuencias intensidades máximas para $\Delta I_M=5$ mm/h.

III.5.2. Funciones de distribución candidatas.

La función de densidad exponencial ha sido ampliamente utilizada para la caracterización de las variables de evento, según se desprende del estudio del estado del conocimiento realizado (Capítulo II).

La función de densidad de una población exponencial de parámetro β es:

$$f_x(x) = \beta e^{-\beta x} \quad x > 0 \quad \text{[III.22]}$$

y por tanto su función de distribución es:

$$F_x(x) = 1 - e^{-\beta x} \quad x > 0 \quad \text{[III.23]}$$

El estimador máximo verosímil del parámetro β de la función de distribución es:

$$\hat{\beta} = \frac{n}{\sum_{i=1}^n X_i} = [E(x_i)]^{-1} \quad \text{[III.24]}$$

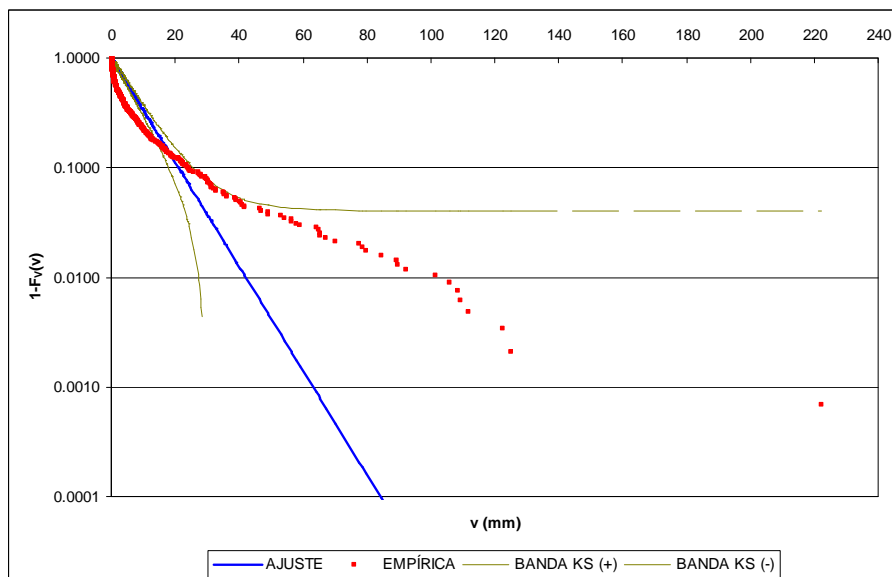


Figura III.18. Ajuste exponencial a la serie de volúmenes de evento ($U=0$ mm).

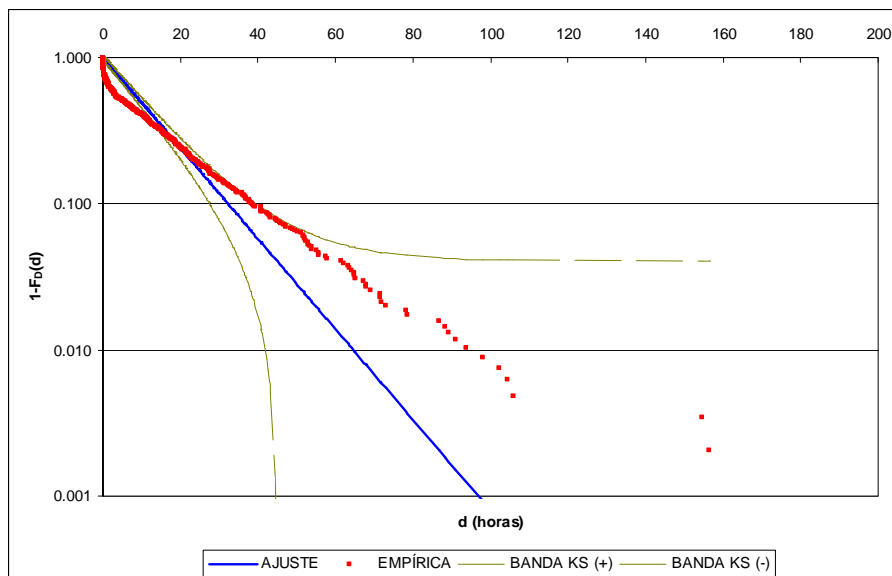


Figura III.19. Ajuste exponencial a la serie de duraciones de evento ($U=0$ mm).

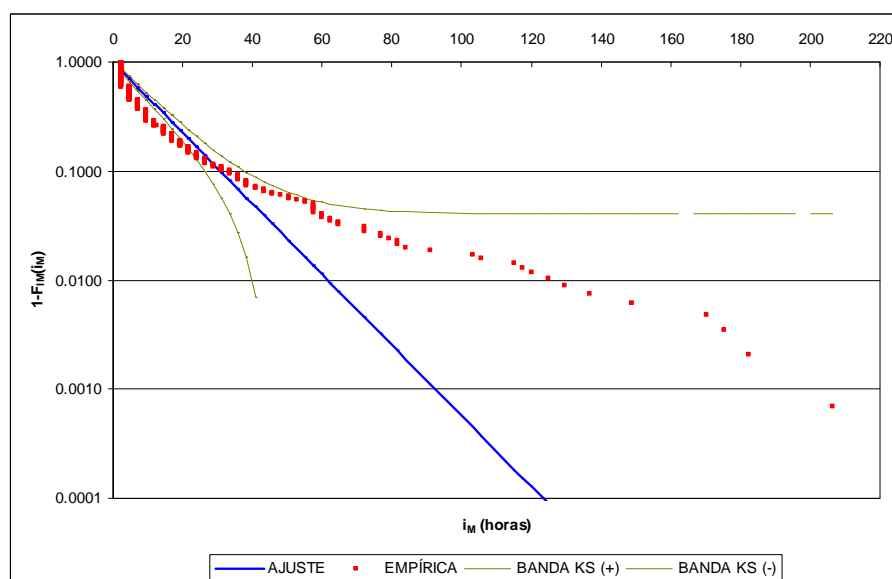


Figura III.20. Ajuste exponencial a la serie de intensidades máximas de evento ($U=0$ mm).

Una población exponencial tiene un sesgo $g=2$ y un coeficiente de variación $CV=1$. Según la tabla del apartado anterior, las variables v e i_M tienen tanto el sesgo como el coeficiente de variación muy superiores a los valores citados. Es, por tanto, totalmente improbable que las poblaciones subyacentes sean exponenciales. Por otra parte, la variable d presenta un comportamiento mucho más próximo al de una población exponencial, a tenor de esos mismos parámetros muestrales.

Para comprobarlo se realizan los ajustes correspondientes, de los que se adjuntan los gráficos de probabilidad.

Es evidente que en rigor, ninguna de las tres variables se distribuye exponencialmente, en contra de la tendencia habitual utilizada en las referencias analizadas. La densidad de probabilidad que se observa cerca del origen hace postular otras funciones de distribución candidatas, como la Weibull, la Gamma-2, la Lognormal o la Pareto generalizada. Se trata de distribuciones que, según el valor de sus parámetros, son muy sesgadas a la izquierda. A continuación se presentan dichas funciones, sus propiedades y estimadores máximo verosímiles, para pasar en los apartados sucesivos a obtener el mejor ajuste de cada variable para el caso práctico desarrollado.

III.5.2.1. Modelo Weibull.

La función de densidad de una población Weibull (α, β) es

$$f_x(x) = \alpha\beta^{-\alpha}x^{\alpha-1}e^{-(x/\beta)^\alpha} \quad x > 0 \quad \text{[III.25]}$$

La función de distribución:

$$F_x(x) = 1 - e^{-(x/\beta)^\alpha} \quad x > 0 \quad \text{[III.26]}$$

Tiene, por tanto, dos parámetros, el de forma ($\alpha > 0$) y el de escala ($\beta > 0$). La estimación de parámetros según el método de máxima verosimilitud conduce a que se satisfagan simultáneamente las siguientes ecuaciones (Law and Kelton, 1991):

$$\frac{\sum_{i=1}^n X_i^\alpha \ln X_i}{\sum_{i=1}^n X_i^\alpha} - \frac{1}{\hat{\alpha}} = \frac{\sum_{i=1}^n \ln X_i}{n} \quad \text{[III.27]}$$

$$\beta = \left(\frac{\sum_{i=1}^n X_i^\alpha}{n} \right)^{1/\alpha} \quad \text{[III.28]}$$

Como punto de partida para las iteraciones, se recomienda adoptar el siguiente valor inicial:

$$\hat{\alpha}_0 = \left(\frac{\frac{6}{\pi^2} \left(\sum_{i=1}^n (\ln X_i)^2 - \left(\sum_{i=1}^n \ln X_i \right)^2 / n \right)}{n-1} \right)^{-1/2} \quad \text{[III.29]}$$

La bondad del ajuste puede comprobarse mediante el test de Kolmogorov - Smirnov (ver apartado III.3.2). Para una población subyacente Weibull el estadístico debe corregirse según la expresión $\sqrt{n}D_n$ (Law and Kelton, 1991).

Entonces, si se cumple que $\sqrt{n}D_n < C_{1-\alpha}^*$, donde $C_{1-\alpha}^*$ es el valor crítico modificado para un nivel de confianza $1-\alpha$, entonces el test de bondad es positivo, esto es, la función de distribución supuesta es, en efecto, Weibull de parámetros α y β .

n	1- α			
	0.900	0.950	0.975	0.990
10	0.760	0.819	0.880	0.944
20	0.779	0.843	0.907	0.973
50	0.790	0.856	0.922	0.988
∞	0.803	0.874	0.939	1.007

Tabla III.11. Valores modificados del estadístico de Kolmogorov Smirnov para población Weibull (Law and Kelton, 1991).

La función de distribución Weibull ha sido utilizada con éxito para la caracterización del proceso en Italia (Balistrocchi et al., 2008) con ajustes excelentes a un nivel de confianza del 95% en ciudades como Brescia, Milan, Palermo, Parma y Pavia.

III.5.2.2. Modelo Gamma-2.

La función de densidad de una población Gamma-2 (α, λ) es:

$$f_x(x) = \frac{\lambda^\alpha}{\Gamma(\alpha)} x^{\alpha-1} e^{-\lambda x} \quad x > 0 \quad \text{[III.30]}$$

donde $\Gamma(\alpha)$ es la función Gamma definida por:

$$\Gamma(\alpha) = \int_0^\infty t^{\alpha-1} e^{-t} dt \quad \text{[III.31]}$$

En general, la función de distribución no tiene expresión explícita.

La función depende de dos parámetros, el parámetro de forma ($\alpha > 0$) y el parámetro de escala ($\lambda > 0$). La estimación de parámetros según el método de máxima verosimilitud conduce a maximizar la siguiente función de verosimilitud:

$$\log L = n(\log \lambda - \log \Gamma(\alpha)) + (\alpha - 1) \sum_{i=1}^n \log(\lambda X_i) - \sum_{i=1}^n \lambda X_i \quad \text{[III.32]}$$

En el proceso iterativo pueden utilizarse como valores iniciales las estimaciones a partir del método de los momentos:

$$\hat{\alpha}_0 = \frac{E^2(x)}{\sigma^2(x)} \quad ; \quad \hat{\lambda}_0 = \frac{E(x)}{\sigma^2(x)} \quad \text{[III.33]}$$

Esta función es interesante porque reproduce la media y la varianza. En efecto, se satisface:

$$E(x) = \frac{\alpha}{\lambda} \quad ; \quad \sigma^2(x) = \frac{\alpha}{\lambda^2} \quad \text{[III.34]}$$

La bondad del ajuste puede comprobarse, entre otros, mediante el test de Cramer-von-Mises. El estadístico para comprobar la bondad del ajuste es:

$$W^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (\hat{F}(x) - F_n(x))^2 d\hat{F}(x) \quad \text{[III.35]}$$

donde F_n es la función empírica de distribución definida por $F_n(x_i) = \frac{2i-1}{2N}$ y $\hat{F}(x)$ es la función de distribución ajustada.

Se puede demostrar que:

$$W^2 = \frac{1}{12N} + \sum_{i=1}^N \left(\hat{F}(x_i) - \frac{2i-1}{2N} \right)^2 \quad \text{[III.36]}$$

Entonces, si $W^2 < W^{2*}$ para un determinado nivel de confianza, se puede admitir que la población proviene de una distribución Gamma-2. Los valores críticos del estadístico pueden consultarse en Kallioras *et al* (2001) y en Stephens (1986).

Junto con el modelo exponencial, la función Gamma-2 ha sido también ampliamente utilizada para la descripción de las variables externas del proceso de lluvia (Howard, 1976; Di Toro and Small 1979; Small and Di Toro 1979; Adams et al. 1986). No obstante, su complejidad matemática ha sido también motivo de rechazo.

III.5.2.3. Modelo Log-Normal.

La función de densidad de una población Lognormal (μ, σ) es

$$f_x(x) = \frac{1}{x\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad x > 0 \quad \text{[III.37]}$$

La función de distribución no tiene expresión explícita.

La función tiene, por tanto, dos parámetros, el de forma ($\sigma > 0$) y el de posición (μ). La estimación de parámetros según el método de máxima verosimilitud conduce a las siguientes expresiones:

$$\hat{\mu} = \frac{\sum_{i=1}^n \ln X_i}{n} \quad \text{[III.38]}$$

$$\hat{\sigma} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (\ln X_i - \hat{\mu})^2}{n} \right)^{0.5} \quad [\text{III.39}]$$

La bondad del ajuste puede comprobarse mediante el test de Kolmogorov - Smirnov (ver apartado III.3.2). Dado que si la variable X es log-normal, entonces ln(X) es normal, el test KS puede aplicarse a la población ln(X), normal.

Para una población subyacente normal el estadístico debe corregirse según la expresión (Law and Kelton, 1991):

$$\left(\sqrt{n} - 0.01 + \frac{0.85}{\sqrt{n}} \right) D_n \quad [\text{III.40}]$$

Entonces, si se cumple que $\left(\sqrt{n} - 0.01 + \frac{0.85}{\sqrt{n}} \right) D_n < C_{1-\alpha}'$, donde $C_{1-\alpha}'$ es el valor crítico modificado para un nivel de confianza $1-\alpha$, entonces el test de bondad es positivo, esto es, la función de distribución supuesta es, en efecto, normal (log-normal) de parámetros σ y μ .

$1-\alpha$	0.850	0.900	0.950	0.975	0.990
$C_{1-\alpha}'$	0.775	0.819	0.895	0.955	1.035

Tabla III.12. Valores modificados del estadístico de Kolmogorov Smirnov para población normal (Law and Kelton, 1991).

III.5.2.4. Modelo Pareto.

La expresión de la función de densidad Pareto generalizada es:

$$f_x(x) = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \kappa \frac{x}{\alpha} \right)^{\left(\frac{1}{\kappa} - 1 \right)} \quad [\text{III.41}]$$

y su función de distribución:

$$F_x(x) = 1 - \left(1 - \kappa \frac{x}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\kappa}} \quad [\text{III.42}]$$

El parámetro de escala es α y κ es el parámetro de forma. La definición de esta función de densidad implica las siguientes restricciones adicionales: Si $\kappa \leq 0$, entonces $0 \leq x \leq \infty$, pero si $\kappa > 0$, entonces $0 \leq x \leq \alpha/\kappa$.

Además, esta función presenta otras restricciones que hacen que su uso no siempre sea cómodo. La media de la variable Pareto será (para el caso analizado $\kappa \leq 0$, ya que $0 \leq x \leq \infty$):

$$E(x) = \int_{x=0}^{\infty} xf(x)dx = \frac{1}{\alpha} \int_{x=0}^{\infty} x \left(1 - \kappa \frac{x}{\alpha}\right)^{\left(\frac{1}{\kappa}-1\right)} dx \quad [III.43]$$

Integrando por partes, resultará:

$$E(x) = -\alpha^2 x \left(1 - \kappa \frac{x}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \Big|_0^{\infty} - \int_{x=0}^{\infty} \left(1 - \kappa \frac{x}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} dx = -\alpha^2 x \left(1 - \kappa \frac{x}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \Big|_0^{\infty} - \frac{\alpha}{1 + \kappa} \left(1 - \kappa \frac{x}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}+1} \Big|_0^{\infty} \quad [III.44]$$

$$E(x) = -\alpha^2 \lim_{x \rightarrow \infty} x \left(1 - \kappa \frac{x}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} - \frac{\alpha}{1 + \kappa} \left(-1 + \lim_{x \rightarrow \infty} \left(1 - \kappa \frac{x}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}+1}\right)$$

De modo que E(x) sólo será finita si se cumple simultáneamente que

$$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{\kappa} + 1 < 0 \\ \frac{1}{\kappa} < 0 \end{array} \right\} -1 < \kappa < 0 \quad [III.45]$$

Es decir, que la media de la distribución sólo es finita para el rango $-1 < \kappa < 0$, y vale en ese caso:

$$E(x) = \frac{\alpha}{1 + \kappa} \quad [III.46]$$

Al realizar los ajustes pertinentes en la aplicación práctica se verá que esto puede ser una restricción importante a la hora de aceptar un ajuste con el modelo de Pareto.

La estimación de parámetros según el método de máxima verosimilitud conduce a maximizar la siguiente función de verosimilitud:

$$\log L = n \log \frac{1}{\alpha} + \left(\frac{1}{\kappa} - 1\right) \sum_{i=1}^n \log \left(1 - \kappa \frac{X_i}{\alpha}\right) \quad [III.47]$$

La bondad del ajuste puede comprobarse mediante el test de Cramer-von-Mises (Choulakian and Stephens, 2001). El estadístico para comprobar la bondad del ajuste es:

$$W^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (\hat{F}(x) - F_n(x))^2 d\hat{F}(x) \quad [III.48]$$

donde F_n es la función empírica de distribución definida por

$$F_n(x_i) = \frac{2i-1}{2N} \quad [III.49]$$

y $\hat{F}(x)$ es la función de distribución ajustada.

Se puede demostrar que:

$$W^2 = \frac{1}{12N} + \sum_{i=1}^N \left(\hat{F}(x_i) - \frac{2i-1}{2N} \right)^2 \quad [III.50]$$

Entonces, si $W^2 < W^{2*}$ para un determinado nivel de confianza, se puede admitir que la población proviene de una distribución Pareto. Los valores críticos del estadístico se recogen en la siguiente tabla.

κ	Nivel de confianza							
	0.5	0.25	0.1	0.05	0.025	0.01	0.005	0.001
-0.9	0.046	0.067	0.094	0.115	0.136	0.165	0.187	0.239
-0.5	0.049	0.072	0.101	0.124	0.147	0.179	0.204	0.264
-0.2	0.053	0.078	0.111	0.137	0.164	0.2	0.228	0.294
-0.1	0.055	0.081	0.116	0.144	0.172	0.21	0.24	0.31
0	0.057	0.086	0.124	0.153	0.183	0.224	0.255	0.33
0.1	0.059	0.089	0.129	0.16	0.192	0.236	0.27	0.351
0.2	0.062	0.094	0.137	0.171	0.206	0.254	0.291	0.38
0.3	0.065	0.1	0.147	0.184	0.223	0.276	0.317	0.415
0.4	0.069	0.107	0.159	0.201	0.244	0.303	0.349	0.458
0.5	0.074	0.116	0.174	0.222	0.271	0.338	0.39	0.513

Tabla III. 13. Valores del estadístico W^{2*} para población Pareto (Choulakian and Stephens, 2001).

III.5.3. Aplicación a los volúmenes de evento.

En primer lugar, se llevan a cabo los ajustes a la serie original de volúmenes sin truncamiento ($U=0.0$ mm).

El ajuste de la función Weibull resulta en un estadístico KS de valor $D_n=3.27$ cuando el valor crítico es 0.874 para un valor de significación del 95%, por lo que puede descartarse que la población subyacente sea Weibull.

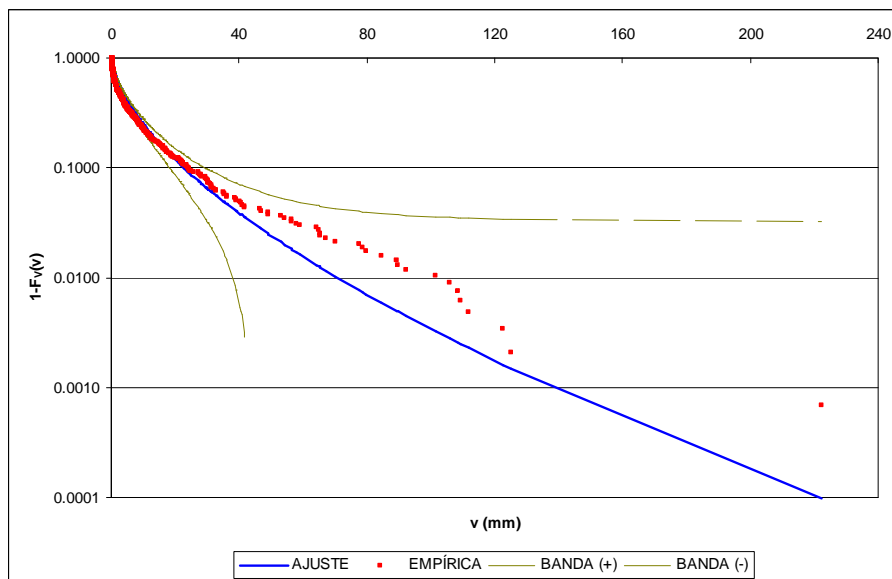


Figura III.21. Ajuste Weibull a los volúmenes de evento ($U=0.0$ mm).

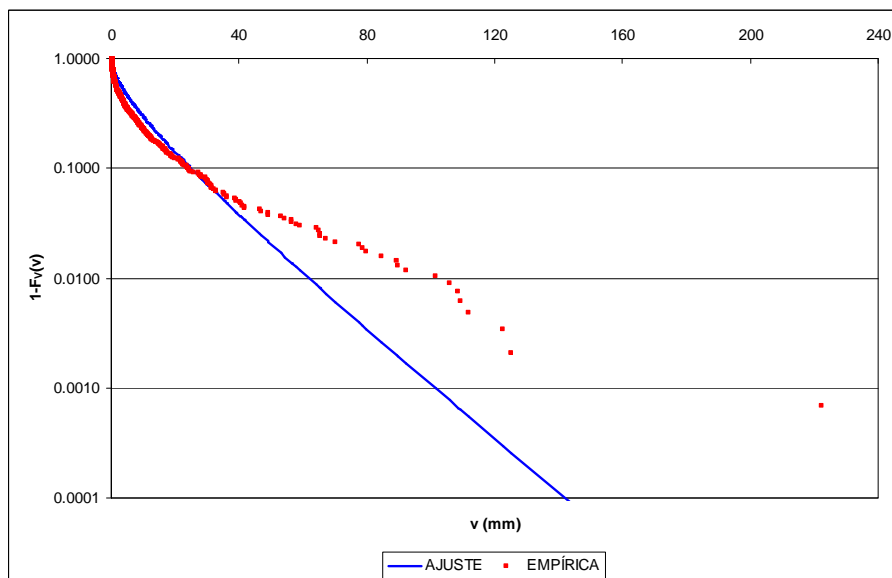


Figura III.22. Ajuste Gamma-2 (a los volúmenes de evento ($U=0.0$ mm)).

El ajuste de la función Gamma puede observarse en la figura anterior, que permite descartar sin necesidad de test de bondad dicha función de distribución.

El ajuste de la función Pareto arroja los siguientes parámetros estimados máximo-verosímiles:

$$\alpha = 2.339$$

$$\kappa = -1.019$$

Al resultar $\kappa < -1$, la función resultante está en el rango que presenta problemas de cara a la reproducción de los estadísticos básicos, entre ellos la media. Por tanto, y por este motivo principal, se descarta a priori la función de distribución Pareto. Además, el ajuste tampoco pasa el test de bondad de Cramer - von - Mises.

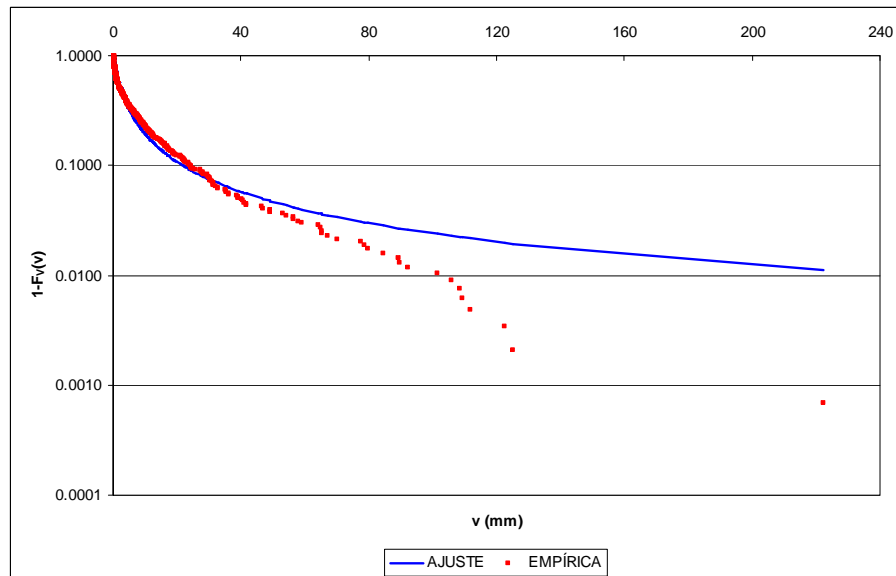


Figura III.23. Ajuste Pareto a los volúmenes de evento ($U=0.0$ mm).

Por último, se tanea el ajuste de la función de distribución Log-Normal. Como puede observarse en la siguiente figura el ajuste es de bastante calidad, aunque desde un punto de vista estricto no pasa el test de Kolmogorov Smirnov. El valor del estadístico resultante es $D_n=1.97$ cuando el valor crítico para un valor de significación del 95% es 0.895.

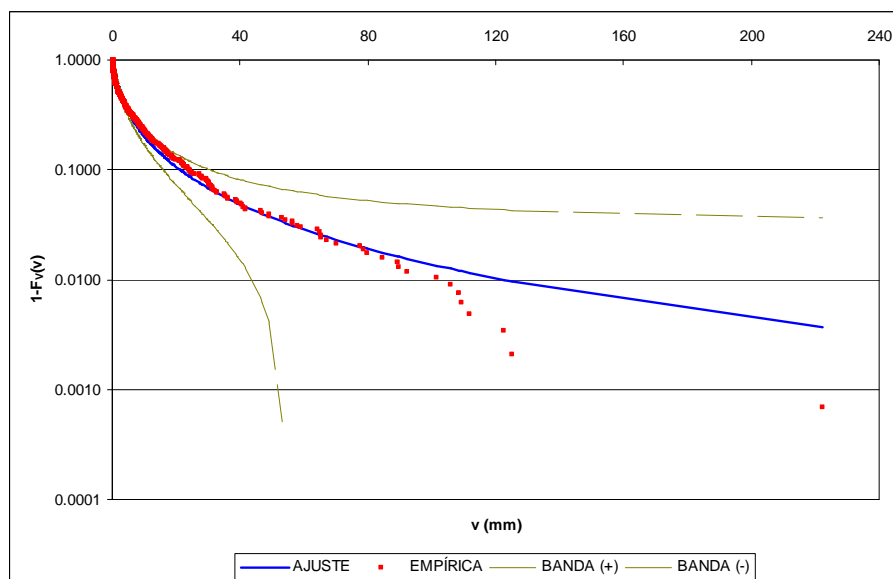


Figura III.24. Ajuste Log-Normal a los volúmenes de evento (U=0.0 mm).

Ante los pobres resultados obtenidos, se procede a repetir los ajustes con las series truncadas.

El ajuste de la función Gamma-2 no mejora en ningún caso; en efecto, puede apreciarse en la figura III.21 que las discrepancias no están en la cola izquierda de la distribución sino, prácticamente, en todo el intervalo de datos. Lo mismo ocurre con la función Weibull, que tampoco presenta mejoras.

No obstante, el hecho de trabajar con la serie truncada sí presenta algunas mejoras significativas para los ajustes a partir de las funciones Pareto y Log-Normal. En las tablas siguientes se resumen los resultados obtenidos para las series truncadas con U=0.2 mm y con U=1 mm.

Resultados del ajuste	Umbral inferior de truncamiento (Volumen de evento)		
	0 mm	0.2 mm	1 mm
Parámetro α	2.3391	3.9049	8.4605
Parámetro κ	-1.0187	-0.7566	-0.4110
Verosimilitud (log L)	-2079.6	-1961.8	-1645.5
Estadístico de Cramer-von-Mises	0.76	0.58	0.62

Tabla III. 14. Ajustes de la función Pareto a la serie de volúmenes según umbral de truncamiento.

Resultados del ajuste	Umbral inferior de truncamiento (Volumen de evento)		
	0 mm	0.2 mm	1 mm
Parámetro μ	0.8956	1.2780	1.9097
Parámetro σ	1.6813	1.4677	1.1639
Estadístico de Kolmogorov Smirnov	1.97	1.87	1.49

Tabla III.15. Ajustes de la función Log-Normal a la serie de volúmenes según umbral de truncamiento.

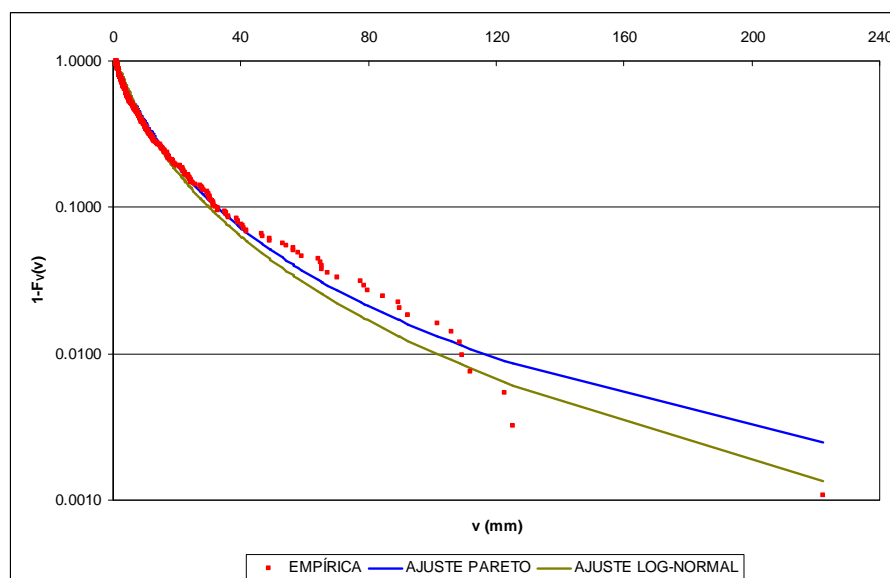


Figura III.25. Ajustes Pareto y Lognormal a la serie de volúmenes (U=1.0 mm). Rango completo.

Resulta obvio que el truncamiento mejora notablemente los ajustes en la cola izquierda de la distribución. Además, según se aprecia en las siguientes figuras, las diferencias entre ambas funciones se minimizan.

Otra forma de apreciar la similitud de resultados obtenidos con ambas funciones de distribución es a partir de los percentiles deducidos de una y otra expresión. Además, se aprecia que estas diferencias disminuyen sustancialmente con el truncamiento.

Un aspecto ya comentado, pero que vuelve a aparecer, es la distorsión de resultados que supone usar una distribución de Pareto con $\kappa < -1$. En la tabla siguiente puede apreciarse cómo en el ajuste que corresponde a U=0.0 mm (y que

resultaba con $\kappa = -1.019$) el percentil del 99% es desmesuradamente alto respecto de sus pares.

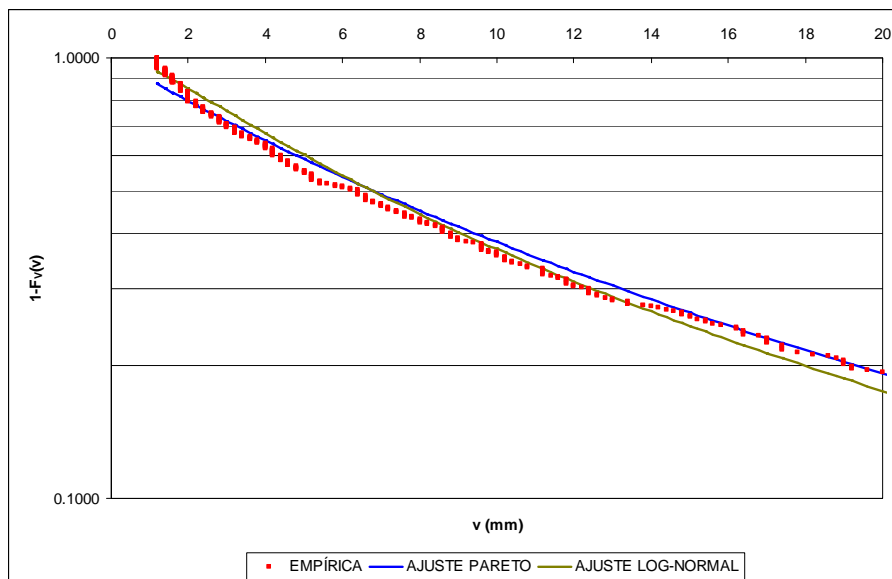


Figura III.26. Ajustes Pareto y Lognormal a la serie de volúmenes ($U=1.0$ mm). Rango bajo.

$F_V(v)$	Umbral inferior de truncamiento (Volumen de evento)					
	0 mm		0.2 mm		1 mm	
	Log-Normal	Pareto	Log-Normal	Pareto	Log-Normal	Pareto
0.25	0.79	0.78	1.33	1.26	3.08	2.58
0.50	2.45	2.36	3.59	3.56	6.75	6.79
0.75	7.61	7.13	9.66	9.57	14.80	15.81
0.90	21.12	21.68	23.54	24.31	30.00	32.45
0.95	38.90	46.27	40.13	44.63	45.79	49.93
0.99	122.35	247.98	109.11	163.09	101.22	116.05

Tabla III.16. Percentiles de volúmenes de evento según los ajustes Pareto y Lognormal y según el umbral.

En definitiva, del análisis estadístico de la serie de volúmenes de evento realizado se desprenden las siguientes conclusiones:

- Las funciones de distribución Pareto y Log-Normal se ajustan razonablemente a la serie de volúmenes, aunque ninguna en términos estadísticamente estrictos.
- Ambas funciones presentan resultados muy similares, que lo son tanto más en las series truncadas, sobre todo en la zona de percentiles altos. Los mejores resultados se obtienen para $U=1$ mm.
- Ante resultados similares y en virtud del principio de parquedad estadística, resulta conveniente adoptar como definitiva la distribución de Pareto, cuya función de distribución posee expresión explícita y por tanto resultará en expresiones más simples.

III.5.4. Aplicación a las duraciones de evento.

La comparación de las distribuciones empírica y teórica para las funciones de Pareto y Log-Normal permite descartar, en este caso, estas dos opciones automáticamente.

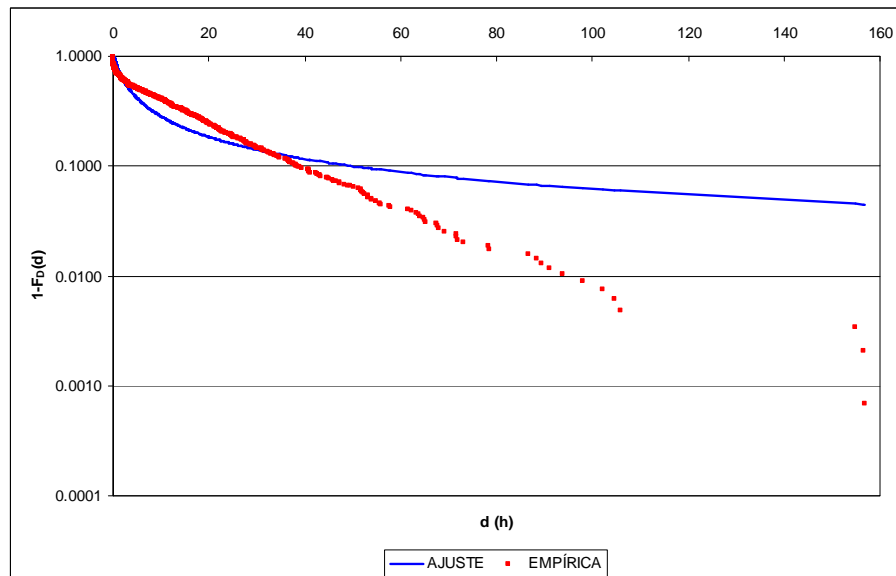


Figura III.27. Ajuste Pareto a las duraciones de evento ($U=0.0$ mm).

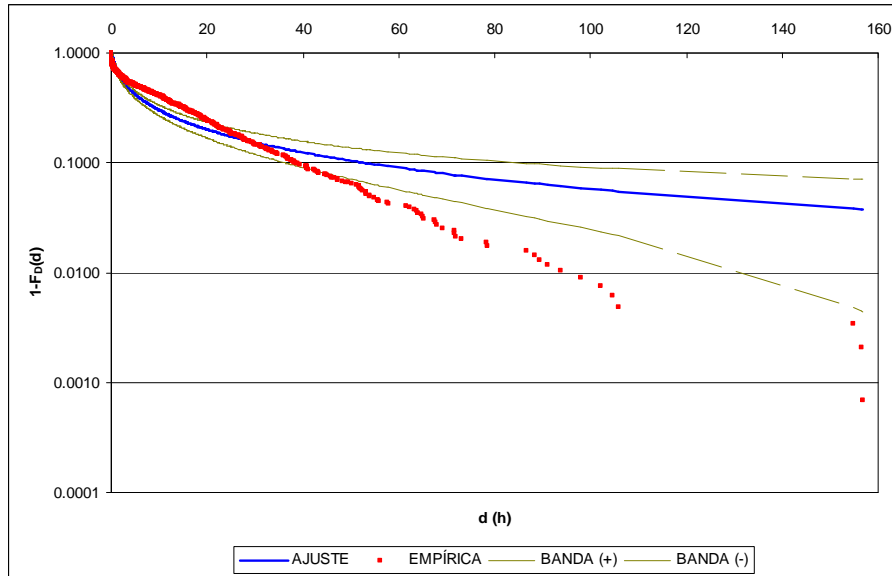


Figura III.28. Ajuste Log-Normal a las duraciones de evento (U=0.0 mm).

Por otra parte, como se aprecia en la figura siguiente, el ajuste Weibull se ajusta algo más a la muestra. Pero sin duda, el mejor ajuste de esta variable se consigue con la función Gamma-2 que proporciona un resultado sorprendente, incluso con la serie sin truncar.

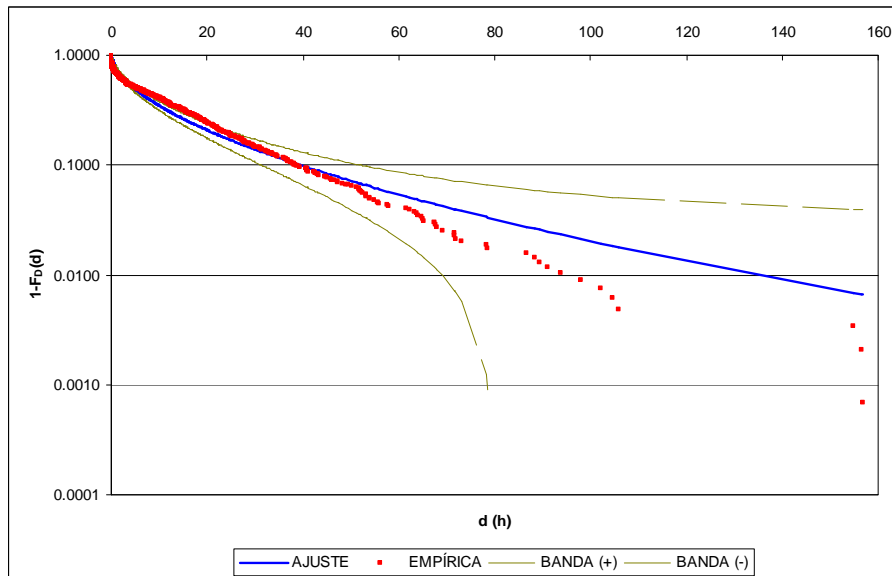


Figura III.29. Ajuste Weibull a las duraciones de evento (U=0.0 mm).

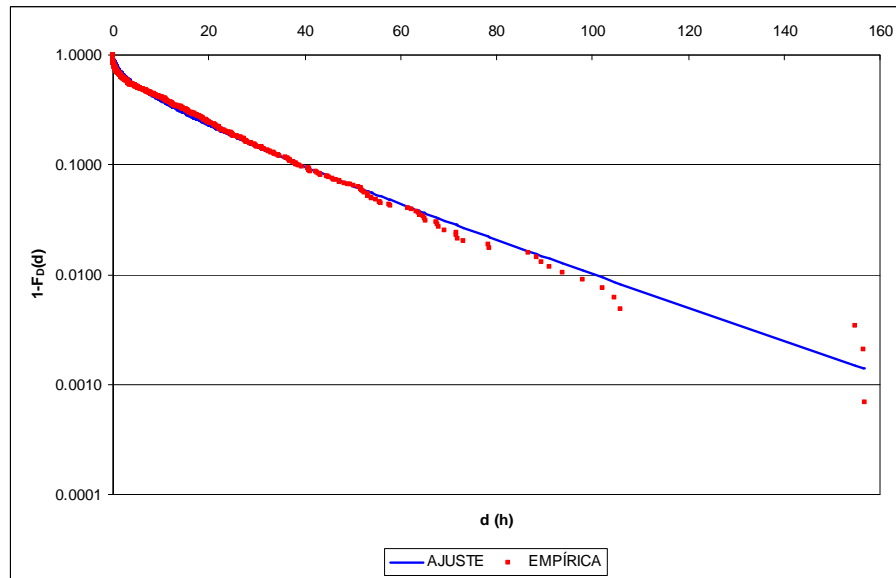


Figura III.30. Ajuste Gamma-2 a las duraciones de evento ($U=0.0$ mm).

El truncamiento de la serie eliminando aquellos puntos que provengan de eventos con volumen inferior a 0.2 mm ó 1 mm mejora nuevamente los resultados, hasta el punto de acercarse a resultados convincentes la distribución exponencial descartada a priori.

En la figura siguiente se representa la distribución empírica de la serie truncada con $U=1.0$ mm junto con las ajustadas exponencial, Weibull y Gamma-2. Los resultados son muy parecidos, siendo casi idénticos en el caso de las distribuciones Gamma-2 y Weibull (que se queda al borde de pasar el test de Kolmogorov Smirnov con un estadístico corregido de valor 0.977 cuando el valor crítico es 0.874).

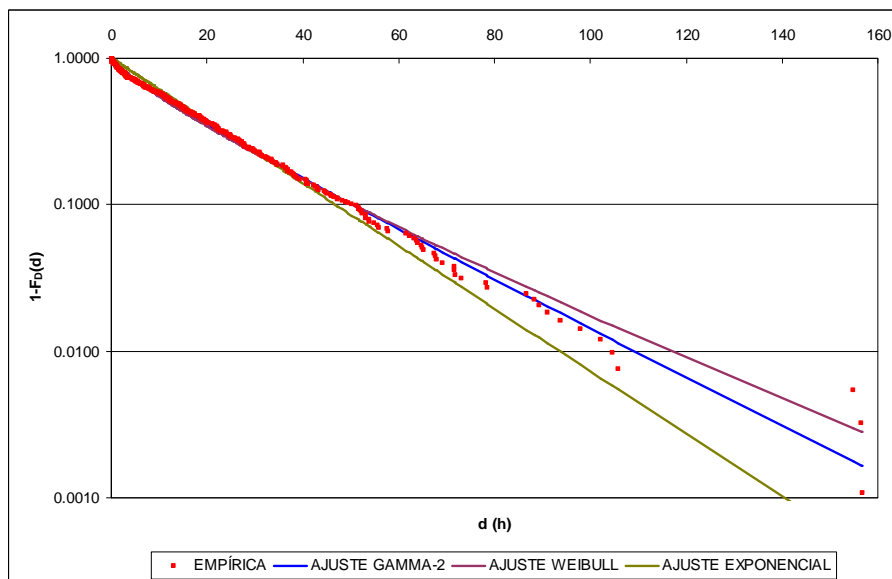


Figura III.31. Ajustes exponencial, Weibull y Gamma-2 a la serie de duraciones (U=1.0 mm). Rango completo.

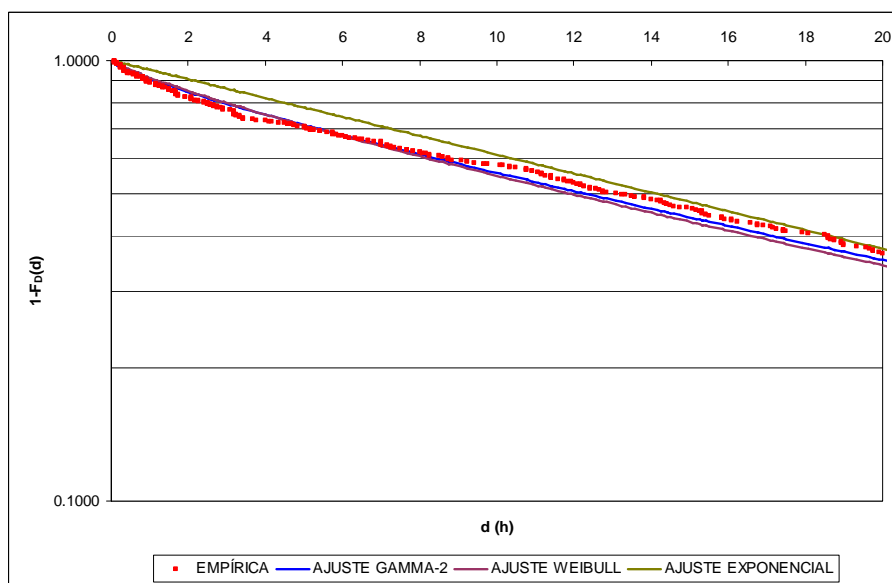


Figura III.32. Ajustes exponencial, Weibull y Gamma-2 a la serie de duraciones (U=1.0 mm). Rango bajo.

Resultados del ajuste	Umbral inferior de truncamiento (Volumen de evento)		
	0 mm	0.2 mm	1 mm
Parámetro α	0.4365	0.5792	0.7401
Parámetro λ	0.0311	0.0359	0.0364
Verosimilitud (log L)	-2399.1	-2300.4	-1845.8

Tabla III.17. Ajustes de la función Gamma-2 a la serie de duraciones según umbral de truncamiento.

La similitud de resultados puede comprobarse también calculando los percentiles para cada una de las tres funciones de distribución (con la serie truncada, $U=1.0$ mm).

$F_D(d)$	Función de distribución (con $U=1.0$ mm)		
	Exponencial	Weibull	Gamma-2
0.25	5.85	4.09	4.08
0.50	14.09	11.83	12.22
0.75	28.17	27.35	28.00
0.90	46.79	50.51	50.34
0.95	60.88	69.43	67.80
0.99	93.59	116.76	109.27

Tabla III.18. Percentiles de duración (h) con el ajuste exponencial, Weibull y Gamma-2.

Ante la similitud de resultados con estas funciones de distribución (Weibull, Gamma-2 y exponencial), y nuevamente en virtud del principio de parsimonia, se opta por el modelo exponencial para un posterior análisis probabilístico, pues presenta una expresión funcional mucho más sencilla y en cualquier caso dependiente de un único parámetro.

III.5.5. Aplicación a las intensidades máximas de evento.

El ajuste de las intensidades máximas de evento parece inclinarse desde un primer momento hacia la función Pareto, tal y como se desprende de los análisis gráficos que se adjuntan en las figuras siguientes.

Las funciones Weibull y Gamma generan ajustes similares, aunque lejos de la distribución empírica.

Por su parte, el ajuste Log-Normal se acerca algo más a la distribución empírica, pero en esta ocasión parece superado por el ajuste Pareto.

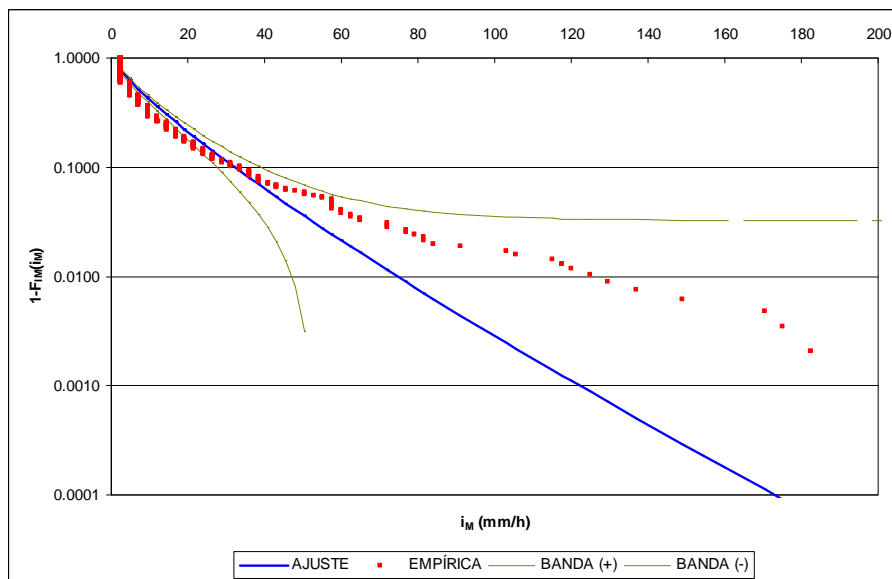


Figura III.33. Ajuste Weibull a las intensidades máximas de evento ($U=0.0$ mm).

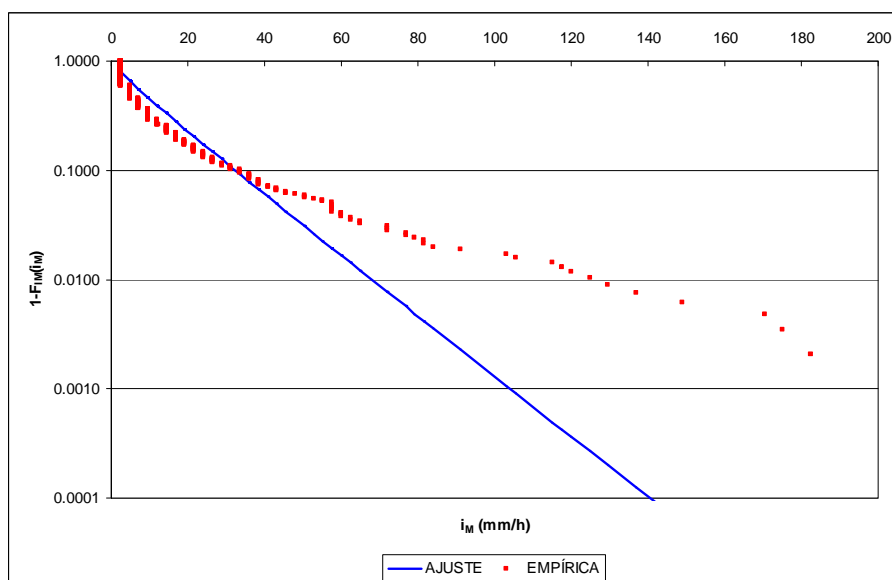


Figura III.34. Ajuste Gamma-2 a las intensidades máximas de evento ($U=0.0$ mm).

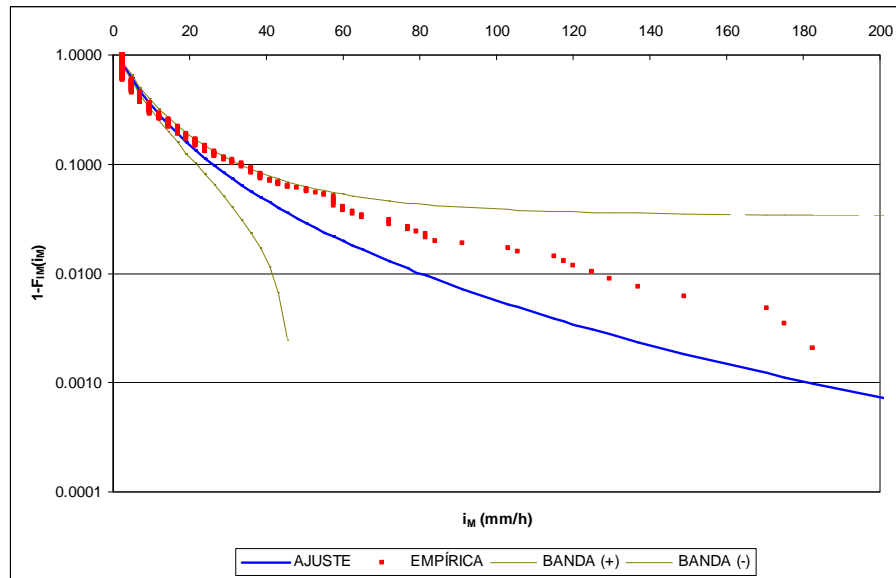


Figura III.35. Ajuste Log-Normal a las intensidades máximas de evento ($U=0.0$ mm).

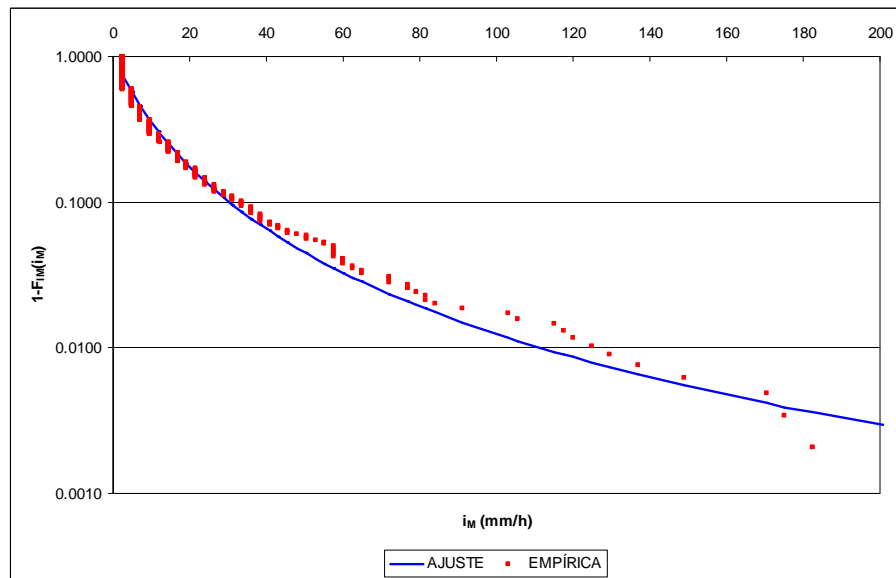


Figura III.36. Ajuste Pareto a las intensidades máximas de evento ($U=0.0$ mm).

No obstante, el hecho de trabajar con la serie truncada sí presenta algunas mejoras para el ajuste de la función Log-Normal.

Tras repetir los ajustes con las series resultantes de eliminar los eventos con menos de 0.2 y 1.0 mm los resultados obtenidos con los ajustes Pareto y Log-Normal son prácticamente idénticos.

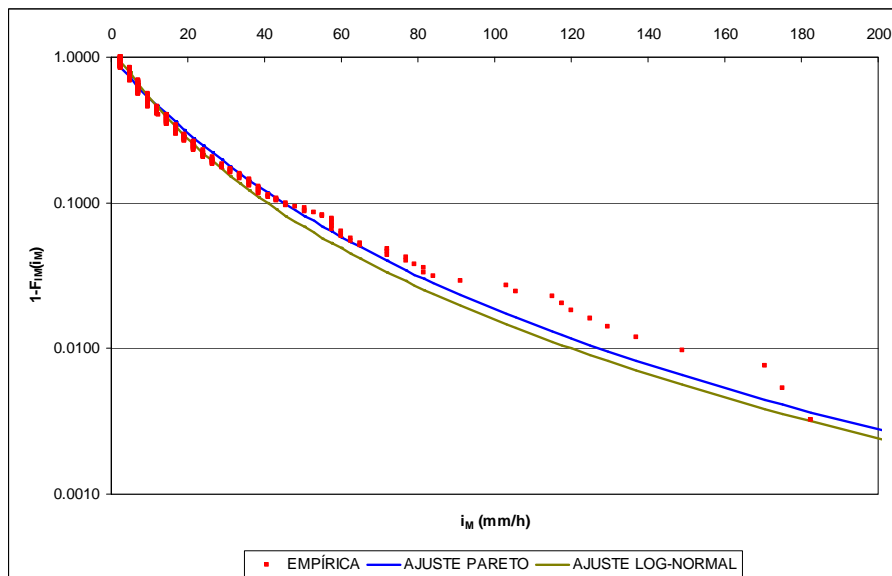


Figura III.37. Ajustes Pareto y Log-Normal a la serie de intensidades máx. de evento ($U=1.0$ mm).

$F_M(i_M)$	Umbral inferior de truncamiento (Volumen de evento)					
	0 mm		0.2 mm		1 mm	
	Log-Normal	Pareto	Log-Normal	Pareto	Log-Normal	Pareto
0.25	3.18	2.36	3.71	2.85	5.34	4.23
0.50	6.56	6.23	7.65	7.43	10.74	10.76
0.75	13.55	14.61	15.79	17.10	21.62	23.68
0.90	26.03	30.29	30.31	34.52	40.57	44.84
0.95	38.46	46.98	44.78	52.37	59.14	64.60
0.99	79.99	111.43	93.09	117.46	119.88	127.20

Tabla III.19. Percentiles de intensidades máximas de evento según ajustes Pareto y Lognormal y según umbral de truncamiento.

Otra forma de apreciar la similitud de resultados obtenidos con ambas funciones de distribución es a partir de los percentiles deducidos de una y otra expresión. Además, se aprecia que estas diferencias disminuyen sustancialmente con el truncamiento.

Las conclusiones son, por tanto, similares a las obtenidas para la serie de volúmenes. Ante la similitud de resultados y en vistas al posterior desarrollo de expresiones probabilísticas, resulta más conveniente optar con la distribución de Pareto por los mismos motivos citados anteriormente.

III.6. Conclusiones.

El análisis previo de las variables pluviométricas constituye un paso fundamental en el desarrollo posterior de una metodología para el establecimiento de los indicadores de eficiencia del tanque de tormenta. En efecto, de las funciones de densidad que se utilicen para definir el proceso de lluvia, se derivarán posteriormente las funciones que caractericen dichos indicadores (los volúmenes vertidos, las cargas contaminantes vertidas,...).

Una variable importante de cara a la caracterización del régimen de lluvias y del posterior análisis de la respuesta del depósito es la separación entre eventos o tiempo seco. Para garantizar la independencia estadística entre eventos, esta variable debe distribuirse exponencialmente según un proceso de Poisson.

Por otra parte, en contra de la tendencia habitual hallada en la literatura, las variables de escala del proceso (volumen de evento e intensidad de pico) no se ajustan correctamente a una distribución exponencial en el caso desarrollado para la ciudad de Valencia. Es mucho más adecuado el modelo Pareto generalizado. No obstante, la variable que caracteriza la duración de los eventos sí que se distribuye razonablemente bien según el modelo exponencial.

Variable	Función de distribución seleccionada		Parámetros
Separación entre eventos	Exponencial	$F_s(s) = 1 - e^{-\beta s}$	$\beta = 0.0052$
Duración de evento	Exponencial	$F_D(d) = 1 - e^{-\lambda d}$	$\lambda = 0.0492$
Volumen de evento	Pareto	$F_V(v) = 1 - (1 - \kappa v/\alpha)^{\frac{1}{\kappa}}$	$\kappa = -0.4110$ $\alpha = 8.4605$
Intensidad máxima de evento	Pareto	$F_{i_M}(i_M) = 1 - (1 - v i_M/\omega)^{\frac{1}{v}}$	$v = -0.2641$ $\omega = 14.147$

Tabla III.20. Funciones de distribución de la variables del proceso.

En definitiva, y según se recoge en la tabla anterior, las magnitudes temporales del proceso, s y d , están correctamente caracterizadas por el modelo exponencial,

mientras que las variables de escala v e i_M subyacen más bien en una población Pareto. La misma bondad en el ajuste de este modelo para las variables de escala se ha observado en otra aplicación desarrollada paralelamente en la ciudad de Santander (Andrés-Doménech and Marco, 2008).

Las funciones de densidad caracterizadas serán a continuación transformadas a partir de los modelos hidrológicos e hidráulicos adoptados para el análisis del funcionamiento del sistema.

Quedan así establecidas las bases para el desarrollo, en los capítulos posteriores, de los modelos de caracterización del funcionamiento del sistema con tanque de tormenta, para la evaluación de los indicadores de eficiencia para el cumplimiento de estándares de emisión ES (eficiencias volumétricas y eventuales de funcionamiento) y de los indicadores para el cumplimiento de objetivos de calidad ambiental EQS.

CAPÍTULO IV

Indicadores de eficiencia para el establecimiento de estándares de emisión (ES)

RESUMEN

Los estándares de emisión constituyen el primer nivel en cuanto a objetivos de protección a alcanzar con el tanque de tormentas frente a los impactos que sus vertidos producen en el medio receptor. Los indicadores más habituales hacen referencia a la frecuencia de los vertidos y a la reducción de la escorrentía vertida. Aunque con este nivel de análisis no se considera al medio receptor como elemento activo del sistema y no se discriminan los impactos de las descargas en el mismo, los estándares de emisión suponen una primera aproximación, necesaria para evaluar los índices de funcionamiento del depósito con unos determinados parámetros de diseño.

A partir de la caracterización del régimen de eventos de precipitación abordada en el capítulo precedente, se obtienen ahora las leyes que describen el régimen de volúmenes de escorrentía en la cuenca urbana y el régimen de vertidos que se producen en el tanque. A partir de estos resultados se caracterizan los estándares de emisión considerados. La eficiencia volumétrica (EV) establece el ratio de la escorrentía retenida respecto de la producida en la cuenca mientras que la eficiencia eventual (EN) recoge la probabilidad de que ante un evento no se produzca vertido, esto es, la proporción a largo plazo de eventos completamente retenidos. Los resultados obtenidos para cada indicador se condensan en sendos ábacos de isoeficiencia.

El análisis desarrollado contempla el estudio de la sensibilidad de los resultados frente a variables y parámetros como la duración de los tiempos secos entre eventos, los parámetros hidromorfométricos de la cuenca o los parámetros de producción de escorrentía de la misma.

IV.1. Introducción.

IV.1.1. Objetivos.

Los resultados que se persiguen en este capítulo constituyen la primera aproximación a los objetivos de la tesis, que no son otros que el establecimiento del mejor prediseño hidrológico del tanque de tormenta para conseguir su cometido, esto es, evitar el vertido sistemático de contaminantes al medio receptor durante episodios de lluvia y el impacto que de éstos se derivan.

El análisis pasa, en aras del cumplimiento de las exigencias de la Directiva Marco del Agua 2000/60/CE y de toda la legislación que de ella emana, por el establecimiento de un objetivo de protección u objetivo de calidad en el medio receptor, puesto que esto va a condicionar directamente el volumen de depósito. El impacto sobre los medios receptores que provocan los vertidos desde el tanque puede enfocarse de dos formas diferentes (CEDEX, 2007), estableciendo los denominados estándares de emisión (Emission Standards, ES) o bien los objetivos de calidad ambiental (Environmental Quality Standards, EQS).

El primer nivel en cuanto a objetivos de protección lo constituyen los estándares de emisión ES. Con ellos se estudian e imponen restricciones a los vertidos que se realizan, evaluando su frecuencia, volumen, carga contaminante, etc. Existen y se utilizan diferentes formas prácticas de fijar un estándar de emisión. Las más habituales hacen referencia a la frecuencia de los vertidos y a la reducción del volumen de escorrentía o carga contaminante vertidos al medio receptor.

El análisis centrado en estándares de emisión presenta la ventaja de resultar en metodologías fácilmente aplicables y generalizables, pero adolece de considerar al medio receptor en sí, por lo que no discrimina los impactos que las descargas producen en el mismo.

Por este motivo se plantea el segundo nivel en objetivos de protección que es el que corresponde a los objetivos de calidad ambiental, EQS. Los EQS son objetivos que se definen no sobre los propios vertidos sino directamente sobre el medio receptor. Se evalúa entonces la capacidad del medio para adaptarse a los contaminantes que recibe especificando además el nivel de tolerancia del impacto en función del medio receptor.

Las ideas anteriores deben conjugarse con las exigencias de la Directiva Marco (capítulo II) según la cual ya no es factible admitir un vertido en función de sus características intrínsecas sino que debe evaluarse en función del impacto que genera sobre el medio receptor de acuerdo con los objetivos medioambientales a alcanzar. De esto se deduce que es imperativo llegar al segundo nivel en objetivos de protección (EQS) puesto que el primer nivel (ES) es intrínseco al vertido.

En cualquier caso, el requisito anterior no exime de analizar en primera instancia la respuesta del sistema con el nivel ES de objetivos de protección. En primer lugar, porque los objetivos ES realizan una primera aproximación de cara a establecer la eficiencia que se consigue con un determinado depósito; en segundo, porque, siendo conscientes de las limitaciones, los estándares de emisión pueden ser por sí mismos una buena herramienta para evaluar la eficiencia del sistema (Lau J et al., 2002), habida cuenta de la incertidumbre y los grados de libertad que se incorporan en el segundo nivel al considerar al medio receptor como un elemento más del sistema.

En este capítulo se aborda el análisis que corresponde al primer nivel de objetivos de protección, esto es, los estándares de emisión ES. Además, se centra el desarrollo en indicadores de eficiencia volumétrica y eventual, dejando todas las cuestiones que se refieren a los parámetros de calidad del agua para el capítulo siguiente, donde se aborda el nivel de los EQS.

IV.1.2. Conceptualización del sistema.

En el capítulo anterior se han establecido las pautas para la caracterización del régimen de eventos de precipitación de cara a un desarrollo probabilístico posterior para la evaluación de los índices de funcionamiento del sistema de retención en la cuenca urbana.

Con el alcance que corresponde al nivel de objetivos ES, el sistema en que se basa el análisis desarrollado en este capítulo se estructura fundamentalmente alrededor de dos grandes procesos. El primero de ellos es la producción de escorrentía en la cuenca urbana. El segundo se refiere a la respuesta del propio depósito en el sistema en cuanto a la caracterización de los vertidos que se producen al medio receptor en función del volumen del propio depósito V_D y del caudal que se permita derivar en continuo a la EDAR, Q_V .

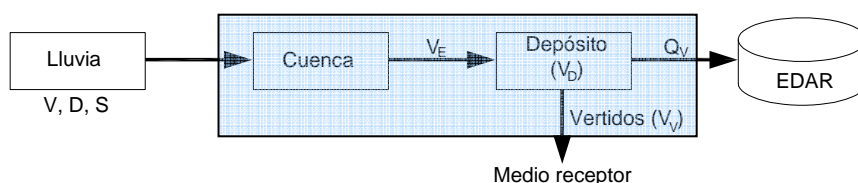


Figura IV.1. Conceptualización del sistema para el análisis de estándares de emisión.

V_D y Q_V son por tanto los dos parámetros del sistema de retención sobre los que gira el análisis que se plantea en este capítulo. Asimismo, se evalúa la influencia que tienen estos dos parámetros en los indicadores de eficiencia para el cumplimiento de los estándares de emisión volumétrica y eventual que se definen a continuación.

A priori, no puede asegurarse que sea operacionalmente factible considerar un caudal de vaciado Q_v simultáneo al episodio de precipitación. En efecto, esto dependerá de la capacidad de admisión de la planta depuradora. No obstante, para dotar de la máxima generalidad a los resultados que se buscan, se planteará un análisis genérico en que la eficiencia del sistema se confía tanto al volumen de depósito V_D como a la capacidad de enviar directamente a la EDAR cierto caudal controlado desde el depósito, Q_v .

Por otra parte, nótese que el parámetro Q_v puede asemejarse a la tasa de infiltración de una balsa de retención-infiltración, por lo que la metodología desarrollada es fácilmente extrapolable a este otro supuesto en un sistema separativo de pluviales.

IV.2. Planteamiento general de la metodología.

IV.2.1. Método probabilístico.

A partir de la teoría de las funciones de distribución derivadas, pueden obtenerse las relaciones que gobiernan la estadística de la eficiencia del sistema en términos de las expresiones y leyes que describen la meteorología y la hidrología de la cuenca y la configuración de las alternativas de control de la escorrentía (almacenamiento - depósito - y tratamiento - EDAR).

De la complejidad matemática de las expresiones que representen a cada eslabón de la cadena (inputs, procesos, outputs), resultará la manejabilidad final de los resultados analíticos obtenidos. No obstante, aunque precisen finalmente de una evaluación numérica, la inspección cualitativa de las expresiones analíticas obtenidas debe en cualquier caso ser un paso importante de la investigación.

IV.2.1.1. Teoría de las distribuciones derivadas.

La teoría de los modelos de probabilidad derivados se viene utilizando en el ámbito de la hidrología desde hace décadas. Los primeros resultados fueron obtenidos por Eagleson en 1972, quién determinó las leyes de frecuencia de caudales de crecida en una cuenca, transformando las funciones de densidad de las variables climáticas a través de relaciones de onda cinemática (citado en Adams B.J. y Papa F., 2000). En el ámbito concreto del control de la contaminación de las escorrentías urbanas, Loganathan y Delleur (1984) derivan las distribuciones de probabilidad de los vertidos de un depósito de retención en una cuenca urbana a partir de las expresiones exponenciales de las variables climáticas. Estos trabajos siguen a los pioneros de DiToro y Small (1979) y Small y DiToro (1979) que derivan las mismas expresiones asumiendo funciones de tipo Gamma-2 para las variables características de la escorrentía. Paralelamente y con el desarrollo de la potencia de cálculo de los ordenadores, se han llevado a cabo numerosos estudios

comparativos para validar los modelos analíticos con modelos de simulación continua bajo diversos escenarios climáticos, sobre todo en Canadá (Adams B. J. y Papa F., 2000), confirmando la bondad de los mismos y la efectividad de los resultados obtenidos a través de este enfoque. A continuación se recogen las bases teóricas sobre las que se asienta la teoría de las distribuciones derivadas.

Sea una variable aleatoria X caracterizada por su función de densidad $f_x(x)$. Sea además una función monótona creciente $y = g(x)$ que transforma unívocamente valores de X en valores de Y . Y es por lo tanto una variable aleatoria, y entonces,

$$F_Y(y) = p(Y \leq y) = p[X \leq g^{-1}(y)] = F_X[g^{-1}(y)] \quad [IV.1]$$

Por lo tanto,

$$f_Y(y) = \frac{d}{dy} F_Y(y) = \frac{d}{dy} F_X[g^{-1}(y)] = \frac{d}{dy} \int_{-\infty}^{g^{-1}(y)} f_X(x) dx \quad [IV.2]$$

Es decir,

$$f_Y(y) = \frac{d}{dy} g^{-1}(y) f_X[g^{-1}(y)] = \frac{d}{dy} x f_X(x) \quad [IV.3]$$

Luego $f_Y(y)dy = f_X(x)dx$, resultado que se ilustra en la figura IV.2.

Cuando entran en juego más variables aleatorias, el resultado anterior se generaliza. Considérese una variable Z función de n variables aleatorias (X_1, \dots, X_n) , obtenida mediante la transformación $z = g(x_1, \dots, x_n)$ de modo que la función de densidad conjunta es $f_{x_1, \dots, x_n}(x_1, \dots, x_n)$.

Como en el caso univariante y de modo general, debe identificarse el rango R_{z_0} de (X_1, \dots, X_n) tal que $Z \leq z_0$, es decir, tal que $g(x_1, \dots, x_n) \leq z_0$.

Así, se tiene que

$$F_Z(z) = \int \dots \int_{R_{z_0}} f_{x_1, \dots, x_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1, \dots, dx_n \quad [IV.4]$$

y por lo tanto,

$$f_Z(z) = \frac{d}{dz} \int \dots \int_{R_{z_0}} f_{x_1, \dots, x_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1, \dots, dx_n \quad [IV.5]$$

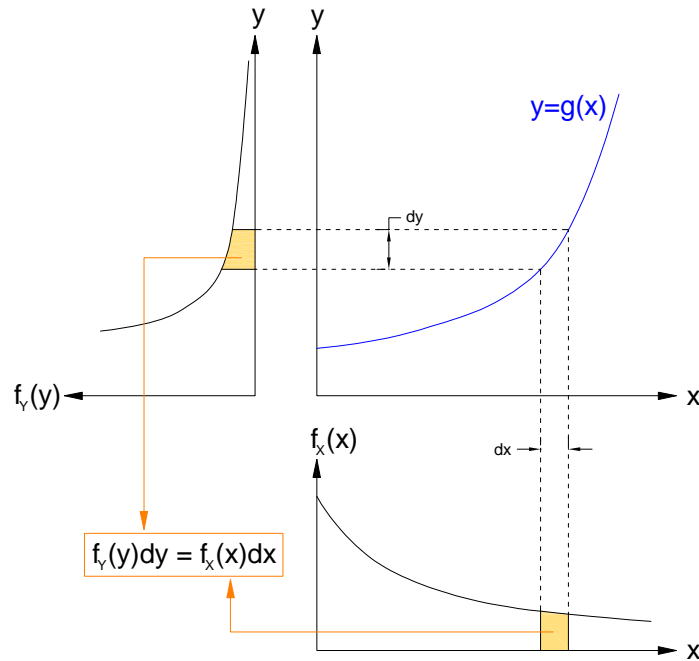


Figura IV.2. Interpretación gráfica de la función derivada $f_Y(y)$ (adaptado de Benjamin and Cornell, 1970).

Las dos mayores dificultades para aplicar los conceptos anteriores estriban en identificar la función de densidad conjunta $f_{x_1, \dots, x_n}(x_1, \dots, x_n)$ y en la correcta definición del rango R_{z_0} de Z (Adams and Papa, 2000). En el ámbito del drenaje urbano, las variables independientes proceden del régimen de las características externas del régimen de precipitación (capítulo III). Las variables dependientes son función de la producción de escorrentía en la cuenca y de los procesos hidrológicos e hidráulicos que caracterizan al sistema.

IV.2.1.2. Formulación del problema.

El punto de partida para la obtención de los indicadores de eficiencia buscados lo constituyen las funciones de densidad que caracterizan el régimen de eventos de precipitación (Capítulo III), esto es, el volumen de evento V , la duración de evento D y la separación entre eventos (duración del tiempo seco) S y sus funciones de densidad respectivas $f_V(v)$, $f_D(d)$ y $f_S(s)$.

A partir de estas variables entran en juego los procesos hidrológicos en la cuenca urbana y la configuración del sistema de retención: el volumen de almacenamiento V_D , la capacidad de derivación continua hacia tratamiento Q_V y los vertidos desde el tanque al medio receptor, V_V (figura IV.3).

En la cuenca, y de cara a las evaluaciones volumétricas que se plantean en el presente capítulo, la lluvia se transforma en la escorrentía que posteriormente entrará en la red de colectores. Esta transformación queda definida matemáticamente a partir del modelo de producción de escorrentía $v_E = v_E(v)$. Dado el ámbito en el que se plantea la problemática (cuenca urbana), dicho modelo de producción depende exclusivamente de la variable volumen del proceso de lluvia. A partir de la transformación $v_E = v_E(v)$, debe por tanto obtenerse la función de densidad de dichos volúmenes de escorrentía $f_{v_E}(v_E)$. A partir de esta expresión, se deduce el valor esperado del volumen de escorrentía generado por evento, $E(V_E)$.

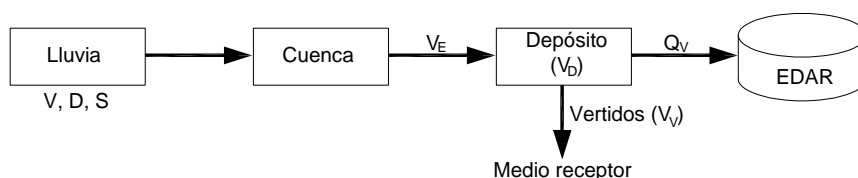


Figura IV.3. Configuración general del sistema de drenaje urbano.

El eslabón siguiente del análisis consiste en caracterizar estadísticamente el régimen de vertidos V_V , a partir de su expresión general con las entradas al sistema, $v_V = v_V(v, d, s)$. Con dicha transformación, debe obtenerse la función de densidad derivada de los volúmenes vertidos al medio, $f_{v_V}(v_V)$, y de ésta, deducir el valor esperado del volumen vertido por evento, $E(V_V)$.

Con la expresión de $E(V_V)$ y la obtenida en el paso previo para $E(V_E)$, se deduce la expresión del indicador de eficiencia volumétrica que establece el ratio de la escorrentía retenida respecto de la producida.

$$EV = 1 - \frac{E(V_V)}{E(V_E)} \quad [IV.6]$$

Para completar el análisis, se deduce el indicador de eficiencia eventual, probabilidad de que en un evento no se produzca vertido. Este indicador representa la proporción a largo plazo de eventos completamente retenidos.

$$EN = 1 - p(V_V > 0) \quad [IV.7]$$

El análisis y la obtención de los indicadores EV y EN se plantea de forma secuencial, analizando sucesivamente la importancia de los factores que los determinan:

- Escenario 1. Se analiza el sistema contando exclusivamente con la capacidad de retención V_D (esto es, $Q_V = 0$) y asumiendo que en el depósito no existen interferencias temporales entre eventos sucesivos. Como se verá a continuación, este eslabón implica exclusivamente a la variable V del proceso de lluvia.
- Escenario 2. Al escenario anterior, se le añade la capacidad de derivación continua a tratamiento, Q_V , pero aún asumiendo que en el depósito no existen interferencias temporales entre eventos sucesivos. La inclusión en el modelo de este nuevo parámetro implica la consideración en el mismo de la variable D del proceso de lluvia.
- Escenario 3. Por último, se analiza la importancia en la estimación de EV y EN de la secuencia temporal de eventos, esto es, el papel que juega a largo plazo la variable S del proceso de lluvia.

Con todo ello se proponen finalmente los ábacos que asignan al par de diseño (V_D, Q_V) las correspondientes eficiencias EN y EV de cara a la caracterización del funcionamiento del tanque desde el punto de vista de los estándares de emisión.

IV.2.2. Validación mediante simulación integral.

Los resultados analíticos que se obtengan a partir del desarrollo de la metodología planteada van a ser contrastados a partir de los obtenidos mediante la simulación continua de la serie histórica de lluvia objeto de la aplicación práctica de la tesis en una cuenca piloto seleccionada en la ciudad de Valencia. Con los resultados de la simulación de los 17 años de registros pluviométricos, se obtendrán, para los diversos escenarios analizados, los indicadores EV y EN con el fin de establecer el grado de bondad de las expresiones analíticas. Las simulaciones se han efectuado con el software comercial Infoworks CS del Wallingford Institute.

IV.2.2.1. Modelo de simulación.

El modelo Infoworks CS permite la modelación de redes separativas de aguas pluviales y residuales, o bien la combinación de ambas en una red unitaria. La red debe contener toda la información necesaria para reproducir el sistema de drenaje: las subcuencas que drenan a los nodos (pozos en general) estando éstos unidos a su vez mediante conductos (o elementos especiales como bombas, vertederos, etc.). En el caso de una red separativa, es posible modelar la superposición de la red de pluviales junto con la de residuales en el mismo modelo.

Infoworks incorpora el motor de cálculo HydroWorks para la simulación del comportamiento de la red frente a numerosas situaciones. Toda la información que

conforma el modelo se almacena en una base de datos que incorpora, por una parte, los parámetros, ecuaciones y datos en general que definen el modelo así como los resultados de cada una de las simulaciones que se lleven a cabo. La organización de la base de datos puede efectuarse directamente desde Infoworks CS, si bien, el programa se acompaña de un administrador específico de la base de datos (Infoworks Database Administrator) que permite una gestión mucho más eficiente de la misma. Se pueden además exportar dichas bases de datos a otros soportes (SWMM, por ejemplo) e incluso volcarlas directamente a un sistema de información geográfica.

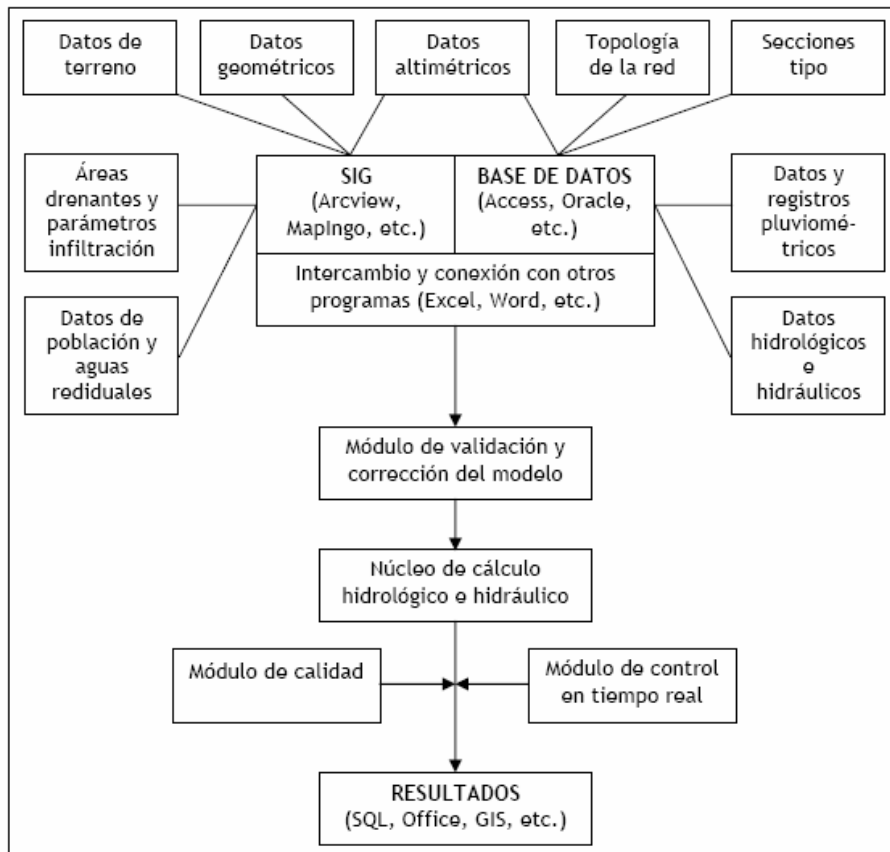


Figura IV.4. Diagrama de flujo del programa Infoworks CS (adaptado de Martínez Marín, 2005).

Igualmente completa es la gestión de los resultados que va más allá de la propia visualización en el propio programa (diversos tipos de gráficos, perfiles y plantas dinámicas, etc); el programa incorpora un módulo de análisis estadístico que extrae datos de las simulaciones a partir de reglas y patrones definidos por el usuario (por ejemplo, los caudales que superan un cierto umbral y la frecuencia

con que esto ocurre). Además, la exportación de los mismos a otros soportes (Excel) para su tratamiento posterior es inmediata.

Por último, señalar que el programa está concebido directamente en un entorno de SIG propio, pero que además, la conexión con sistemas de información geográfica comerciales (MapInfo, Arcview, ArcMap) es automática.

La figura IV.4 sintetiza las capacidades fundamentales del programa así como el proceso completo de construcción y simulación del modelo.

InfoWorks permite elegir entre un abanico bastante amplio de modelos de producción de escorrentía, entre los que cabe citar:

- Modelos de coeficiente de escorrentía.
- Modelo de infiltración constante.
- Modelo de Green y Ampt.
- Modelo de Horton.
- Modelo del US Soil Conservation Service.

El modelo de producción escogido es el del SCS. Por su importancia en el desarrollo del modelo analítico, esta elección se justifica en el apartado siguiente (IV.3) donde se explicitan igualmente las bases y parámetros utilizados.

La lluvia neta que resulta tras el proceso de producción se propaga a lo largo de la superficie de las subcuencas, hasta llegar a los pozos de registro, puntos del modelo donde se incorpora a la red de colectores. La base de los modelos de propagación en las subcuencas está en la teoría de la onda cinemática; no obstante, en modelos pseudo - distribuidos como Infoworks, resulta conveniente emplear, en este nivel, aproximaciones que representen con suficiente grado de acierto el fenómeno físico. De entre las diferentes posibilidades que ofrece Infoworks, se ha modelado la propagación en superficies mediante embalse no lineal.

Este modelo de propagación depende exclusivamente de cuatro parámetros, todos ellos función del uso del suelo y de la morfología de la subcuenca, y por tanto de la clasificación en tipologías de suelo adoptada:

- Rugosidad media de la subcuenca (0.01 para zonas pavimentadas, 0.02 para zonas de edificación y 0.20 para zonas verdes)
- Pendiente representativa de la subcuenca, obtenida de la del terreno asociado al tramo de dicha subcuenca.
- Área drenante de la subcuenca: este valor se obtiene a partir de la asignación a cada pozo, de su área tributaria mediante algoritmo de Thiessen.

- Ancho de las subcuencas: el modelo conceptualiza la subcuenca según dos planos inclinados con su línea de máxima pendiente normal al colector. Por tanto, este dato resulta de la propia área de la subcuenca y de la longitud de su tramo de colector asociado.

De este modo, el modelo resuelve la propagación en la cuenca haciendo la hipótesis de un embalse simple no lineal, cuyo coeficiente de descarga está directamente relacionado con los parámetros anteriores.

Por último, el programa aborda la propagación en la red de colectores. En InfoWorks, un conducto se representa como un arco de longitud definida entre dos nodos (o pozos de registro). La condición de contorno entre un tramo y un nodo será, bien de tipo caída libre (nodo final de una red sin nivel impuesto), bien de tipo energía impuesta en el pozo en cuestión. Por su parte, el gradiente hidráulico en un tramo de la red se define respecto de los niveles que alcanza el agua en los respectivos pozos que lo definen.

Las ecuaciones que gobiernan el fenómeno son las ecuaciones de Saint - Venant, que no son otras que las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento aplicadas al problema unidimensional del flujo en lámina libre:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [IV.8]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \left(\cos \theta \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q \cdot |Q|}{K^2} \right) = 0 \quad [IV.9]$$

donde Q es el caudal, A es la sección transversal de la sección, g la aceleración de la gravedad, θ el ángulo del conducto con la horizontal, S_0 la pendiente geométrica del conducto y K la función de capacidad hidráulica de la sección. Estas ecuaciones son válidas tanto para el flujo en lámina libre como para el caso en que el conducto entrara en presión, estado que se resuelve haciendo uso del concepto de la ranura de Preissmann.

No obstante, si se conoce a priori que el conducto va a funcionar en presión (por ejemplo, en el caso de un sifón), el programa permite utilizar directamente las ecuaciones del flujo en presión:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad [IV.10]$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g \cdot A \cdot \left(\cos \theta \cdot \frac{\partial y}{\partial x} - S_0 + \frac{Q \cdot |Q|}{K^2} \right) = 0 \quad [IV.11]$$

Estas ecuaciones son mucho más precisas que las completas de Saint - Venant en el caso de flujo en presión, puesto que no utilizan ni un flujo base para inicializarlas, ni la ranura de Preissmann.

La resolución numérica de las ecuaciones se lleva a cabo discretizando cada tramo en N intervalos equiespaciados 20 veces el diámetro (o dimensión característica) del conducto. Las ecuaciones de Saint - Venant se aproximan con un esquema de Preissmann de 4 puntos, donde funciones y derivadas se aproximan por promedios ponderados de los valores en las cuatro esquinas de una ventana en el espacio (x, t):

$$\begin{cases} f = \frac{\theta}{2}(f_{i+1}^{n+1} + f_i^{n+1}) + \frac{1-\theta}{2}(f_{i+1}^n + f_i^n) \\ \frac{\partial f}{\partial x} = \frac{\theta}{\Delta x}(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x}(f_{i+1}^n - f_i^n) \\ \frac{\partial f}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t}(f_{i+1}^{n+1} + f_i^{n+1} - f_{i+1}^n - f_i^n) \end{cases} \quad [\text{IV.12}]$$

donde $f_i^n = f(i\Delta x, n\Delta t)$

La naturaleza implícita del esquema elimina cualquier restricción en el incremento de tiempo Δt , resultando una estabilidad incondicional con $\theta \geq 0.5$. Infoworks utiliza un valor del parámetro $\theta=0.65$.

El esquema de cálculo asegura la interconexión entre puntos adyacentes del conducto, resultando, para cada tramo, un sistema de $2N-2$ ecuaciones. El sistema local de ecuaciones para un tramo se completa añadiendo la condición de contorno en cada uno de los extremos, siendo ésta en general una ecuación de la forma $\xi(Q_i, Y_i, Y_F) = 0$, donde Q_i e Y_i son el caudal y calado en el punto de cálculo, e Y_F el nivel que impone el nodo que controla el flujo.

Por último, el sistema de ecuaciones se completa con la ecuación de continuidad, que debe ser satisfecha en cada uno de los puntos internos de cálculo en que ha sido discretizado el tramo:

$$Q_L + \sum \beta_j Q_j = A_L \frac{\partial Y_L}{\partial t} \quad [\text{IV.13}]$$

La estabilidad del cálculo, especialmente en los pasos de flujo en lámina libre a presión y viceversa, se garantiza utilizando el método de Newton - Raphson, método que por otra parte asegura una rápida convergencia a la solución.

IV.2.2.2. Cuenca piloto.

El contraste de los resultados obtenidos con el modelo analítico se efectúa con la simulación continua integral del proceso en la cuenca piloto que se describe a continuación.

Se trata de una cuenca de la ciudad de Valencia situada en la cabecera de uno de los grandes ejes de drenaje de la ciudad, el colector Norte-Cauce que vierte sus aguas a la dársena interior del puerto. La cuenca en cuestión drena la margen derecha de la avenida de Pío XII, en total 68.8 ha.

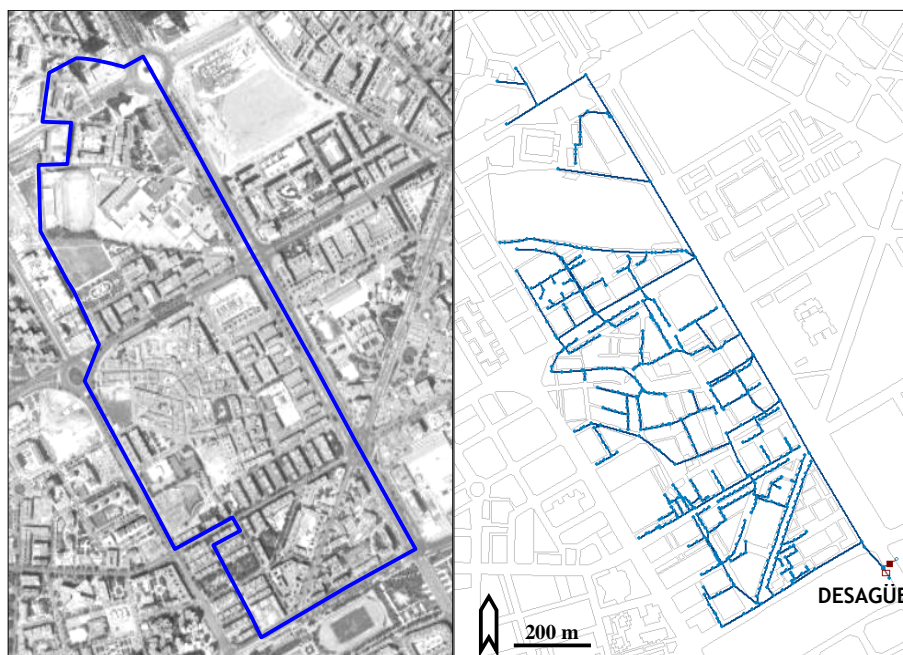


Figura IV.5. Cuenca Pío XII - Margen Derecha.

La red cuenta con un total de 562 tramos de colector que suman 13.39 km y 565 pozos de registro, lo cual supone un promedio de uno cada 23.7 m.

La información en cuanto a topología de la red, datos geométricos y datos hidráulicos de la misma provienen del Sistema Informático de la Red de Alcantarillado (SIRA) del servicio del Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia.

La distribución de usos del suelo en la cuenca de cara a la estimación de los correspondientes parámetros de infiltración se ha realizado conjugando por una parte la información recogida en el Plan General de Ordenación Urbana de la ciudad y por otra las directrices recogidas en la *Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia* (2004) del servicio del Ciclo Integral del Agua que reduce el análisis a cuatro usos básicos.

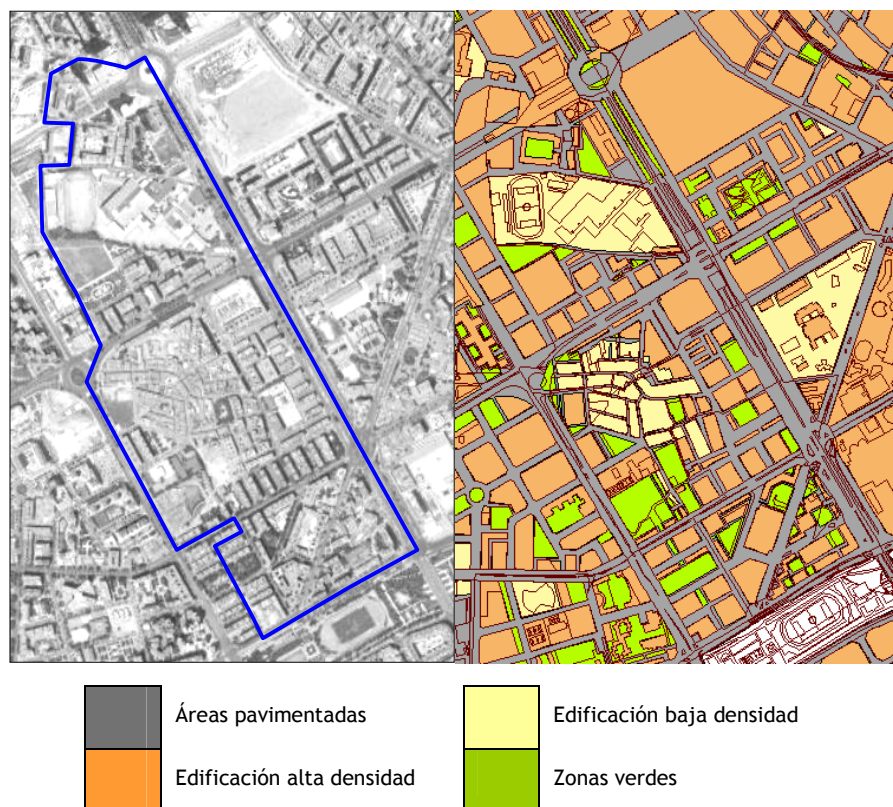


Figura IV.6. Usos del suelo en la cuenca piloto.

Para cada uso se define su ratio adimensional de área como

$$a_k = \frac{A_k}{A} \quad [IV.14]$$

donde A es el área total de la cuenca (68.82 ha) y A_k el área que representa el uso k dentro de la cuenca. El reparto de usos en la cuenca piloto es el siguiente.

Uso	k	A_k	a_k
Grandes zonas pavimentadas	1	26.73	0.3884
Edificación de alta densidad	2	20.92	0.3040
Edificación de baja densidad	3	13.16	0.1912
Zonas verdes	4	8.01	0.1164
TOTAL		68.82	1

Tabla IV.1. Distribución de usos del suelo en la cuenca piloto.

IV.3. Modelo de producción de escorrentía.

IV.3.1. Elección del modelo.

El primer paso en la derivación de las expresiones probabilísticas que describen la respuesta del sistema es la definición del modelo de producción de escorrentía

$$v_E = v_E(v).$$

Los modelos de coeficiente de escorrentía con abstracción inicial (Adams B. J. y Papa F., 2000) o el modelo de Horton (Guo Y., Adams B. J., 1998) se han utilizado ampliamente para modelar la producción de escorrentía en cuencas urbanas. El primero adolece de ser demasiado simplista, máxime cuando el problema no se ciñe a un período de retorno concreto, sino al régimen completo de eventos de lluvia, estando en consecuencia el coeficiente de escorrentía sujeto a una variabilidad mucho mayor. El segundo presenta el problema de depender de tres parámetros, con la consiguiente incertidumbre en la estimación de éstos.

Un modelo universalmente aceptado, que presenta además la ventaja de tener un solo parámetro con una representación suficiente de la realidad en entorno urbano, es el modelo del SCS. Además, dicho modelo ha sido calibrado en el ámbito de la ciudad (González, 2001).

La base del modelo de infiltración del SCS es la ecuación de continuidad:

$$v = E + F + P_0 \quad [IV.15]$$

donde v es la precipitación bruta, P_0 el umbral de escorrentía, E la escorrentía acumulada y F la infiltración acumulada. Por otra parte, el modelo asume la siguiente relación empírica entre las variables anteriores:

$$\frac{F}{S} = \frac{E}{v - P_0} \quad [IV.16]$$

donde S es la máxima infiltración acumulada que puede producirse en el suelo. Combinando ambas ecuaciones, se obtiene la ecuación básica del modelo de infiltración:

$$E = \frac{(v - P_0)^2}{v - P_0 + S} \quad [IV.17]$$

Para poder utilizar el modelo en una simulación continua, es necesaria una forma diferencial de la ecuación anterior, es decir:

$$\frac{dE}{dt} = \frac{(v - P_0)(v - P_0 + 2S)}{(v - P_0 + S)^2} \frac{dv}{dt} \quad [IV.18]$$

Los parámetros S y P_0 están relacionados por una expresión del tipo $P_0 = kS$, donde el valor más habitual del coeficiente es $k = 0.2$. Por tanto, la ecuación de infiltración queda:

$$E = \frac{(v - P_0)^2}{v + 4P_0} \quad [IV.19]$$

El parámetro del modelo (ya sea S ó P_0) está relacionado con el índice adimensional conocido como número de curva (CN). Este índice representa la influencia combinada de los aspectos del suelo que determinan la infiltración:

- Tipo de suelo
- Usos del suelo (cubierta)
- Pendiente del suelo
- Estado antecedente de humedad

El CN varía entre 0 y 100, siendo este último valor el que corresponde a una escorrentía del 100%. La relación empírica entre el CN y los parámetros S y P_0 es la siguiente:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \quad [\text{mm}] \quad [IV.20]$$

$$P_0 = \frac{5080}{CN} - 50.8 \quad [\text{mm}] \quad [IV.21]$$

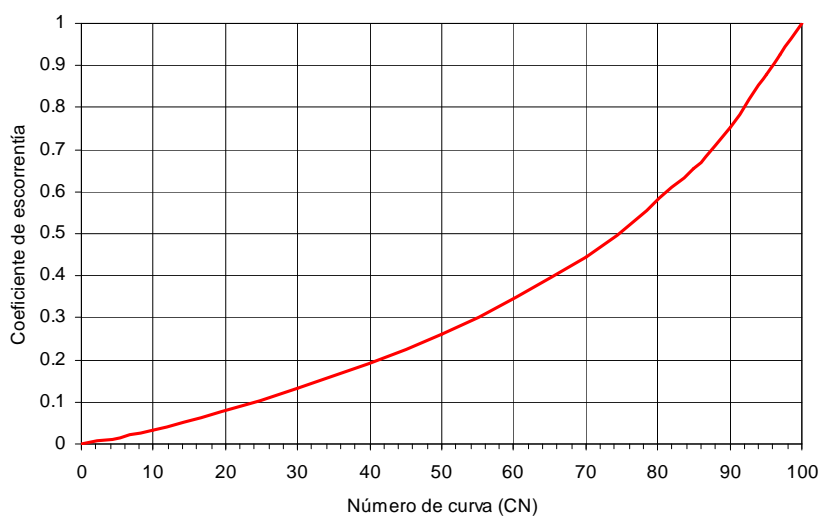


Figura IV.7. Relación CN-C para T=25 años (González, 2001).

Como se ha comentado anteriormente, la *Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia* recoge cuatro usos del suelo tipo para toda la ciudad. Con este modelo de infiltración se puede establecer la relación entre el número de curva (CN) y el coeficiente de escorrentía que le correspondería para la subcuenca tipo considerada en función de la frecuencia del evento (dado que el coeficiente de escorrentía depende del período de retorno). Para el período de retorno de 25 años, se tiene la relación que recoge la gráfica anterior (González, 2001).

Para las cuatro tipologías de suelo contempladas en la normativa, los resultados son los que figuran en la siguiente tabla.

Uso del suelo	Coefficiente de escorrentía	CN	S (mm)	P ₀ (mm)
Grandes zonas pavimentadas	0.95	98	5	1
Edificación de alta densidad	0.85	93	19	4
Edificación de baja densidad	0.5	74	89	18
Zonas verdes	0.2	42	351	70

Tabla IV.2. Parámetros de infiltración según uso del suelo.

Bajo estas premisas, se adopta el modelo de producción de escorrentía con las expresiones que se detallan a continuación. La cuenca analizada tiene un área A que se divide en subáreas A_k, cada una de ellas asociada al uso de suelo k con un umbral de escorrentía P_{0k}. Así pues, el volumen de escorrentía generado en la cuenca por un volumen de lluvia v será:

$$v_E(v) = \sum_{k=1}^N a_k E_k \quad [IV.22]$$

con

$$a_k = \frac{A_k}{A} \quad [IV.23]$$

$$\begin{cases} E_k = 0 & v \leq P_{0k} & k = 1, \dots, N \\ E_k = \frac{(v - P_{0k})^2}{v + 4P_{0k}} & v > P_{0k} & k = 1, \dots, N \end{cases} \quad [IV.24]$$

Nótese que $P_{01} < \dots < P_{0k} < \dots < P_{0N}$. En el caso concreto de la aplicación práctica que se desarrolla, N=4 (número de usos de suelo considerados) y los umbrales P_{0k} son los que se recogen en la tabla IV.2. Los ratios a_k de la cuenca piloto se reflejan en la tabla IV.1 (apartado IV.2.2.2).

IV.3.2. Función de densidad de los volúmenes de escorrentía.

Una vez establecido el modelo de producción de escorrentía, la función de densidad de probabilidad de los volúmenes de escorrentía V_E puede derivarse a partir de la correspondiente a los volúmenes de evento de precipitación V .

Mientras el volumen de precipitación no supera el umbral mínimo de escorrentía P_{01} , no se produce escorrentía, por lo que:

$$p(V_E = 0) = p(V \leq P_{01}) = \int_{v=0}^{P_{01}} f_V(v) dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad [IV.25]$$

Por otra parte, en cuanto se supera dicho umbral P_{01} , se tiene $V_E > 0$ y la función de distribución de V_E adopta la siguiente expresión:

$$p(V_E \leq v_E) = \int_0^{v_E} f_{V_E}(v_E) dv_E = p(V_E = 0) + \int_{P_{01}}^{v_E} f_V(v) dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad [IV.26]$$

formulada en términos implícitos de $v = v(v_E)$.

La función de densidad de los volúmenes de escorrentía será por tanto:

$$f_{V_E}(v_E) = \frac{d}{dv_E} F_{V_E}(v_E(v)) = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \cdot \frac{dv}{dv_E} = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) \quad [IV.27]$$

formulada igualmente en términos implícitos de $v = v(v_E)$.

El valor del impulso de probabilidad para $v_E=0$ es el dado por la expresión:

$$f_{V_E}(V_E = 0) = p(V_E = 0) = p(V \leq P_{01}) \quad [IV.28]$$

$$f_{V_E}(V_E = 0) = \int_{v=0}^{P_{01}} f_V(v) dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad [IV.29]$$

Finalmente, el valor esperado del volumen de escorrentía por evento será:

$$E(V_E) = 0 \cdot f_{V_E}(V_E = 0) + \int_0^{\infty} v_E f_{V_E} dv_E \quad [IV.30]$$

$$E(V_E) = \frac{1}{\alpha} \int_0^{\infty} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \sum_{k=1}^N a_k E_k(v) dv$$

IV.3.3. Validación.

Un paso previo a la derivación de las expresiones correspondientes a los parámetros de eficiencia de funcionamiento del depósito es la validación del modelo de producción adoptado frente a los resultados de la simulación continua.

Por una parte, se comparan los resultados de los volúmenes de escorrentía simulados en la cuenca piloto con los deducidos de la aplicación directa de la expresión $v_E(v)$ y posteriormente, se analiza la función de distribución empírica de ambos con la obtenida para los volúmenes de escorrentía, f_{v_E} .

Por otra parte, se analiza el origen de las diferencias observadas entre los volúmenes de escorrentía superficial generados y los volúmenes recogidos en el punto de concentración de la cuenca.

IV.3.3.1. Bondad de las expresiones probabilísticas.

La serie completa de eventos de precipitación consta de 464 episodios (capítulo III) que constituyen los inputs meteorológicos del modelo de simulación continua de la cuenca piloto. Con cada una de las 464 simulaciones de la red se obtiene el correspondiente volumen de escorrentía v_E . Con la serie de volúmenes simulados obtenida se deduce su función de distribución empírica con los mismos criterios seguidos en el capítulo III. Además, se compara cada resultado con el que resulta de aplicar directamente las expresiones del modelo de producción del SCS al volumen de lluvia de cada uno de los eventos.

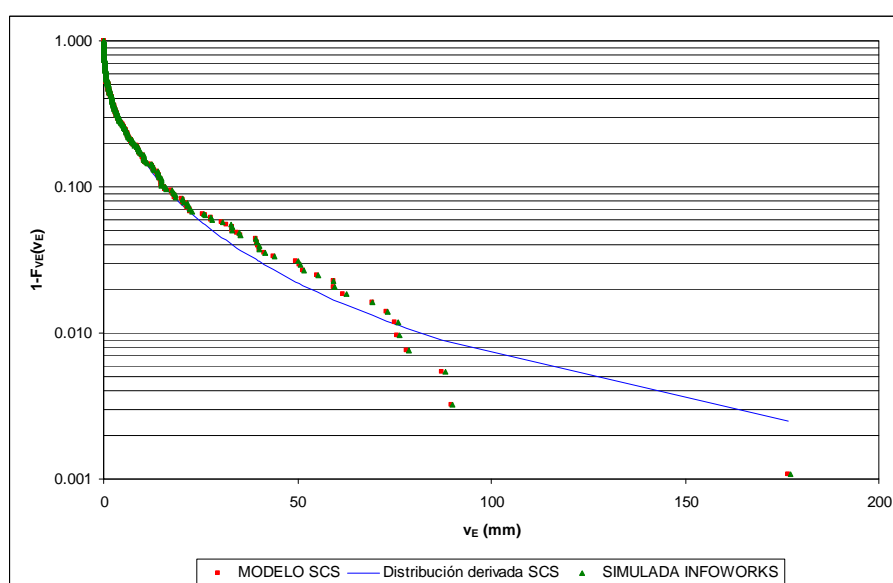


Figura IV.8. Distribuciones empírica y derivada de v_E . Rango completo.

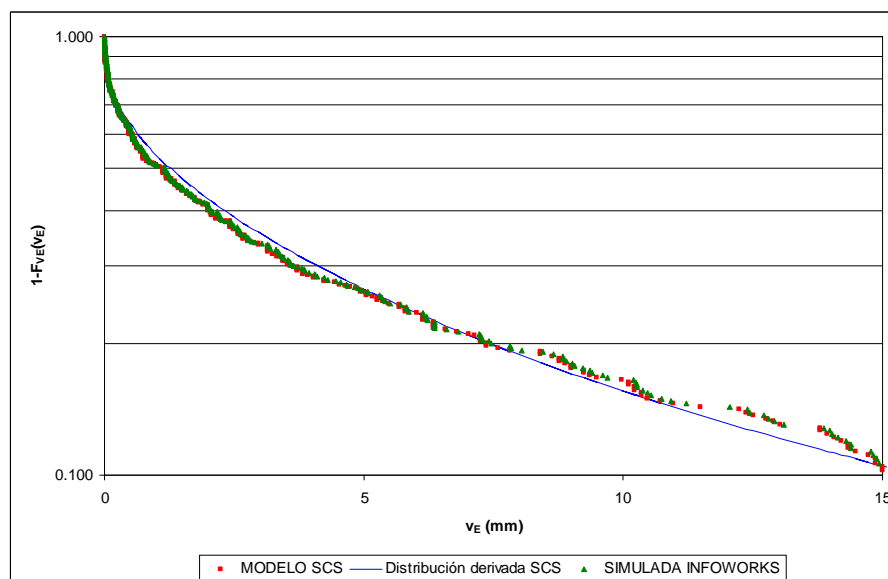


Figura IV.9. Distribuciones empírica y derivada de V_E . Rango bajo.

En las figuras anteriores se sintetizan ambas comparaciones. Como puede observarse, la bondad de los ajustes obtenidos en el capítulo anterior para la variable v del proceso de lluvia se traslada a la función derivada de los volúmenes de escorrentía v_E . Este resultado era por otra parte esperable puesto que, respecto del modelo de simulación continua, el modelo analítico no introduce ninguna simplificación adicional.

IV.3.3.2. Distorsiones introducidas por la red.

La validación final de los indicadores de eficiencia para el cumplimiento de estándares de emisión se llevará a cabo a partir de los volúmenes recogidos en el punto de desagüe de la red donde se ubica el tanque de tormenta.

Por este motivo, se ha analizado, en la cuenca piloto, la distorsión que introduce en los resultados considerar los volúmenes recogidos en el punto de desagüe en lugar de los producidos en superficie.

La figura siguiente representa, para cada evento simulado, el volumen realmente desaguado por la red en el punto de concentración frente al volumen de escorrentía producido.

Puede observarse claramente en la figura siguiente que para volúmenes de escorrentía inferiores a aproximadamente 100 m^3 , el volumen recogido en el punto de desagüe de la red es menor que el producido en las subcuencas. Además, se

produce un salto entre los 20 y los 30 m³, de modo que los eventos inferiores a ese umbral de escorrentía no generan volumen en el punto de desagüe.

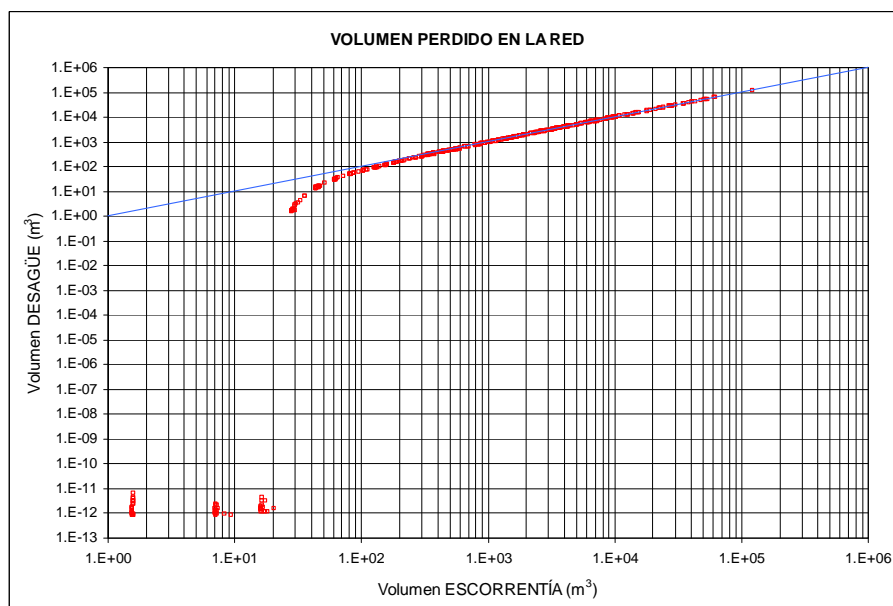


Figura IV.10. Volúmenes desaguados frente a la escorrentía producida.

Estas distorsiones entre los volúmenes de escorrentía producidos y los volúmenes recogidos en el punto final de la red se deben exclusivamente a los volúmenes de agua que quedan retenidos en la propia red por defectos de construcción de la misma (tramos en contrapendiente fundamentalmente). Y es precisamente ese salto que en la cuenca piloto se ubica en el entorno de los 30 m³ el que marca el orden de magnitud de la distorsión por este motivo. Dado que, como se expone más adelante, cualquier hipótesis planteada supone un volumen de depósito un orden de magnitud mayor, puede admitirse que la distorsión evaluada no debe tener gran influencia en los resultados obtenidos.

IV.4. Influencia del volumen de depósito.

IV.4.1. Desarrollo analítico.

La secuencia de análisis de los factores que intervienen en los indicadores de eficiencia volumétricos comienza con el estudio de la importancia del volumen de depósito en sí. Para ello se confía toda la eficiencia del sistema al depósito; no existe ninguna derivación a tratamiento durante los eventos ($Q_v = 0$).

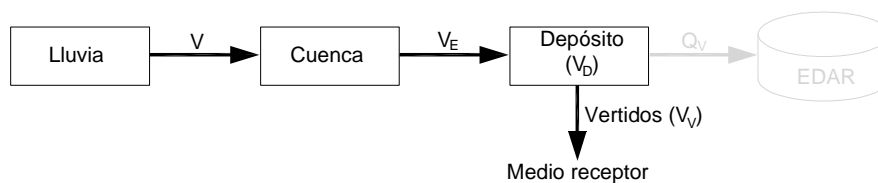


Figura IV.11. Escenario 1 para el análisis de la influencia de V_D .

La evaluación de las eficiencias volumétricas y la reducción del número de vertidos necesita del desarrollo de la función de densidad de la variable volumen vertido, V_V .

Razonando estrictamente en términos volumétricos, el volumen vertido por evento será:

$$\begin{cases} V_V = 0 & V_E(V) \leq V_D \\ V_V = V_E(V) - V_D & V_E(V) > V_D \end{cases} \quad [IV.31]$$

Teniendo en cuenta las expresiones previas obtenidas para las distribuciones de V y V_E , la probabilidad de que no se produzca vertido es:

$$\begin{aligned} p(V_V = 0) &= p(V_E \leq V_D) = p(V \leq V_D^*) = F_V(V_D^*) \\ p(V_V = 0) &= 1 - (1 - \kappa V_D^*/\alpha)^{1/\kappa} \end{aligned} \quad v_V = 0 \Leftrightarrow v \leq V_D^* \quad [IV.32]$$

Donde V_D^* es la “lluvia generadora de V_D ”, volumen de lluvia que genera un volumen de escorrentía exactamente igual al volumen de depósito, esto es, $V_E(V_D^*) = V_D$.

Si se excede este umbral, entonces, $V_V > 0$, luego,

$$F_V(v_V) = p(V_V \leq v_V) = p(V_V = 0) + p(0 < V_V \leq v_V) \quad [IV.33]$$

Donde,

$$\begin{aligned} p(0 < V_V \leq v_V) &= p(0 < V_E(V) - V_D \leq v_V) = p(V_D < V_E(V) \leq v_V + V_D) \\ p(0 < V_V \leq v_V) &= p(V_D < V_E \leq v_V + V_D) = p(V_D^* < V \leq v) \end{aligned} \quad [IV.34]$$

Nuevamente siendo V_D^* la lluvia generadora de V_D . Por tanto,

$$\begin{aligned} p(0 < V_V \leq v_V) &= \int_{V_D^*}^{v_V + V_D} f_V(v) dv = \int_{V_D^*}^{v_V + V_D} f_{V_E}(v_E) dv_E \\ p(0 < V_V \leq v_V) &= (1 - \kappa V_D^*/\alpha)^{1/\kappa} - (1 - \kappa v/\alpha)^{1/\kappa} \end{aligned} \quad v_V > 0 \Leftrightarrow v > V_D^* \quad [IV.35]$$

Así pues, la función de distribución de los volúmenes vertidos queda:

$$F_{V_v}(v_v) = \begin{cases} 1 - (1 - \kappa V_D^*/\alpha)^{1/\kappa} & v_v = 0 \\ 1 - (1 - \kappa v/\alpha)^{1/\kappa} & v_v > 0 \end{cases} \quad [IV.36]$$

que como puede comprobarse, es una función continua.

La función de densidad vendrá dada por la siguiente expresión:

$$f_{V_v}(v_v) = \frac{d}{dv_v} \left(1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa} \right) \quad [IV.37]$$

$$f_{V_v}(v_v) = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa - 1} \frac{dv}{dv_v}$$

Por otra parte,

$$\frac{dv_v}{dv} = \frac{d}{dv} (v_E(v) - V_D) = \frac{dv_E}{dv} = \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) \quad [IV.38]$$

por lo que,

$$f_{V_v}(v_v) = \frac{\left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa - 1}}{\alpha \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v)} \quad v_v > 0 \Leftrightarrow v > V_D^* \quad [IV.39]$$

A partir de la expresión de la función de densidad de los volúmenes vertidos, se deduce el valor esperado de esta variable.

$$E(V_v) = \int_0^{\infty} v_v f_{V_v}(v_v) dv_v$$

$$E(V_v) = \int_0^{\infty} \left(\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) - V_D \right) \frac{\left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa - 1}}{\alpha \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v)} \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) dv \quad [IV.40]$$

y como

$$\left(\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) - V_D \right) = 0 \quad \text{para } v \leq V_D^* \quad [IV.41]$$

$$E(V_v) = \frac{1}{\alpha} \int_{V_D^*}^{\infty} \left(\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) - V_D \right) \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa - 1} dv \quad [IV.42]$$

Con la expresión de $E(V_V)$ y la obtenida en IV.3.2 para $E(V_E)$, se deduce la expresión del indicador de eficiencia volumétrica:

$$EV(V_D) = 1 - \frac{E(V_V)}{E(V_E)} \quad [IV.43]$$

$$EV(V_D) = 1 - \frac{\int_{V_D}^{\infty} \left(\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) - V_D \right) \left(1 - \frac{kV}{\alpha} \right)^{1/k-1} dv}{\int_0^{\infty} \sum_{k=1}^N a_k E_k(v) \left(1 - \frac{kV}{\alpha} \right)^{1/k-1} dv} \quad [IV.44]$$

Para completar el análisis, se obtiene el indicador de eficiencia eventual, probabilidad de que en un evento no se produzca vertido. Este indicador representa por tanto la proporción a largo plazo de eventos completamente retenidos.

$$EN(V_D) = 1 - p(V_V > 0) = 1 - \left(1 - \frac{kV_D^*}{\alpha} \right)^{1/k} \quad [IV.45]$$

IV.4.2. Validación.

La validación de las expresiones analíticas anteriores se efectúa mediante comparación con los resultados de la simulación de los 464 eventos históricos de lluvia que generan escorrentía en la cuenca piloto.

Al estar analizando exclusivamente la influencia del volumen de depósito, los eventos se simulan de forma aislada, esto es, sin tener en cuenta la secuencia temporal y por tanto la variable s del proceso de lluvia (aspecto que se estudia en el apartado IV.6).

Se han efectuado un total de 7 simulaciones de la serie, definiendo el depósito en el punto de concentración de la cuenca con ratios de volumen de 5, 15, 36, 50, 75, 100 y 200 m³/ha. El ratio de 36 m³/ha se ha considerado por ser el que resulta de las recomendaciones tradicionales del servicio del Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia (ver capítulo II).

Para cada una de las siete simulaciones, se obtiene el valor muestral de ambos indicadores de eficiencia volumétrica.

$$EV(V_D) = 1 - \frac{\sum_{j=1}^{464} V_{Vj}}{\sum_{j=1}^{464} V_{Ej}} \quad [IV.46]$$

donde V_{vj} es el volumen vertido durante el evento j y V_{Ej} el volumen de escorrentía que genera el evento j .

Del mismo modo,

$$\overline{EN}(V_D) = 1 - \frac{\sum_{j=1}^{464} \delta_j}{464} \quad [IV.47]$$

donde

$$\delta_j = \begin{cases} 1 & V_{vj} > 0 \\ 0 & V_{vj} = 0 \end{cases} \quad [IV.48]$$

En las figuras siguientes se recogen las comparaciones de los resultados del modelo probabilístico (escenario 1) con los obtenidos de la simulación continua, para los indicadores definidos, EN y EV.

En ambos casos se constata la bondad del modelo probabilístico en este supuesto, en el que tan sólo entran en juego balances volumétricos sin ningún tipo de estructura temporal.

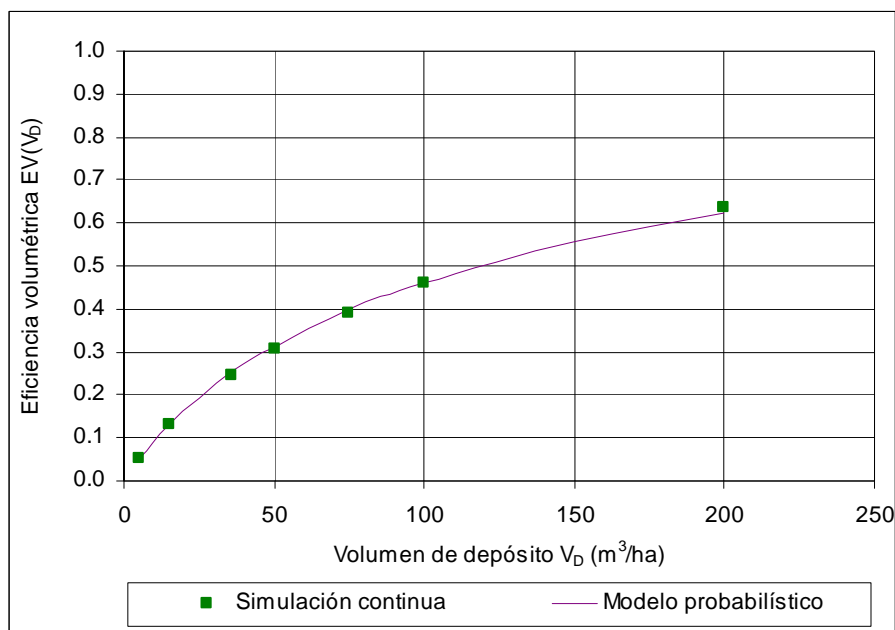


Figura IV. 12. Eficiencia volumétrica. Escenario 1.

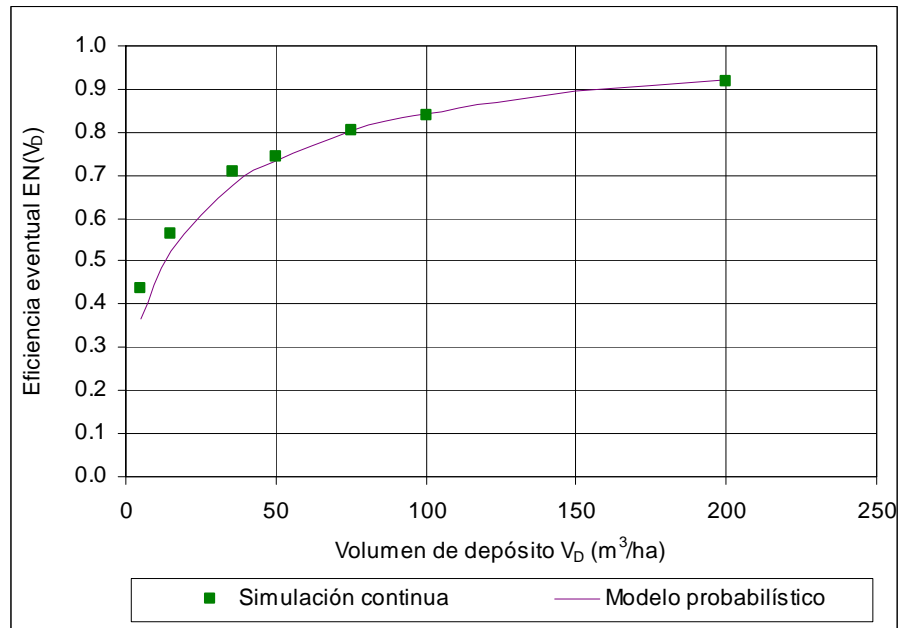
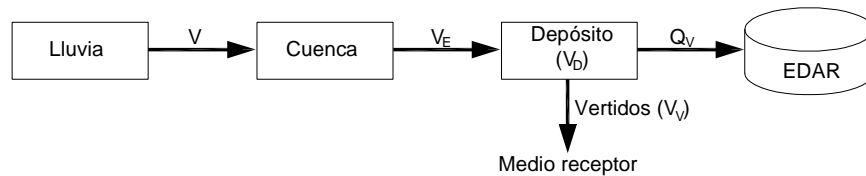


Figura IV.13. Eficiencia eventual. Escenario 1.

IV.5. Influencia del caudal derivado a tratamiento.

IV.5.1. Desarrollo analítico. Modelo de pulsos rectangulares.

Un elemento adicional para aumentar la eficiencia del sistema es el caudal derivado a tratamiento directamente desde el depósito. Q_V (figura IV.14).

Figura IV.14. Escenario 2 para el análisis de la influencia de Q_V .

De este modo, el volumen de escorrentía que se consigue controlar consta de dos factores. Por una parte, el volumen que la capacidad del depósito V_D permite retener; por otra, el volumen que se puede derivar a tratamiento durante el evento, con un caudal Q_V .

La primera aproximación que se desarrolla adopta las siguientes hipótesis:

- La respuesta al pulso rectangular de lluvia de volumen V y duración D es un pulso rectangular de escorrentía de volumen V_E y duración $D+t_c$ siendo t_c el tiempo de concentración de la cuenca.
- El caudal derivado a tratamiento es constante, de valor Q_v , de modo que durante la duración del evento, el caudal derivado es $Q_v(D+t_c)$ y concluido el evento, el volumen retenido en el depósito se vacía al mismo ritmo constante.

En rigor, la duración del pulso de escorrentía debe ser D_N+t_c , siendo D_N la duración de la lluvia neta (D menos el tiempo de encharcamiento, t_e) aunque, como se recoge en la literatura (Adams B. J. y Papa F., 2000), es habitual prescindir de este matiz en el ámbito de la hidrología urbana. En el apartado IV.7.3 se analiza la sensibilidad de los resultados frente al tiempo de encharcamiento.

En las figuras IV.15 y IV.16, se esquematiza el modelo de pulsos adoptado, para los casos en que no se produce vertido ($V_v=0$) y para los casos en que sí se produce ($V_v>0$).

La evaluación de las eficiencias volumétricas y la reducción del número de vertidos necesita del desarrollo de la función de densidad de la variable volumen vertido, V_v .

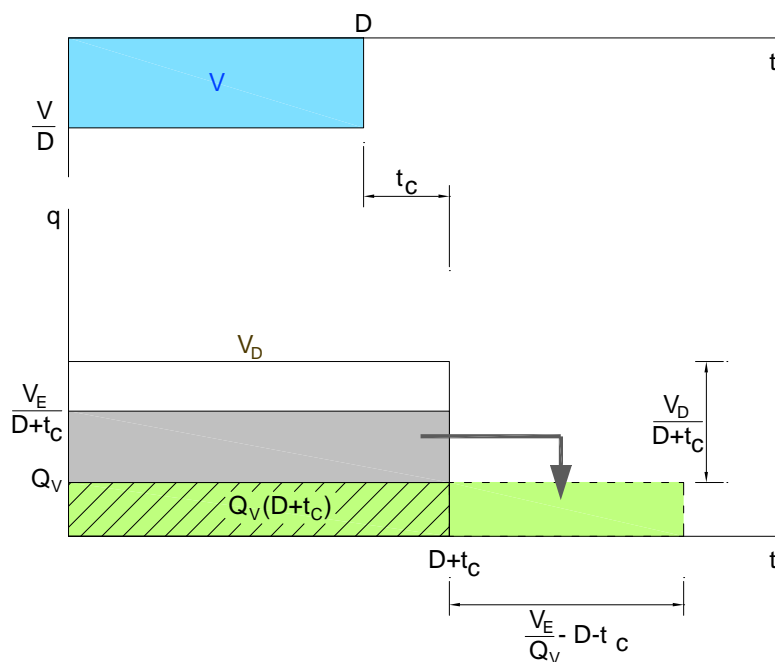


Figura IV.15. Modelo de pulsos rectangulares. Caso $V_v=0$.

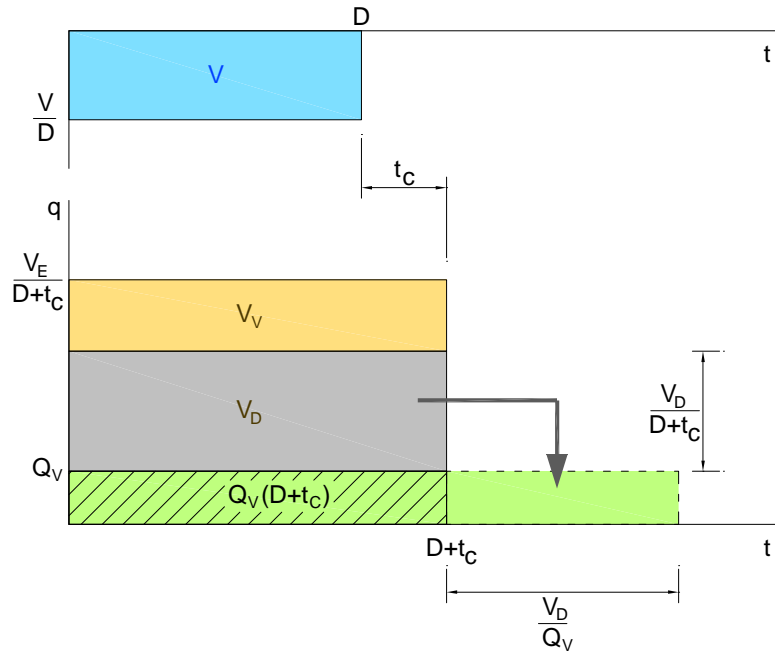


Figura IV. 16. Modelo de pulsos rectangulares. Caso $V_v > 0$.

Razonando según el modelo de pulsos rectangulares adoptado, resultará:

$$\begin{cases} V_v = 0 & V_E(V) - Q_v(D + t_c) \leq V_D \\ V_v = V_E(V) - Q_v(D + t_c) - V_D & V_E(V) - Q_v(D + t_c) > V_D \end{cases} \quad [IV.49]$$

Según el esquema anterior,

$$p(V_v = 0) = p(V_E \leq V_D + Q_v(D + t_c)) \quad [IV.50]$$

La región que define $p(V_v = 0)$ queda representada en la figura IV.17.

Por lo tanto,

$$p(V_v = 0) = p(V_E = 0) + \int_{d=0}^{\infty} \int_{v_E=0}^{V_D + Q_v(d+t_c)} f_{V_E}(v_E) f_D(d) dv_E dd \quad [IV.51]$$

Recordando por otra parte que

$$f_{V_E}(V_E) = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa V}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\kappa} - 1} \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) \quad [IV.52]$$

y que

$$dv_E = \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) dv \quad [IV.53]$$

Resulta

$$p(V_V = 0) = p(V_E = 0) + \int_{d=0}^{\infty} \int_{v=P_{01}}^{V_{DQ}^*} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \lambda e^{-\lambda d} dv \cdot dd \quad [IV.54]$$

Donde V_{DQ}^* es la “lluvia generadora de $V_D + Q_V(d + t_C)$ ”, volumen de lluvia que genera un volumen de escorrentía exactamente igual al volumen no vertido, esto es, $V_E(V_{DQ}^*) = V_D + Q_V(d + t_C)$.

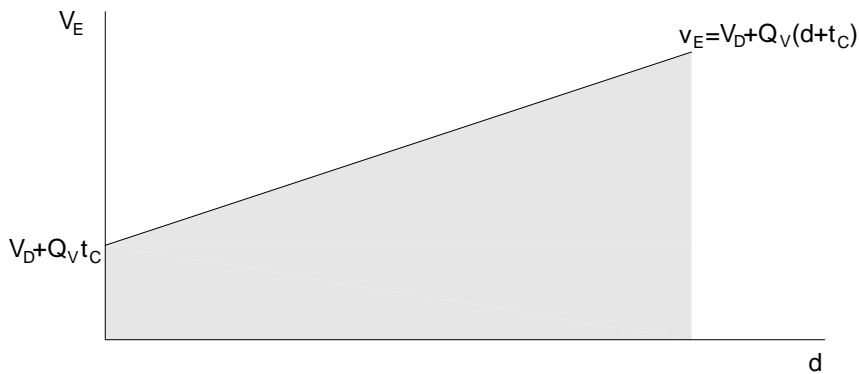


Figura IV.17. Transposición del suceso $V_V=0$ en el plano (v_E, d) .

Teniendo en cuenta que

$$p(V_E = 0) = p(V \leq P_{01}) = \int_{v=0}^{P_{01}} f_V(v) dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa}, \quad [IV.55]$$

la probabilidad de que no haya vertido será:

$$p(V_V = 0) = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \int_{v=P_{01}}^{V_{DQ}^*} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} dv \cdot dd$$

$$p(V_V = 0) = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left[1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}}\right]_{P_{01}}^{V_{DQ}^*} \cdot dd \quad [IV.56]$$

$$p(V_v = 0) = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} dd - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \cdot dd \quad [IV.57]$$

Como

$$\int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} dd = 1 \quad [IV.58]$$

Resulta

$$p(V_v = 0) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \cdot dd \quad [IV.59]$$

Luego, finalmente,

$$p(V_v > 0) = \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \cdot dd \quad [IV.60]$$

Con V_{DQ}^* lluvia generadora tal que $V_E(V_{DQ}^*) = V_D + Q_V(d + t_C)$.

De este modo, se deduce el indicador de eficiencia eventual, probabilidad de que en un evento no se produzca vertido.

$$EN(V_D, Q_V) = 1 - p(V_v > 0) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \cdot dd \quad [IV.61]$$

Por otra parte, para evaluar el indicador de eficiencia volumétrica, debe obtenerse la expresión del valor esperado del volumen vertido por evento, $E(V_v)$ a partir de la función de densidad de los volúmenes vertidos V_v .

$$F_{V_v}(v_v) = p(V_v \leq v_v) = 1 - p(V_v > v_v) = 1 - p(v_E - Q_V(d + t_C) - V_D \geq v_v) \quad [IV.62]$$

$$F_{V_v}(v_v) = 1 - p(v_E \geq v_v + Q_V(d + t_C) + V_D) \quad [IV.63]$$

$$F_{V_v}(v_v) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \int_{v_E = v_v + V_D + Q_V(d + t_C)}^{\infty} f_{V_E}(v_E) f_D(d) dv_E dd \quad [IV.64]$$

Introduciendo el cambio de variable, resulta:

$$F_{V_v}(v_v) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \int_{v=v_v}^{\infty} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{1/\kappa - 1} \lambda e^{-\lambda d} dv \cdot dd \quad [IV.65]$$

Con V^* tal que $V_E(V^*) = v_V + V_D + Q_V(d + t_C)$.

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(\int_{v=V^*}^{\infty} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\kappa}-1} dv \right) \cdot dd \quad [IV.66]$$

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left[1 - \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\kappa}} \right]_{V^*}^{\infty} \cdot dd \quad [IV.67]$$

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(\left(1 - \kappa \frac{V^*}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\kappa}} - \lim_{v \rightarrow \infty} \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\kappa}} \right) \cdot dd \quad [IV.68]$$

y como $\kappa < 0$ (recuérdese la disquisición hecha al respecto en el capítulo III), resulta

$$\lim_{v \rightarrow \infty} \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\kappa}} = 0 \quad [IV.69]$$

luego,

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \kappa \frac{V^*}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\kappa}} dd \quad [IV.70]$$

Finalmente, el valor esperado del volumen vertido por evento se evalúa como:

$$E(V_V) = \int_0^{\infty} v_V f_{v_V}(v_V) dv_V \quad [IV.71]$$

Y el indicador de eficiencia volumétrica queda finalmente:

$$EV(V_D, Q_V) = 1 - \frac{E(V_V)}{E(V_E)} \quad [IV.72]$$

En este caso, tanto la evaluación de EN como la de EV exige el cálculo numérico de las expresiones obtenidas anteriormente. Dichas evaluaciones se han llevado a cabo programando el cálculo numérico de las expresiones integrales anteriores en Matlab.

IV.5.2. Validación del modelo de pulsos rectangulares.

Siguiendo las mismas pautas que las descritas en el apartado IV.4.2, se procede a la validación de los resultados de EV y EN obtenidos con el modelo analítico de pulsos rectangulares.

Se han efectuado un total de 14 simulaciones de la serie de 464 eventos, en dos grupos de 7, definidas como sigue:

- Caudal a tratamiento fijo en $Q_V=2\text{l/s/ha}$ y volumen de depósito variable en 5, 15, 36, 50, 75, 100 y $200\text{ m}^3/\text{ha}$.
- Volumen de depósito fijo en $36\text{ m}^3/\text{ha}$ y caudal de tratamiento variable en 0, 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.2 l/s/ha .

De este modo se pretende evaluar la influencia en la respuesta frente a variaciones tanto de V_D como de Q_V .

El límite superior de Q_V viene dado por el máximo caudal unitario de aguas residuales contemplado por el Ciclo Integral del Agua del Ayuntamiento de Valencia.

En las figuras siguientes se muestran los resultados obtenidos.

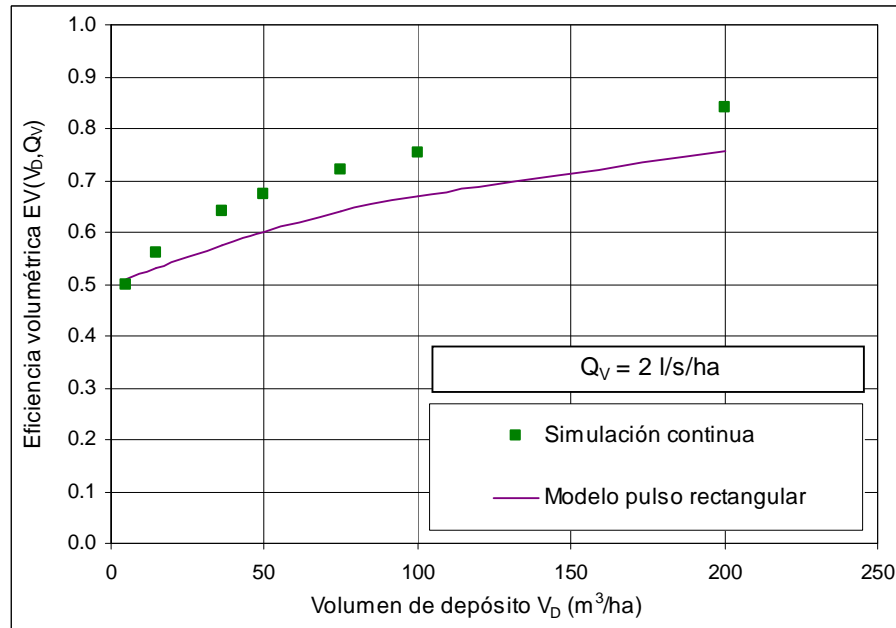


Figura IV.18. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 para $Q_V=2\text{ l/s/ha}$.

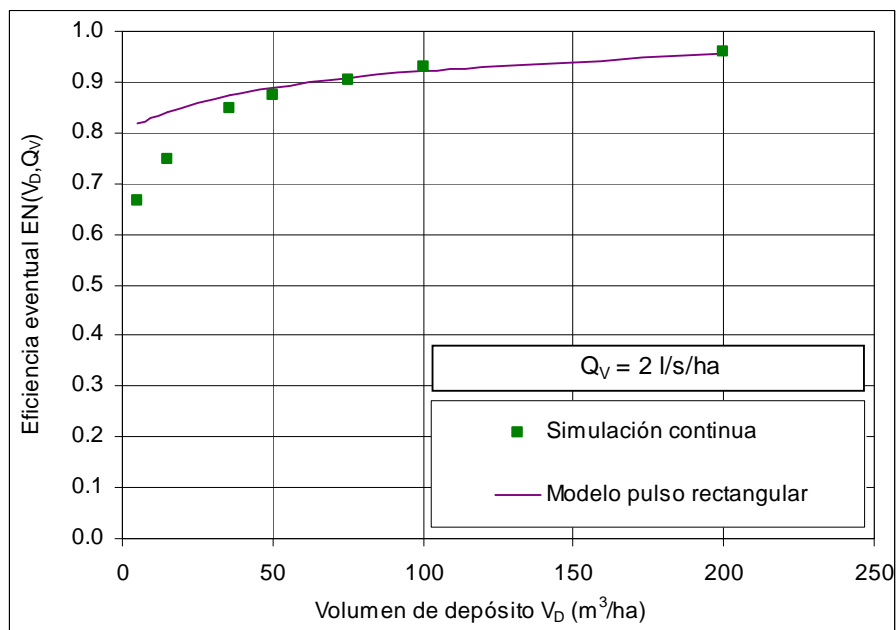


Figura IV.19. Eficiencia eventual. Escenario 2 para $Q_V=2$ l/s/ha.

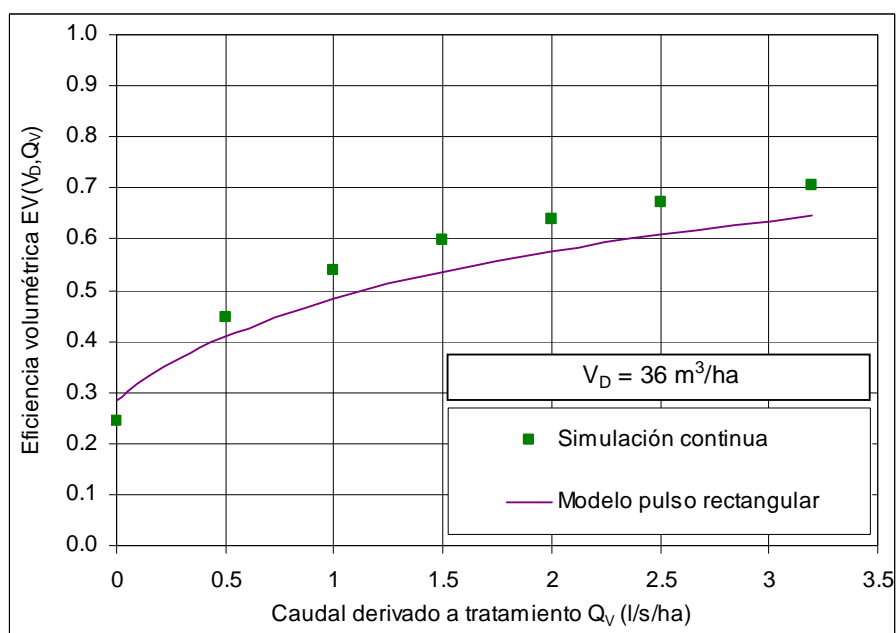


Figura IV.20. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 para $V_D=36$ m^3/ha .

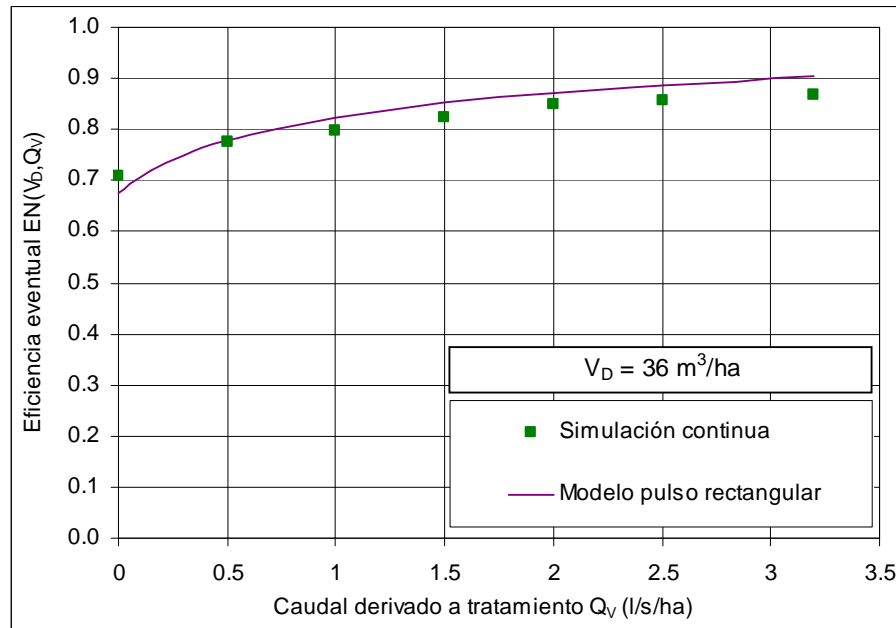


Figura IV.21. Eficiencia eventual. Escenario 2 para $V_D=36 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Del análisis de las figuras anteriores, se desprenden varias conclusiones. En primer lugar, destaca el hecho de que el modelo analítico reproduce en general mejor el comportamiento eventual frente al volumétrico, que infravalora sistemáticamente (figura IV.18). Aún así, puede observarse cómo, fijado un caudal a tratamiento, para volúmenes de depósito bajos, el modelo analítico sobrevalora la eficiencia eventual (figura IV.19).

Parte de la justificación a esto último queda patente analizando los resultados de la simulación de un evento concreto. En la figura siguiente se plasma el hidrograma de entrada al depósito (azul) y el de salida a tratamiento (verde) para el caso de un depósito de $5 \text{ m}^3/\text{ha}$ y caudal derivado a tratamiento de 2 l/s/ha frente al evento de lluvia EV088.

El volumen derivado realmente (simulación) a tratamiento corresponde con el definido por el hidrograma verde. No obstante, la consideración de la respuesta con un pulso rectangular (modelo analítico), suma a lo anterior el volumen sombreado en rosa en la figura anterior. Si a esto se añade que para V_D bajos y Q_V altos, la eficiencia del sistema la proporciona en gran medida el volumen derivado a tratamiento, resulta entonces que el modelo analítico sobrestima las eficiencias en este rango de Q_V .

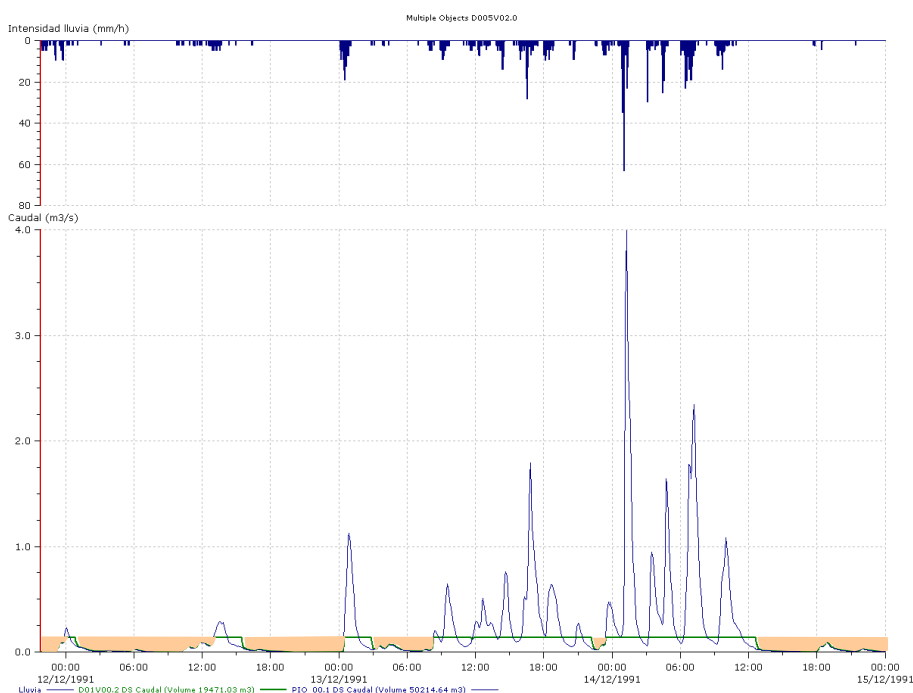


Figura IV.22. Simulación del evento EV088 con $V_D=5 \text{ m}^3/\text{ha}$ y $Q_V=2\text{l/s/ha}$.

Para rangos de volúmenes de depósito altos, ocurre lo contrario. Es evidente que el modelo analítico infravalora la eficiencia volumétrica (figura IV.18). Esta discrepancia, más general que la anterior, se debe a aspectos que derivan directamente de la estructura interna de los eventos de precipitación y de la respuesta del sistema que el modelo de pulsos no tiene en consideración. Durante un evento, si se permite un vaciado continuo (Q_V), se produce, a lo largo del evento, el llenado y vaciado (parcial o total) del depósito tantas veces como el patrón temporal interno de la precipitación lo permita, por lo que en la realidad, la aportación del volumen de depósito a la eficiencia volumétrica del sistema puede ser múltiple durante un evento. Esto se traduce en una mayor eficiencia volumétrica real respecto de la estimada por el modelo analítico, que sólo contabiliza el volumen de depósito una vez en el pulso correspondiente. Por otra parte, este aspecto tiene una importancia menor en la estimación de la eficiencia eventual, donde únicamente se contabiliza el fallo o no del sistema (vierte/no vierte).

Las razones expuestas justifican por lo tanto:

- La desviación, a la baja, del modelo analítico en la estimación de la eficiencia volumétrica.

- El mayor acierto en la estimación de la eficiencia eventual, no en vano de la desviación observada para el rango de V_D bajos y Q_V relativamente altos.

IV.5.3. Reformulación. Modelo de pulsos triangulares.

Para analizar la influencia que tiene en los resultados la forma del pulso de respuesta del sistema, se replantea el modelo analítico en términos de pulsos de respuesta triangulares, más aproximados a la realidad que los anteriores. La segunda aproximación analítica que se desarrolla adopta por tanto las siguientes hipótesis:

- La respuesta al pulso rectangular de lluvia de volumen V y duración D es un pulso triangular de escorrentía de volumen V_E y duración $D+t_c$ siendo t_c el tiempo de concentración de la cuenca (con el mismo matiz respecto del tiempo de encharcamiento realizado en IV.5.1).
- El caudal derivado a tratamiento es como máximo de valor Q_V , adaptándose el inicio y el final del vaciado a las ramas ascendente y descendente del pulso triangular.

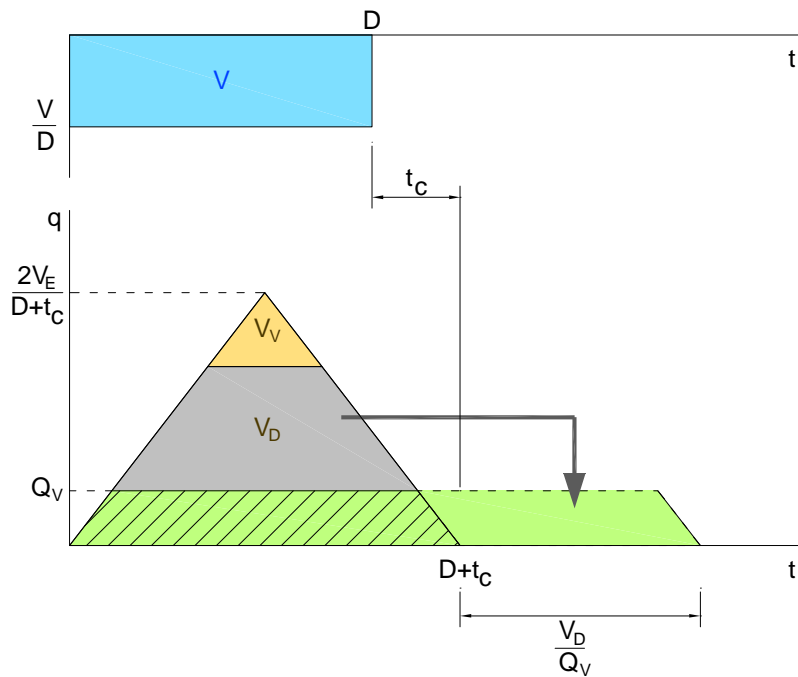


Figura IV.23. Modelo de pulsos triangulares. Caso general $V_V > 0$.

En primera instancia, es evidente que si $Q_v \geq \frac{2V_E}{D+t_c}$ entonces, no se produce vertido ($V_v=0$) y toda la escorrentía es derivada a tratamiento.

En la figura IV.23 se esquematiza el modelo de pulsos adoptado, para el caso general $Q_v \leq \frac{2V_E}{D+t_c}$.

Definido de este modo el pulso de escorrentía, la expresión de la rama ascendente del hidrograma de respuesta será:

$$q(t) = \frac{4V_E}{(D+t_c)^2} t \quad [IV.73]$$

El volumen derivado directamente a tratamiento es:

$$(D+t_c)Q_v - \frac{(D+t_c)^2}{4V_E} Q_v^2 \quad [IV.74]$$

Por lo que la expresión del volumen vertido será:

$$\begin{aligned} V_v &= V_E - V_D - \left((D+t_c)Q_v - \frac{(D+t_c)^2}{4V_E} Q_v^2 \right) \\ V_v &= V_E - V_D - Q_v(D+t_c) \left(1 - \frac{(D+t_c)}{4V_E} Q_v \right) \end{aligned} \quad [IV.75]$$

De manera que la expresión de los volúmenes vertidos quedará:

si $Q_v \geq \frac{2V_E}{D+t_c}$ entonces, no se produce vertido ($V_v=0$)

si $Q_v < \frac{2V_E}{D+t_c}$ entonces,

$$\begin{cases} V_v = 0 & V_E(V) - Q_v(D+t_c) \left(1 - \frac{D+t_c}{4V_E} Q_v \right) \leq V_D \\ V_v = V_E(V) - Q_v(D+t_c) \left(1 - \frac{D+t_c}{4V_E} Q_v \right) - V_D & V_E(V) - Q_v(D+t_c) \left(1 - \frac{D+t_c}{4V_E} Q_v \right) > V_D \end{cases} \quad [IV.76]$$

Según el esquema anterior,

$$p(V_V = 0) = p(V_E = 0) + p\left(Q_V \geq \frac{2V_E}{D + t_C}\right) + p\left(V_E(V) - Q_V(D + t_C) \left(1 - \frac{D + t_C}{4V_E} Q_V\right) \leq V_D \mid Q_V \geq \frac{2V_E}{D + t_C}\right) \quad [IV.77]$$

Sea la función

$$\varphi(V_E, d) = V_E(V) - Q_V(d + t_C) \left(1 - \frac{d + t_C}{4V_E} Q_V\right) \quad [IV.78]$$

Entonces, recordando que existe un impulso de probabilidad en $V_E=0$,

$$p(V_V = 0) = p(V_E = 0) + p\left(Q_V \geq \frac{2V_E}{D + t_C}\right) + p\left(\varphi(V_E, d) \leq V_D \mid Q_V \geq \frac{2V_E}{D + t_C}\right) \quad [IV.79]$$

$$p(V_V = 0) = p(V_E = 0) + p\left(V_E \leq \frac{(D + t_C)Q_V}{2}\right) + p\left(\varphi(V_E, d) \leq V_D \mid V_E > \frac{(D + t_C)Q_V}{2}\right) \quad [IV.80]$$

En la figura siguiente se analiza la función $\varphi(V_E, d)$ en el espacio (V_E, d, φ) y se establecen los límites de integración para el cálculo de $p(V_V = 0)$.

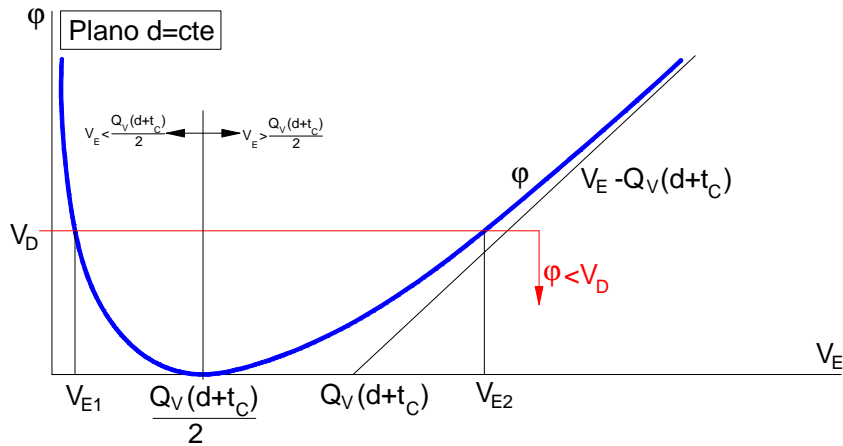


Figura IV.24. Función φ en un plano $d = \text{cte}$. Región para el cálculo de $p(V_V = 0)$.

De la propia definición de φ se deduce que, en un plano $d = \text{cte}$, el eje de ordenadas y la recta de ecuación $V_E - Q_V(d+t_C)$ son asíntotas de la función.

Por otra parte, como

$$\frac{\partial}{\partial V_E} \varphi(V_E, d) = 1 - \frac{(d + t_c)^2}{4V_E^2} Q_V^2 \quad [IV.81]$$

resulta que la función tiene un mínimo en $V_E = \frac{1}{2}(d + t_c)Q_V$ de valor $\varphi_{\min} = 0$.

De este modo se deduce que la condición

$$\varphi(V_E, d) \leq V_D \Big| V_E > \frac{(d + t_c)Q_V}{2} \quad [IV.82]$$

equivale a

$$\frac{(d + t_c)Q_V}{2} \leq V_E \leq V_{E2} \quad [IV.83]$$

donde $V_{E2}(d)$ es la mayor de las raíces de la ecuación $\varphi(V_E, d) = V_D$.

$$V_{E2} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4C}}{2} \quad [IV.84]$$

siendo

$$\begin{aligned} B &= -(V_D + (d + t_c)Q_V) \\ C &= \frac{(d + t_c)^2 Q_V^2}{4} \end{aligned} \quad [IV.85]$$

Por lo tanto, la probabilidad de que no se produzca vertido quedará:

$$\begin{aligned} p(V_V = 0) &= p(V_E = 0) + p\left(V_E \leq \frac{(D + t_c)Q_V}{2}\right) + \\ &\quad + p\left(\varphi(V_E, d) \leq V_D \Big| V_E > \frac{(D + t_c)Q_V}{2}\right) \end{aligned} \quad [IV.86]$$

$$\begin{aligned} p(V_V = 0) &= p(V_E = 0) + \int_{d=0}^{\infty} \int_{V_E=0}^{0.5Q_V(d+t_c)} f_{V_E}(V_E) f_D(d) dV_E dd + \\ &\quad + \int_{d=0}^{\infty} \int_{V_E=0.5Q_V(d+t_c)}^{V_{E2}(d)} f_{V_E}(V_E) f_D(d) dV_E dd \end{aligned} \quad [IV.87]$$

$$p(V_V = 0) = p(V_E = 0) + \int_{d=0}^{\infty} \int_{V_E=0}^{V_{E2}(d)} f_{V_E}(V_E) f_D(d) dV_E dd \quad [IV.88]$$

Recordando por otra parte que, según el cambio de variable,

$$f_{V_E}(V_E) = \frac{1 \left(1 - \frac{\kappa V}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1}}{\sum_{k=1}^N a_k E_k'(v)} \quad [IV.89]$$

y que

$$dv_E = \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) dv \quad [IV.90]$$

Resulta,

$$p(V_V = 0) = \int_{d=0}^{\infty} \int_{v=P_{01}}^{V_2^*} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \lambda e^{-\lambda d} dv \cdot dd \quad [IV.91]$$

Donde V_2^* es la “lluvia generadora de V_{E2} ”, volumen de lluvia que genera un volumen de escorrentía exactamente igual a la raíz V_{E2} , esto es, $V_E(V_2^*) = V_{E2}$.

Teniendo en cuenta que el impulso de probabilidad en $V_E=0$ vale

$$p(V_E = 0) = p(V \leq P_{01}) = \int_{v=0}^{P_{01}} f_V(v) dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad [IV.92]$$

la probabilidad de que no haya vertido será:

$$\begin{aligned} p(V_V = 0) &= 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \int_{v=P_{01}}^{V_2^*} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} dv \cdot dd \\ p(V_V = 0) &= 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} dd \\ &\quad - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_2^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \cdot dd \end{aligned} \quad [IV.93]$$

Como

$$\int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} dd = 1 \quad [IV.94]$$

Resulta

$$p(V_V = 0) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_2^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \cdot dd \quad [IV.95]$$

Con V_2^* lluvia generadora tal que $V_E(V_2^*) = V_{E2}$.

De este modo, se deduce el indicador de eficiencia eventual, probabilidad de que en un evento no se produzca vertido.

$$EN(V_D, Q_V) = p(V_V = 0) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_2^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \cdot dd \quad [IV.96]$$

Expresión que, como puede apreciarse, es absolutamente análoga a la obtenida con el modelo de pulsos rectangulares, excepto en la definición del límite de integración V_2^* , que se adapta a los condicionantes impuestos por la forma del pulso triangular.

Nuevamente, para evaluar el indicador de eficiencia volumétrica, debe obtenerse la expresión del valor esperado del volumen vertido por evento, $E(V_V)$ a partir de la función de densidad de los volúmenes vertidos V_V .

$$F_{V_V}(v_V) = p(V_V \leq v_V) = 1 - p(V_V > v_V) \quad [IV.97]$$

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - p\left(v_E(V) - Q_V(D + t_C) \left(1 - \frac{D + t_C}{4V_E} Q_V\right) - V_D > v_V\right)$$

Retomando la función $\phi(v_E, d)$ definida anteriormente y teniendo en cuenta que, estando en el rango en que se produce vertido, se cumple que $Q_V < \frac{2V_E}{D + t_C}$, entonces,

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - p(\phi(v_E, d) > V_D + v_V) \quad [IV.98]$$

En la figura siguiente se analiza la función $\phi(v_E, d)$ en el espacio (v_E, d, ϕ) y se establecen los límites de integración para el cálculo de $F_{V_V}(v_V)$.

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \int_{v_E=v_{E2}}^{\infty} f_{V_E}(v_E) f_D(d) dv_E dd \quad [IV.99]$$

donde $v_{E2}(d)$ es ahora la mayor de las raíces de la ecuación $\phi(v_E, d) = V_D + v_V$.

$$v_{E2} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4C}}{2} \quad [IV.100]$$

siendo ahora

$$B = -(V_D + v_V + (d + t_C)Q_V)$$

$$C = \frac{(d + t_C)^2 Q_V^2}{4} \quad [IV.101]$$

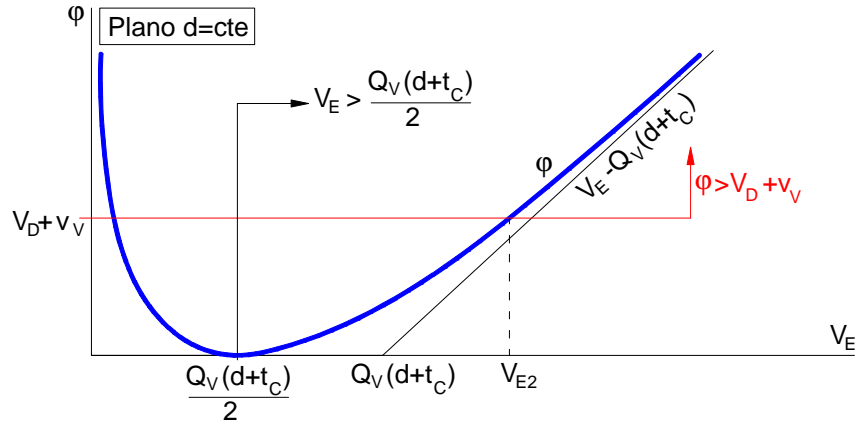


Figura IV.25. Función ϕ en un plano $d=cte$. Región para el cálculo de $F_{V_V}(v_V)$.

Introduciendo el cambio de variable $v_E = v_E(v)$, resulta:

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \int_{v=v_2^*}^{\infty} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \lambda e^{-\lambda d} dv \cdot dd \quad [IV.102]$$

Con V_2^* tal que $V_E(V_2^*) = V_{E2}$.

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(\int_{v=v_2^*}^{\infty} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} dv \right) \cdot dd \quad [IV.103]$$

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left[1 - \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \right]_{v_2^*}^{\infty} \cdot dd \quad [IV.104]$$

$$F_{V_V}(v_V) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(\left(1 - \kappa \frac{V_2^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} - \lim_{v \rightarrow \infty} \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \right) \cdot dd \quad [IV.105]$$

y como $\kappa < 0$ resulta

$$\lim_{v \rightarrow \infty} \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} = 0 \quad [IV.106]$$

luego

$$F_{V_v}(v_v) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \kappa \frac{v_v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} dd \quad [IV.107]$$

Finalmente, el valor esperado del volumen vertido por evento se evalúa como:

$$E(V_v) = \int_0^{\infty} v_v f_{v_v}(v_v) dv_v \quad [IV.108]$$

Y el indicador de eficiencia volumétrica queda finalmente:

$$EV(V_D, Q_v) = 1 - \frac{E(V_v)}{E(V_E)} \quad [IV.109]$$

A partir de este punto, la evaluación numérica sigue estrictamente los mismos pasos que en IV.5.1.

IV.5.4. Validación del modelo de pulsos triangulares.

Siguiendo las mismas pautas que las descritas en el apartado IV.5.2, se comparan los resultados del modelo analítico con los resultantes de las 14 series de simulaciones consideradas. En las figuras siguientes se muestran los resultados obtenidos.

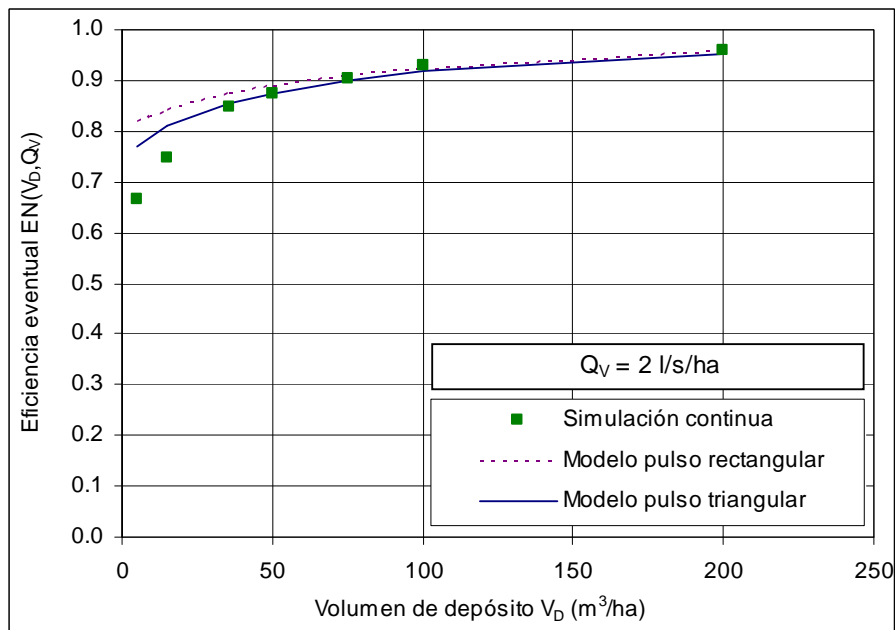


Figura IV.26. Eficiencia eventual. Escenario 2 para $Q_v=2$ l/s/ha.

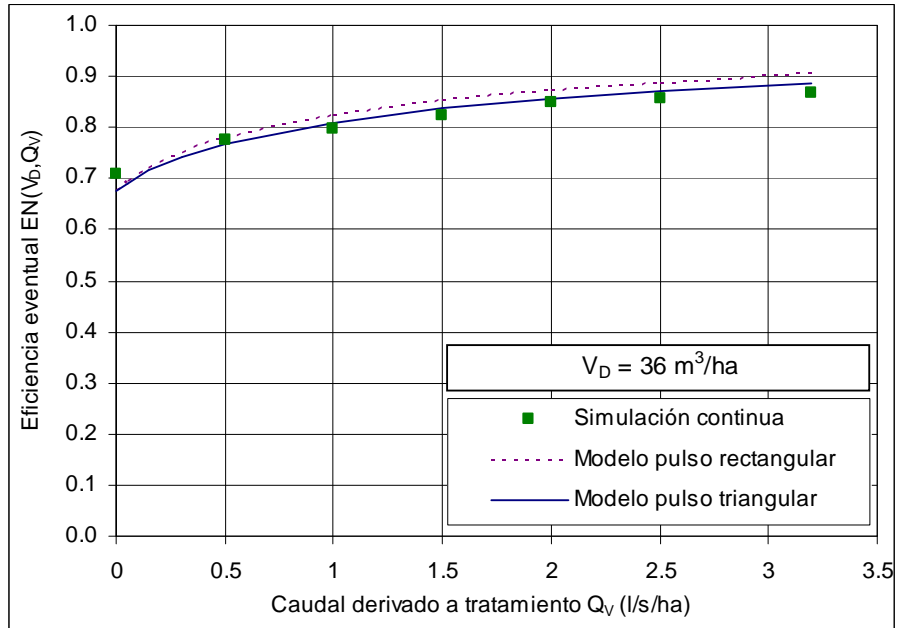


Figura IV.27. Eficiencia eventual. Escenario 2 para $V_D=36 \text{ m}^3/\text{ha}$.

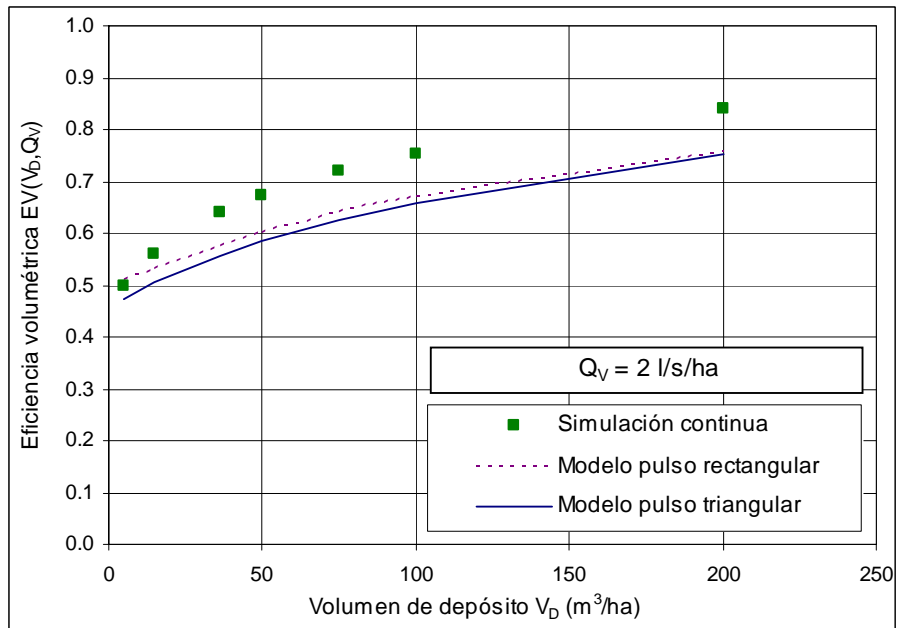


Figura IV.28. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 para $Q_V=2 \text{ l/s/ha}$.

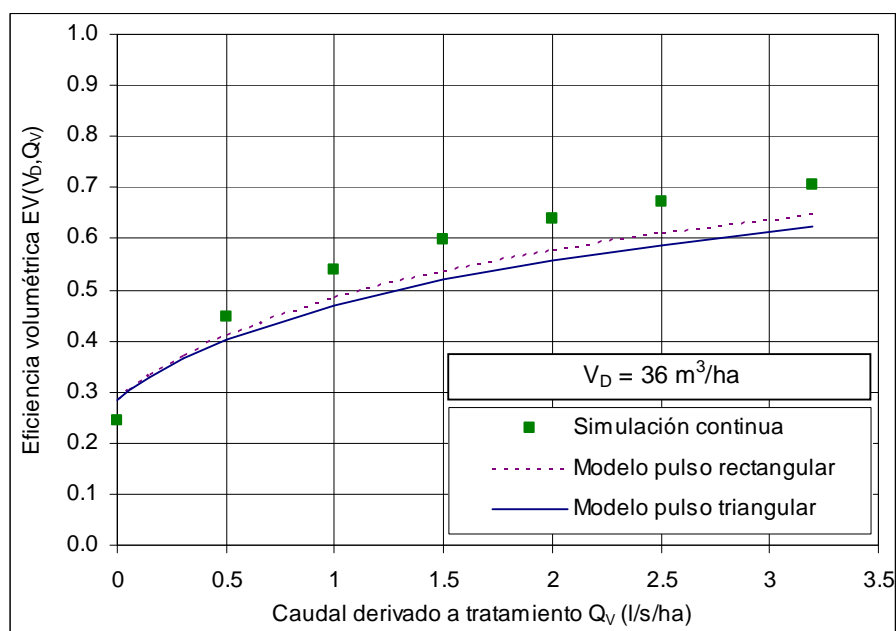


Figura IV.29. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 para $V_D=36 \text{ m}^3/\text{ha}$.

La comparación de los resultados obtenidos con el modelo de pulsos triangulares respecto de los semejantes con el modelo de pulsos rectangulares no revela, cualitativamente, diferencias significativas entre ambos.

La inspección de las figuras precedentes deja entrever, no obstante, una mejoría en la estimación de la eficiencia eventual (EN) y justo lo contrario en el caso de la eficiencia volumétrica (EV).

IV.5.5. Comparación y discusión de resultados.

Para objetivar la comparación entre ambos modelos, se han determinado los índices de bondad de Nash-Sutcliffe para cada una de las cuatro validaciones efectuadas. En las tablas siguientes se recogen los valores del indicador en cada caso.

Rango de validación		Modelo de pulsos rectangulares	Modelo de pulsos triangulares
V_D	Q_v		
Variable	2 l/s/ha	0.626	0.475
36 m ³ /ha	Variable	0.860	0.772

Tabla IV.3. Índice de Nash-Sutcliffe en la estimación de la eficiencia volumétrica.

Rango de validación		Modelo de pulsos rectangulares	Modelo de pulsos triangulares
V_D	Q_V		
Variable	2 l/s/ha	0.502	0.776
36 m ³ /ha	Variable	0.734	0.906

Tabla IV.4. Índice de Nash-Sutcliffe en la estimación de la eficiencia eventual.

Los resultados confirman las apreciaciones cualitativas realizadas en el apartado anterior. El modelo de pulsos rectangulares predice mejor la eficiencia volumétrica, mientras que el de pulsos triangulares es claramente mejor para predecir la eficiencia eventual.

La mejoría en la estimación de la eficiencia eventual estriba en la influencia que tiene en los resultados la forma del pulso de escorrentía. En efecto, de cara a contabilizar un vertido, el pulso triangular es más realista que el rectangular puesto que se reproduce mejor la respuesta de la cuenca en ese sentido: la existencia de un pico de caudal en el pulso aumenta el riesgo de que se contabilice un vertido.

Por el contrario, no ocurre lo mismo en la evaluación de la eficiencia volumétrica, donde los resultados son mejores con el modelo de pulsos rectangulares. Esa mayor fidelidad del modelo de pulsos triangulares en la contabilización de vertidos, repercute negativamente en la evaluación del volumen vertido, sobrevalorándolo. De ahí que el modelo de pulsos rectangulares sea mejor para la estimación de la eficiencia volumétrica que resulta mejor representada por el balance volumétrico básico en que se sustenta este modelo.

El análisis desarrollado con los escenarios 1 y 2 demuestra la bondad del modelo probabilístico adoptado, en los diferentes estadios analizados. Los excelentes resultados en los ajustes alcanzados en el capítulo III subyacen tras la aplicación de la teoría de las funciones derivadas para la obtención de las leyes probabilísticas que gobiernan el régimen de frecuencias y magnitud de los vertidos en el tanque.

Para concluir el análisis basado en los estándares de emisión adoptados, se plantea a continuación el estudio de la influencia que tiene en los mismos la consideración de la secuencia temporal de los eventos de precipitación, esto es, el papel que juega en el proceso la variable s , duración del tiempo seco. Como se analiza a continuación, esta variable introduce dos nuevos argumentos en el problema: el tiempo de vaciado del depósito y el riesgo de que éste no se encuentre completamente vacío cuando acontece el evento de lluvia.

IV.6. Influencia de la secuencia temporal de eventos.

IV.6.1. Rango de influencia de la variable s .

La secuencia temporal de eventos de precipitación está caracterizada por la variable “duración del tiempo seco”, s (capítulo III). En este apartado se analiza la influencia de esta variable en la estimación de las eficiencias volumétrica y eventual estimadas anteriormente.

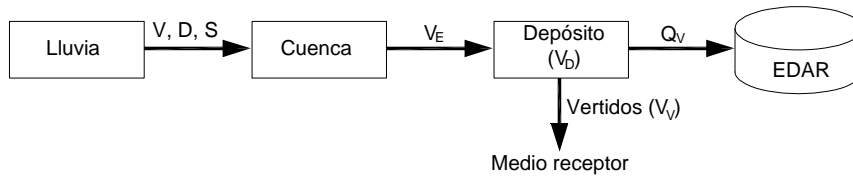


Figura IV.30. Escenario 3 para el análisis de la influencia de Q_v .

El efecto de esta variable sobre EN y EV radica en la posibilidad, en función de los parámetros de diseño del sistema, de no disponer del depósito completamente vacío cuando se produce un evento de lluvia. Esta posibilidad depende por tanto de la importancia relativa del tiempo de vaciado del depósito (V_D/Q_v) respecto de la separación crítica s_0 que define los eventos independientes de precipitación (capítulo III). En efecto:

- Si $\frac{V_D}{Q_v} \leq s_0$, entonces, de la propia definición de la separación crítica entre eventos s_0 , se deduce que la variable s no introduce ningún cambio en la estimación de las eficiencias volumétrica y eventual.
- Si $\frac{V_D}{Q_v} > s_0$, en cambio, existe el riesgo de que sobrevenga un evento de precipitación sin que el depósito esté completamente vacío.

El análisis de la casuística que se aborda en este apartado se ciñe por tanto al rango en el que el tiempo de vaciado del depósito excede de la separación crítica de evento, existiendo entonces el mencionado riesgo de no contar con toda la capacidad de almacenamiento al comienzo de un evento de precipitación.

Para el caso práctico analizado en la tesis, cabe recordar que la separación crítica obtenida del análisis de la estructura externa de la lluvia (capítulo II) es $s_0=22$

horas. Por tanto, el rango de influencia de la variable s en la estimación de las eficiencias se restringe a los casos en que se cumpla:

$$\frac{V_D}{Q_V} > 22. \quad [IV.110]$$

IV.6.2. Establecimiento de la secuencia temporal en el depósito.

Restringido el ámbito a los casos en que $V_D/Q_V > s_0$, se establece a continuación la historia de llenado/vaciado en el tanque de tormenta. El caso más desfavorable corresponde con aquel en el que al final del evento de lluvia antecedente, el depósito está lleno.

Adoptando las hipótesis del modelo de pulsos rectangulares (apartado IV.5.1), el depósito se vaciará a un ritmo constante Q_V y cuando sobrevenga el evento de lluvia, se llenará a una tasa $V_E/(d+t_c)-Q_V$ (adaptado de Adams B.J. y Papa F., 2000). No obstante, pueden todavía darse dos situaciones diferentes: que el depósito no se haya vaciado completamente cuando comienza el evento (caso 1) o que si lo haya hecho (caso 2). En las figuras siguientes se plasma la secuencia de llenado y vaciado del depósito en ambos casos, y se establece el rango correspondiente para la variable s (intervalo rojo):

- Caso 1. $s < \frac{V_D}{Q_V}$.

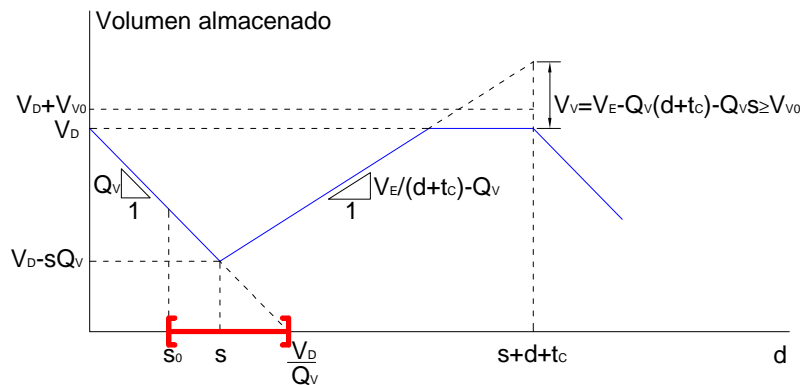


Figura IV.31. Caso 1. El depósito no se ha vaciado al inicio del evento.

- Caso 2. $s > \frac{V_D}{Q_V}$.

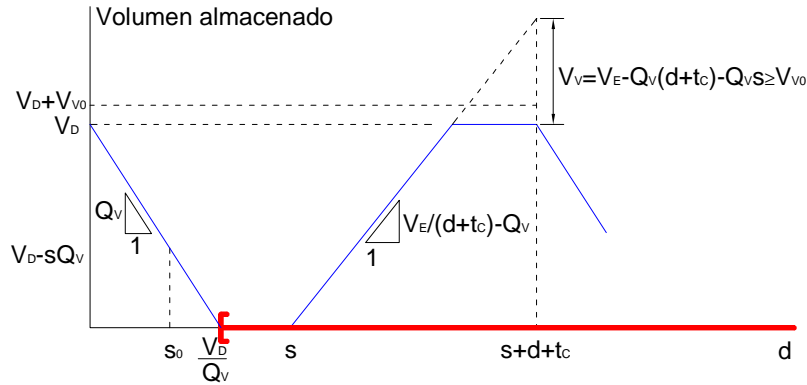


Figura IV.32. Caso 2. El depósito se ha vaciado al inicio del evento.

IV.6.3. Influencia de s en la eficiencia eventual.

Según las hipótesis adoptadas, la secuencia definida en las figuras anteriores y teniendo en cuenta que los casos 1 y 2 son excluyentes, la probabilidad de que un vertido V_V supere un determinado umbral v_{V0} es

$$p(v_V > v_{V0}) = \int_{d=0}^{\infty} \int_{s=s_0}^{V_D/Q_V} \int_{v_E=v_{V0}+Q_V s+Q_V(d+t_c)}^{\infty} f_{V_E}(v_E) f_S(s) f_D(d) dv_E ds dd + \int_{d=0}^{\infty} \int_{s=V_D/Q_V}^{\infty} \int_{v_E=v_{V0}+V_D+Q_V(d+t_c)}^{\infty} f_{V_E}(v_E) f_S(s) f_D(d) dv_E ds dd \quad [IV.111]$$

Sean

$$I_1(v_{V0}) = \int_{d=0}^{\infty} \int_{s=s_0}^{V_D/Q_V} \int_{v_E=v_{V0}+Q_V s+Q_V(d+t_c)}^{\infty} f_{V_E}(v_E) f_S(s) f_D(d) dv_E ds dd \quad [IV.112]$$

$$I_2(v_{V0}) = \int_{d=0}^{\infty} \int_{s=V_D/Q_V}^{\infty} \int_{v_E=v_{V0}+V_D+Q_V(d+t_c)}^{\infty} f_{V_E}(v_E) f_S(s) f_D(d) dv_E ds dd \quad [IV.113]$$

Entonces,

$$p(v_V > 0) = I_1(0) + I_2(0) \quad [IV.114]$$

El sumando que corresponde al caso 1 quedará:

$$I_1(0) = \int_{d=0}^{\infty} \int_{s=s_0}^{V_D/Q_V} \int_{v=V_{S1}^*}^{\infty} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \lambda e^{-\lambda d} \beta e^{-\beta s} dv ds dd \quad [IV.115]$$

$$I_1(0) = \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \int_{s=s_0}^{V_D/Q_V} \beta e^{-\beta s} \left[1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}}\right]_{V_{S1}^*}^{\infty} ds dd \quad [IV.116]$$

y como $\kappa < 0$ resulta

$$\lim_{v \rightarrow \infty} \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} = 0 \quad [IV.117]$$

luego

$$I_1(0) = \int_{d=0}^{\infty} \int_{s=s_0}^{V_D/Q_V} \beta \lambda e^{-\lambda d - \beta s} \left(1 - \frac{\kappa V_{S1}^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} ds dd \quad [IV.118]$$

Con V_{S1}^* lluvia generadora tal que $V_E(V_{S1}^*) = Q_V(d + t_C + s)$.

Por su parte, el sumando que corresponde al caso 2 quedará:

$$I_2(0) = \int_{d=0}^{\infty} \int_{s=V_D/Q_V}^{\infty} \int_{v=V_{S2}^*}^{\infty} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \lambda e^{-\lambda d} \beta e^{-\beta s} dv ds dd \quad [IV.119]$$

$$I_2(0) = \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \int_{s=V_D/Q_V}^{\infty} \beta e^{-\beta s} \left[1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}}\right]_{V_{S2}^*}^{\infty} ds dd \quad [IV.120]$$

luego

$$I_2(0) = \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \int_{s=V_D/Q_V}^{\infty} \beta e^{-\beta s} \left(1 - \frac{\kappa V_{S2}^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} ds dd \quad [IV.121]$$

Con V_{S2}^* lluvia generadora tal que $V_E(V_{S2}^*) = Q_V(d + t_C) + V_D$.

Por lo tanto,

$$I_2(0) = \int_{s=V_D/Q_V}^{\infty} \beta e^{-\beta s} ds \cdot \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_{S2}^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} dd \quad [IV.122]$$

es decir,

$$I_2(0) = e^{-\beta V_D / Q_V} \cdot \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_{S2}^*}{\alpha} \right)^{\frac{1}{\kappa}} dd \quad [IV.123]$$

expresión que, como puede comprobarse, es análoga a la obtenida para el caso de $p(V_V > 0)$ para el escenario 2, reducida por el factor $e^{-\beta V_D / Q_V} < 1$.

En definitiva, la eficiencia eventual teniendo en cuenta la influencia de la secuencia temporal de eventos queda

$$EN(V_D, Q_V) = p(V_V = 0) = 1 - (I_1(0) + I_2(0)), \text{ con } \frac{V_D}{Q_V} > s_0. \quad [IV.124]$$

Para analizar la repercusión en la curva de EN, se analiza a continuación la repercusión en los casos en el que la condición anterior se cumple holgadamente. En la siguiente figura se representan los resultados para:

- $V_D=10$ mm (100 m³/ha) de modo que para $Q_V < 0.45$ mm/h (1.26 l/s/ha) tendrá efecto la secuencia temporal de eventos.
- $V_D=5$ mm (50 m³/ha) de modo que para $Q_V < 0.23$ mm/h (0.63 l/s/ha) tendrá efecto la secuencia temporal de eventos.
- $V_D=2.5$ mm (25 m³/ha) de modo que para $Q_V < 0.11$ mm/h (0.32 l/s/ha) tendrá efecto la secuencia temporal de eventos.

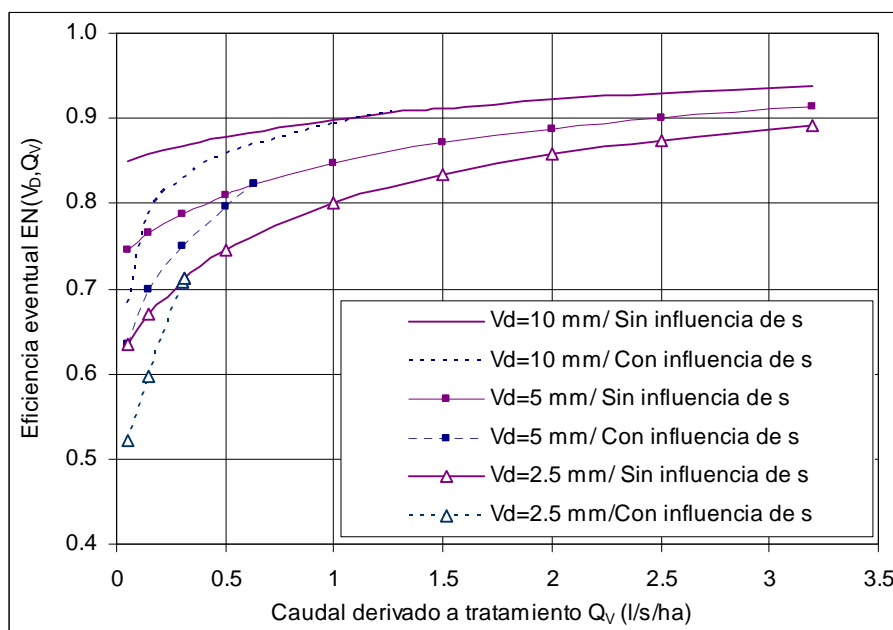


Figura IV.33. Influencia de la secuencia temporal (s) en $EN(V_D, Q_V)$.

IV.6.4. Influencia de s en la eficiencia volumétrica.

Siguiendo el mismo procedimiento que en el apartado anterior, se deduce a continuación la expresión de la función de distribución de los volúmenes vertidos a partir de las definiciones de las figuras IV.31 y IV.32.

$$F_{V_v}(v_v) = p(V_v \leq v_v) = 1 - p(V_v > v_v) = 1 - (I_1(v_v) + I_2(v_v)) \quad [IV.125]$$

con

$$I_1(v_v) = \int_{d=0}^{\infty} \int_{s=s_0}^{V_D/Q_V} \beta \lambda e^{-\lambda d - \beta s} \left(1 - \frac{KV_{S1}^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} ds dd \quad [IV.126]$$

$$I_2(v_v) = e^{-\beta V_D/Q_V} \cdot \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{KV_{S2}^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} dd \quad [IV.127]$$

siendo V_{S1}^* lluvia generadora tal que $V_E(V_{S1}^*) = v_v + Q_V(d + t_c + s)$ y V_{S2}^* lluvia generadora tal que $V_E(V_{S2}^*) = v_v + Q_V(d + t_c) + V_D$.

El valor esperado del volumen vertido por evento se evalúa, numéricamente, como:

$$E(V_v) = \int_0^{\infty} v_v f_{v_v}(v_v) dv_v \quad [IV.128]$$

Y el indicador de eficiencia volumétrica queda finalmente:

$$EV(V_D, Q_V) = 1 - \frac{E(V_v)}{E(V_E)} \quad [IV.129]$$

Nuevamente, y de la simple inspección de las expresiones analíticas de $I_1(v_v)$ y de $I_2(v_v)$ se desprende que la consideración de s en el problema disminuye la eficiencia EV para el rango planteado ($V_D/Q_V > s_0$) en los mismos términos que los considerados para la evaluación de la eficiencia eventual.

IV.6.5. Conclusiones.

La secuencia temporal del proceso, representada por la variable s -duración del tiempo seco- tiene influencia en la evaluación de los estándares de emisión considerados, EN y EV, cuando se ve afectado el balance volumétrico establecido en el modelo. Esto ocurre cuando se materializa el riesgo de no contar con la totalidad del volumen de depósito al comienzo del aguacero. De forma práctica, y asumiendo la hipótesis de una tasa de vaciado constante, Q_V , ese riesgo existe cuando el tiempo de vaciado (V_D/Q_V) sea superior a la separación crítica de eventos de lluvia, s_0 .

Las expresiones obtenidas anteriormente para EN y EV cuando entran en juego las tres variables del proceso, v , d y s , demuestran la merma que sufren dichos indicadores cuando se cumple la citada condición $V_D/Q_V > s_0$.

No obstante, cabe preguntarse y profundizar en el análisis de la restricción anterior. ¿Qué implicaciones tiene estar en ese rango en que $V_D/Q_V > s_0$? Evidentemente, cuanto mayor sea el ratio V_D/Q_V , mayor será el tiempo de vaciado del depósito y esto, no sólo tiene las implicaciones que se discuten en este apartado, sino que supone una complicación en la gestión del propio tanque en cuanto a los procesos bioquímicos que se producirán en las aguas retenidas y las consecuencias de éstos (malos olores). El diseño tiene que prever que el almacenamiento de agua en el tanque no puede dilatarse demasiado en el tiempo. Sin embargo, esto choca con otra consideración, ya que el vaciado no puede ser todo lo rápido que se desee, puesto que la capacidad de admisión aguas abajo en la EDAR (representada en el modelo por Q_V) es limitada. Superarla implicaría trasladar la DSU aguas abajo, a la propia EDAR.

En definitiva, se tiene que ser consciente de que la elección del par V_D , Q_V no sólo se basa en los valores de EN y EV obtenidos, sino que debe considerar los dos aspectos mencionados anteriormente. En cualquier caso, las implicaciones de la restricción $V_D/Q_V > s_0$ parecen lo suficientemente fuertes como para tratar de evitar ese rango en el predimensionamiento volumétrico del tanque.

IV.7. Análisis de sensibilidad a otros factores.

Para concluir el análisis de la estimación de los indicadores para la evaluación de estándares de emisión, se analiza la influencia en ES y EN de otros factores característicos de la cuenca: parámetros hidromorfométricos (área y tiempo de concentración), parámetros de producción de escorrentía (P_{0k} y su importancia y distribución relativa en la cuenca) y tiempo de encharcamiento.

IV.7.1. Parámetros hidromorfométricos.

IV.7.1.1. Área.

El área de la cuenca en sí no tiene ninguna influencia directa en la evaluación de las eficiencias EN y EV, puesto que los resultados obtenidos en los apartados anteriores son todos adimensionales respecto de ésta. Esto es por otra parte evidente al ser todos los procesos considerados lineales respecto del área.

Este aspecto no resulta sin embargo tan obvio a la hora de incorporar al análisis los parámetros de calidad (capítulo V). Como se analiza en el capítulo siguiente, sí que tiene entonces una influencia notable el área de la cuenca para caracterizar la contaminación movilizada.

IV.7.1.2. Tiempo de concentración.

El tiempo de concentración interviene directamente en la definición de los tiempos de base de los pulsos respuesta de escorrentía planteados en los apartados IV.5.1 y IV.5.3. Nótese que dicho tiempo de concentración siempre aparece en el término $(d + t_c)$ que interviene en la proporción de eficiencia (tanto volumétrica como eventual) explicada por el volumen de escorrentía derivado a tratamiento, a razón de Q_v . Recuérdese que la función de distribución de la variable d es exponencial de parámetro λ :

$$f_D(d) = \lambda e^{-\lambda d} \quad d > 0, \text{ con } E[d] = \lambda^{-1}. \quad [\text{IV.130}]$$

Para el caso práctico analizado $E[d] \approx 20.3$ horas y el tiempo de concentración está en un rango de valores que en raras ocasiones superarán la hora, por lo que puede intuirse que el efecto de t_c en las eficiencias debe ser reducido, cuando no despreciable.

Para cuantificar este efecto, se han evaluado EN y EV para dos volúmenes de depósito y cuatro hipotéticas situaciones en que, a igualdad de área de la cuenca, el tiempo de concentración varíe entre 10, 15, 30 y 60 minutos. En las figuras siguientes se recogen los resultados obtenidos que demuestran la escasísima influencia de t_c en los resultados.

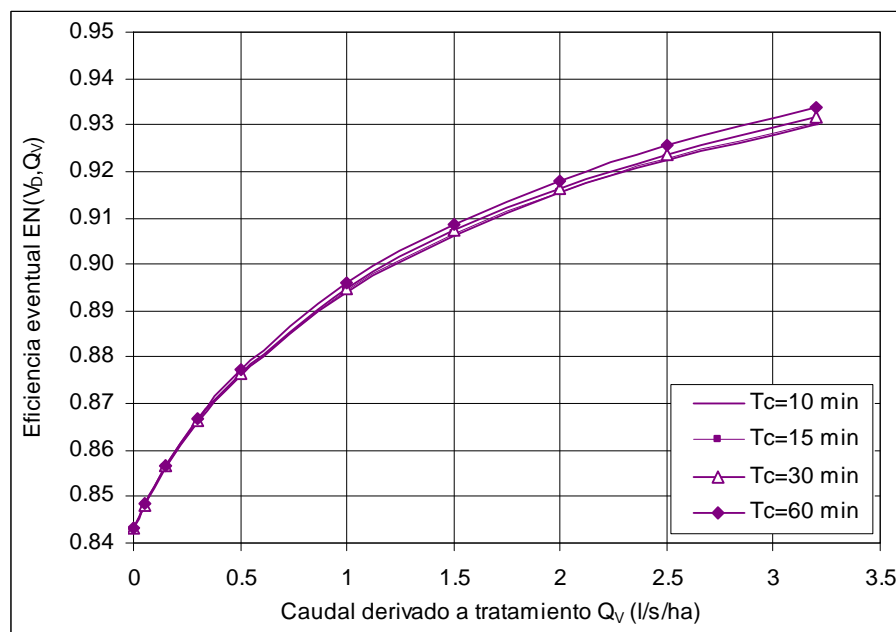


Figura IV.34. Influencia de T_c en EN con $V_D = 10$ mm.

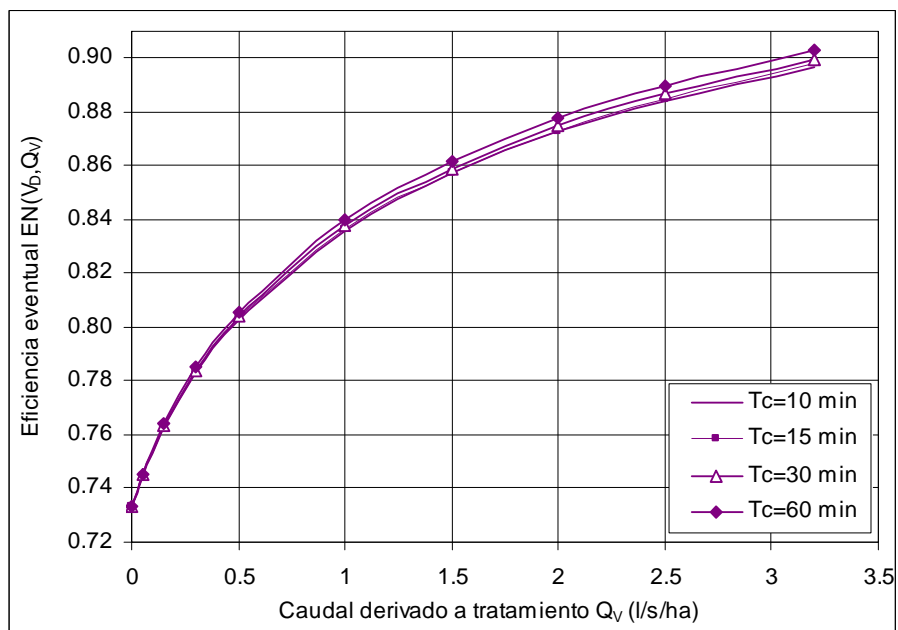


Figura IV.35. Influencia de T_c en EN con $V_p=50$ mm.

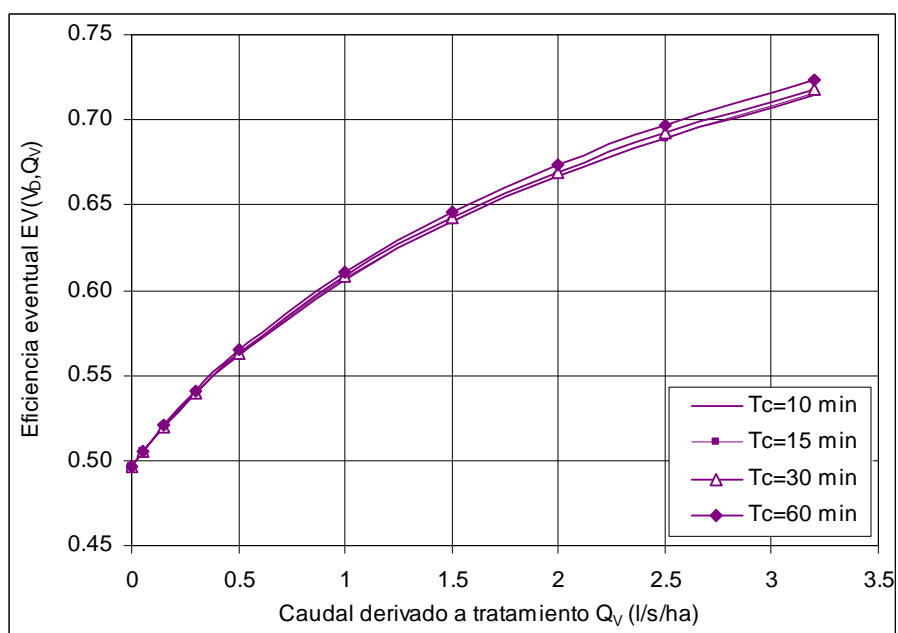


Figura IV.36. Influencia de T_c en EV con $V_p=10$ mm.

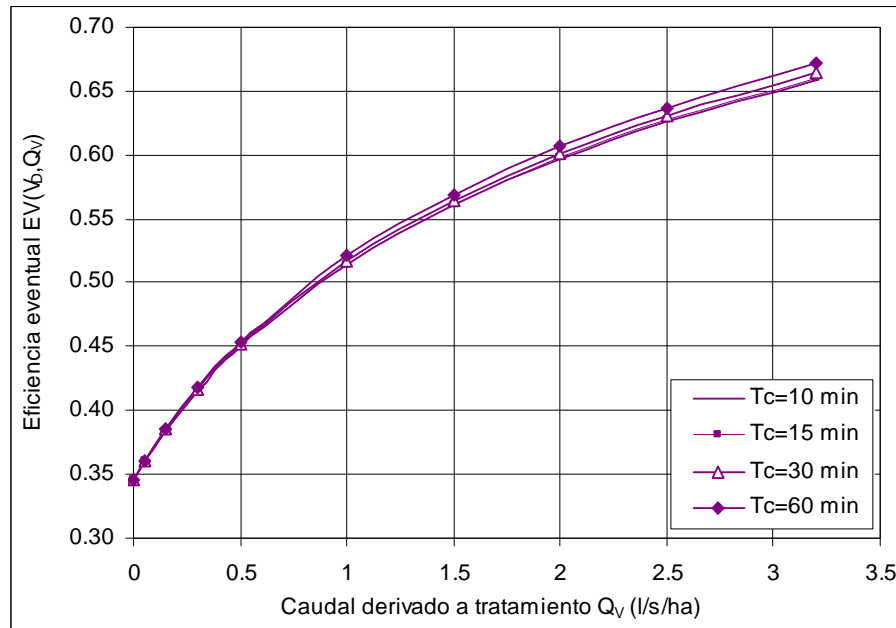


Figura IV.37. Influencia de T_c en EV con $V_D=50$ mm.

IV.7.2. Parámetro de producción de escorrentía.

IV.7.2.1. Influencia de la distribución de usos.

La producción de escorrentía está íntimamente ligada a la distribución de usos en la cuenca. Así, las eficiencias volumétrica y eventual evaluadas dependerán a su vez de la importancia relativa (ratio a_k) de cada umbral de escorrentía P_{0k} .

Para analizar como influye en la evaluación de EN y EV dicho reparto de usos, se ha replanteado el análisis del escenario 1 para cuatro supuestos hipotéticos en que las cuencas corresponden a cada uno de los cuatro usos básicos definidos, de manera uniforme. Se define así la “cuenca uniforme de uso i ” del siguiente modo:

$$\begin{cases} a_k = 1 & \text{si } k = i \\ a_k = 0 & \text{si } k \neq i \end{cases} \quad [\text{IV.131}]$$

De modo que la cuenca de uso uniforme 1 correspondería a una cuenca completamente pavimentada y la cuenca de uso uniforme 4 a una superficie completamente verde. En las figuras siguientes se recogen las eficiencias EN y EV que resultan en cada caso.

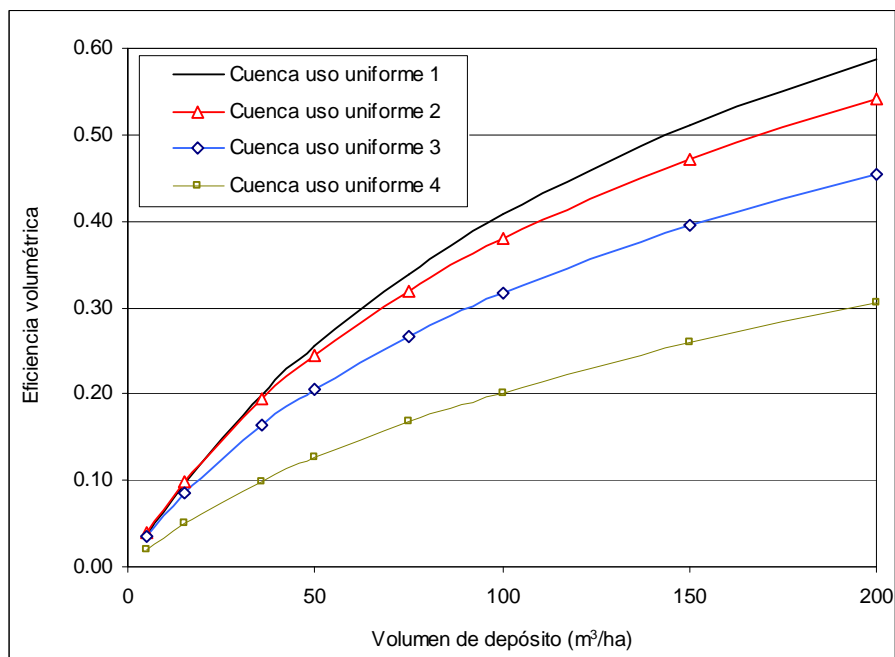


Figura IV.38. Eficiencias volumétricas para cuencas de uso uniforme. Escenario 1.

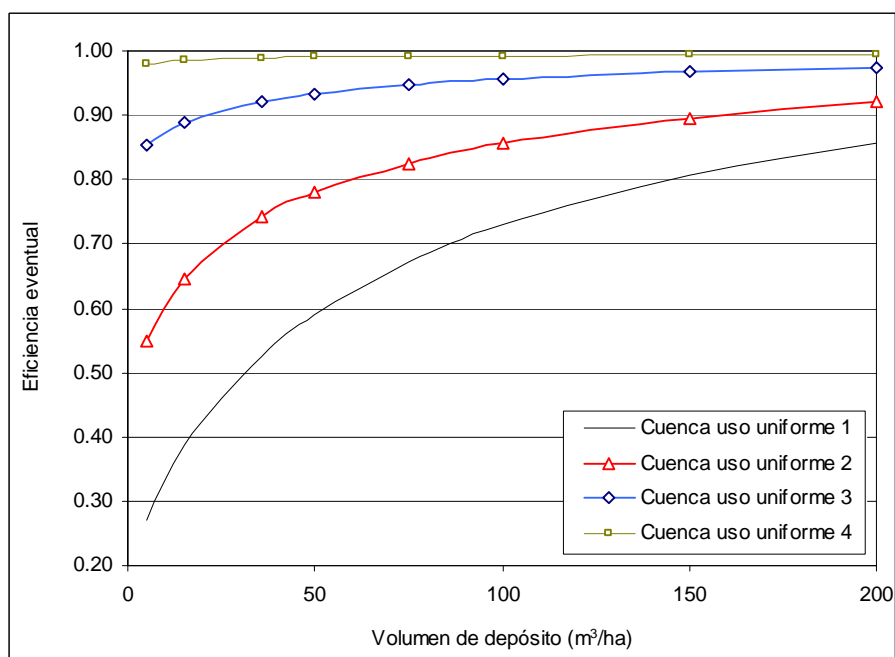


Figura IV.39. Eficiencias eventuales para cuencas de uso uniforme. Escenario 1.

Los resultados obtenidos se explican fácilmente recurriendo a las definiciones de EV y EN.

En efecto, recuérdese que

$$EV = 1 - \frac{E(V_V)}{E(V_E)} \quad [IV.132]$$

En una cuenca muy impermeable (uso 1) se produce un valor esperado de escorrentía $E(V_E)$ elevado, contribuyendo a ello todo el rango de eventos de precipitación, por lo que, depósitos de cierta entidad irán aumentando notablemente la eficiencia volumétrica conseguida.

No obstante, en una cuenca muy infiltrante (uso 4), el valor esperado de escorrentía $E(V_E)$ es muy bajo, y además sólo contribuyen a él los eventos de extraordinaria magnitud, por lo que el incremento de eficiencia volumétrica con el volumen de depósito es mucho menos notable que en el caso anterior. Pero este comentario no debe inducir a error; nótese que en este caso, la gestión integral de la cuenca es mejor que en el caso 1 porque se está ejerciendo un control de la escorrentía en origen.

Por otra parte, teniendo en cuenta que la eficiencia eventual se define como

$$EN = 1 - p(V_V > 0), \quad [IV.133]$$

Se comprende que el comportamiento en este caso es completamente opuesto al observado en el caso anterior. En efecto, para la cuenca de uso uniforme 4 (la más infiltrante), la eficiencia eventual es prácticamente 1, incluso para depósitos pequeños, pero no porque se produzca el control de eventos en el depósito, sino porque son muy pocos los eventos que de por sí producen escorrentía.

IV.7.2.2. Empleo del valor medio del parámetro.

Otra cuestión interesante estriba en el análisis de la influencia en los resultados si se utiliza el P_0 medio de la cuenca en lugar de los diferentes tipos de P_{0k} según uso. Así, en lugar de utilizar las combinaciones $\{a_k, P_{0k}\}$, se analizan los resultados con un único parámetro de escorrentía obtenido como:

$$P_{om} = \sum_{k=1}^N a_k P_{0k} \quad [IV.134]$$

En el caso particular de la cuenca piloto que ilustra los resultados, este valor vale 13.2 mm y se encuentra comprendido entre P_{02} y P_{03} .

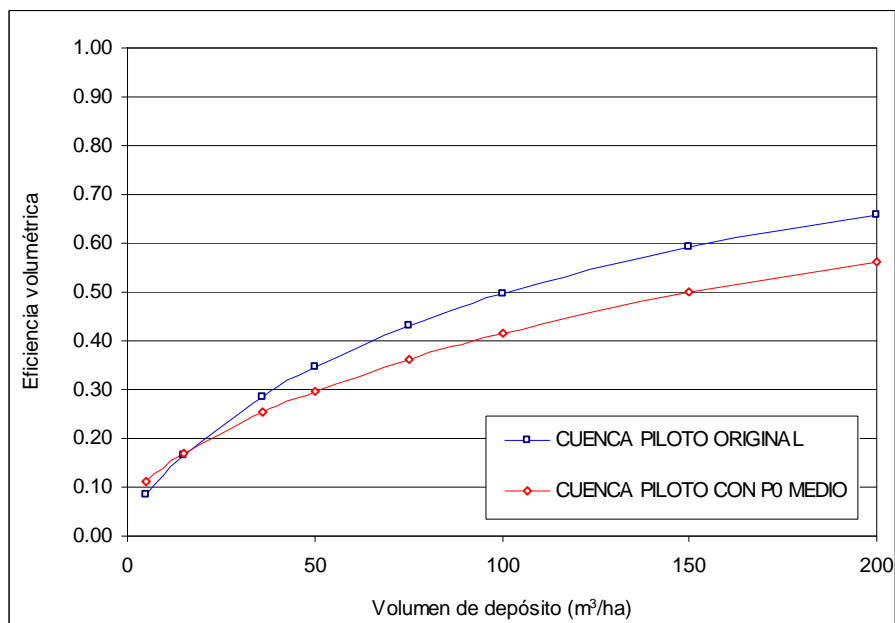


Figura IV.40. Eficiencias volumétricas. Cuenca original y modificada. Escenario 1.

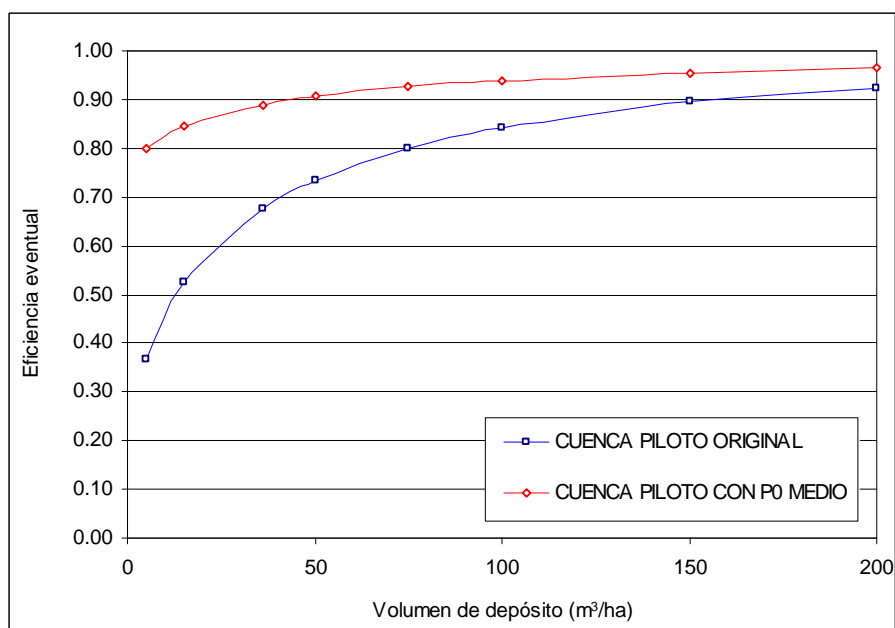


Figura IV.41. Eficiencias eventuales. Cuenca original y modificada. Escenario 1.

Tras los comentarios efectuados en el apartado IV.7.2.1, los resultados que se desprenden de las figuras anteriores se justifican por los mismos motivos. Utilizar un valor promedio del umbral de escorrentía supone, necesariamente, una permeabilización artificial e irreal de la cuenca, por lo que:

- La eficiencia volumétrica será menor, con los mismos matices respecto del menor volumen de escorrentía supuesto.
- La eficiencia eventual aumentará fruto de aumentar el umbral a partir del cual se produce escorrentía.

Estos resultados refuerzan el descarte realizado al principio del presente capítulo acerca de la inconveniencia de adoptar un modelo excesivamente simplificado de escorrentía que, no obstante, permitiera expresar los resultados, no en función del área bruta de la cuenca, sino del área neta, dotándolos así de mayor generalidad. La discretización de usos del suelo es fundamental para una correcta obtención de los indicadores EV y EN, siendo en este último el efecto mayor dado que en el análisis volumétrico pueden llegar a compensarse volúmenes pero no así en el análisis eventual, donde considerar únicamente P_{0m} elimina una franja inferior de eventos que, aunque no muy importantes en volumen total, sí que lo son en número (los episodios de pequeña y mediana entidad, cuya importancia de cara al problema abordado ya se ha justificado en repetidas ocasiones).

IV.7.2.3. Influencia de la tipología de edificación.

En un determinado entorno urbano como la ciudad de Valencia, los ratios a_k que definen la distribución de usos en la cuenca se mueven en un rango que restringe la amplitud de los intervalos realistas para cada uno de ellos. La distribución promedio de usos del suelo en Valencia queda definida por los siguientes valores:

$$a_1=0.375 \quad a_2=0.400 \quad a_3=0.091 \quad a_4=0.134$$

Parece razonable admitir que los ratios de los usos 1 y 4 (zonas pavimentadas y zonas verdes respectivamente) no se vayan a mover mucho de esos valores, pero sí que es factible que haya un intercambio entre el 2 y el 3 (edificación densa y edificación abierta) en función de la zona de la ciudad. Para analizar el efecto de la tipología de edificación sobre las eficiencias, se comparan con el promedio de la ciudad de Valencia, los siguientes supuestos para el escenario 1:

- Toda la edificación de tipo denso:

$$a_1=0.375 \quad a_2=0.491 \quad \underline{a_3=0.000} \quad a_4=0.134$$

- Toda la edificación de tipo abierto:

$$a_1=0.375 \quad \underline{a_2=0.000} \quad a_3=0.491 \quad a_4=0.134$$

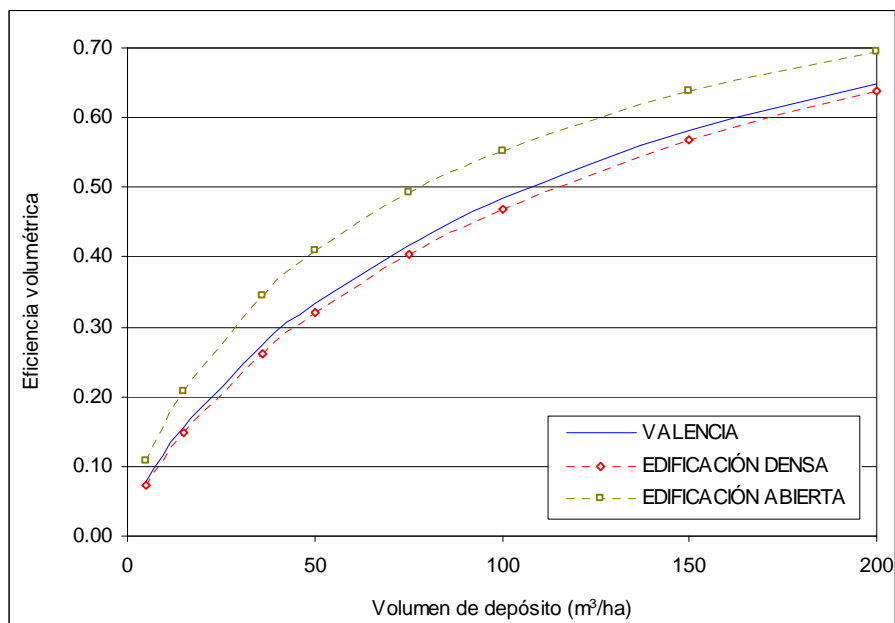


Figura IV.42. Eficiencias volumétricas según tipología de edificación. Escenario 1.

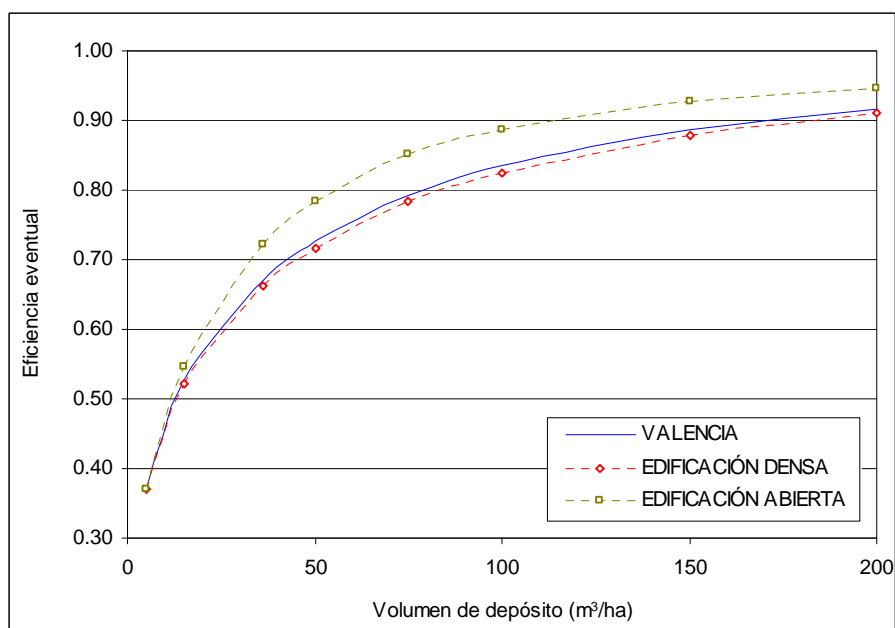


Figura IV.43. Eficiencias eventuales según tipología de edificación. Escenario 1.

De las figuras anteriores se desprende que la banda en que se mueven los indicadores EV y EN cuando cambia la distribución de edificación densa respecto de la abierta es bastante restringida. Indirectamente, y recobrando los resultados del apartado IV.7.2.1, queda también patente que la tendencia en la evolución de EV y EN la marca de un modo muy importante la proporción del uso 1, zonas pavimentadas.

IV.7.2.4. Efecto de las zonas verdes.

Por último, se aborda el análisis de la importancia de las zonas verdes en el proceso. Dado el elevado umbral de escorrentía que caracteriza este uso, su contribución a la producción de escorrentía queda restringida a los eventos de precipitación de mayor volumen, cuya probabilidad de ocurrencia es

$$p(v > P_{04}) = \left(1 - \kappa \frac{P_{04}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad [\text{IV.135}]$$

En el caso concreto de la aplicación en Valencia, resulta

$$p(v > P_{04}) = \left(1 - \kappa \frac{P_{04}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} = 0.027 \quad [\text{IV.136}]$$

Esto es, sólo en el 2.7% de los eventos, las zonas verdes contribuyen a la producción de escorrentía.

El estudio de la influencia en el caso de estudio puede llevarse a cabo análogamente, reformulando la obtención de las curvas de eficiencia de cualquiera de las siguientes tres formas:

- Estableciendo $P_{04} = \infty$ y dejando los factores a_k originales.
- Estableciendo $a_4 = 0$ y dejando los P_{0k} originales.
- Reformulando los factores a_k sin tener en cuenta en el cómputo de áreas las zonas verdes.

Las diferencias observadas son imperceptibles en cualquiera de los casos analizados, inferiores todas ellas al 1%.

IV.7.3. Tiempo de encharcamiento.

En el apartado IV.5, cuando se han definido los pulsos respuesta de escorrentía, se ha adoptado la hipótesis habitual recogida en la literatura que desprecia el tiempo de encharcamiento en la definición del tiempo de base del hidrograma de escorrentía (Adams and Papa, 2000). Ante sucesos de magnitud importante, es razonable adoptar esta consideración, sin embargo, no es tan evidente para el rango de eventos de pequeña magnitud en cuanto a intensidad promedio de lluvia

V/D. Con objeto de analizar el efecto del tiempo de encharcamiento en los resultados, se redefinen los pulsos respuestas rectangulares teniendo este parámetro en cuenta (figuras IV.44 y IV.45).

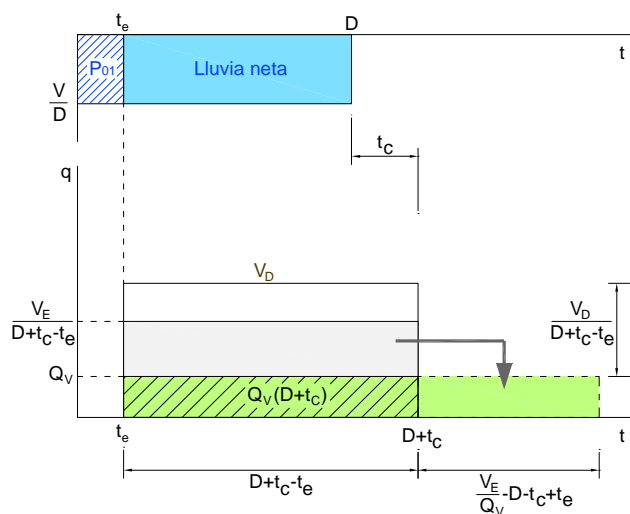


Figura IV.44. Modelo de pulsos rectangulares con t_e . Caso $V_v = 0$.

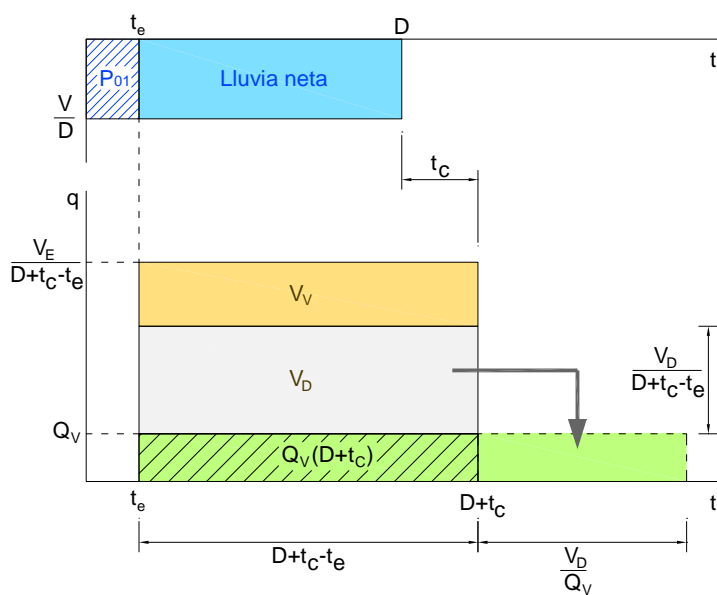


Figura IV.45. Modelo de pulsos rectangulares con t_e . Caso $V_v > 0$.

Siendo el menor umbral de escorrentía considerado en el modelo P_{01} , el tiempo de encharcamiento viene definido por

$$t_e = D \frac{P_{01}}{V} \quad [IV.137]$$

esto es, una nueva variable aleatoria definida a partir de las variables D y V .

Según el modelo de pulsos rectangulares, resultará:

$$\begin{cases} V_V = 0 & V_E(V) - Q_V(D + t_c - t_e) \leq V_D \\ V_V = V_E(V) - Q_V(D + t_c - t_e) - V_D & V_E(V) - Q_V(D + t_c - t_e) > V_D \end{cases} \quad [IV.138]$$

Estrictamente, el análisis debe plantearse asumiendo t_e como variable aleatoria. No obstante, para analizar la sensibilidad de los resultados al tiempo de encharcamiento, se aborda una aproximación considerando el valor esperado del mismo deducido del análisis de la serie histórica.

$$t_e \approx E[t_e] = E\left[P_{01} \frac{D}{V}\right] = 2.7 \text{ h} \quad [IV.139]$$

Según el esquema anterior y con la hipótesis adicional adoptada,

$$p(V_V = 0) = p(V_E \leq V_D + Q_V(D + t_c - t_e)) \quad [IV.140]$$

La región que define $p(V_V = 0)$ queda representada en la figura IV.46. En este caso, en función del valor de $t_e - t_c$ respecto del tiempo de vaciado V_D/Q_V , se presentan los dos casos siguientes.

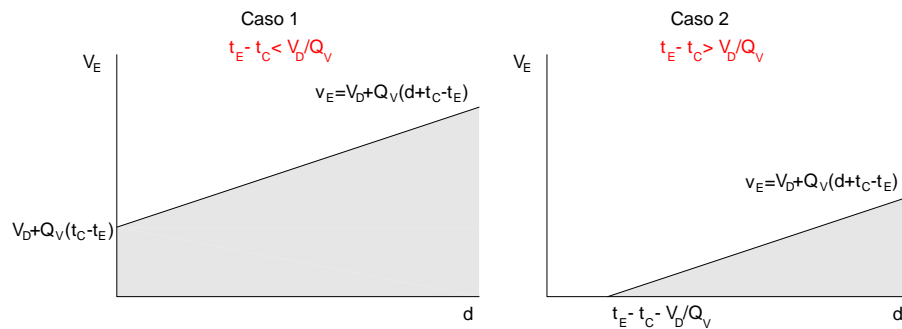


Figura IV.46. Transposición del suceso $V_V=0$ en el plano (V_E, d) .

Caso 1

$$p(V_V = 0) = p(V_E = 0) + \int_{d=0}^{\infty} \int_{V_E=0}^{V_D+Q_V(d+t_c-t_e)} f_{V_E}(V_E) f_D(d) dV_E dd \quad [IV.141]$$

Resultando, al igual que en el caso previo (IV.5.1)

$$p(V_V = 0) = p(V_E = 0) + \int_{d=0}^{\infty} \int_{v=P_{01}}^{V_{DQ}^*} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \lambda e^{-\lambda d} dv \cdot dd \quad [IV.142]$$

Donde ahora V_{DQ}^* es la “lluvia generadora de $V_D + Q_V(d + t_c - t_e)$ ”, volumen de lluvia que genera un volumen de escorrentía exactamente igual al volumen no vertido, esto es, $V_E(V_{DQ}^*) = V_D + Q_V(d + t_c - t_e)$.

Teniendo en cuenta que

$$p(V_E = 0) = p(V \leq P_{01}) = \int_{v=0}^{P_{01}} f_V(v) dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa}, \quad [IV.143]$$

la probabilidad de que no haya vertido será:

$$p(V_V = 0) = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \int_{v=P_{01}}^{V_{DQ}^*} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} dv \cdot dd$$

$$p(V_V = 0) = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left[1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}}\right]_{P_{01}}^{V_{DQ}^*} \cdot dd \quad [IV.144]$$

$$p(V_V = 0) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \cdot dd \quad [IV.145]$$

Luego, finalmente,

$$p(V_V > 0) = \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \cdot dd \quad [IV.146]$$

De este modo, se deduce el indicador de eficiencia eventual, probabilidad de que en un evento no se produzca vertido.

$$EN(V_D, Q_V) = 1 - p(V_V > 0) = 1 - \int_{d=0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{\kappa V_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}} \cdot dd \quad [IV.147]$$

Con V_{DQ}^* lluvia generadora tal que $V_E(V_{DQ}^*) = V_D + Q_V(d + t_c - t_e)$.

Nótese que, en este caso, la diferencia estriba exclusivamente en la definición de la lluvia generadora, que incorpora el tiempo de encharcamiento.

Caso 2

$$p(V_V = 0) = p(V_E = 0) + \int_{d=D_0}^{\infty} \int_{V_E=0}^{V_D+Q_V(d+t_c-t_e)} f_{V_E}(V_E) f_D(d) dV_E dd \quad [IV.148]$$

$$\text{Con } D_0 = t_e - t_c - \frac{V_D}{Q_V} \quad [IV.149]$$

Luego,

$$p(V_V = 0) = p(V_E = 0) + \int_{d=D_0}^{\infty} \int_{V=P_{01}}^{V_{DQ}^*} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{kV}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \lambda e^{-\lambda d} dV \cdot dd \quad [IV.150]$$

Con V_{DQ}^* la "lluvia generadora de $V_D+Q_V(d+t_c-t_e)$ ", volumen de lluvia que genera un volumen de escorrentía exactamente igual al volumen no vertido, esto es, $V_E(V_{DQ}^*) = V_D + Q_V(d + t_c - t_e)$.

Introduciendo la definición de $p(V_E=0)$, resultará

$$p(V_V = 0) = 1 - \left(1 - \frac{kP_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \int_{d=D_0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \int_{V=P_{01}}^{V_{DQ}^*} \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{kV}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} dV \cdot dd \quad [IV.151]$$

$$p(V_V = 0) = 1 - \left(1 - \frac{kP_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \left(1 - \frac{kP_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \int_{d=D_0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} dd - \int_{d=D_0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{kV_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \cdot dd \quad [IV.152]$$

$$p(V_V = 0) = 1 - \left(1 - \frac{kP_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} + \left(1 - \frac{kP_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} e^{-\lambda D_0} - \int_{d=D_0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{kV_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \cdot dd \quad [IV.153]$$

$$p(V_V = 0) = 1 + (e^{-\lambda D_0} - 1) \left(1 - \frac{kP_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} - \int_{d=D_0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{kV_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \cdot dd \quad [IV.154]$$

Luego, en este caso, se tendrá que

$$EN(V_D, Q_V) = 1 + (e^{-\lambda D_0} - 1) \left(1 - \frac{kP_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} - \int_{d=D_0}^{\infty} \lambda e^{-\lambda d} \left(1 - \frac{kV_{DQ}^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \cdot dd \quad [IV.155]$$

Con V_{DQ}^* lluvia generadora tal que $V_E(V_{DQ}^*) = V_D + Q_V(d + t_c - t_e)$ y

$$D_0 = t_e - t_c - \frac{V_D}{Q_V} \quad [IV.156]$$

En las figuras siguientes se obtienen los resultados correspondientes a EN con las nuevas expresiones y se comparan con las obtenidas en el apartado IV.5.1 (escenario 2 con modelo de pulsos rectangulares).

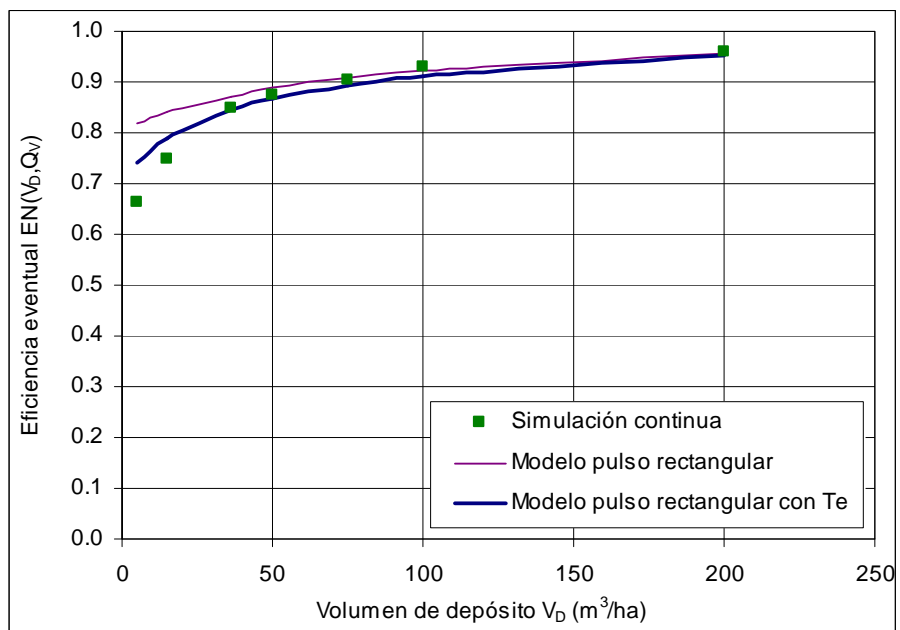


Figura IV.47. Eficiencia eventual. Escenario 2 con t_e para $Q_V=2$ l/s/ha.

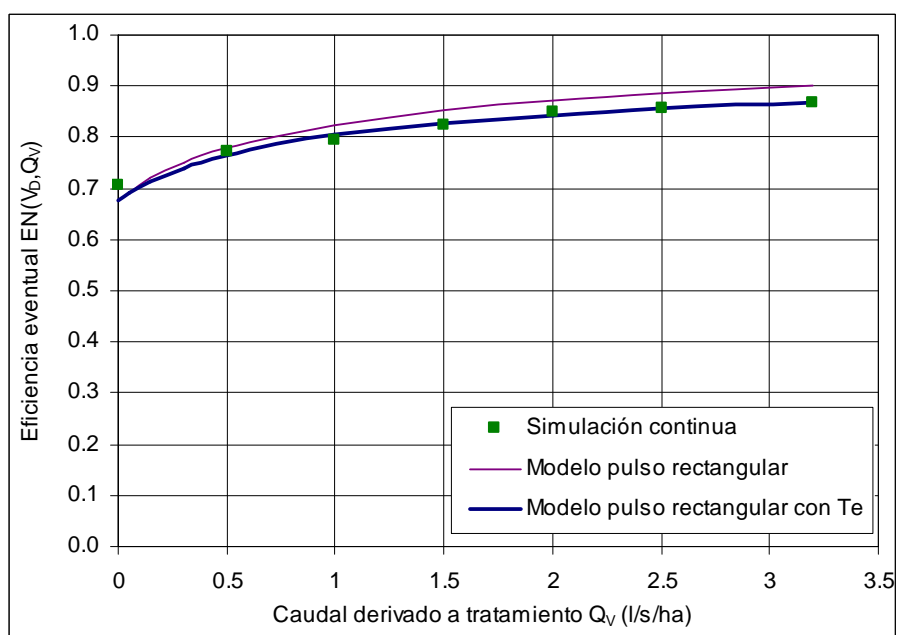


Figura IV.48. Eficiencia eventual. Escenario 2 con t_e para $V_D=36$ m^3/ha .

La consideración en el modelo del tiempo de encharcamiento mejora claramente los resultados relativos a EN, sobre todo, en el rango de valores donde este tiempo tiene realmente influencia. Del análisis analítico anterior, se desprende que los resultados considerando t_e varían significativamente respecto de los originales en el caso 2, esto es, cuando

$$t_e - t_c > \frac{V_D}{Q_V} \quad \text{[IV.157]}$$

Esto ocurrirá para tiempos de vaciado cortos, es decir, para volúmenes de depósito pequeños y/o tiempos de vaciado elevados.

Y es exactamente esto lo que se observa en las figuras anteriores. En la figura IV.47, donde Q_V es constante, la mejora respecto del modelo original es sustancial para el rango de volúmenes de depósito pequeño. Por el contrario, en la figura IV.48, donde V_D es constante, los resultados mejoran considerablemente para caudales de vaciado Q_V altos.

En el caso de la eficiencia volumétrica, no se produce en cambio la mejora anterior, como ocurre en el caso de considerar los pulsos de respuesta con forma triangular (figura IV.49).

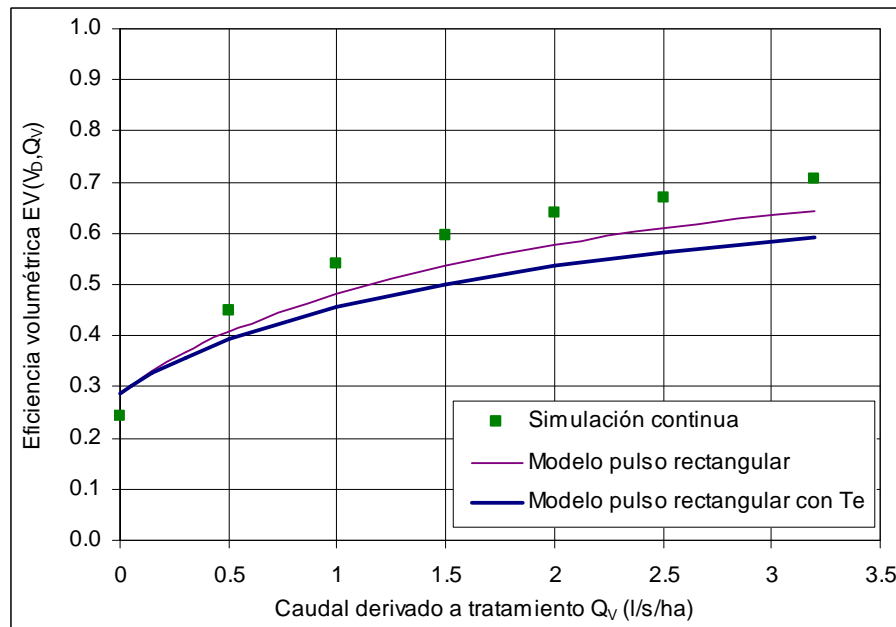


Figura IV.49. Eficiencia volumétrica. Escenario 2 con t_e para $V_D=36 \text{ m}^3/\text{ha}$.

IV.8. Conclusiones.

La obtención probabilística de los indicadores de eficiencia eventual y volumétrica del tanque de tormenta constituye la primera herramienta para establecer los parámetros de diseño (V_D y Q_V) de cara al cumplimiento de los estándares de emisión establecidos. La aplicación de la teoría de las funciones derivadas permite obtener, a partir de las leyes que gobiernan el proceso de precipitación, aquellas que rigen el sistema de retención. Así, se caracteriza probabilísticamente el régimen de vertidos en cuanto a la magnitud y la frecuencia de los mismos.

En los apartados siguientes, se sintetizan los resultados obtenidos a lo largo del capítulo. Por una parte, las curvas de eficiencia establecen las relaciones $EV = EV(V_D, Q_V)$ y $EN = EN(V_D, Q_V)$. Por otra, los ábacos de isoeficiencia representan las isolíneas de eficiencia para el rango analizado de volumen de depósito y caudal derivado a tratamiento. Los gráficos que se adjuntan a continuación corresponden al caso particular de la cuenca piloto.

IV.8.1. Curvas de eficiencia.

Su obtención es inmediata a partir de los resultados del apartado IV.5. Recuérdese, que la eficiencia volumétrica se evalúa con el modelo de pulsos rectangulares y la eventual con el de pulsos triangulares.

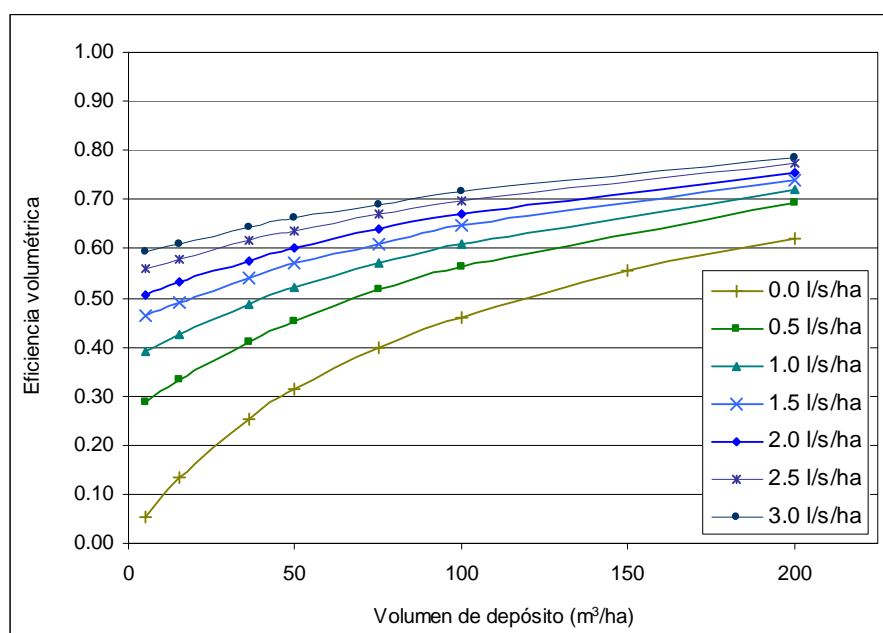


Figura IV.50. Curvas de eficiencia volumétrica.

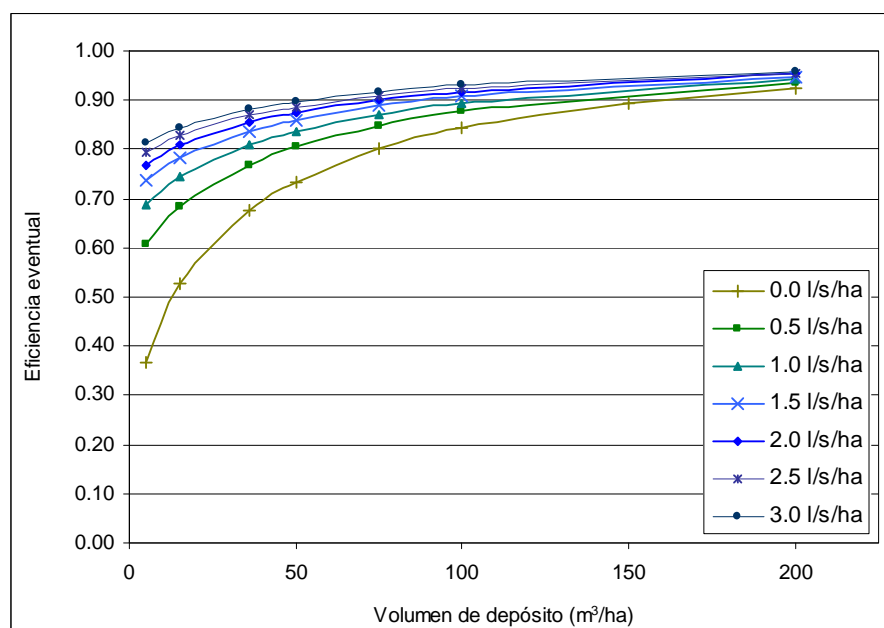


Figura IV.51. Curvas de eficiencia eventual.

IV.8.2. Ábacos de isoeficiencia.

Para concluir el análisis expuesto en el presente capítulo, se aglutinan los resultados en sendos ábacos de diseño, uno para la eficiencia eventual EN (figura IV.52) y otro para la eficiencia volumétrica (figura IV.53).

En dichos ábacos, se representan las isolíneas de eficiencia a partir de los resultados desarrollados en los apartados anteriores, y se sobrepone la zona de influencia de la dependencia temporal de eventos, de modo que se obtiene, para cada par (V_D , Q_V) la eficiencia volumétrica o eventual, y si ésta se ve afectada o no por dicha dependencia temporal.

De cara al diseño, y como se ha comentado en el apartado IV.6, debe evitarse esta zona de influencia, dado que sólo fuera de ella se garantizan tiempos de vaciado del depósito razonables.

El proceso de obtención de estos ábacos es, obviamente, numérico, a partir de la matriz de valores de eficiencia para los intervalos discretizados de V_D y Q_V , cuyos elementos a su vez se obtienen también numéricamente de las expresiones correspondientes establecidas en el apartado IV.5.

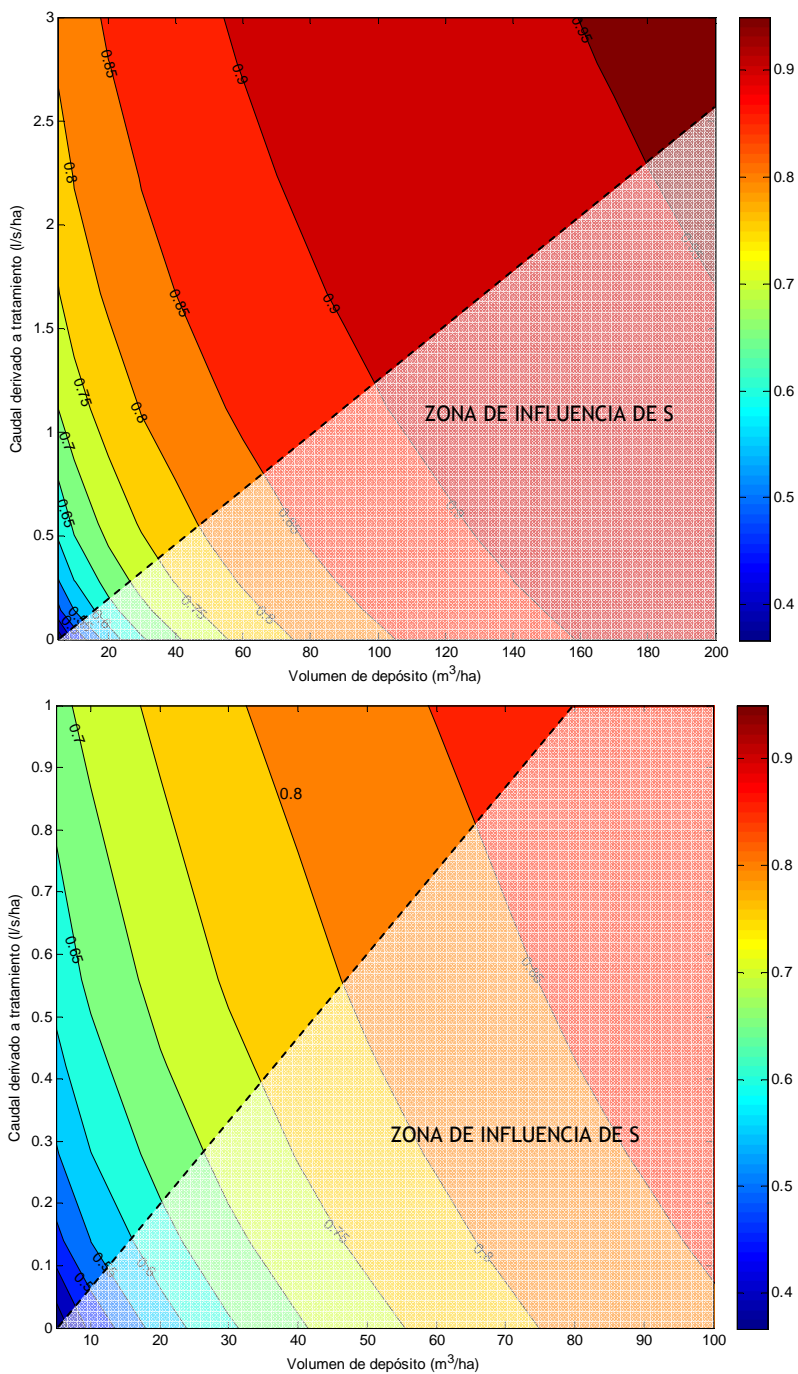


Figura IV.52. Ábaco de isoeficiencia eventual.

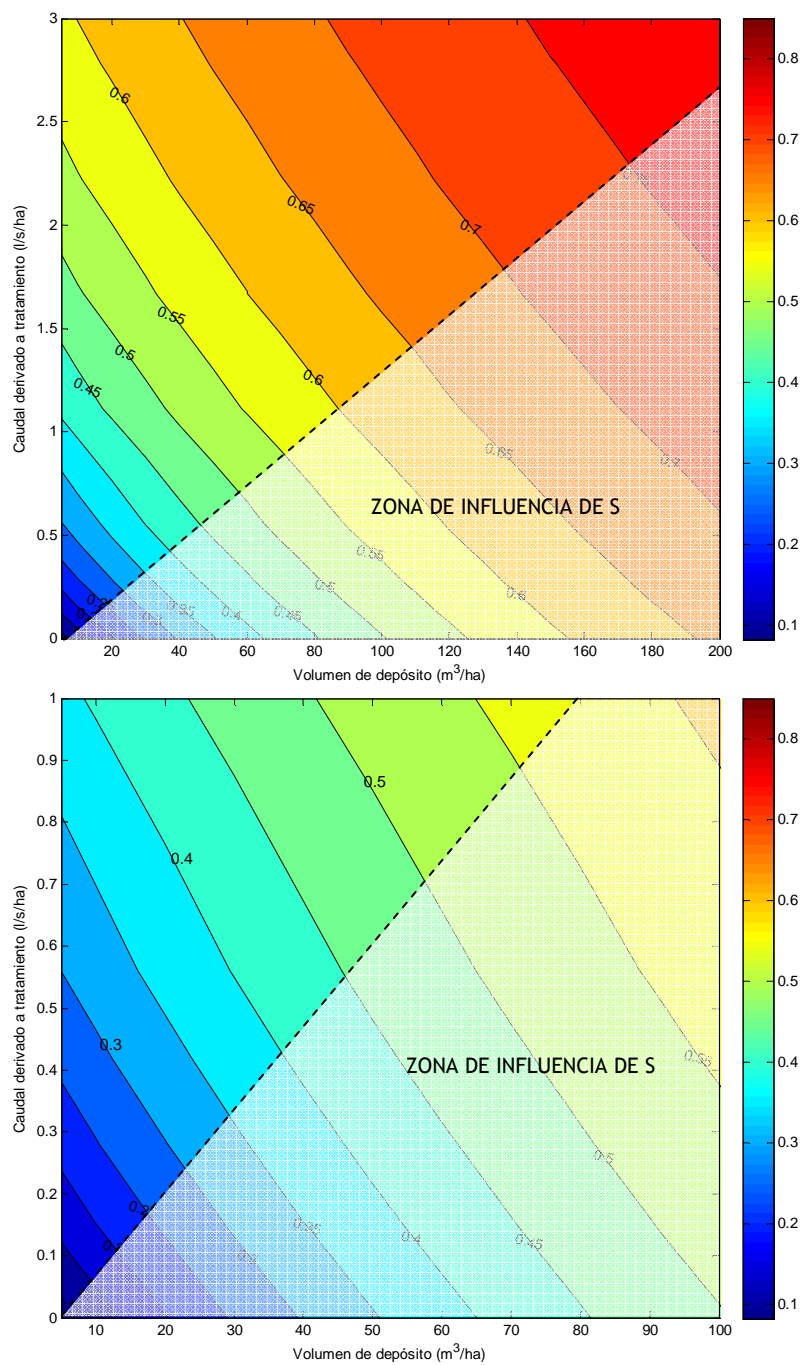


Figura IV.53. Ábaco de isoeficiencia volumétrica.

IV.8.3. Síntesis.

La aplicación de la teoría de las distribuciones derivadas a la caracterización del régimen pluviométrico abordada en el capítulo III permite obtener las leyes que rigen la respuesta de la cuenca y del tanque de tormenta como parte analizada en el sistema de drenaje urbano. El establecimiento de las funciones de distribución de los volúmenes de escorrentía y de los volúmenes vertidos al medio receptor permite evaluar los indicadores seleccionados para la caracterización de los estándares de emisión del depósito. La eficiencia volumétrica (EV) establece el ratio de la escorrentía retenida respecto de la producida mientras que la eficiencia eventual (EN) recoge la probabilidad de que en un evento no se produzca vertido, esto es, la proporción a largo plazo de eventos completamente retenidos.

El análisis de estos indicadores se ha planteado de modo secuencial, analizando sucesivamente la influencia en los mismos de las tres variables del proceso de lluvia: el volumen de evento (escenario 1), la duración de evento (escenario 2) y la duración del tiempo seco entre eventos (escenario 3).

Los resultados obtenidos del desarrollo del escenario 1 resultan absolutamente satisfactorios, fruto del carácter exclusivamente volumétrico del análisis planteado y de la precisión alcanzada en la caracterización del régimen de lluvias. Con el escenario 2, en el que entra en juego la duración de los eventos y el caudal derivado a tratamiento, aparecen ciertas distorsiones entre el modelo probabilístico planteado y los resultados que arroja la simulación integral. Estas diferencias son fundamentalmente fruto de la simplificación que resulta de la forma de los pulsos de escorrentía considerados en el modelo probabilístico. Sin embargo, los indicadores de bondad siguen siendo positivos y validan los resultados alcanzados.

Por último, con el escenario 3 se analiza la influencia en los resultados anteriores de la secuencia temporal de los pulsos de lluvia. Los indicadores EN y EV sufren una merma lógica cuando se materializa el riesgo de no contar con toda la capacidad de almacenamiento del tanque al inicio de la tormenta. No obstante, dicho riesgo se agudiza cuando el tiempo de vaciado del depósito crece por encima de valores razonables, rango de diseño que debe ser evitado en principio.

Con el análisis desarrollado se establecen los estándares de emisión volumétrico (EV) y eventual (EN) para un determinado par de diseño (V_D , Q_V); todo ello queda recogido en los ábacos que se presentan en el apartado anterior. Este prediseño en base a estándares de emisión debe someterse a continuación al cumplimiento de los objetivos de calidad ambiental (EQS) donde finalmente entra en juego la relación vertido - medio y donde se introducen los parámetros relativos a la contaminación en el análisis.

CAPÍTULO V

Indicadores de contaminación para el análisis con objetivos de calidad ambiental (EQS)

RESUMEN

El prediseño plateado en base a estándares de emisión debe someterse a continuación al cumplimiento de los objetivos de calidad ambiental (EQS) donde finalmente entra en juego la relación vertido - medio receptor. Así lo prevé la legislación europea y estatal, que fijan el procedimiento para el análisis de presiones e impactos relacionados con la contaminación de las masas de agua superficiales.

Se plantea en el capítulo el establecimiento de los indicadores de eficiencia respecto del efecto del tanque en la contaminación movilizada y vertida en los sucesos de lluvia. A partir de modelos sencillos de movilización de la contaminación, se define el indicador de eficiencia másica (EM) que reproduce el ratio a largo plazo de masa retenida por el tanque de tormentas respecto de la movilizada. En sí, este indicador no constituye un EQS, pero su análisis, como el de los obtenidos en el capítulo anterior, sí permite una evaluación preliminar del impacto generado por las DSU en el medio receptor.

El capítulo concluye con una propuesta metodológica de análisis basado en un enfoque Magnitud-Duración-Frecuencia del vertido como método de evaluación del impacto producido en la masa de agua receptora.

V.1. Introducción.

V.1.1. Hacia los estándares EQS.

La Directiva 2000/60/CE (DMA) establece en sus consideraciones iniciales que es necesario prevenir o reducir los impactos de los incidentes de contaminación accidental en el agua, controlando y reduciendo, entre otros, los vertidos a las masas de agua (artículo 1.c). Para ello, fija los denominados objetivos ambientales (artículo 4). En el anexo II, la Directiva define y propone el análisis basado en la identificación de presiones e impactos en las masas de agua.

En España, con objeto de la evaluación previa de presiones e impactos que establece la Directiva, el Ministerio de Medio Ambiente publicó en 2004 el “Manual para el análisis de presiones e impactos relacionados con la contaminación de las masas de agua superficiales” (MMA, 2004). El objeto del análisis de presiones e impactos es identificar el riesgo de que las masas de agua no alcancen los objetivos medioambientales previstos en la Directiva 2000/60/CE. Se establece por tanto un análisis centrado en presiones (cualquier actividad humana que incide en el estado de las aguas), impactos (el resultado de una presión sobre una masa de agua con los criterios de calidad establecidos en la DMA) y riesgo (la probabilidad de no alcanzar el objetivo medioambiental fijado). Al análisis de presiones, impactos y evaluación de riesgo se le denomina “*Impress*”.

Se trata por tanto de evaluar la probabilidad de que los cuerpos de agua no cumplan los objetivos de calidad fijados por la DMA, esto es, identificar las masas de agua en riesgo. Para abordar esa evaluación del riesgo, el Manual propone dos procedimientos: el *Impress* Cualitativo y el *Impress* Cuantitativo.

El *Impress* Cualitativo tiene por objetivo clasificar las masas de agua en cuatro categorías de riesgo: riesgo alto, riesgo medio, riesgo bajo y sin riesgo. Para ello, se basa fundamentalmente en datos procedentes de inventarios de fuentes de emisión y de las redes de control y vigilancia. El procedimiento queda sintetizado en la figura V.1. La tabla 4 del Manual especifica los criterios para identificar presiones significativas procedentes de fuentes puntuales de contaminación. Entre ellas y con origen en vertidos urbanos, cita textualmente, los *efectos de las escorrentías urbanas*, además, evidentemente, de todo tipo de vertido residual.

El *Impress* Cuantitativo pretende ordenar las masas de agua en función del riesgo de incumplir los objetivos medioambientales establecidos. Una vez cuantificadas las presiones, se introduce el concepto de susceptibilidad del medio puesto que, evidentemente, dos masas de agua, sometidas a presiones idénticas, pueden resultar impactadas de distinta manera. De este modo, el impacto queda cuantificado en función de la presión y la susceptibilidad del medio. Finalmente, el riesgo es una función del impacto y de los objetivos medioambientales establecidos. En la medida en que éstos sean más exigentes, y en especial los usos

a los que están destinadas las masas de agua, más alto será el riesgo de incumplimiento. El procedimiento de evaluación mediante *Impress* Cuantitativo queda recogido en la Figura V.2.

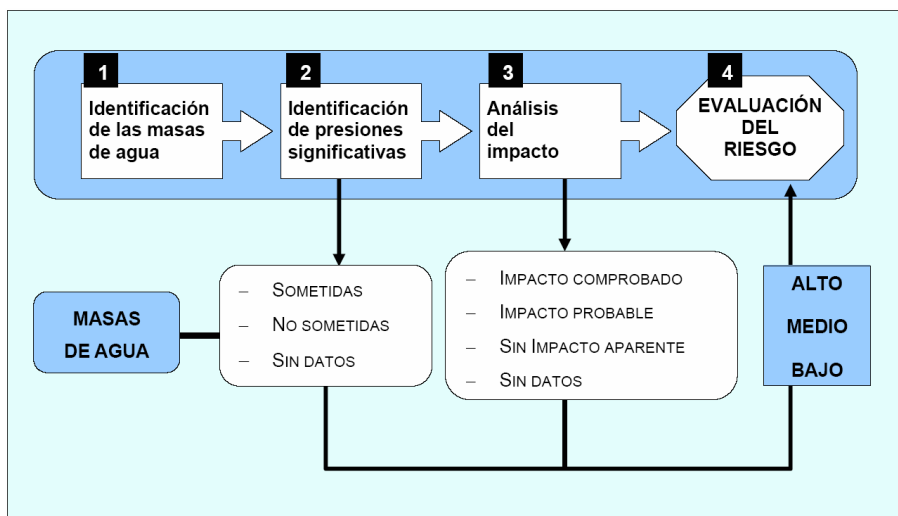


Figura V.1. Análisis de *Impress* Cualitativo (MMA, 2004).

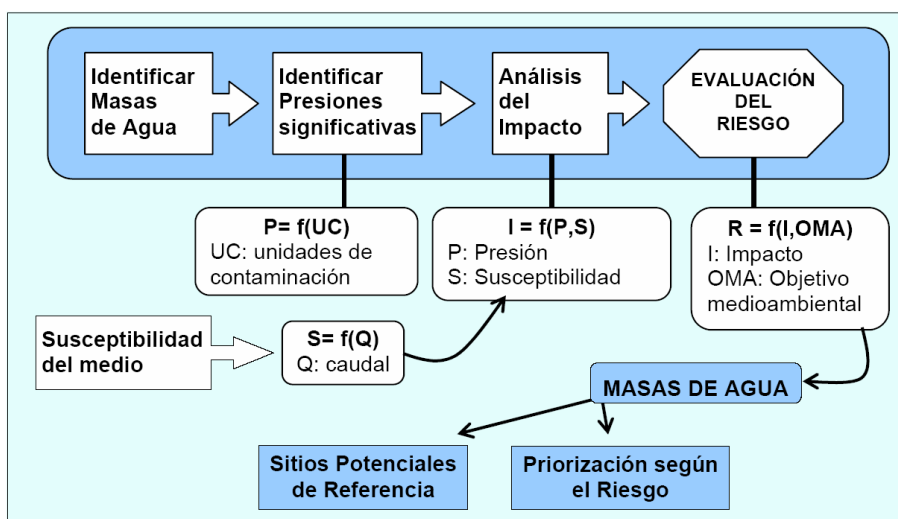


Figura V.2. Análisis de *Impress* Cuantitativo (MMA, 2004).

Queda patente que a partir de la entrada en vigor de la DMA se establecen unas exigencias según las cuales ya no es factible admitir un vertido en función de sus características intrínsecas sino que debe evaluarse en función del impacto que

genera sobre el medio receptor de acuerdo con los objetivos medioambientales a alcanzar (evaluación del riesgo).

Trasladando las ideas anteriores al problema concreto que plantea la tesis, se deduce que resulta imperativo llegar en el análisis al segundo nivel en objetivos de protección (Environmental Quality Standards, EQS) puesto que el primer nivel (Emission Standards, ES) es intrínseco al vertido y no considera en sí el impacto en el medio receptor.

V.1.2. Objetivos.

En el capítulo anterior se han evaluado, a partir del modelo probabilístico desarrollado, indicadores de eficiencia para el establecimiento de estándares de emisión de tipo volumétrico (EV) y frecuencial (EN) respecto de los vertidos que se producen desde el tanque de tormentas.

Las cuestiones relativas a los parámetros de calidad y de contaminación de la escorrentía se abordan en el presente capítulo. Así, el primer objetivo del mismo es el establecimiento de los indicadores de eficiencia respecto del efecto del tanque en la contaminación movilizada y vertida en los sucesos de lluvia. Es en definitiva esa masa de contaminación vertida la que producirá el impacto en el medio receptor y por tanto ante la que habrá que analizar el impacto producido.

En el capítulo II ha quedado patente la complejidad que subyace tras la caracterización de la contaminación movilizada por las escorrentías urbanas. Los modelos desarrollados hasta la fecha llegan a ser demasiado ambiciosos, pero la dificultad en la estimación de los parámetros redundaba en una dudosa utilidad práctica de los mismos. Por estos motivos, se aborda la caracterización probabilística de los indicadores de eficiencia del tanque frente a la contaminación a partir de modelos y herramientas sencillos y contrastados por la literatura. Así, se aborda el análisis por una parte a partir del modelo exponencial de lavado (Sartor and Boyd, 1972) y por otra a partir de las curvas de movilización de masas (Griffin et al, 1980).

Finalmente, se apuntan algunas ideas que permitan extrapolar la validez de los indicadores presentados para la evaluación de los objetivos de calidad ambiental EQS. Siguiendo la estela de lo realizado en otros países, se propone una evaluación basada en indicadores del tipo Magnitud-Duración-Frecuencia que permitan evaluar probabilísticamente el grado de incumplimiento en el medio receptor ante un determinado vertido, cumpliendo así con los procedimientos emanados de la Directiva Marco del Agua. Evidentemente, alcanzado este punto, la generalización pierde toda vigencia, puesto que en última instancia, el objetivo de calidad ambiental debe fijarse *ad hoc* para el medio receptor en el que tiene lugar el vertido.

V.2. Enfoque basado en los modelos de lavado.

V.2.1. Modelo de lavado.

El lavado de los contaminantes depositados en la cuenca se suele modelar mediante decaimientos exponenciales de primer orden (González, 2006):

$$\frac{dM_R}{dt} = \xi \cdot i_E \cdot M_R \quad [V.1]$$

Donde M_R es la masa de contaminantes que queda en la cuenca, ξ es el coeficiente de lavado (mm^{-1}) e i_E es la intensidad de escorrentía en la cuenca. Este modelo fue propuesto por Sartor y Boyd (1972).

Integrando, resulta:

$$M_R = M_0 e^{-\xi i_E t} \quad [V.2]$$

Donde M_0 es la masa de contaminantes en la cuenca al inicio del evento. Teniendo en cuenta que al final del evento, el volumen de escorrentía es V_E , la masa de contaminación movilizada en el aguacero será:

$$M = M_0 (1 - e^{-\xi V_E}) \quad [V.3]$$

En cuanto al coeficiente de lavado ξ , la EPA propone en su manual de SWMM un valor de $\xi=0.181 \text{ mm}^{-1}$ (Metcalf and Eddy Inc. et al., 1971). Este valor correspondería a una lluvia uniforme de 0.5 pulgadas/hora (12.7 mm/h) que lava el 90% de la masa acumulada en una hora. No obstante, la asunción no es correcta ya que la escorrentía señalada lavará el 90% de masa acumulada independientemente de su duración (Alley, 1981).

Alley (1981) obtiene a partir de técnicas de optimización, para los sólidos suspendidos, valores del coeficiente en el rango entre 0.036 y 0.43 mm^{-1} en observaciones realizadas en una cuenca de Florida (Estados Unidos).

Por otra parte, Sonnen (1980) estimó el valor del coeficiente ξ a partir de la teoría del transporte de sedimentos. Obtiene valores entre 0.002 y 0.26 mm^{-1} (citado en González, 2006).

Millar (1999) desarrolla el estudio a partir de ecuaciones basadas en concentraciones (en lugar de masas movilizadas) y llega a un valor de $\xi=0.21 \text{ mm}^{-1}$, muy próximo al valor inicial de Metcalf and Eddy (1971).

V.2.2. Derivación de las expresiones probabilísticas.

V.2.2.1. Función de densidad de la masa movilizada.

Mientras el volumen de precipitación no supera el umbral mínimo de escorrentía P_{01} , no se produce escorrentía, por lo tanto, no se moviliza contaminación en la cuenca. La probabilidad de masa movilizada nula será entonces:

$$p(M = 0) = p(V_E = 0) = p(V \leq P_{01}) = \int_{v=0}^{P_{01}} f_v(v) dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad [V.4]$$

Por otra parte, en cuanto la lluvia supere dicho umbral P_{01} , habrá escorrentía y por tanto $M > 0$; la función de distribución de M adopta la siguiente expresión:

$$p(M \leq m) = p(V_E \leq v_E) = \int_0^{v_E} f_{v_E}(v_E) dv_E = p(V_E = 0) + \int_{P_{01}}^{v_E} f_v(v) dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad [V.5]$$

formulada en términos implícitos de $v = v(m) = v(m(v_E))$.

La función de densidad de la masa de contaminante lavada será por tanto:

$$f_m(m) = \frac{d}{dm} F_m(m(v)) = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \cdot \frac{dv}{dm} = \frac{\frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1}}{M_0 \xi \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) \exp\left(-\xi \sum_{k=1}^N a_k E_k(v)\right)} \quad [V.6]$$

formulada igualmente en términos implícitos de $v = v(m)$.

Finalmente, el valor esperado de la masa movilizada por evento será:

$$E(M) = 0 \cdot f_m(M = 0) + \int_0^{\infty} m f_m(m) dm \quad [V.7]$$

$$E(M) = \frac{M_0}{\alpha} \int_0^{\infty} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \left(1 - \exp\left(-\xi \sum_{k=1}^N a_k E_k(v)\right)\right) dv$$

V.2.2.2. Función de densidad de la masa vertida.

El desarrollo de las expresiones derivadas para la masa vertida se desarrollarán para el escenario 1, esto es, para el caso $Q_v=0$ (apartado IV.4).

Recuérdese que, razonando estrictamente en términos volumétricos, el volumen vertido por evento será:

$$\begin{cases} V_v = 0 & V_E(V) \leq V_D \\ V_v = V_E(V) - V_D & V_E(V) > V_D \end{cases} \quad [V.8]$$

Trasladando el razonamiento en términos de masas vertidas M_v , resultará, en primer lugar que

$$M_v = 0 \Leftrightarrow V_v = 0 \Leftrightarrow V_E(V) \leq V_D \quad [V.9]$$

Por otra parte, si $V_v > 0$, entonces la masa vertida será la movilizada menos la retenida, y admitiendo que no existen fenómenos adicionales en el tanque (sedimentación), ésta última será $M_0(1 - e^{-\xi V_0})$.

Por tanto,

$$\begin{cases} M_v = 0 & V_E(V) \leq V_D \\ M_v = M_0(e^{-\xi V_0} - e^{-\xi V_E}) & V_E(V) > V_D \end{cases} \quad [V.10]$$

La probabilidad de que la masa vertida sea nula es igual a la probabilidad de vertido nulo, esto es,

$$\begin{aligned} p(M_v = 0) &= p(V_v = 0) = p(V_E \leq V_D) = p(V \leq V_D^*) = F_v(V_D^*) \\ p(M_v = 0) &= 1 - \left(1 - \kappa \frac{V_D^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad m_v = 0 \Leftrightarrow v \leq V_D^* \end{aligned} \quad [V.11]$$

Donde recuérdese que V_D^* es la “lluvia generadora de V_D ”, volumen de lluvia que genera un volumen de escorrentía exactamente igual al volumen de depósito, esto es, $V_E(V_D^*) = V_D$.

Por otra parte,

$$F_{M_v}(m_v) = p(M_v \leq m_v) = p(M_v = 0) + p(0 < M_v \leq m_v) \quad [V.12]$$

Donde,

$$\begin{aligned} p(0 < M_v \leq m_v) &= p(0 < M_0(e^{-\xi V_0} - e^{-\xi V_E}) \leq m_v) = p(-M_0 e^{-\xi V_0} < -M_0 e^{-\xi V_E} \leq m_v - M_0 e^{-\xi V_0}) \\ p(0 < M_v \leq m_v) &= p(-M_0 e^{-\xi V_0} < -M_0 e^{-\xi V_E} \leq -M_0 e^{-\xi V_E(v)}) \end{aligned} \quad [V.13]$$

Como, $\xi > 0$ (valores negativos de ξ no tienen sentido físico), entonces,

$$p(0 < M_v \leq m_v) = p(V_D < V_E \leq v) = p(V_D^* < V \leq v) \quad [V.14]$$

Por lo tanto, se deduce inmediatamente que $[V.15]$

$$p(0 < M_v \leq m_v) = \int_{V_D^*}^v f_v(v) dv = \left(1 - \kappa \frac{V_D^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} - \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad m_v > 0 \Leftrightarrow v > V_D^*$$

Así pues, la función de distribución de las masas de contaminante vertidas queda:

$$F_{M_v}(m_v) = \begin{cases} 1 - (1 - \kappa V_D^*/\alpha)^{1/\kappa} & m_v = 0 \\ 1 - (1 - \kappa v/\alpha)^{1/\kappa} & m_v > 0 \end{cases} \quad [V.16]$$

que como puede comprobarse, al igual que en el caso de los volúmenes vertidos, es una función continua.

La función de densidad correspondiente vendrá dada por la siguiente expresión:

$$f_{M_v}(m_v) = \frac{d}{dm_v} \left(1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa} \right) \quad [V.17]$$

$$f_{M_v}(m_v) = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa - 1} \frac{dv}{dm_v}$$

Por otra parte,

$$\frac{dm_v}{dv} = \frac{d}{dv} (M_0 (e^{-\xi V_D} - e^{-\xi v})) = M_0 \xi \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) \exp\left(-\xi \sum_{k=1}^N a_k E_k(v)\right) \quad [V.18]$$

por lo que,

$$f_{M_v}(m_v) = \frac{\frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa - 1}}{M_0 \xi \sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) \exp\left(-\xi \sum_{k=1}^N a_k E_k(v)\right)} \quad m_v > 0 \Leftrightarrow v > V_D^* \quad [V.19]$$

A partir de la expresión de la función de densidad de las masas vertidas, se deduce el valor esperado de esta variable.

$$E(M_v) = \int_0^\infty m_v f_{M_v}(m_v) dm_v \quad [V.20]$$

$$E(M_v) = \int_0^\infty m_v \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa - 1} dv$$

y como

$m_v = 0$ para $v \leq V_D^*$, entonces,

$$E(M_v) = \frac{M_0}{\alpha} \int_{V_D^*}^\infty \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha} \right)^{1/\kappa - 1} \left(\exp(-\xi V_D) - \exp\left(-\xi \sum_{k=1}^N a_k E_k(v)\right) \right) dv \quad [V.21]$$

V.2.3. Indicador de eficiencia másica

A partir de las expresiones de $E(M_v)$ y $E(M)$, se define el indicador de eficiencia másica como:

$$EM(V_D) = 1 - \frac{E(M_v)}{E(M)} \quad [V.22]$$

Análogamente al indicador de eficiencia volumétrica, el indicador de eficiencia másica establece el ratio de la masa de contaminante retenida respecto de la movilizadada.

$$EM(V_D) = 1 - \frac{\int_{V_0^*}^{\infty} \left(1 - \frac{kv}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \left(\exp(-\xi V_D) - \exp\left(-\xi \sum_{k=1}^N a_k E_k(v)\right) \right) dv}{\int_0^{\infty} \left(1 - \frac{kv}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \left(1 - \exp\left(-\xi \sum_{k=1}^N a_k E_k(v)\right) \right) dv} \quad [V.23]$$

Nótese que, de los parámetros que afectan al modelo de lavado de masas de contaminación, el indicador de eficiencia másica sólo depende del coeficiente de lavado ξ y no depende de la masa inicial en la cuenca M_0 .

En la figura siguiente se adjuntan los resultados para la cuenca piloto (apartado IV.2.2.2), en función del coeficiente de lavado ξ en los rangos recogidos en la literatura (apartado V.2.1).

Valores crecientes del coeficiente de lavado ξ indican una mayor capacidad de lavado en la cuenca. Esto se traduce en eficiencias másicas mayores también, puesto que la cinética de primer orden en que se basa el modelo de lavado lo favorece cuanto más masa acumulada hay en la cuenca, esto es, al principio del evento. Por tanto, valores altos de ξ están relacionados con un primer lavado más acusado en la cuenca. Hay que destacar también que, precisamente por esto último, y siempre que haya primer lavado, el indicador de eficiencia másica es siempre más favorable que el indicador de eficiencia volumétrica (capítulo IV), a igualdad del resto de condiciones. El depósito puede capturar más masa de contaminación al principio del evento que conforme éste avanza.

Algunos autores han señalado que la formulación exponencial presenta limitaciones puesto que siempre representa un primer lavado en la cuenca, cuando se sabe que éste puede no ocurrir. Por otra parte, el modelo de lavado adoptado atañe exclusivamente a la contaminación depositada en la superficie de la cuenca. Por ambos motivos, se recurre en el siguiente apartado a dotar a los resultados de más generalidad en ambos sentidos, replanteando la formulación a partir de las curvas de movilización de masas (apartado II.4.4.2).

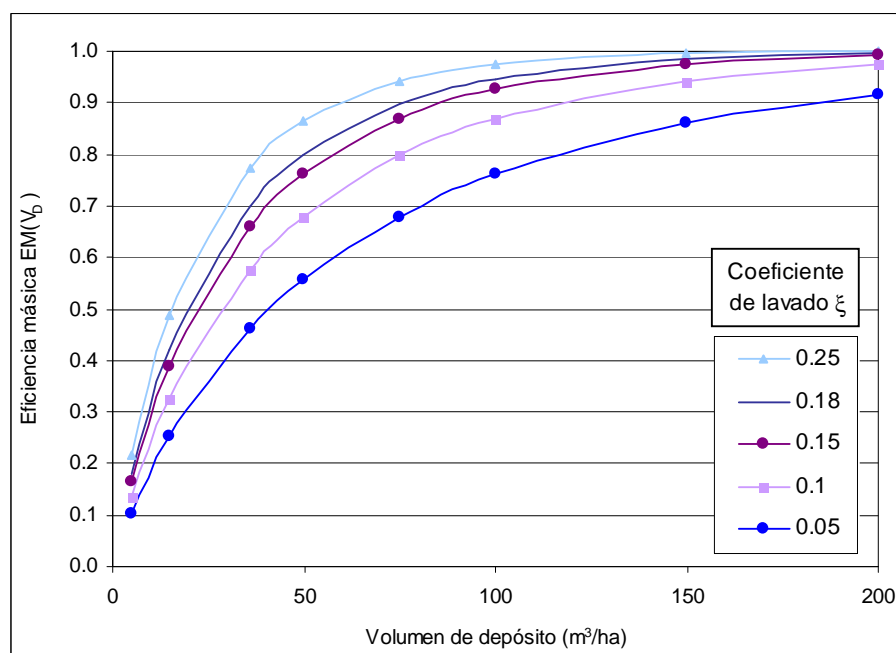


Figura V.3. Eficiencia másica según modelo exponencial. Escenario 1. Cuenca Piloto.

En efecto, las curvas de movilización de masas se han utilizado ampliamente tanto para la caracterización del fenómeno en cuencas separativas como unitarias, teniendo por tanto en cuenta la contaminación depositada en la propia red durante el tiempo seco. Por otra parte, con una formulación sencilla, se puede tener en cuenta que haya o no primer lavado en la cuenca.

Realmente, existe un nexo en la literatura entre la formulación presentada en este apartado y la que se aborda en el siguiente. Ellis y Sutherland obtienen en 1979, a partir de la formulación del modelo exponencial, curvas adimensionales de movilización de masas. De éstas se deduce fácilmente que el modelo exponencial representa obligatoriamente primer lavado y que, para que éste no se produzca, el coeficiente ξ debe adoptar valores negativos, lo cual no tiene sentido físico. Es por ello que, en años posteriores Huber y Dickinson (1988) modifican la formulación inicial del modelo exponencial, elevando la intensidad de escorrentía en la cuenca, i_E , a un exponente. De este modo, se hace depender el lavado, no sólo de la masa de contaminante remanente en la cuenca sino de la intensidad de lluvia (citado en CEDEX, 2008).

V.3. Enfoque basado en las curvas de movilización de masas.

V.3.1. Curvas adimensionales $M=V_E^b$.

En el capítulo 2 se han presentado las curvas de movilización de masas como una herramienta cómoda y sencilla para el análisis del primer lavado en una cuenca ante un evento de precipitación.

Recapitulando las definiciones, los valores normalizados $v_E(t)$ y $m(t)$ de escorrentía y masa acumulados se definen en los siguientes términos:

$$v_E(t) = \frac{\int_{t=0}^t Q(t)dt}{\int_{t=0}^T Q(t)dt} = \frac{V_E(t)}{V_{E.TOTAL}} \quad [V.24]$$

$$m(t) = \frac{\int_{t=0}^t Q(t)C(t)dt}{\int_{t=0}^T Q(t)C(t)dt} = \frac{M(t)}{M_{TOTAL}} \quad [V.25]$$

Donde $V_E(t)$ y $M(t)$ son el volumen de escorrentía y la masa movilizada en el evento hasta el instante t y $V_{E.TOTAL}$ y M_{TOTAL} los respectivos valores al final del evento (instante $t=T$).

La curva de movilización de masas puede ajustarse a una expresión potencial del tipo:

$$m = v_E^b \quad [V.26]$$

Según los resultados del PROMEDSU (MMA, 2002), el valor promedio en las cuencas piloto estudiadas en España es $b=0.74$ para los sólidos suspendidos totales y $b=0.76$ para la DBO_5 y la DQO , todos ellos en zona 2 (figura V.4). En el caso de la cuenca analizada en Valencia, los valores obtenidos son algo mayores, en concreto, $b=0.90$ para los SST y $b=0.85$ para DBO_5 y DQO , todos ellos en zona 3.

Estos valores muestran que existe el fenómeno del primer lavado, pero que éste no se produce de una manera evidente. En cualquier caso, ya se ha puesto de manifiesto que este fenómeno depende de múltiples factores, por lo que abordar el análisis por esta vía implica adoptar una seguridad adicional acerca de la certeza o no sobre la existencia de primer lavado en la cuenca. Como se demuestra a continuación, el que haya o no primer lavado puede tener consecuencias nada despreciables en cuanto al rendimiento del depósito, por tanto, el conocimiento de

este fenómeno en la cuenca es importante de cara al dimensionamiento volumétrico del tanque.

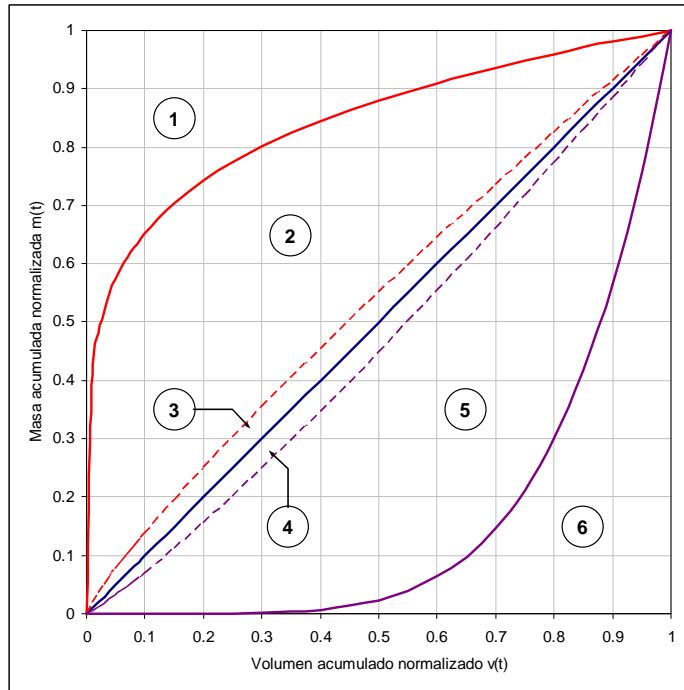


Figura V.4. Curvas límite de movilización de masas y zonas resultantes (adaptado de Bertrand-Krajewski et al, 1998).

V.3.2. Derivación de las expresiones probabilísticas.

Assumiendo que la masa movilizada por evento está correctamente caracterizada por la curva de movilización de masas, resultará

$$\frac{M(t)}{M_{TOTAL}} = \left(\frac{V_E(t)}{V_{E.TOTAL}} \right)^b \Rightarrow \frac{M(t)}{V_E^b(t)} = \frac{M_{TOTAL}}{V_{E.TOTAL}^b} = cte = C \quad [V.27]$$

Luego,

$$M_{TOTAL} = C \cdot V_{E.TOTAL}^b \quad [V.28]$$

Renombrando variables, sea M la masa total de contaminante movilizada durante el suceso que genera un volumen de escorrentía V_E . Así, resultará

$$M = C \cdot V_E^b \quad [V.29]$$

Siguiendo la misma metodología que la aplicada el apartado anterior, se procede a la obtención de la función de densidad de la masa de contaminante movilizada por evento y de la función de densidad de la masa de contaminante vertida por suceso, de modo a obtener un indicador de eficiencia másica que represente el ratio de masa retenida respecto de la movilizada.

V.3.2.1. Función de densidad de la masa movilizada.

Mientras el volumen de precipitación no supera el umbral mínimo de escorrentía P_{01} , no se produce escorrentía, por lo tanto, no se moviliza contaminación en la cuenca. La probabilidad de masa movilizada nula será entonces:

$$p(M = 0) = p(V_E = 0) = p(V \leq P_{01}) = \int_{v=0}^{P_{01}} f_v(v)dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa P_{01}}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad [V.30]$$

Por otra parte, en cuanto la lluvia supere dicho umbral P_{01} , habrá escorrentía y por tanto $M > 0$; la función de distribución de M adopta la siguiente expresión: [V.31]

$$p(M \leq m) = p(V_E \leq v_E) = \int_0^{v_E} f_{v_E}(v_E)dv_E = p(V_E = 0) + \int_{P_{01}}^v f_v(v)dv = 1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa}$$

formulada en términos implícitos de $v = v(m) = v(m(v_E))$.

La función de densidad de la masa de contaminación movilizada será por tanto:

$$f_m(m) = \frac{d}{dm} F_m(m(v)) = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \cdot \frac{dv}{dm} = \frac{\frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1}}{Cb \left[\sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) \right] \left[\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) \right]^{b-1}} \quad [V.32]$$

formulada igualmente en términos implícitos de $v = v(m)$.

Finalmente, el valor esperado de la masa movilizada por evento será:

$$E(M) = 0 \cdot f_m(M = 0) + \int_0^{\infty} m f_m(m) dm$$

$$E(M) = \frac{C}{\alpha} \int_0^{\infty} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{\frac{1}{\kappa}-1} \left[\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) \right]^b dv \quad [V.33]$$

V.3.2.2. Función de densidad de la masa vertida.

El desarrollo de las expresiones derivadas para la masa vertida se desarrollarán igualmente para el escenario 1, esto es, para el caso $Q_v=0$ (apartado IV.4).

Recuérdese que, razonando estrictamente en términos volumétricos, el volumen vertido por evento será:

$$\begin{cases} V_v = 0 & V_E(V) \leq V_D \\ V_v = V_E(V) - V_D & V_E(V) > V_D \end{cases} \quad [V.34]$$

Trasladando el razonamiento en términos de masas vertidas M_v , resultará, en primer lugar que

$$M_v = 0 \Leftrightarrow V_v = 0 \Leftrightarrow V_E(V) \leq V_D \quad [V.35]$$

Por otra parte, si $V_v > 0$, entonces la masa vertida será la movilizada menos la retenida, y admitiendo que no existen fenómenos adicionales en el tanque (sedimentación), ésta última será $C \cdot V_D^b$.

Por tanto,

$$\begin{cases} M_v = 0 & V_E(V) \leq V_D \\ M_v = CV_E^b(V) - CV_D^b & V_E(V) > V_D \end{cases} \quad [V.36]$$

La probabilidad de que la masa vertida sea nula es igual a la probabilidad de vertido nulo, esto es,

$$\begin{aligned} p(M_v = 0) &= p(V_v = 0) = p(V_E \leq V_D) = p(V \leq V_D^*) = F_V(V_D^*) \\ p(M_v = 0) &= 1 - \left(1 - \kappa \frac{V_D^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad m_v = 0 \Leftrightarrow v \leq V_D^* \end{aligned} \quad [V.37]$$

Donde recuérdese que V_D^* es la “lluvia generadora de V_D ”, volumen de lluvia que genera un volumen de escorrentía exactamente igual al volumen de depósito, esto es, $V_E(V_D^*) = V_D$.

Por otra parte,

$$F_{M_v}(m_v) = p(M_v \leq m_v) = p(M_v = 0) + p(0 < M_v \leq m_v) \quad [V.38]$$

Donde,

$$\begin{aligned} p(0 < M_v \leq m_v) &= p(0 < CV_E^b(V) - CV_D^b \leq m_v) = p(CV_D^b < CV_E^b(V) \leq m_v + CV_D^b) \\ p(0 < M_v \leq m_v) &= p(CV_D^b < CV_E^b(V) \leq CV_E^b(V)) \end{aligned} \quad [V.39]$$

Como, de la definición de la curva de masas movilizadas, se desprende que $C > 0$ y que $b > 0$, entonces,

$$p(0 < M_v \leq m_v) = p(V_D < V_E \leq v) = p(V_D^* < V \leq v) \quad [V.40]$$

Por lo tanto, se deduce inmediatamente que

$$p(0 < M_v \leq m_v) = \int_{V_0^*}^v f_v(v) dv = \left(1 - \kappa \frac{V_D^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} - \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{1/\kappa} \quad m_v > 0 \Leftrightarrow v > V_D^* \quad [V.41]$$

Así pues, la función de distribución de las masas de contaminante vertidas queda:

$$F_{M_v}(m_v) = \begin{cases} 1 - \left(1 - \kappa \frac{V_D^*}{\alpha}\right)^{1/\kappa} & m_v = 0 \\ 1 - \left(1 - \kappa \frac{v}{\alpha}\right)^{1/\kappa} & m_v > 0 \end{cases} \quad [V.42]$$

que como puede comprobarse, al igual que en el caso de los volúmenes vertidos, es una función continua.

La función de densidad correspondiente vendrá dada por la siguiente expresión:

$$f_{M_v}(m_v) = \frac{d}{dm_v} \left(1 - \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa}\right) \quad [V.43]$$

$$f_{M_v}(m_v) = \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa-1} \frac{dv}{dm_v}$$

Por otra parte,

$$\frac{dm_v}{dv} = \frac{d}{dv} (C V_E^b(v) - C V_D^b) = C \frac{dv_E^b}{dv} = C b \left[\sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) \right] \left[\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) \right]^{b-1} \quad [V.44]$$

$$f_{M_v}(m_v) = \frac{\frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa-1}}{C b \left[\sum_{k=1}^N a_k E_k'(v) \right] \left[\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) \right]^{b-1}} \quad m_v > 0 \Leftrightarrow v > V_D^* \quad [V.45]$$

A partir de la expresión de la función de densidad de las masas vertidas, se deduce el valor esperado de esta variable.

$$E(M_v) = \int_0^\infty m_v f_{M_v}(m_v) dm_v \quad [V.46]$$

$$E(M_v) = \int_0^\infty (C V_E^b(v) - C V_D^b) \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa-1} dv$$

y como $m_v = (C V_E^b(v) - C V_D^b) = 0$ para $v \leq V_D^*$, entonces,

$$E(M_v) = \frac{C}{\alpha} \int_{V_D^*}^\infty \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa-1} \left(\left[\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) \right]^b - V_D^b \right) dv \quad [V.47]$$

V.3.3. Indicador de eficiencia másica.

A partir de las expresiones de $E(M_v)$ y $E(M)$, se define el indicador de eficiencia másica como:

$$EM(V_D) = 1 - \frac{E(M_v)}{E(M)} \quad [V.48]$$

Análogamente al indicador de eficiencia volumétrica, el indicador de eficiencia másica establece el ratio de la masa de contaminante retenida respecto de la movilizadada.

$$EM(V_D) = 1 - \frac{\int_{V_D}^{\infty} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa-1} \left(\left[\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) \right]^b - V_D^b \right) dv}{\int_0^{\infty} \left(1 - \frac{\kappa v}{\alpha}\right)^{1/\kappa-1} \left[\sum_{k=1}^N a_k E_k(v) \right]^b dv} \quad [V.49]$$

Nótese que, de los parámetros que afectan al modelo de movilización de masas de contaminación, el indicador de eficiencia másica sólo depende del exponente de las curvas de movilización de masas b .

En las figuras siguientes se adjuntan los resultados para la cuenca piloto (apartado IV.2.2.2), representándolos por una parte en función del volumen de depósito y por otra en función del exponente de la curva de movilización de masa.

Las conclusiones que se desprenden de los resultados obtenidos son las siguientes:

- a) La variabilidad de la eficiencia másica en función del parámetro b es elevada, y lo es tanto más como reducido sea el volumen de almacenamiento.
- b) En presencia de primer lavado en la cuenca, la eficiencia másica del depósito es mucho mayor, debido a que la mayor parte de la masa de contaminante se moviliza al principio del evento, y por tanto, el depósito es capaz de retener mayor proporción de contaminación.

Estas conclusiones refuerzan las exigencias enunciadas anteriormente acerca de la importancia de caracterizar la existencia de primer lavado en la cuenca. Estando esto claro, el análisis basado en las curvas de movilización de masas resulta sencillo, puesto que finalmente sólo depende del parámetro b de dichas curvas. No obstante, esta última afirmación lleva a preguntarse acerca de la representatividad que tiene el fenómeno de la movilización de la contaminación con el concepto de las curvas $M = V_E^b$. ¿Es el parámetro b lo suficientemente representativo del comportamiento de un determinado contaminante en la cuenca?

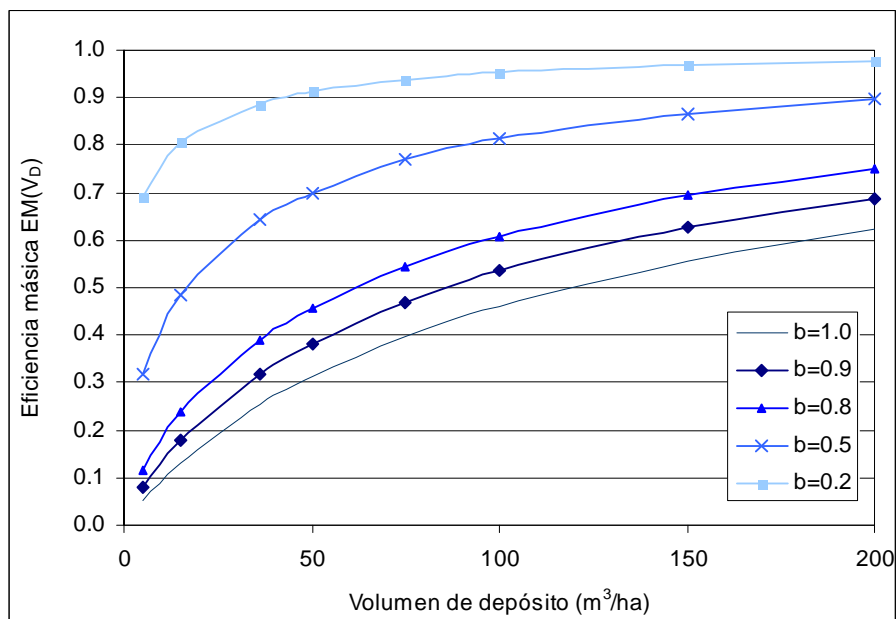


Figura V.5. Eficiencia másica (a) según modelo de curvas de movilización. Escenario 1. Cuenca piloto.

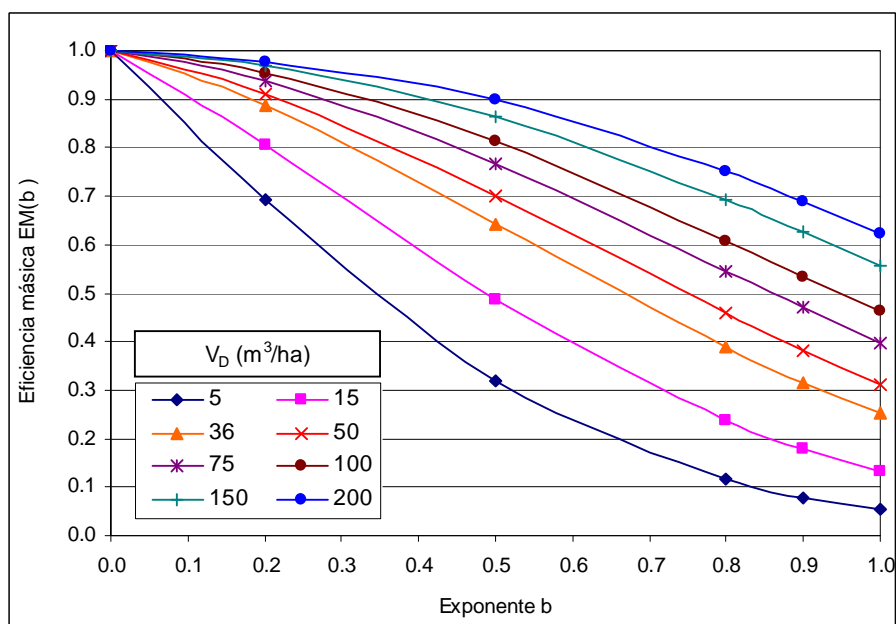


Figura V.6. Eficiencia másica (b) según modelo de curvas de movilización. Escenario 1. Cuenca piloto.

La figura siguiente muestra los resultados obtenidos del análisis de trece sucesos en una cuenca de Santiago de Compostela para DBO₅ y DQO (Beneyto, 2004). De ambas gráficas se deduce que existe primer lavado en la cuenca para ambos contaminantes, estando las curvas mayoritariamente en la zona 2 (first flush débil).

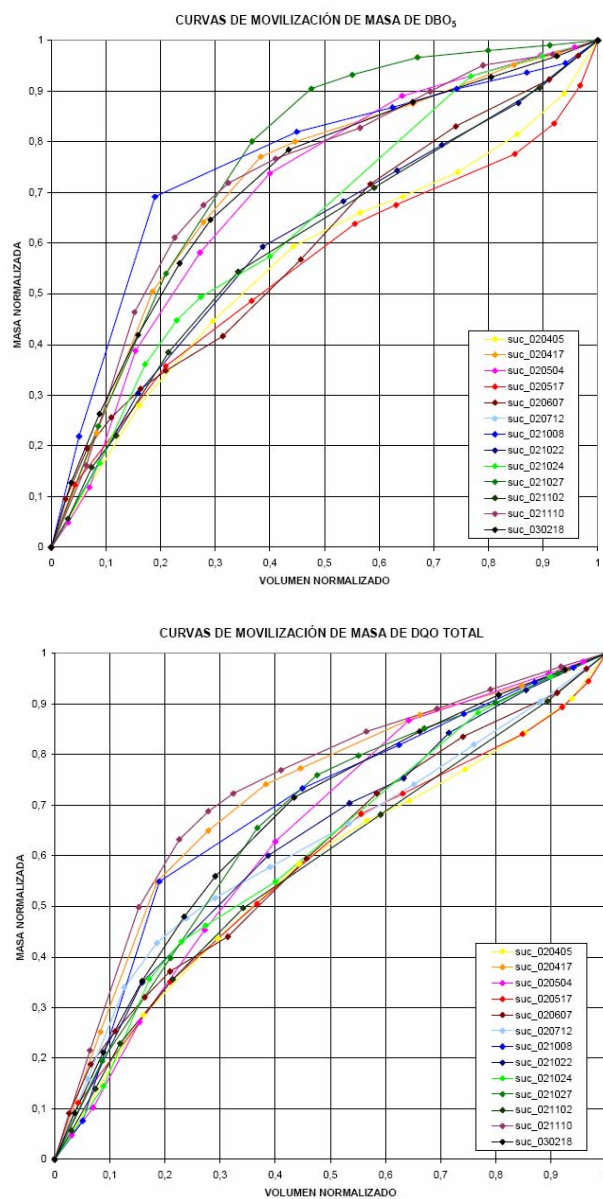


Figura V.7. Curvas $M = V_E^b$ en una cuenca de Santiago de Compostela para DBO₅ y DQO (Beneyto, 2004).

Para la DBO_5 el parámetro se mueve entre 0.34 y 0.73 y para la DQO entre 0.36 y 0.71. Evidentemente, existe variabilidad en el parámetro b , como lo observaron ya Saget et al. en sus experiencias en Francia en 1996 (tabla II. 6). Esta variabilidad redundo por tanto en la dispersión observada anteriormente en cuanto a los valores de la eficiencia másica obtenidos a partir del análisis basado en la curva de movilización de masas. No obstante, este enfoque supone un valor añadido al resultado que proporciona el indicador de eficiencia volumétrica. Ahora bien, requiere de una buena caracterización del fenómeno de movilización de contaminantes en la cuenca.

Por otra parte, si la cuenca no presenta primer lavado, sino todo lo contrario, la eficiencia del depósito cae rápidamente. Esto ocurre cuando $b > 1$ (Figura V.8). Si la movilización de masa llega retrasada respecto del hidrograma, el depósito retiene escorrentías con poca concentración de contaminantes, que son las primeras en llegar en ese caso.

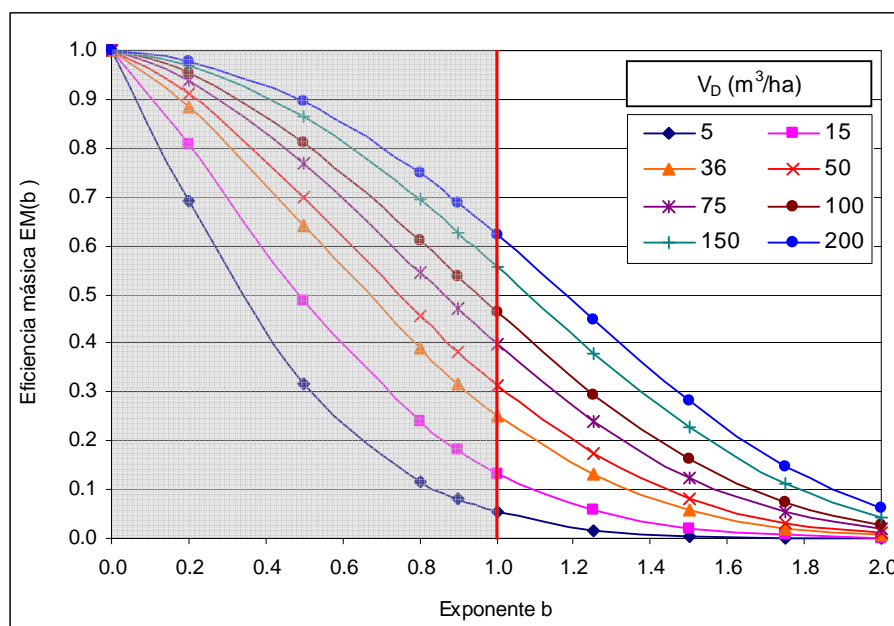


Figura V.8. Caída de la eficiencia másica para $b > 1$.

Tanto en el análisis mediante curvas de movilización de masas como en el desarrollado con el modelo exponencial de lavado se han obtenido los resultados de eficiencia másica en función, exclusivamente, del volumen del tanque (escenario 1 definido en el capítulo IV). No se adjuntan los resultados que se derivarían de las consideraciones que suponen los escenarios 2 y 3, puesto que, cualitativamente, las conclusiones serán las mismas que las alcanzadas para los indicadores volumétrico y eventual.

V.4. Necesidades para el análisis basado en EQS.

Los objetivos de calidad ambiental deben plantearse analizando la interacción entre el sistema de saneamiento y el medio receptor, para caracterizar el impacto que el primero produce en el segundo. En ese sentido, el indicador de eficiencia másica deducido en los apartados precedentes no constituye en sí un resultado que mida directamente dicho el impacto, como tampoco lo son los indicadores de eficiencia eventual y volumétrica desarrollados en el capítulo anterior.

No obstante, como se ha apuntado ya en conclusiones previas, el interés de estos indicadores radica, por una parte, en la relativa sencillez para su obtención; por otra, debe analizarse cómo, por sí solos, pueden esbozar resultados relativos a los objetivos de calidad ambiental exigibles en el medio receptor y al impacto producido (Lau J. et al., 2002).

Como se desprende de la legislación recopilada en el capítulo II, todos los estándares de calidad contemplados aluden a contaminación producida por descargas continuas de aguas residuales. No tratan específicamente la problemática de las descargas puntuales producidas por la escorrentía urbana en tiempo de lluvia. La mayoría de los textos legislativos exigen cumplimientos basados en no superar ciertos percentiles en función del contaminante considerado y de la calidad exigible al agua. Por ejemplo, la normativa para aguas de baño establece que los percentiles del 90 ó 95% de las concentraciones de enterococos intestinales y *escherichia coli* de las muestras efectuadas no deben superar ciertos valores límite (tablas II.11 y II.12). Estándares de este tipo están claramente encaminados a evaluar el impacto de vertidos que se realizan de forma continuada en el tiempo (CEDEX, 2008), cuando los vertidos procedentes de la escorrentía urbana suponen aportes concentrados en el tiempo.

Resulta evidente que, llegados a este punto, no se pueden generalizar las pautas a seguir puesto que la diversidad de impactos que se deriva de cada medio receptor es demasiado amplia y requiere del estudio específico del cuerpo de agua que recibe el vertido.

La metodología probabilística desarrollada permite, no obstante, realizar alguna aproximación a estándares EQS que actualmente desarrollan algunos países y a los que ya se aludió en el capítulo II (apartado II.5.1). Se trata de estándares que cuantifiquen el impacto que se produce en el medio mediante ternas Magnitud-Duración-Frecuencia (MDF). Países como Dinamarca o el Reino Unido han desarrollado legislación propia basada en este principio (CEDEX, 2008).

En el apartado siguiente se esboza una aproximación en ese sentido a partir de los resultados probabilísticos previos obtenidos a lo largo de la tesis.

V.5. Aproximación a un enfoque Magnitud-Duración-Frecuencia.

V.5.1. Introducción.

Los indicadores de magnitud y duración que permitan evaluar el impacto producido por el vertido deben depender del medio receptor estudiado y de su vulnerabilidad.

En base a los resultados obtenidos anteriormente, se plantea a continuación un análisis genérico adoptando como indicador de magnitud la masa vertida por vertido y como indicador de duración la duración de éste. Un estándar MDF centrado en estos parámetros permitiría cuantificar un impacto producido, por ejemplo, en una playa con uso lúdico.

V.5.2. Indicador de magnitud: masa vertida.

La función de densidad de la masa vertida por el sistema al medio receptor, $f_{MV}(m_V)$, vendrá dada por cualquiera de las expresiones obtenida en IV.2.2.2 ó IV.3.2.2, según el modelo de producción de contaminación empleado.

V.5.3. Indicador de duración: duración del vertido.

En función del modelo de pulsos adoptado (capítulo IV), la duración del vertido vendrá dada por las siguientes expresiones:

$$a) \text{ Modelo de pulsos rectangulares: } D_V = D + t_c \quad [V.50]$$

$$b) \text{ Modelo de pulsos triangulares: } D_V = (D + t_c) \sqrt{\frac{V_V}{2V_E}} \propto (D + t_c) \quad [V.51]$$

Por tanto, esta nueva variable temporal, como todas las barajadas en el modelo probabilístico, se distribuirá exponencialmente.

$$f_{DV}(d_V) = \psi \exp(-\psi d_V) \quad [V.52]$$

Las siguientes figuras corroboran este resultado. Se representan las duraciones de vertido obtenidas en las simulaciones con el modelo matemático en la cuenca piloto frente a las rectas de ajuste exponencial.

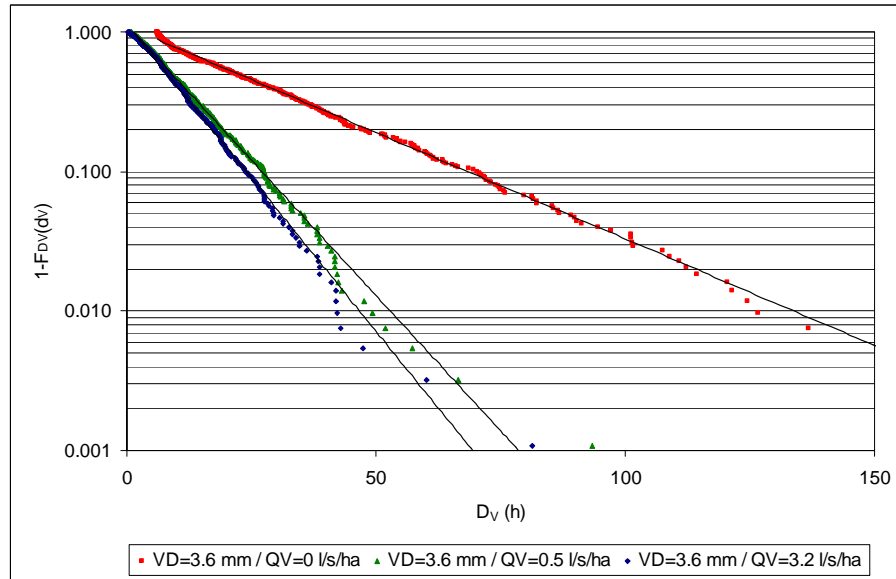


Figura V.9. Probabilidad de excedencia de la duración de vertido. V_D fijo, Q_V variable.

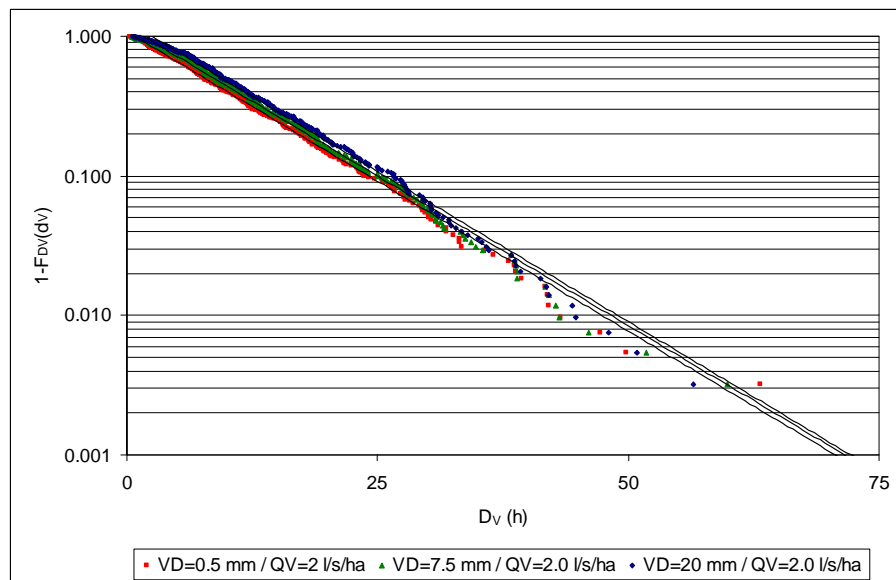


Figura V.10. Probabilidad de excedencia de la duración de vertido. V_D variable, Q_V fijo.

V.5.4. Estándar MDF.

Con las premisas anteriores, el estándar MDF se incumple (es decir, se produce un impacto intolerable) si:

- a) La duración del vertido d_v supera cierto valor D_{v0} , o
- b) La masa vertida m_v supera cierto valor M_{v0} , o
- c) La velocidad del vertido supera cierto valor C (un vertido concentrado en el tiempo).

Por lo tanto, las condiciones que deben darse para que un vertido cumpla con el estándar MDF son las que se recogen en la siguiente figura.

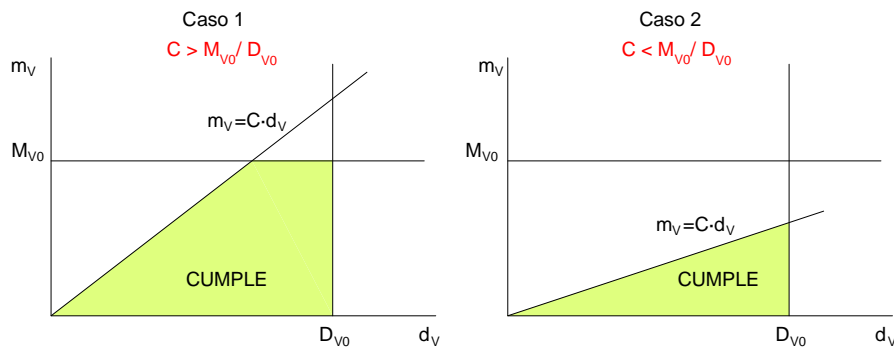


Figura V.11. Regiones de cumplimiento del estándar MDF

A partir de aquí, se puede estimar, para un sistema dado, la probabilidad de cumplimiento del estándar MDF:

Caso 1:

$$\begin{aligned}
 p(\text{Cumple MDF}) &= \int_{d=0}^{\frac{M_{v0}}{C}} \int_{m_v=0}^{Cd_v} f_{M_v}(m_v) f_{D_v}(d_v) dm_v dd_v \\
 &+ \int_{d=\frac{M_{v0}}{C}}^{D_{v0}} \int_{m_v=0}^{M_{v0}} f_{M_v}(m_v) f_{D_v}(d_v) dm_v dd_v
 \end{aligned}
 \tag{V.53}$$

Caso 2:

$$p(\text{Cumple MDF}) = \int_{d=0}^{D_{v0}} \int_{m_v=0}^{Cd_v} f_{M_v}(m_v) f_{D_v}(d_v) dm_v dd_v
 \tag{V.54}$$

V.6. Conclusiones.

El eslabón final en el análisis que exige la legislación emanada de la Directiva Marco del Agua implica la inclusión en el sistema estudiado de dos elementos que introducen nuevos grados de libertad: por una parte, todo lo relativo a la movilización y transporte de contaminantes en la cuenca y por otra, el propio cuerpo de agua receptor del vertido.

La generalidad con que se ha podido plantear el modelo probabilístico para la consecución de los indicadores ES (capítulo IV) pierde vigor en este caso, fruto del gran número de parámetros involucrados en los modelos de calidad y de la incertidumbre, todavía existente hoy en día, en la estimación de los mismos. No obstante, mediante modelos sencillos y contrastados, pueden obtenerse resultados interesantes respecto del lavado de contaminantes en la cuenca y de los beneficios obtenidos con el tanque para su control.

Por último, un análisis sencillo basado completamente en Objetivos de Calidad Ambiental puede formularse a partir de los resultados probabilísticos obtenidos a lo largo de la tesis. La particularización del mismo dependerá, no obstante, de la casuística particular del medio sobre el que se produzca el impacto.

CAPÍTULO VI

Conclusiones



El tramo final del Colector Norte, receptor de DSU, junto al complejo de la Ciudad de las Artes y las Ciencias (Valencia)

VI.1. Síntesis y conclusiones.

VI.1.1. Sobre el estado del conocimiento.

La revisión del estado del conocimiento realizada como punto de partida de la tesis doctoral ha permitido estudiar en detalle las diferentes formas de abordar el problema del dimensionamiento volumétrico de un tanque de tormentas para el control de la contaminación producida por el vertido de las escorrentías urbanas. De las tres grandes categorías de metodologías analizadas, métodos probabilísticos, métodos de evento tipo y métodos basados en la simulación continua, los primeros son, sin duda, los más robustos en cuanto que integran, en un análisis estadístico, todos los elementos involucrados, desde el proceso de precipitación hasta el vertido al medio receptor.

Un análisis de metodologías desarrolladas en diversos países, entre los cuales, España, revela la cantidad de normativas y directrices existentes, que se traduce en una dispersión completa de criterios de cara al establecimiento del volumen óptimo de depósito. La conclusión más importante que se desprende de la revisión realizada es la enorme influencia que tienen los condicionantes locales en los métodos desarrollados. Y de ellos, el más importante sin duda es el régimen de lluvia y su caracterización, que marca, en cualquier caso, el punto de partida en el desarrollo posterior de la metodología, en gran medida desarrollada *ad hoc*, tanto para unas condiciones climáticas determinadas como para unos objetivos medioambientales fijados.

VI.1.2. Sobre la caracterización pluviométrica.

La caracterización de las variables pluviométricas constituye un eslabón previo al desarrollo posterior del método probabilístico para el establecimiento de los indicadores de eficiencia del tanque de tormentas. En efecto, de las funciones de densidad que se utilicen para definir el proceso de lluvia, se derivarán posteriormente las funciones que caracterizan dichos indicadores.

Una variable importante de cara a la caracterización del régimen de lluvias y del posterior análisis de la respuesta del depósito es la separación entre eventos o tiempo seco. Para garantizar la independencia estadística entre eventos, esta variable debe distribuirse exponencialmente según un proceso de Poisson. Siguiendo la metodología propuesta por Restrepo-Posada en 1982, se añaden a la misma elementos de decisión para la identificación del tiempo seco mínimo que marca la separación crítica de evento. Así, se combinan junto con el valor del coeficiente de variación, indicadores de bondad como el de Kolmogorov-Smirnov o el de Nash-Sutcliffe y el análisis de la tendencia en la evaluación de los momentos de primer orden de las variables de evento. Con el análisis conjunto de los cuatro

parámetros de decisión, se establece el valor óptimo de la separación crítica de evento.

Obtenida la serie de eventos independientes de precipitación, se establece la discusión central del capítulo que corresponde al análisis de la conveniencia de los modelos exponenciales habitualmente utilizados para describir las variables externas de la serie de lluvia. La aplicación desarrollada para la serie pluviométrica 1990-2006 de intensidades 5-minutales de la ciudad de Valencia (pluviógrafo del SAIH de la Confederación Hidrográfica del Júcar) demuestra que el modelo exponencial no siempre es adecuado. El elevado sesgo que presentan las poblaciones de volumen de evento e intensidades máximas de evento deja entrever que estas variables no se rigen en absoluto por modelos exponenciales.

Así, y en contra de la tendencia habitual hallada en la literatura, las variables de escala del proceso de lluvia (volumen de evento e intensidad de pico) no se ajustan correctamente a una distribución exponencial en el caso desarrollado para la ciudad de Valencia, resultando mucho más adecuado el modelo de Pareto que se propone como alternativa.

Sin embargo, la variable que caracteriza la duración de los eventos sí que se distribuye razonablemente bien según el modelo exponencial, por lo que ambas variables temporales del proceso quedan descritas por esta función.

VI.1.3. Sobre la estimación probabilística de indicadores ES.

La obtención probabilística de los indicadores de eficiencia eventual (EN) y volumétrica (EV) del tanque de tormenta constituye la primera herramienta para establecer los parámetros de diseño (volumen de depósito y caudal derivado a tratamiento) de cara al cumplimiento de los estándares de emisión establecidos. El indicador EN caracteriza la proporción a largo plazo de eventos completamente retenidos por el tanque, mientras que el indicador EV cuantifica la proporción de escorrentía retenida respecto de la producida en la cuenca controlada por el tanque.

La aplicación de la teoría de las funciones derivadas permite obtener, a partir de las leyes que gobiernan el proceso de precipitación, aquéllas que rigen el sistema de retención. Así, se caracteriza probabilísticamente el régimen de vertidos en cuanto a la magnitud (indicador EV) y la frecuencia (indicador EN) de los mismos. La metodología de trabajo se basa en la construcción de un modelo probabilístico cuyos resultados se contrastan y validan en una cuenca de la ciudad de Valencia mediante simulación integral con el software comercial Infoworks.

Adoptado el modelo de producción del SCS por ser el calibrado y habitualmente utilizado en la ciudad de Valencia, la validación de las expresiones probabilísticas derivadas resulta excelente a partir de los resultados ofrecidos por la simulación.

El análisis de los indicadores de eficiencia EN y EV se ha planteado de modo secuencial, analizando sucesivamente la influencia en los mismos de las tres variables del proceso de lluvia: el volumen de evento (escenario 1), la duración de evento (escenario 2) y la duración del tiempo seco entre eventos (escenario 3).

Cuando se confía exclusivamente la eficiencia del sistema de retención al volumen de depósito (análisis en escenario 1), los resultados obtenidos resultan absolutamente satisfactorios, con una validación excelente por parte de los obtenidos mediante el modelo de simulación. Esto se debe al carácter exclusivamente volumétrico del análisis planteado y de la precisión alcanzada en la caracterización del régimen de lluvias.

Cuando entra en juego la duración de los eventos de lluvia y el caudal derivado a tratamiento (análisis en escenario 2), aparecen ciertas distorsiones entre el modelo probabilístico planteado y los resultados que arroja la simulación integral. Estas diferencias son fundamentalmente fruto de la simplificación que resulta de la forma de los pulsos de escorrentía considerados en el modelo probabilístico. Sin embargo, los indicadores de bondad siguen siendo satisfactorios y validan los resultados alcanzados.

La comparación realizada para estimar la influencia de la forma del pulso de escorrentía (rectangular o triangular) pone de manifiesto una leve mejoría de los resultados en la estimación de la eficiencia eventual EV con el modelo de pulsos triangulares. En efecto, de cara a contabilizar un vertido, el pulso triangular es más realista que el rectangular puesto que se reproduce mejor la respuesta de la cuenca en ese sentido: la existencia de un pico de caudal en el pulso aumenta el riesgo de que se contabilice un vertido. Por lo demás, las diferencias observadas entre ambos modelos no son destacables.

Por último, se analiza la influencia en los resultados anteriores de la secuencia temporal de los pulsos de lluvia (análisis en escenario 3). La secuencia temporal del proceso, representada por la variable s -duración del tiempo seco- tiene influencia en la evaluación de los estándares de emisión considerados, EN y EV, cuando se ve afectado el balance volumétrico establecido en el modelo. Esto ocurre cuando se materializa el riesgo de no contar con la totalidad del volumen de depósito al comienzo del aguacero, riesgo que existe cuando el tiempo de vaciado del depósito supera a la separación crítica entre eventos de lluvia. En ese caso, los indicadores EN y EV sufren una merma lógica. No obstante, dicho riesgo se agudiza cuando el tiempo de vaciado del depósito crece por encima de valores razonables, rango de diseño que debe ser evitado en principio. El diseño tiene que prever que el almacenamiento de agua en el tanque no puede dilatarse demasiado en el tiempo. Sin embargo, esto choca con otra consideración, ya que el vaciado no puede ser todo lo rápido que se desee, puesto que la capacidad de admisión aguas abajo en la EDAR es limitada. Superarla implicaría trasladar la DSU aguas abajo, a la propia EDAR. En definitiva, se tiene que ser consciente de que el dimensionamiento

adecuado del tanque no sólo debe basarse en unos valores de EN y EV óptimos, sino que debe considerar los aspectos mencionados anteriormente.

El análisis de sensibilidad realizado a dos parámetros temporales del modelo, tiempo de concentración y tiempo de encharcamiento, demuestra que las eficiencias eventual y volumétrica no se ven alteradas significativamente ante variaciones de éstos.

Sin embargo, una de las conclusiones más interesantes resulta del análisis de sensibilidad a los parámetros de producción de escorrentía. La discretización de la cuenca en cuanto a usos del suelo (y por tanto en cuanto a los valores correspondientes del parámetro de producción) es esencial para una correcta evaluación de los indicadores de eficiencia. Utilizar un valor promedio del umbral de escorrentía supone, necesariamente, una permeabilización artificial e irreal de la cuenca, que falsea la estimación de los indicadores EN y EV. La discretización en usos del suelo es fundamental para una correcta obtención de los indicadores EV y EN, siendo en este último el efecto mayor dado que en el análisis volumétrico pueden llegar a compensarse volúmenes pero no así en el análisis eventual, donde considerar únicamente un umbral de escorrentía medio elimina una franja inferior de eventos que, aunque no muy importantes en volumen total, sí que lo son en número (los episodios de pequeña y mediana entidad, cuya importancia de cara a la evaluación de EN resulta crucial).

En el mismo sentido, otro resultado importante estriba en el hecho de que la evaluación de los indicadores EN y EV está estrechamente relacionada con la proporción del uso de menor umbral de escorrentía (zonas pavimentadas).

Finalmente, los resultados obtenidos se trasladan a sendos ábacos de diseño, uno para cada indicador de eficiencia. De éstos se desprende que, con una combinación adecuada de volumen de depósito y caudal derivado a tratamiento, se pueden obtener razonablemente, en la cuenca analizada en Valencia, eficiencias eventuales de hasta el 90% y volumétricas de hasta el 80%. Lo que es indiscutible a la vista de los resultados, es que un valor elevado del indicador exige un determinado caudal derivado a tratamiento.

VI.1.4. Sobre la necesidad de un estudio enfocado a EQS.

A partir de la entrada en vigor de la Directiva 2000/60/CE, se establecen unas exigencias según las cuales ya no es factible admitir un vertido en función de sus características intrínsecas sino que debe evaluarse en función del impacto que genera sobre el medio receptor de acuerdo con los objetivos medioambientales fijados. De esto se deduce que resulta imperativo llegar en el análisis al segundo nivel en objetivos de protección (EQS). Evidentemente, la generalización pierde toda vigencia en este nivel, puesto que en última instancia, el objetivo de calidad ambiental debe fijarse *ad hoc* para el medio receptor en el que tiene lugar el vertido.

Se presentan no obstante las expresiones para la obtención de un indicador que evalúe la eficiencia del depósito respecto de la masa contaminante retenida como paso inmediatamente previo al análisis concreto del impacto en el medio receptor. Dicho parámetro, indicador de eficiencia másica (EM), representa el ratio de la masa de contaminante retenida respecto de la movilizada en la cuenca.

La evaluación del indicador EM se lleva a cabo a partir de dos modelos sencillos de movilización de masas. Por un lado, se trabaja con un modelo de lavado exponencial y por otro a partir de las curvas de movilización de masas.

Los resultados obtenidos con el modelo de lavado exponencial demuestran que el indicador EM depende exclusivamente del coeficiente de lavado del modelo y no de la masa inicialmente contenida en la cuenca. No obstante, esta formulación presenta restricciones que se desprenden del hecho de que no siempre se produce primer lavado en una cuenca. Además, el modelo, tal y como está concebido, atañe exclusivamente a la contaminación acumulada y lavada en la superficie de la cuenca.

Por todo ello, se plantea la formulación a partir de las curvas de movilización de masas, que representan un enfoque mucho más amplio, considerando la existencia o no de primer lavado y habiéndose calibrado en la literatura dichas curvas en cuencas tanto unitarias como separativas. De nuevo, de los parámetros que afectan al modelo de movilización de masas, el indicador de eficiencia másica sólo depende del exponente de las curvas.

En cualquiera de los casos, se concluye que, aunque relativamente fáciles de obtener, los resultados están completamente condicionados a una buena caracterización de los patrones de contaminación y su movilización en la cuenca.

VI.2. Líneas futuras de investigación.

El trabajo desarrollado en la presente tesis doctoral deja el camino preparado a futuros trabajos de investigación. Entre los que se consideran más interesantes, cabe citar los siguientes:

- a) La obtención de los indicadores de eficiencia EN y EV está condicionada a la caracterización del régimen de eventos de precipitación. Ya se ha apuntado en el capítulo II la similitud de patrones observada por el autor entre el régimen pluviométrico de Valencia y el de Santander. Sería por tanto interesante, de cara a sistematizar la metodología, obtener una regionalización de los parámetros de las funciones de distribución de las variables externas del proceso de precipitación.
- b) La concepción tradicional de los sistemas de drenaje y saneamiento urbanos se va a ver superada en breve por las denominadas Técnicas de Drenaje Urbano Sostenible. En éstas, un elemento importante es la retención en multitud de dispositivos (balsas, pozos, elementos de

biorretención, zanjas filtrantes,...). El dimensionamiento de estas infraestructuras requiere de análisis análogos al planteado en la tesis para el tanque de tormentas. El paralelismo resulta por ejemplo bastante sencillo en una balsa de retención en un sistema de pluviales donde el caudal derivado a tratamiento estaría suplido por la tasa de infiltración del terreno. Debería por tanto, plantearse la generalización de la metodología de diseño volumétrico a estas nuevas infraestructuras que, afortunadamente, serán cada vez más comunes en los sistemas urbanos de drenaje.

- c) El estudio en profundidad de los mecanismos de movilización de masas contaminantes en la cuenca y en la red, en combinación con la metodología planteada en la tesis, debe permitir establecer umbrales óptimos de área de cuenca para la obtención de los mejores rendimientos del tanque en cuanto a retención de masa. Se trataría de evaluar, en cuencas con un marcado *first flush*, dónde se encuentra el límite de cuenca para una gestión óptima de la contaminación movilizada.
- d) La idoneidad de los indicadores de eficiencia definidos en la tesis radica, entre otros, en la relativa sencillez para su obtención. No obstante, cuantifican estándares de emisión, por lo que, como ya apuntan algunos autores, debe analizarse cómo, por sí solos, pueden esbozar resultados relativos a los objetivos de calidad ambiental exigibles en el medio receptor y al impacto producido. Se trata así de llevar a cabo el análisis de la bondad de un determinado indicador ES para la consecución de un determinado objetivo EQS.

Referencias

α φ

β λ

χ μ

δ ξ

ε υ

η ρ

- Adams B. J., Fraser H. G., Howard C. D. D. and Hanafy M. S. (1986) "Meteorological data analysis for drainage system design" *Journal of Environmental Engineering, ASCE*, 112 (5), 824-847.
- Adams B. J., Papa F. (2000) "Urban stormwater management planning with analytical probabilistic methods" John Wiley & Sons, Inc, New York 358 pp.
- Alley W. M. (1981) "Estimation of impervious-area washoff parameters". *Water Resources Research*, 17 (4), 1161-1166.
- Ajuntament de Barcelona, Clavegueram de Barcelona (CLABSA), (1997) "3.7. Actuacions secundàries reductores de l'impacte ambiental" Plà Especial de Clavegueram de Barcelona - PECLAB-97, Ajuntament de Barcelona -CLABSA, 206-240.
- Andrés-Doménech I., Marco Segura J. B. (2008) "Multivariate rainfall distributions for stormwater detention tank sizing using probabilistic and single-event approaches. A comparison between northern and eastern Spain" *Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage*, Edinburg, Scotland, UK.
- Ayuntamiento de Valencia. Normativa para obras de saneamiento de la ciudad de Valencia (2004). Servicio del Ciclo Integral del Agua.
- Ayuntamiento de Valencia. Ordenanza de Saneamiento de la ciudad de Valencia. BOP núm. 162 de 10/07/1995.
- Akan A.O. (1992) "Storm runoff detention for pollutant removal" *Journal of Environmental Engineering, ASCE*, 118 (3), 380-389.
- Bachoc, A., Sanchez Y., Le Guennec B., Chebbo G., Laplace and Lin H. (1993) "Bilan scientifique et technologique du programme de recherche sur les solides en réseaux d'assainissement" *TSM-L'EAU* (10), 537-541.
- Balistrocchi M., Grossi G., Bacchi B. (2008) "Assessment of the long term efficiency of CSO capture tanks by semiprobabilistic methods" *Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage*, Edinburg, Scotland, UK.
- Barro, J. R. y Suárez J. (2004) "Problemática y técnicas de gestión de la contaminación de la escorrentía urbana en sistemas de saneamiento separativos y unitarios", XXII Curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Tomo II, CEDEX, Ministerio de Fomento y Ministerio de Medio Ambiente.
- Behera P. K., Papa F. and Adams B. J. (1999) "Optimization of regional storm-water management systems." *Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE*, 125 (2), 107-114.

- Beneyto González-Baylín C. (2004) "Evaluación de los rendimientos de depósitos de detención-aliviadero en redes de saneamiento unitarias en cuencas de la España húmeda". Tesis Doctoral. Universidade da Coruña.
- Benjamin J. R. and Cornell C. A. (1970) "Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers" McGraw Hill.
- Bertrand-Krajewski J. L., Chebbo G. and Saget A. (1998) "Distribution of pollutant mass vs volume in stormwater discharges and the first flush phenomenon". *Water Resources*, 32 (8), 2341-2356.
- Bonta J. V. and Rao R. (1988) "Factors affecting the identification of independent store events" *Journal of Hydrology*, Elsevier, 98 (3-4) 275-293.
- Burian S. J., Nix S. J., Durrans S. R., Pitt R. E., Fan C. and Field R. (1999) "Historical development of wet-weather flow management." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 125 (1), 3-13.
- CEDEX (2007) "Guía técnica sobre redes de saneamiento y drenaje urbano" Centro de Publicaciones de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento. CEDEX, Centro de Estudios Hidrográficos. ISBN 978-84-7790-438-0.
- CEDEX (2008) "Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño de los sistemas de saneamiento y drenaje urbano" Centro de Publicaciones de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Fomento. CEDEX, Centro de Estudios Hidrográficos. ISBN 978-84-7790-475-5.
- Calabro P. S. (2004) "Design storms and water quality control." *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 9 (1), 28-34.
- Choulakian V. and Stephens M. A. (2001) "Goodness-of-fit tests for the generalized Pareto distribution" *Technometrics*, American Statistical Association and the American Society for Quality, 43 (4), 478-484.
- Clar M. L., Barfield B. J. and O'Connor T. (2004) "Stormwater best management practice design guide. Volume 1. General considerations." EPA 600/R-04-121, US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, Ohio.
- Clar M. L., Barfield B. J. and O'Connor T. (2004) "Stormwater best management practice design guide. Volume 3. Basin best management practices." EPA 600/R-04-121b, US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, Ohio.
- Cobbina A., Adams B. J. and Guo Y. (2008) "The impact of climate change on Toronto precipitation characteristics and stormwater infrastructure"

Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburg, Scotland, UK.

- De Frutos G., Revilla J. A., Azpiazu L. M., García A., Vassileva S., Soriano T., Juanes J. A. y Álvarez C. (1999) "Modelos de prediseño de tanques de tormenta de redes de saneamiento litorales, atendiendo a la calidad bacteriológica del medio receptor. Resultados preliminares." V Jornadas Españolas de Puertos y Costas, 2, 1061-1073.
- Deutsch J-C., Revitt M., Ellis B. and Scholes L. (2003) "Report 5.1. Review of the use of stormwater BMPs in Europe", ADSS for the integration of stormwater source control into sustainable urban management strategies. Project under EU RTD 5th Framework Programme. DayWater Research Project, Middlesex University.
- Directiva 75/440/CEE del Consejo, de 16 de junio de 1975, relativa a la calidad requerida para las aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable en los Estados miembros.
- Directiva 76/160/CEE del Consejo, de 8 de diciembre de 1975, relativa a la calidad de las aguas de baño.
- Directiva 91/271/CEE del Consejo, de 21 de mayo de 1991, relativa al tratamiento de las aguas residuales urbanas.
- Directiva 2000/60/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 23 de octubre de 2000, por la que se establece un marco comunitario de actuación en el ámbito de la política de aguas DO L 327 de 22.12.2000, p. 1/73.
- Directiva 2006/7/CE del Parlamento Europeo y del Consejo, de 15 de febrero de 2006, relativa a la gestión de la calidad de las aguas de baño y por la que se deroga la Directiva 76/160/CEE.
- Directiva 2006/44/CE del Consejo de 6 de septiembre de 2006, relativa a la calidad de las aguas continentales que requieren protección o mejora para ser aptas para la vida de los peces.
- Di Toro D. M. and Small M. J. (1979) "Stormwater interception and storage." Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE, 105 (EE1), 43-54.
- Driscoll E. D., DiToro D. M. and Gaboury D. (1986) "Methodology for analysis for detention basins for control or urban runoff quality." EPA 440/5-87-001, US Environmental Protection Agency, Office of Water, Nonpoint Source Branch, Washington DC.
- Field R. and Lager J. A. (1975) "Urban runoff pollution control. State - of - the - art." Journal of the Environmental Engineering, ASCE, 101 (NEE1), 107-125.
- Field R. and O'Connor T. P. (1997) "Optimization of CSO storage and treatment systems" Journal of Environmental Engineering, ASCE, 123 (3), 269-274.

- Gómez M., Navarro J., Serra P., Castillo F., Menéndez S. y Escorihuela M. (2006) "El problema de las descargas de sistemas unitarios (DSU) en la cuenca del Besòs. Una metodología técnico-económica para su corrección en una cuenca mediterránea." *Tecnología del Agua*, Reed Business Information, 276, 34-42.
- González Marrero R. A. (2006) "Applicazione dei modelli deterministici e probabilistici all'analisi e alla rappresentazione dei fenomeni di accumulo e trasporto dei sedimenti delle reti di drenaggio urbano. Apporti alla gestione e alla manutenzione dei sistemi fognari." Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia.
- González Pérez J. (2001) "Metodología para la modelación y diseño de redes de saneamiento urbano aplicada a la ciudad de Valencia". Ejercicio final de carrera.
- Griffin Jr. D. M., Randall C. W. and Grizzard, T. J. (1980) "Efficient design of stormwater holding basin used for water quality protection" *Water Research*, 14 (10), 1549-1554.
- Guo J. and Urbonas B. (1996) "Maximized detention volume determined by runoff capture ratio." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 122 (1), 33-39.
- Guo Y., Adams B. J. (1998) "Hydrologic analysis of urban catchments with event-based probabilistic models. 1. Runoff volume." *Water Resources Research*, American Geophysical Union, 34 (12), 3421-3431.
- Guo Y. and Adams B. J. (1998) "Hydrologic analysis of urban catchments with event-based probabilistic models. 2. Peak discharges." *Water Resources Research*, American Geophysical Union, 34 (12), 3433-3443.
- Guo J. C. Y. (1999) "Detention storage volume for small urban catchments." *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 125 (6), 380-382.
- Guo Y. and Adams B. J. (1999) "Analysis of detention ponds for storm water quality control" *Water Resources Research*, American Geophysical Union, 35 (8), 2447-2456.
- Guo Y. and Adams B. J. (1999) "An analytical probabilistic approach to sizing flood control detention facilities" *Water Resources Research*, American Geophysical Union, 35 (8), 2457-2468.
- Guo Y. (2001) "Hydrologic design of urban flood control detention ponds." *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 6 (6), 472-479.

- Guo C. Y. J. and Hughes W. (2001) "Storage volume and overflow risk for infiltration basin design." *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, 127 (3), 170-175.
- Guo J. C. Y. (2002) "Overflow risk analysis for stormwater quality control basins." *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 7 (6), 428-434.
- Guo J. C. Y. and Urbonas B. (2002) "Runoff capture and delivery curves for stormwater quality control designs" *Journal of Water Resources Planning and Management*, ASCE, 128 (3), 208-215.
- Guo Y. and Baetz B. W. (2007) "Sizing of rainwater storage units for green building applications." *Journal of Hydrologic Engineering*, ASCE, 12 (2), 197-205.
- Gupta K. and Saul A. J. (1996) "Specific relationships for the first flush load in combined sewer overflows" *Water Research*, Pergamon, 30 (5), 1244-1252.
- Hernández Oubiña D., Blanco Menéndez J. P., Arias Sánchez R., Sánchez Briz E. M., Romero Valeiras J. L., Suárez López J., Puertas Agudo J. y Anta Álvarez J. (2009) "Estrategias de gestión de la contaminación asociada a las aguas pluviales en las Instrucciones Técnicas de Obras Hidráulicas en Galicia" Ponencia de la XXIX Jornadas Técnicas de la Asociación Española de Abastecimientos de Agua y Saneamiento (AEAS). Gijón, 3, 4 y 5 de junio de 2009.
- Hontoria, E. (1983) "Evaluación de la contaminación por escorrentía superficial urbana", Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.
- Howard, C. D. D. (1976) "Theory of storage and treatment-plant overflows" *Journal of the Environmental Engineering Division*, ASCE, 102 (EE4), 709-722.
- Hvitved-Jacobsen T., Keinding T., Yousef Y. A. (1987) "Urban runoff pollution removal in wet detention ponds" 4th International Conference on Urban Storm Drainage, 905-910.
- Instituto de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente (IIAMA) y Confederación Hidrográfica del Cantábrico (2008) "Estudio, análisis y evaluación del esquema actual de saneamiento de la cuenca baja del sistema fluvial sajabesaya y desarrollo conceptual de una nueva alternativa" Informe técnico.
- Kallioras A. G., Koutrouvelis I. A and Canavos G. C. (2001) "Testing the fit of Gamma distributions using the empirical moment generating function" *Communications in Statistics - Theory and Methods*, Taylor & Francis, 35 (3) 527-540.
- Lau J., Butler D., Schütze M. (2002) "Is combined sewer overflow spill frequency/volume a good indicator of receiving water quality impact? *Urban Water*, Elsevier, 4 (2002) 181-189.

- Law A. M. and Kelton W. D. (1991) *“Simulation, modelling and analysis”* McGraw Hill, Inc. Second edition.
- Loganathan G. V. and Delleur J. W. (1984) “Effects of urbanization on frequencies of overflows and pollutant loadings from storm sewer overflows: a derived distribution approach.” *Water Resources Research, American Geophysical Union*, 20 (7), 857-865.
- Loganathan G.V., Watkins E.W. and Kibler D.F. (1994) “Sizing storm-water detention basins for pollutant removal” *Journal of Environmental Engineering, ASCE*, 120 (6), 1380-1399.
- Malgrat P. (1995) “Control de la contaminación producida en tiempo de lluvia por las descargas de sistemas unitarios de alcantarillado” *Revista OP, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y puertos*, 33.
- Malgrat P., Verdejo J. M. y Vilalta A. (2004) “Los depósitos de retención de aguas pluviales de Barcelona: un nuevo enfoque en la lucha contra las inundaciones y la protección medioambiental.” *Tecnología del Agua, Reed Business Information*, 252, 36-40.
- Martínez Marín, E. (2005) “Hidrología práctica”. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Servicio de Publicaciones. Colección Escuelas. Segunda edición.
- Metclaf and Eddy Inc., University of Florida and Water Resources Engineers Inc. (1971) “Storm Water Management Model, volume 1: final report” EPA Rep. 11024 DOC 07-71 (NTIS PB-203289). Environmental Protection Agency. Washington D.C.
- Millar R. G. (1999) “Analytical determination of pollutant washoff parameters” *Journal of Environmental Engineering, ASCE*, 125 (10), 989-992.
- Ministerio de Medio Ambiente (2002) “Experiencia piloto de medición y estudio de las descargas de sistemas unitarios (DSU) del alcantarillado a los medios receptores en tiempo de tormenta, en varias ciudades españolas (PROMEDSU)”. Secretaría de Estado de Agua y Costas. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas.
- Ministerio de Medio Ambiente (2004) “Manual para el análisis de presiones e impactos relacionados con la contaminación de las masas de agua superficiales”. Secretaría de Estado de Agua y Costas. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas.
- Muthukrishnan S. and Madge B. (2004) “The use of best management practices in urban watersheds.” EPA 600/R-04-184, US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, Ohio.

- Norma UNE-EN 752 - 4:1997. Sistemas de desagües y de alcantarillado exteriores a edificios. Parte 4: Cálculo hidráulico y consideraciones medioambientales (1997).
- NRSCYII (2006) "Normas para redes de saneamiento del Canal de Isabel II. Versión 2006". Canal de Isabel II. Madrid.
- O'Connor T., Fan C-Y., Sullivan D., Field R., Tafuri A. and Ray A. (2002) "Considerations in the design of treatment best management practices to improve water quality." EPA 600/R-03-103, US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, Ohio.
- Orden MAM/1873/2004 de 2 de junio, por la que se aprueban los modelos oficiales para la declaración de vertido y se desarrollan determinados aspectos relativos a la autorización de vertido y liquidación del canon de control de vertidos regulados en el Real Decreto 606/2003, de 23 de mayo, de reforma del Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento de Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los Títulos preliminar, I, IV, V, VI y VII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas. Ministerio de Medio Ambiente, BOE núm. 147, 22333-22384.
- Papa F. and Adams B. J. (1996) "Application of derived probability and dynamic programming techniques to planning regional stormwater management systems" *Water Science Technology*, IAWQ, Pergamon 36 (5), 227-234.
- Papa F., Adams B. J. and Guo Y. (1999) "Detention time selection for stormwater quality control ponds." *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC, 26, 72-82.
- Rayón C. (1999) "Gestión de las aguas de tormenta en las redes de alcantarillado unitarias." *Tecnología del Agua*, Reed Business Information, 187, 41-50.
- Real Decreto Ley 11/1995 de 28 de diciembre por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. Jefatura del Estado. BOE núm. 312, 37517-37519.
- Real Decreto 509/1996 de 15 de marzo de desarrollo del Real Decreto Ley 11/1995 por el que se establecen las normas aplicables al tratamiento de las aguas residuales urbanas. Ministerio de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes. BOE núm. 77, 12038-12041.
- Real Decreto Legislativo 1/2001 de 20 de julio por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas. Ministerio de Medio Ambiente. BOE núm. 176, 26791-26817.
- Restrepo-Posada P. J. and Eagleson P. S. (1982) "Identification of independent rainstorms" *Journal of Hydrology*, Elsevier, 55 (1-4) 303-319.

- Revilla Cortezón J. A., Luceño Vázquez A., Nikolov Koev K. y Álvarez Díaz C. (1994) "Vertidos de tormenta en zonas costeras. Una metodología para el diseño acorde con las directivas comunitarias" Revista OP, Colegio de Ingenieros e Caminos, Canales y puertos, 3336, 69-78.
- Russo B., Malgrat P. y Suñer D. (2006) "Depósitos de retención de primera escorrentía." Depósitos de retención de aguas pluviales. Jornadas. Barcelona abril 2006, FLUMEN (UPC).
- Saget A., Chebbo G. and Desbordes M. (1995) "Urban discharges during wet weather: what volumes have to be treated?" Water Science Technology, IAWQ 32 (1), 225-232.
- Salaverria, M. (1995) "Las redes unitarias de saneamiento: criterios de diseño y control" Revista OP, Colegio de Ingenieros e Caminos, Canales y puertos, 31.
- Sartor J. D., Boyd G. B., Agardy F. J. (1974) "Water pollution aspects of street surface contaminants" Journal of Water Pollution Control Federation 46 (3), 458-467.
- Saul A. J., Blanksby J. R. Shepherd W. J., Barker C. and Tillotson M. (2005) "Performance evaluations of storm tanks." 10th International Conference on Urban Drainage (Copenhagen - Denmark).
- Schueler, T. and Claytor R. (2000) "2000 Maryland stormwater design manual. Volume 1. Stormwater management criteria." Maryland Department of the Environment, Water Management Administration, Baltimore, Maryland.
- Segarra-García R. and Loganathan V. G. (1992) "Storm-water detention storage design under random pollutant loading" Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 118 (5), 475-491.
- Serrano A. (2007) "Plan Nacional de Calidad de las Aguas 2007-2015" Ambienta, ISSN 1577-9491, (69). 6-15.
- Small M. J. and Di Toro D. M. (1979) "Stormwater treatment systems." Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE, 105 (EE3), 557-569.
- Sonnen M. B. (1980) "Urban runoff quality: information needs". Journal of the technical councils of ASCE, ASCE, 106 (1), 29-40.
- Stallard W. M., Smith W. G., Crites R. W. and Lager J. A. (1998) "Storage/sedimentation facilities for control of storm and combined sewer overflows." EPA 600/R-98-006, US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, Ohio.
- Stephens, M. A. (1986) "Tests based on EDF statistics" In: D'Agostino R. B., Stephens M. A., *Goodness-of-fit Techniques*, New York, Marcel Dekker, 97-193.

-
- Suárez López J. y Cagiao Villar J. (2005) "Vertidos de sistemas de saneamiento unitario en tiempo de lluvia: control de impactos en ríos" Ingeniería y Territorio, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, (71), 44-55.
- Temprano J., Cervigni M. G., Suárez J. y Tejero J. I. (1996) "Contaminación en redes de alcantarillado urbano en tiempo de lluvia: control en origen." Revista de Obras Públicas, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 143 (3352), 45-57.
- Temprano J., Suárez J. y Tejero J. I. (1997) "Contaminación en redes de alcantarillado urbano en tiempo de lluvia: control de vertidos." Revista de Obras Públicas, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 144 (3361), 47-57.
- Temprano González J., Suárez López J. y Tejero Monzón I. (1998) "Dimensioning criteria for storm water tanks for Santander." European Water Management, 1 (4), 55-60.
- Temprano J. y Tejero I. (2002) "Detention storage volume for combined sewer overflow into a river" Environmental Technology, Selper Ltd., 23, 663-675.
- Thoman G. W. (1997) "Continuous analysis methods in storm water management practice: sensitivity, calibration and verification". Tesis doctoral. Department of Civil Engineering. University of Toronto, Canada.
- Urbonas B. and Sthare P. (1993) "Stormwater. Best Management Practices and detention for water quality, drainage and CSO management". Prentice-Hall, Englewood Cliff, N. J.
- Urbonas B., Roesner L. A. and Guo C. Y. (1996) "Hydrology for optimal sizing of urban runoff treatment control systems." Journal of Water Quality International, London, (1), 30-33.
- Walker D., Golden J., Bingham D. and Driscoll E. D. (1993) "Combined Sewer Overflow Control." EPA 625/R-93-007, US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, Center of Environmental Research Information, Cincinnati, Ohio.
- Woods-Ballard B., Kellagher R., Martin P., Jefferies C., Bray R. and Shaffer P. (2007) "The SUDS Manual." CIRIA C697, London.
- Zhen X. Y., Yu S. L. and Lin J. Y. (2004) "Optimal location and sizing of stormwater basins at watershed scale." Journal of Water Resources Planning and Management, ASCE, 130 (4), 339-347.