

ESTUDIOS UNIVERSITARIOS DE
POSGRADO EN HIDROLOGÍA

máster en
hidrología
y gestión
de recursos hídricos

PROYECTOS
2016



instituto imdeaagua traguanet

Estudios Universitarios de Posgrado de las
Universidades de Alcalá y Rey Juan Carlos
(coordina Universidad de Alcalá)

Con esta publicación queremos celebrar los **10 años** de trayectoria del Máster Universitario de Hidrología y Gestión de Recursos Hídricos.

Hemos iniciado además la andadura en Latinoamérica.

Este volumen recoge los mejores Trabajos Fin de Máster realizados en el curso 2015 - 2016.

¡Enhorabuena a todos los autores!

La Comisión Docente





Índice

MEJORAS EN LA ESCORRENTÍA URBANA. INSTALACIÓN DE TANQUE DE TORMENTAS. 3

Autor: Estefanía Álvarez Muñoz

Director: José Luís Castaño Cabañas

Alcalá de Henares , 16 mayo 2016

DELIMITACIÓN DEL DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO DEL RÍO ALBERCHE A SU PASO POR EL TÉRMINO MUNICIPAL DE NOMBELA (TOLEDO) 46

Autor: Mario Díaz Martín

Director: Dr. Juan Antonio Pascual

Alcalá de Henares , 16 mayo 2016

UNA MIRADA A LA REUTILIZACIÓN DE AGUAS. LA RECARGA ARTIFICIAL DE ACUIFEROS EN ESPAÑA 99

Autor: Nerea Gallardo Sánchez

Directora: Dra. Irene de Bustamante Gutiérrez

Alcalá de Henares , 27 septiembre 2016

MODELACIÓN HIDROLOGICA CON HEC-HMS Y RS MINERVE DE LA CUENCA ALTA DEL RIO A PURÍMAC – PERÚ 168

Autor: Ningsiar Braulio Lima Usnayo

Directora: Dra. Irene de Bustamante Gutiérrez

Alcalá de Henares , 27 septiembre 2016

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL AMBIENTAL CON ENFOQUE HIDROLÓGICO PARA DIFERENTES SECTORES DEL RÍO BOGOTÁ 234

Autor: Lorena Lombana González

Directora: Dra. Irene de Bustamante Gutiérrez

Alcalá de Henares , 16 mayo 2016

BASES DE DATOS GEOGRÁFICA DE LOS HUMEDALES ARTIFICIALES CONVENCIONALES EN PEQUEÑAS COMUNIDADES: REINO UNIDO 281

Autor: Lucía Fernanda Proaño Hidalgo

Directores: Dr. Francisco Carreño Conde

Dr. Abraham Esteve Núñez

Alcalá de Henares , 06 junio 2016

ANÁLISIS DE LOS RECURSOS HÍDRICOS DISPONIBLES EN LA PLANIFICACIÓN HIDROLÓGICA ESPAÑOLA. EL EFECTO 80 331

Autor: Álvaro Terrero Guerra

Directora: Sara Pelegrín Mc Carthy

Alcalá de Henares , 16 mayo 2016

UNIVERSIDAD DE ALCALÁ
Y
UNIVERSIDAD REY JUAN CARLOS



**MASTER OFICIAL EN HIDROLOGÍA
Y GESTIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS**

PROYECTO DE FIN DE MASTER

**MEJORAS EN LA ESCORRENTÍA URBANA.
INSTALACIÓN DE TANQUE DE TORMENTAS.**

AUTOR:
Estefanía Álvarez Muñoz

DIRECTOR:
José Luís Castaño Cabañas
(Canal de Isabel II Gestión)

Alcalá de Henares, 16 de Mayo de 2016

ÍNDICE

RESUMEN.....	7
1. INTRODUCCIÓN.....	7
2. METODOLOGÍA.....	12
2.1. Modelo Hidráulico.....	13
2.1.1. Cálculo de las precipitaciones ..	13
2.1.2. Realización del modelo.....	15
2.2. Diseño del tanque	22
3. Resultados.....	22
3.1. Tubería pluviales y uniones complementarias	22
3.2. Tanque de tormentas.....	26
3.2.1. Estructura	26
3.2.2. Aliviadero de seguridad.....	30
3.2.3. Sistema de limpieza	30
3.2.4. Deflector de sólidos en suspensión	32
3.2.5. Instalaciones complementarias .	33
3.2.6. Requerimientos adicionales	34
3.3. Acabado superficial	34
4. DISCUSIÓN.....	35
4.1. Medidas no estructurales	35
4.2. Medidas estructurales	36
4.2.1. En el origen.....	36
4.2.2. Aguas abajo	37
4.3. Alternativas de drenaje urbano tradicionales	38
4.4. Experiencias similares	39
4.4.1. Cuenca Río Miño.....	39
4.4.2. Cuenca Río Rato	40
4.5. Contaminantes de las aguas pluviales	40
5. CONCLUSIONES.....	41
6. BIBLIOGRAFÍA	42
7. ANEXOS.....	45

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores periodo de retorno en función de la infraestructura y usos de la zona	14
Tabla 2. Valores Y_t obtenidos del “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular”	15
Tabla 3. Resumen resultados cálculo Precipitación Máxima Diaria	15
Tabla 4. Datos de entrada al Modelo con SWMM	19
Tabla 5. Capacidad de los sistemas de tratamiento para gestionar y tratar las aguas pluviales.....	38
Tabla 6. Resumen volúmenes de retención de los tanques.....	39

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa Geológico de Nombela editado del Mapa 603 (Fuensalida) del IGME.....	9
Figura 2. Mapa con la señalización de los puntos problemáticos en Nombela.....	11
Figura 3. Mapa con valores de C_v y \bar{P} con coordenadas U.T.M.....	14
Figura 4. Red de Saneamiento y Tubería Pluvial.....	16
Figura 5. Mapa con cuencas y subcuencas de Nombela	17
Figura 6. Esquema de entrada en SWMM.....	18
Figura 7. Esquema hidrograma de entrada en SWMM.....	19
Figura 8. Resumen resultados de la simulación realizada con SWMM.....	20
Figura 9. Esquema de entrada en SWMM, con depósito de retención.....	21
Figura 10. Resumen resultados de la simulación realizada con SWMM, introduciendo el depósito de retención	
Figura 11. Izquierda: Imagen de la Calle Santa Ana, obtenida del visor Street View. Derecha: Detalle imbornales con arqueta extraído del Mapa General, Anexo 1	23
Figura 12. Detalle canaletas transversales extraído del Mapa General, Anexo 1	23
Figura 13. Sección circular y sección rectangular equivalente	24
Figura 14. Esquema intersección tuberías de aguas pluviales y conducción hasta el tanque de tormentas	24
Figura 15. Planta y alzado del bypass de aliviadero y conducción al tanque de tormentas.....	25
Figura 16. Foto del Parque del Nogal.	27
Figura 17. Esquema interior tanque de tormentas.....	28
Figura 18. Alzado tanque con cotas en m	29
Figura 19. Planta tanque con cotas en m.....	29
Figura 20. Perfil izquierdo del tanque con cotas en m	30
Figura 21. Esquema tolvas, cama de hormigón y murete entre carriles.....	31
Figura 22. Izquierda: Detalle de murete de separación de carriles. Derecha: Detalle de solera de carril y tolva. Obtenidos del Plano de Perfil Izquierdo	32
Figura 23. Detalle de trampilla de acceso y pates de bajada extraído del Plano de Alzado.....	32
Figura 24. Detalle pantalla deflectora de sólidos antes de aliviadero extraído del Plano de Alzado	33
Figura 25. Esquema acabado exterior con casetas y sistema ventilación	34

TABLA DE ABREVIATURAS

C: Centígrado

CAD: Computer Aided Design

CEDEX: Centro de Estudios y

Experimentación de Obras Públicas

EDAR: Estación Depuradora de Aguas

Residuales

IGME: Instituto Geológico y Minero de

España

IP: Ingress Protection

KM: Kilómetro(s)

M: Metro(s)

MAGRAMA: Ministerio de Agricultura,

Alimentación y Medio Ambiente

MM: Milímetro

SUDS: Sistemas Urbanos de Drenaje

Sostenible

SWMM: Storm Water Management Model

UTM: Universal Transverse Mercator

RESUMEN

Las áreas urbanizadas suponen un cambio en el comportamiento del terreno en los episodios de lluvia. Producen una alteración en el régimen hidrológico natural de muchas zonas. El presente estudio pretende mejorar las técnicas de drenaje de una localidad, con problemas por inundaciones, introduciendo técnicas de drenaje urbano sostenible.

Las dos actuaciones principales que se plantean son: la remodelación de la red de aguas pluviales, introduciendo un nuevo colector; y la construcción de un tanque de tormentas para recoger los excesos de caudal.

Para ello se realiza un modelo hidráulico con la herramienta Storm Water Management Model, que indique donde están los problemas actuales, y que corrobore la eficacia de las mejoras introducidas.

Posteriormente, apoyándose en la red de saneamiento antigua, se diseñan los accesorios y recorrido de los nuevos colectores. La conexión de los mismos y el sistema de desvío de agua mediante un aliviadero hacia el tanque de tormentas. Este se colocará fuera de línea, aprovechando el emplazamiento de un parque urbano. Será de una sola cámara, con un aliviadero de seguridad y sistema automático de limpieza. Se proyecta también la tubería de salida y la conexión de esta con la red de pluviales.

Se compara esta medida con otras alternativas de drenaje tradicional, menos eficaces, y el valor de la elección de esta solución con respecto a otros Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible. Es adecuado complementar esta actuación con otras opciones no estructurales que mejoren su eficacia. Las experiencias similares llevadas a cabo en otros lugares como en la cuenca del Río Miño ayudan a cuantificar las obras y valoran la efectividad de la medida. Estas iniciativas supusieron una mejora económica, ambiental y social.

En conjunto, la solución propuesta acaba con los problemas de inundaciones, mejora la calidad del agua del medio receptor, contribuye con el bienestar de los ciudadanos y, mediante la construcción de un sistema separativo, asienta las bases para seguir mejorando las técnicas de drenaje local.

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo urbano modifica sustancialmente las superficies del terreno. Varía su capacidad de absorción y retención de agua, incrementando la velocidad a la que circula, y propiciando una rápida acumulación en las zonas más llanas. La disminución de la zona vegetal altera el proceso de transformación lluvia-escorrentía. Aumenta el caudal punta y adelanta el momento en el que se produce (Dolz y Gómez, 1991).

Con la entrada en vigor del Real Decreto 1920/2012 del 7 de septiembre, que modifica la normativa referente al dominio público hidráulico, se establecen las nuevas medidas aplicables al tratamiento de aguas residuales urbanas, entre ellas, la mejora de los objetivos medioambientales del medio receptor, limitando los desbordamientos de los ríos en periodos lluviosos. Para adaptarse a los cambios, es necesario un nuevo enfoque de la escorrentía superficial. Con ello comenzaron a implantarse los SUDS (Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible). Su objetivo es minimizar el impacto del desarrollo urbanístico en el ciclo hidrológico. Estas técnicas integran en su estudio, no solo aspectos hidrológicos, sino también medioambientales y socioeconómicos (Doménech y Perales, Noviembre 2007).

Este estudio tiene por objeto principal mejorar el sistema de drenaje de una zona urbana.

Como objetivos específicos se busca:

- Evitar la inundación de las áreas edificadas.
- Optimizar la red de saneamiento actual, creando una red separativa, que disminuya la presión que recibe la EDAR (Estación de Tratamiento de Aguas Residuales).

La zona de estudio es Nombela, un municipio de 121 km² perteneciente a Torrijos, provincia de Toledo. Cuenta con una población estable cercana a los 1000 habitantes. Se sitúa a 64 km (kilómetros) al noroeste de la ciudad toledana. La altitud

media es de 500 m (metros) (www.diputoledo.es). Se encuentra en el valle del Río Alberche, formando parte de la cuenca del mismo, regulada por la Confederación Hidrográfica del Tajo, que es la masa de agua a la que pertenece. El terreno presenta desniveles medios, que facilitan la escorrentía a través de los arroyos confluyentes en el Alberche.

Climatológicamente, este territorio se encuentra englobado en un área con Macroclima Mediterráneo, que se caracteriza por veranos cálidos, con temperaturas máximas de 40°C (centígrados) y veranos fríos, con mínimas de -3°C. Las lluvias se concentran en invierno, y el período de sequía estival es largo, con prácticamente ninguna precipitación durante julio y agosto. Durante estos meses se produce déficit hídrico en las plantas. Los cultivos predominantes son de secano. En las inmediaciones del pueblo prácticamente no queda nada de vegetación autóctona, habiendo sido transformada la inmensa mayoría en terrenos cultivables (Ezguiaga, Marzo 2010).

En cuanto a las formaciones geológicas sobre la que se encuentra asentado, la franja noroeste está compuesta por rocas graníticas. Es la zona de mayor altitud del municipio, coincidente la formación montañosa de La Sierra de Berrocal (figura 1). El resto está compuesto por materiales terciarios, principalmente arenas cuarzo-feldespáticas con cantos dispersos de rocas ígneas. Se produce un cabalgamiento de las rocas ígneas

sobre las terciarias. Coincidiendo con el cauce y las llanuras de inundación de los arroyos, se encuentran las formaciones del cuaternario. Son materiales que han sido

depositados en los puntos de menor desnivel. (IGME, 2007). (Instituto Geológico y Minero de España).

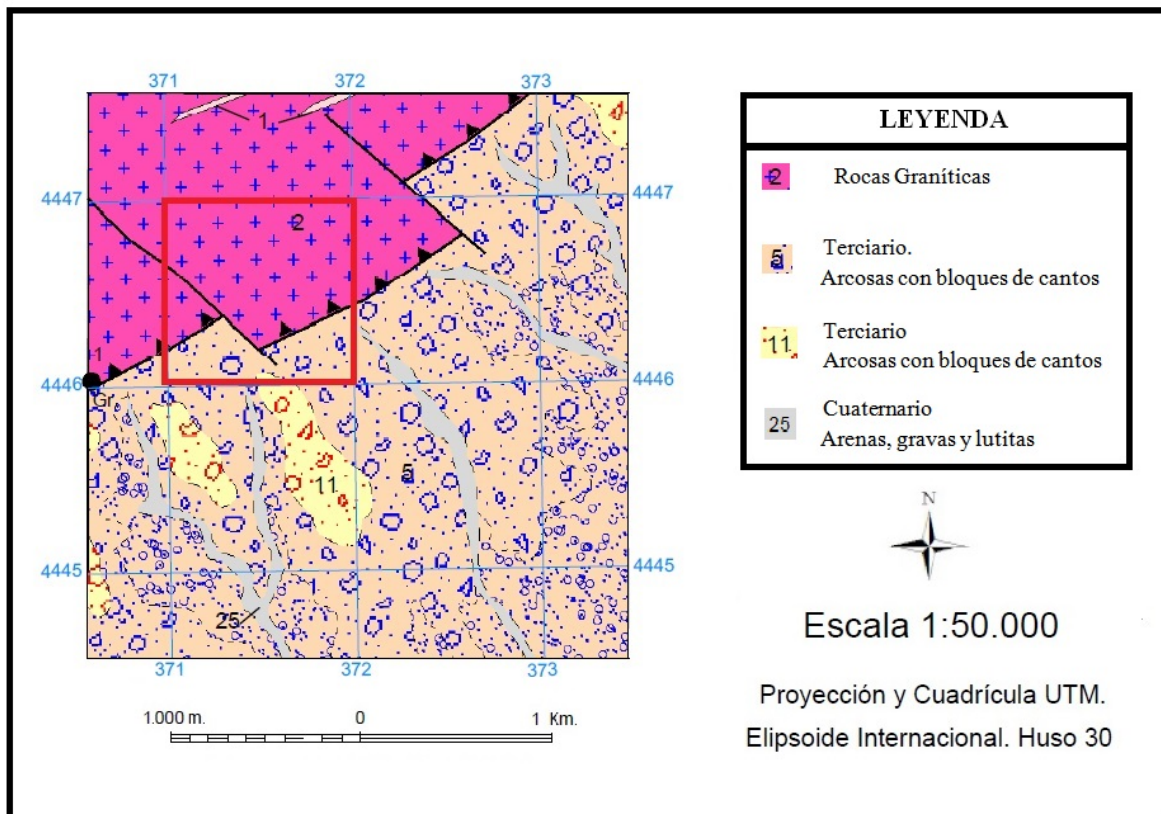


Figura 1. Mapa Geológico de Nombela editado del Mapa 603 (Fuensalida) del IGME. Está señalado el cuadrante del Municipio de Nombela.

Las rocas ígneas, poco permeables, contribuyen a que la escorrentía fluya en sentido norte-sur, reteniéndose el flujo en las zonas más llanas, influyendo en la sedimentación. Las rocas terciarias presentan una permeabilidad media-alta, mientras que las cuaternarias de las llanuras aluviales tienen una alta permeabilidad (Ezguiaga, Marzo 2010).

Hidrogeológicamente, las rocas graníticas no tienen entidad geológica, excepto alguna

zona fracturada, no conectada. Las arcosas constituyen acuíferos detríticos bien conectados. No son muy vulnerables a la contaminación, debido a la profundidad del nivel piezométrico (Ezguiaga, Marzo 2010).

Nombela está ubicado encima de estos grupos litológicos. El problema de inundación es debido a que gran parte de las calles de la ciudad, con pendientes de entre el 7% y el 15% coinciden con el curso hidrológico natural de algunos arroyos. La

Calle Arroyuelo, una de las principales, que recorre el pueblo de norte a sur, sustituye el cauce natural del Arroyo de la Nava. La pavimentación de las calles produce una pérdida de rugosidad del medio, y por tanto reduce la capacidad de retención de agua del terreno. En las zonas asfaltadas la infiltración es prácticamente nula, por lo que la totalidad de la escorrentía que entra en el casco urbano es conducida hasta la zona sur, con menor pendiente, acumulándose en las inmediaciones de la carretera autonómica CM-5051 que lo atraviesa (Ezguiaga, Marzo 2010)

En los episodios de lluvias intensas, el sistema de alcantarillado era incapaz de asumir el exceso de caudal. Como solución al problema de inundaciones, en los años 90 se construyó una tubería de diámetro 600 mm (milímetros) y 850 m de longitud, por debajo de la calle Arroyuelo, recogiendo mediante imbornales la escorrentía de la misma. Este desagua en el punto natural de continuidad, en caso de no existir la urbanización de la zona. Es el tipo de actuaciones adecuadas para zonas semiurbanas (Bañón y Baviá, 2000). El resto de agua pluvial era recogida por la red de saneamiento y conducida hasta la EDAR (Estación Depuradora de Aguas Residuales), situada en la zona sureste, que desagua en el Arroyo del Osillo.

La solución resultó ser insuficiente. Al expandirse el pueblo, se aumentó la superficie urbanizada y parte de las parcelas de la zona norte fueron utilizadas como terrenos de cultivo, disminuyendo su capacidad de retención. Además, no se tuvieron en cuenta puntos de acumulación de aguas pluviales en las zonas llanas del resto. Cuando se producen lluvias intensas, se supera la capacidad de los colectores, originándose problemas en varios puntos de pueblo (figura 2). Sobre todo estas complicaciones se multiplican durante los meses de septiembre – octubre, cuando viniendo de un periodo seco, se concentran los primeros episodios pluviométricos fuertes. En estos momentos no hay apenas vegetación aguas arriba del pueblo que retenga el agua.



Figura 2. Mapa con la señalización de los puntos problemáticos en Nombela, editado del Visor Google Earth

El punto A de la figura corresponde al Parque del Nogal. La zona B se sitúa en la confluencia de la Calle Arroyuelo con la CM-5005. En el punto C se localiza la salida del colector de pluviales.

Para paliar los problemas, se proponen dos actuaciones principales:

- Construcción de tanque subterráneo de recogida de aguas pluviales bajo el emplazamiento del “Parque del Nogal”.

- Introducción de tubería para recogida de aguas de lluvia en la zona noreste, que dirija el agua hasta la tubería de pluviales actual, pudiendo ser derivada también hasta el tanque de tormentas subterráneo. Con ello se recogería la escorrentía de la otra zona del pueblo, evitando la acumulación en la CM-5005 y sus inmediaciones.

Estas dos medidas estructurales se pueden complementar con otras SUDS en origen, no estructurales (Anta *et al.*, 2008b).

Geológicamente, el Parque del Nogal está emplazado sobre materiales arcósicos, con una pendiente de entre el 7% y el 15%, lo que según el Plan de Ordenación Municipal de Territorio muestra una capacidad de carga media. Este terreno le confiere una consistencia adecuada para poder construir sin peligro de derrumbe, siempre y cuando se estabilice correctamente (Ezguiaga, 2010).

No existe una normativa clara con respecto a la construcción de los tanques de tormentas en España. La mayoría de las iniciativas locales se basan en las normas y metodologías de otros países. Principalmente la inglesa y la alemana. (MAGRAMA (Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente), Septiembre 2014). El Manual Nacional de Recomendaciones Para El Diseño de Tanques de Tormentas contiene los criterios adecuados a utilizar a la hora de dimensionar y poner en marcha este tipo de estructuras. Además recoge la normativa europea actual, así como experiencias a nivel

nacional y mundial y el análisis del inventario de tanques nacional. Será el documento principal que se utilizará para el diseño del tanque.

2. METODOLOGÍA

La solución principal a la problemática de la zona se centra en la instalación de un tanque de recogida de aguas pluviales en la zona susceptible de ser inundada. Para el correcto dimensionamiento del mismo, hay que identificar el tipo de procedimiento adecuado a seguir. La normativa los divide en cuatro tipos:

- Nivel 1. Dimensionamiento con parámetros, atendiendo solo a criterios de emisión de contaminantes.
- Nivel 2. Basados en una modelización hidrológica, que tiene en cuenta el tamaño de la cuenca, el tiempo que tarda en recorrer la misma, los usos del suelo y el volumen de caudal circulante hacia la EDAR. También se tienen en cuenta criterios de emisión.
- Nivel 3. Dimensionamiento con modelos hidrológicos atendiendo a la generación de contaminantes aguas arriba y las emisiones al medio receptor.
- Nivel 4. Se basan en criterios de concentración, cuando se trata de aguas de carácter intermitente. Para su cálculo se realizan modelizaciones hidrológicas donde hay que tener en cuenta las variaciones en las cargas de contaminantes. Sobre todo es muy útil para medios donde se producen

variaciones drásticas en la calidad del agua debido a los episodios lluviosos (MAGRAMA, 2014).

El tanque de tormentas se va a situar en la parte alta de la población, almacenando aguas poco contaminadas. La escorrentía recogida proviene principalmente de terrenos naturales poco cultivados. Por tanto, la estrategia a utilizar será de Nivel 2.

Para la realización del modelo hidrológico se va a recurrir al uso del programa SWMM (Storm Water Management Model). Sirve para hacer una simulación hidrológica de la zona de estudio, ajustándose adecuadamente a los procesos que se producen a la salida de las aguas urbanas. Tiene en cuenta las precipitaciones, el tipo de suelo y geometría de la cuenca, la intercepción de precipitaciones por almacenamiento en depresiones y la infiltración de la lluvia en el terreno (Lewis A. Rossman, Julio 2010). Con este modelo, se va a evaluar la capacidad del sistema de drenaje de agua actual, previa construcción del tanque, para poder conocer los puntos de desborde y una aproximación del caudal excedente; y así dimensionarlo correctamente.

2.1. Modelo Hidrológico

2.1.1. Cálculo de las precipitaciones

La zona de estudio no cuenta con ningún pluviómetro cercano que recoja datos en tiempo real. Los más próximos, situados a 40 km, recogen valores medios. Para la obtención de datos más concretos de

precipitaciones a insertar en el modelo, se ha recurrido al documento “Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular”. Permite conocer las máximas precipitaciones en un determinado lugar de la España peninsular introduciendo sus coordenadas geográficas o UTM (Universal Transverse Mercator), en función de los periodos de retorno exigidos en la Instrucción 5.2-IC (Ministerio de Fomento, 1999).

Parámetros:

- “Índice de Avenidas” (Y), es el resultante de dividir los valores de lluvia máxima por su media anual, obtenidos a partir de datos de las estaciones de la región.
- “Cuantil Local” (X_t), reescala los cuantiles regionales (Y_t) con la media de precipitación local (\bar{Y}).
- Coeficiente de variación (C_v), agrupa zonas de territorio con características meteorológicas comunes (Ministerio de Fomento, 1999).

La normativa en España no especifica los periodos de retorno a considerar para el diseño de un Tanque de Tormentas, no obstante, en la mayoría de los construidos en España utilizan periodos de retorno de 10 años, que es el adoptado en este caso. Se recomienda utilizar un periodo de retorno diferente dependiendo de la infraestructura a construir y los usos del suelo (tabla 1). La tabla anterior es especialmente adecuada en casos de mejora de la red existente (Anta y Puertas, 2008d).

Tabla 1. Valores periodo de retorno en función de la infraestructura y usos de la zona, extraído de Anta y Puertas, (2008d)

Tipo de infraestructura o de zona	Periodo de retorno
Emisarios y colectores principales	25 años
Zonas de alto valor del suelo (zonas históricas, comerciales en centros urbanos, etc.)	10 - 20 años
Zonas de riqueza media del suelo (zonas de residencia habitual)	5 - 10 años
Zonas de riqueza baja del suelo (baja densidad demográfica, residencias aisladas, parques)	2 años
Zonas rurales y pequeñas poblaciones	< 1 año

Se introducen las coordenadas UTM de Mapa (figura 3), para obtener el valor de Cv. Nombela (X: 372.000, Y: 4.446.200) en el

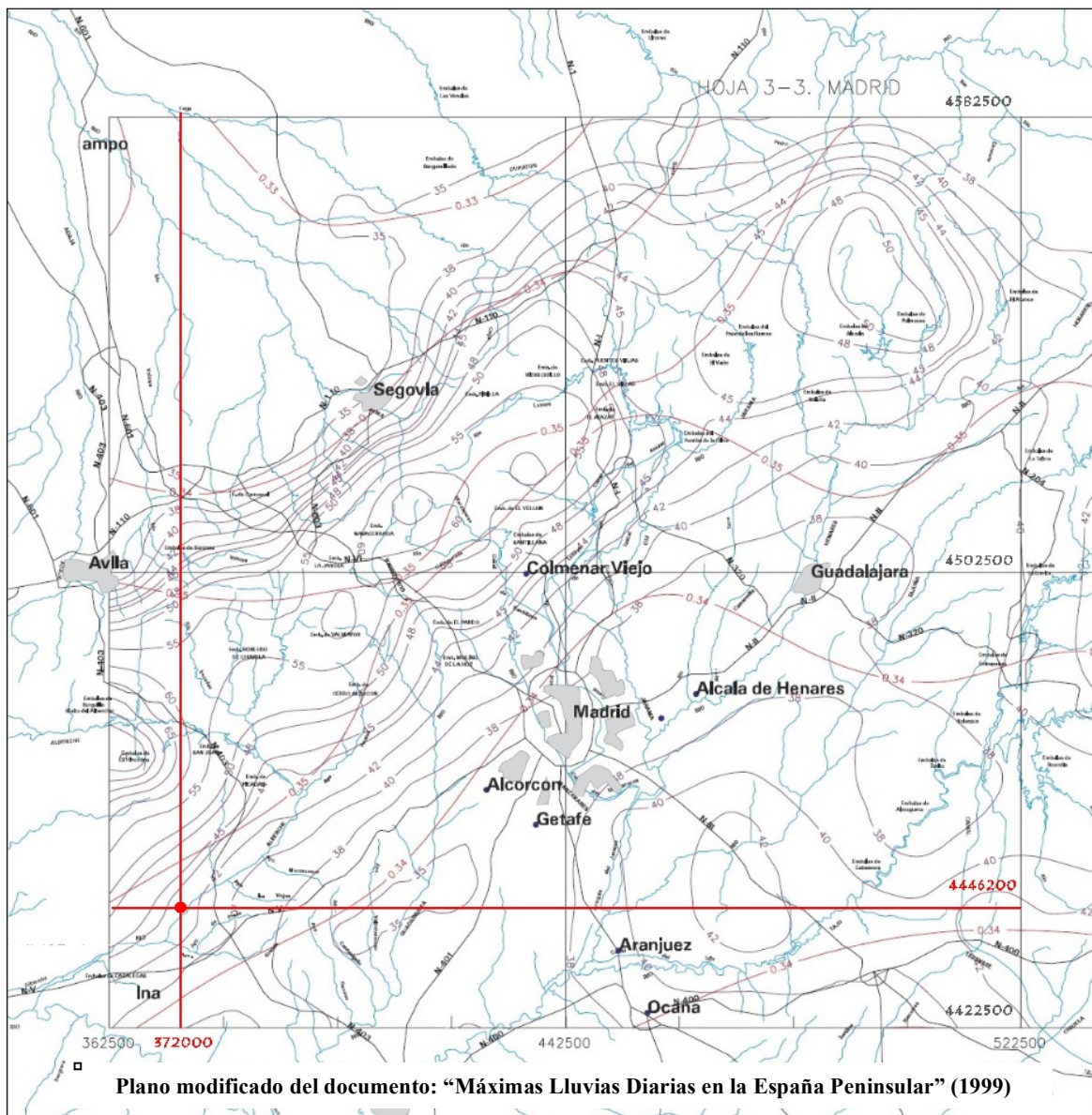


Figura 3. Mapa con valores de Cv y \bar{P} con coordenadas U.T.M. (Universal Transverse Mercator) referidas al Huso 30.

Con el periodo de retorno $T = 10$ años y el valor C_v se interpolan los valores de la tabla 2) para donde se obtiene el valor $Y_t = 1,432$.

Tabla 2. Valores Y_t obtenidos del “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular” (1997).

C_v	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

El valor X_t será el valor de precipitación máxima diaria a utilizar en los cálculos (tabla 3).

Tabla 3. Resumen resultados cálculo Precipitación Máxima Diaria.

ZONA ESTUDIO	\bar{P} (mm/día)	C_v	T (años)	Y_t	$X_t = Y_t * \bar{P}$ (mm/día)
Nombela	43	0,346	10	1,432	61,58

2.1.2. Realización del modelo

En primer lugar se estudia la posición de la red de saneamiento actual, con la ubicación del colector de aguas pluviales problemático,

así como el emplazamiento de la nueva tubería y el punto de conexión a la tubería antigua (figura 4).

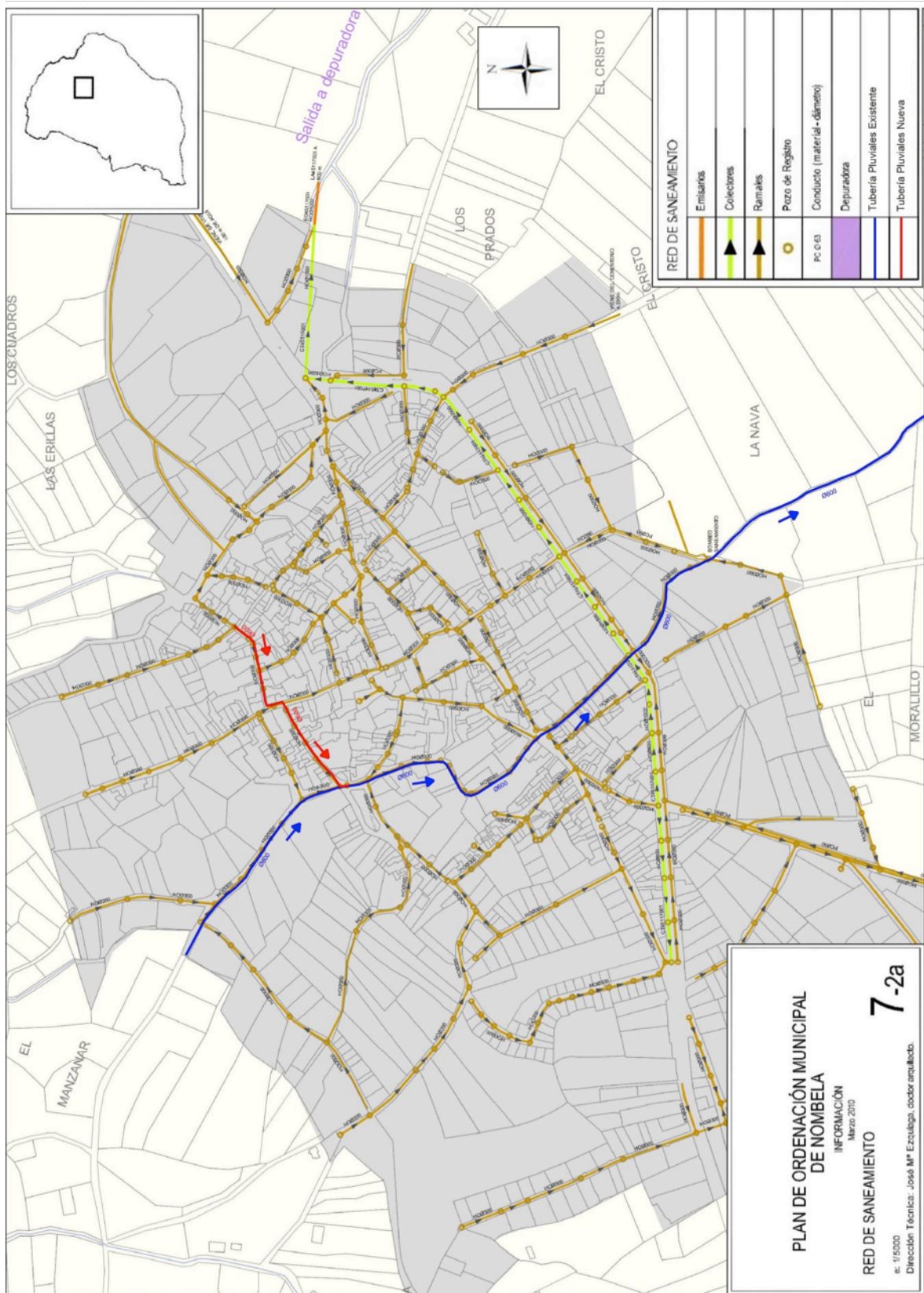


Figura 4. Red de Saneamiento y Tubería Pluvial. Modificación del Mapa 7-2^a del Plan de Ordenación Municipal de Nombela.

Se hace un estudio de las cuencas y subcuencas de la zona (figura 5). Las subcuencas Sc1, Sc2, Sc3 y Sc4 son las

aportan agua a las tuberías que van a conducir hasta el tanque de tormentas, y por tanto las que se utilizarán en la simulación.

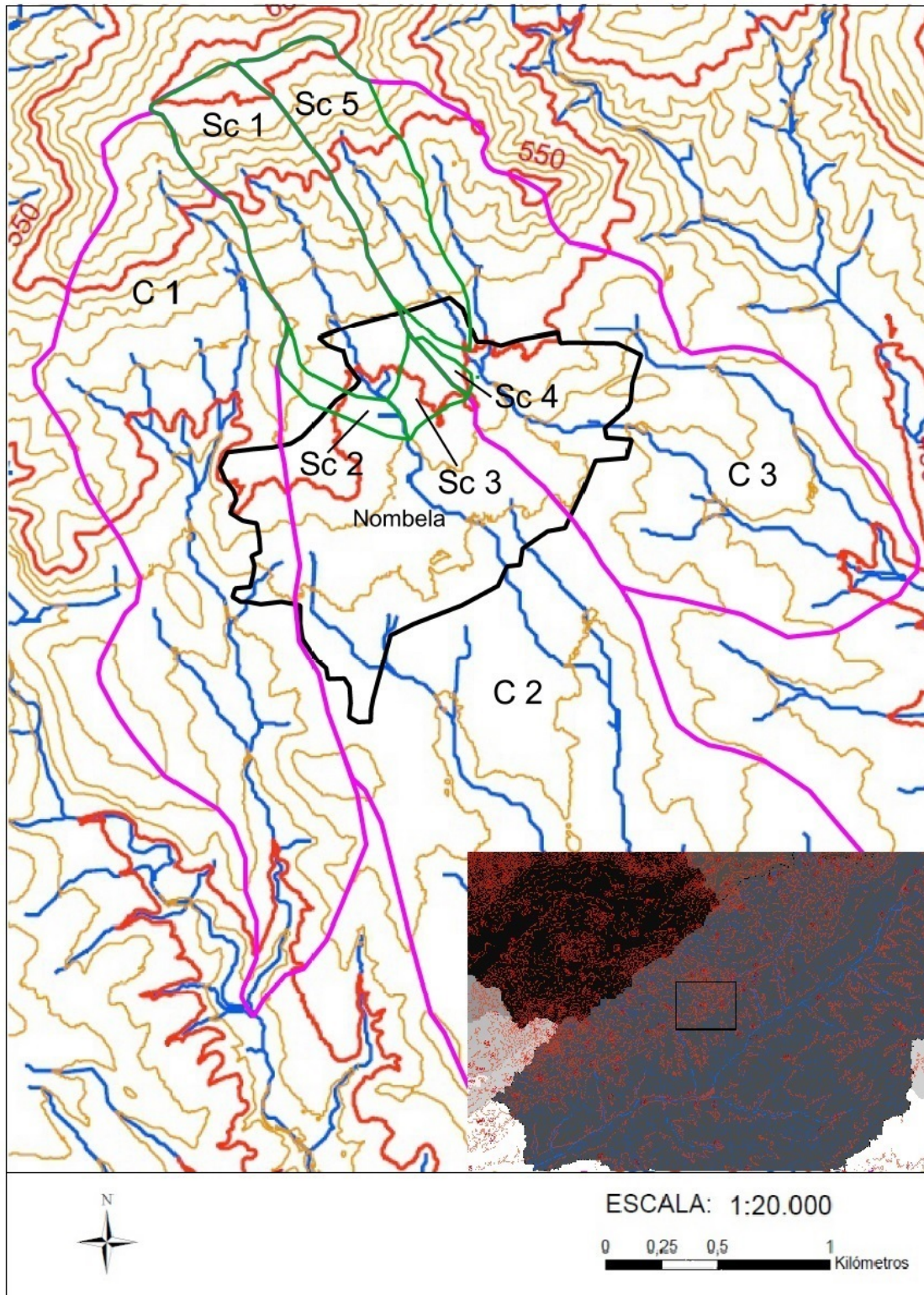


Figura 5. Mapa con cuencas y subcuencas de Nombela

Los conductos de recogida de agua se dimensionan para que funcionen en lámina libre. Cuando alguna tubería entra en carga, el caudal puede salir al exterior, produciéndose inundaciones (Dolz y Gómez, 1991). Se va a estudiar si alguna de las tuberías entra en carga. Se ha realizado un

esquema de la red con la tubería existente (L-1 y L-6) y la nueva tubería de recogida (L-2) (figura 6). La tubería L-6 llega hasta el punto de instalación del tanque de tormentas. Interesa conocer lo que está ocurriendo aguas arriba.

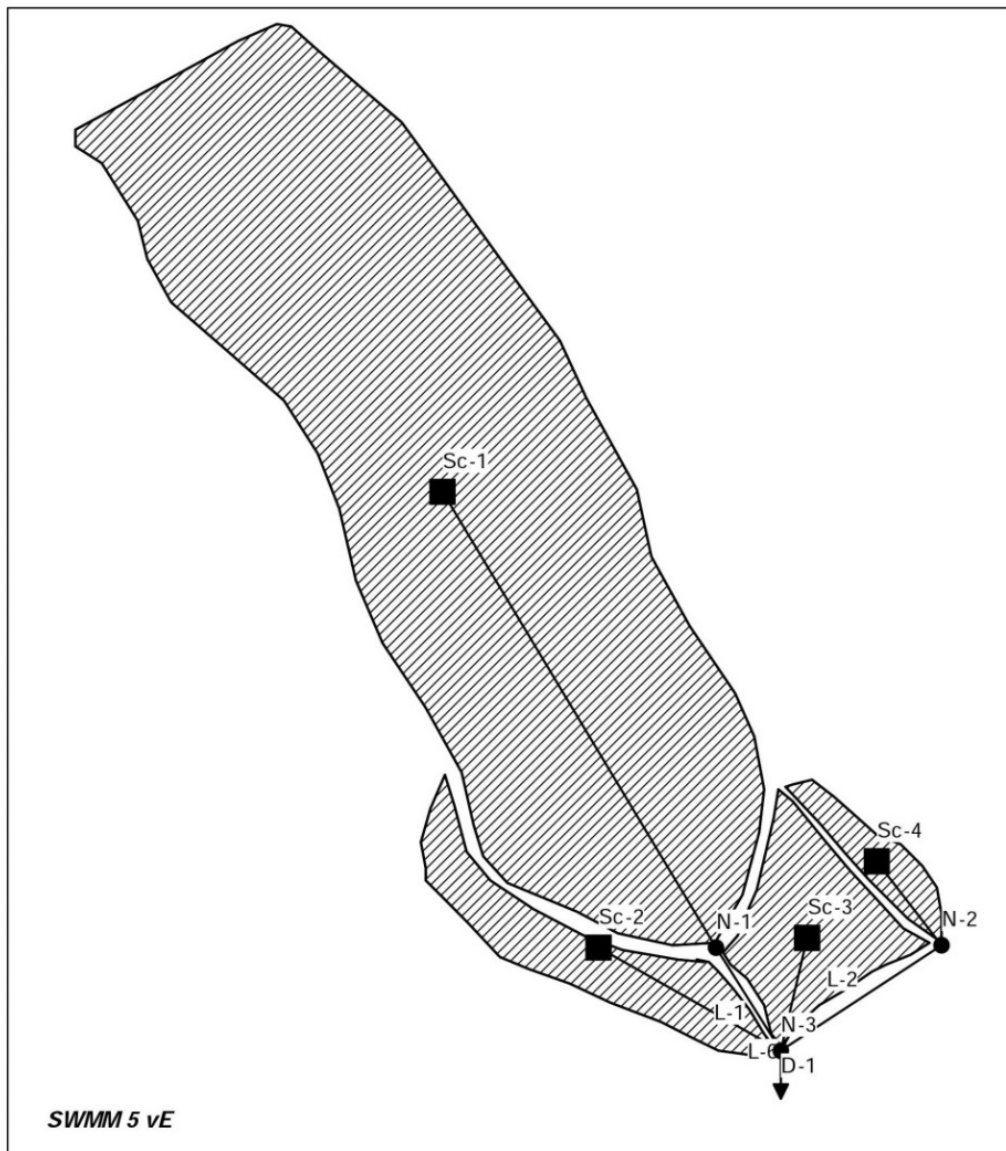


Figura 6. Esquema de entrada en SWMM.

Los valores de las cuencas, tuberías e intersecciones de las mismas a introducir en la simulación se recogen a continuación

(tabla 4). Las longitudes se miden en metros (m) y las precipitaciones en mm.

Tabla 4. Datos de entrada al Modelo con SWMM.

CUENCA	Sc1	Sc2	Sc3	Sc4
Coordenada X centroide	371.497	371.661	371.881	371.956
Coordenada Y centroide	4.446.889	4.446.408	4.446.418	4.446.498
Superficie (ha)	32,43	3,44	3,24	0,9
Pendiente media (%)	11	7	6	3
Anchura media (m)	323	72	180	33
Porcentaje zona impermeable (%)	10	30	70	60
Coef. Área impermeable	0,01	0,01	0,01	0,01
Coef. Área permeable	0,1	0,1	0,1	0,1

NUDO	N-1	N-2	N-3	D-1
Coordenada X	371.786	372.022	371.854	371.854
Coordenada Y	4.446.408	4.446.409	4.446.298	4.446.253
Profundidad (m)	497,07	500,42	491,27	490,62

CONDUCCIÓN	L-1	L-2	L-6
Longitud (m)	150	210	17
Diámetro (mm)	600	600	600
Coefficiente Manning	0,013	0,013	0,013

La lluvia de proyecto a introducir tiene en cuenta no solo la altura global de la precipitación en mm, sino también un patrón de distribución de la misma durante el

aguacero (Anta y Puertas, 2008d). Se simula una lluvia de diseño de 6 horas con el valor de precipitación para el periodo de retorno de 10 años calculado. $P = 61,58$ mm (figura 7).

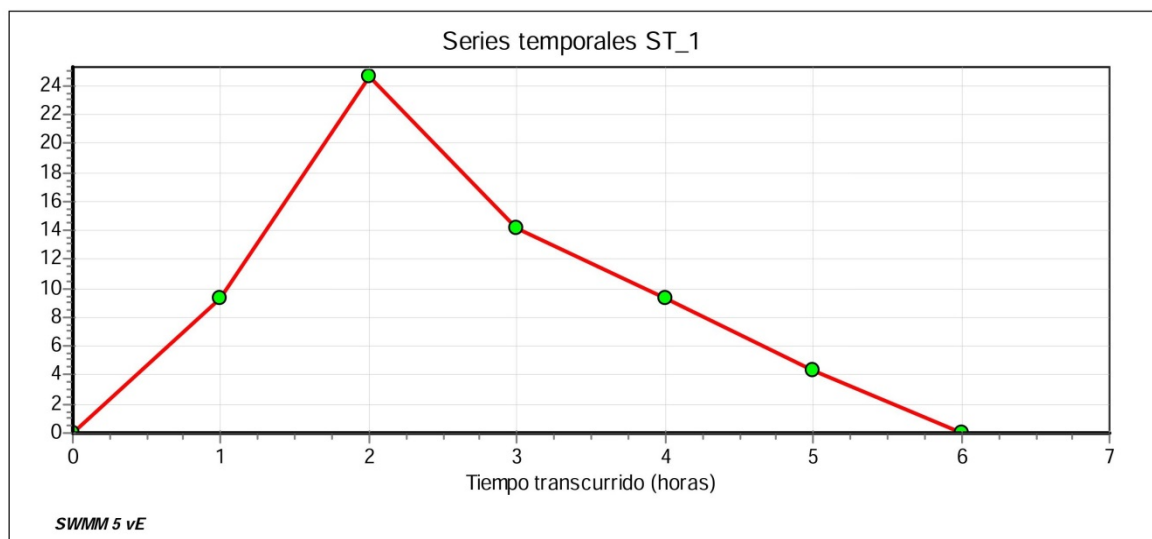


Figura 7. Esquema hidrograma de entrada en SWMM.

Como se preveía por las fotos de los estancamientos de agua de lluvia, la parte conflictiva es el nudo N-3 (figura 8). En esa zona se concentran las precipitaciones de varias cuencas, que son conducidas a través

de las canaletas de la calle y por el interior de los conductos. Es en este punto donde es adecuado instalar el tanque de tormentas para recoger el agua que sobrepasa la capacidad del sistema.

```

*****
Resumen de Escorrentía en Subcuencas
*****
-----
Subcuenca      Precip  Aporte  Evap  Infil  Escor.  Escor.  Escor.  Coef.
                Total  Total  Total  Total  Total  Total  Punta  Escor.
                mm      mm      mm      mm      mm      10^6 ltr  LPS
-----
Sc-1            61.580  0.000  0.000  55.422  6.100    1.978  221.875  0.099
Sc-2            61.580  0.000  0.000  43.106  18.281   0.629  70.604  0.297
Sc-3            61.580  0.000  0.000  18.474  42.658   1.382  155.167  0.693
Sc-4            61.580  0.000  0.000  24.632  36.544   0.329  36.944  0.593
-----
Sistema         61.580  0.000  0.000  50.678  10.792   4.318  484.586  0.175
-----

*****
Resumen de Aportes en Nudos
*****
-----
Nudo           Tipo      Aporte  Aporte  Instante  Volumen  Volumen
                Tipo      Lateral  Total  de Aporte  Aporte  Aporte
                LPS      LPS      LPS      días hr:min  Lateral  Total
                LPS      LPS      LPS      días hr:min  10^6 ltr  10^6 ltr
-----
N-1            JUNCTION  221.87  221.87  0 02:30    1.989    1.989
N-2            JUNCTION  36.94   36.94   0 03:00    0.330    0.330
N-3            JUNCTION  225.77  484.57  0 03:00    2.019    4.336
D-1            OUTFALL   0.00    286.42  0 04:07    0.000    3.552
-----

*****
Resumen de Inundación en Nudos
*****
Inundación se refiere a toda el agua que rebosa de un nudo, quede estancada.
-----
Nudo           Horas  Caudal  Instante en  Volumen  Volumen
                Inundado  Máximo  que sucede  Total  Máximo
                LPS      LPS      el Máximo  Inund.  Estanc.
                LPS      LPS      días hr:min  10^6 ltr  ha-mm
-----
N-3            1.98    218.67  0 03:00    0.797    0.00
-----

*****
Resumen de Sobrecarga de Conductos
*****
-----
Conduit        Horas  Horas  Horas  Horas
                Ambos  Lleno  Lleno  Lleno
                Ext  Ext.Ini. Ext.Fin.  Q > Q unif
                LPS  LPS      LPS      Tubo Lleno
                LPS  LPS      LPS      Limitada
-----
L-6            1.85    1.97    1.88    2.00    1.97
-----

SWMM 5 vE

```

Figura 8. Resumen resultados de la simulación realizada con SWMM.

Se realiza una nueva simulación, instalando un depósito de retención donde se encuentra el problema (figura 9). Como el caudal acumulado son 797 m³, se dimensiona para

que retenga como máximo 1000 m³. El tanque tiene por superficie 520 ha y una altura máxima de 4 m.

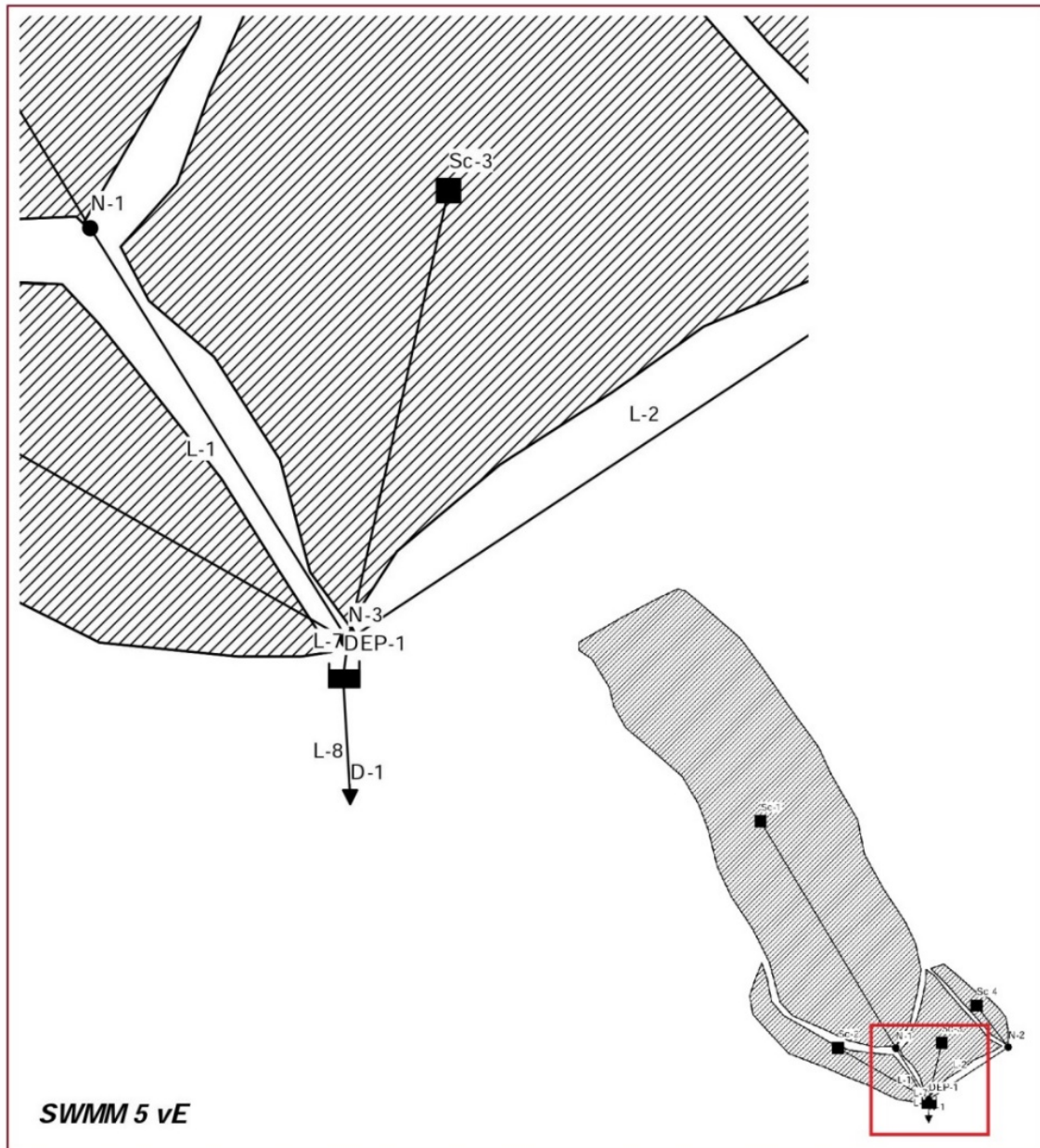


Figura 9. Esquema de entrada en SWMM, con depósito de retención.

Se comprueba que con estas dimensiones no se sobrepasa la capacidad de acumulación del tanque, y se elimina la sobrecarga del nudo

N-3. Además, el sistema soporta los aportes de la nueva tubería L-2 (figura 10).

```

*****
Resumen de Volumen Almacenado
*****
-----
Depósito          Volumen Medio   Porc. Medio   Porc. Perd.   Volumen Máximo   Porc. Máx.   Instante del Máximo   Máximo Desbord
                  1000 m3         Lleno         E&I          1000 m3         Lleno         días hr:min          LPS
-----
DEP-1              3.158          79           0            4.335          108          -1299740151         -1299740151:00
*****
Resumen de Sobrecarga de Conductos
*****
Ningún conducto ha entrado en carga.

SWMM 5 vE

```

Figura 10. Resumen resultados de la simulación realizada con SWMM, introduciendo el depósito de retención.

2.2. Diseño del tanque

El diseño del depósito subterráneo se regirá por los criterios hidráulicos anteriores, realizando los planos con herramientas CAD (Computer Aided Design).

3. RESULTADOS

Para solucionar el problema de drenaje de la zona, se implantan dos medidas principales. Una nueva tubería, que enlace con la tubería de recogida de aguas pluviales existente, que acumule la escorrentía de la parte noreste de la ciudad; y la instalación del tanque de tormentas (Mapa Anexo 1)

3.1. Tubería de aguas pluviales y uniones complementarias

La nueva tubería (de color rojo) tiene una longitud de 210 m, y discurre por debajo de la Calle Cerrillo, baja por la Calle Pozo Nuevo hasta la Calle Santa Ana. El material empleado para su fabricación son tubos de hormigón prefabricado machihembradas,

para que tenga similares características hidráulicas que la ya existente.

Aprovechando que la distribución de gran parte de las calles del pueblo se realizó siguiendo cauces naturales de agua, se utilizan las cunetas laterales de las calles para la instalación de imbornales de recogida de agua. Sus aguas son conducidas hasta arquetas, registrables en su parte superior, conectadas a la tubería (figura 11).

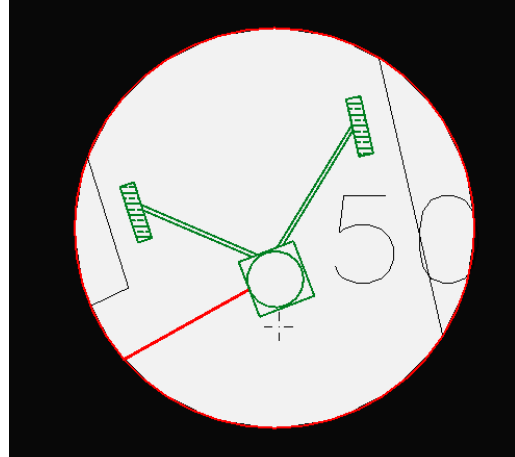


Figura 11. Izquierda: Imagen de la Calle Santa Ana, obtenida del visor Street View. Derecha: Detalle imbornales con arqueta extraído del Mapa General, Anexo 1.

Las arquetas prefabricadas de hormigón, serán circulares, de 1 m de diámetro, suficiente para el paso del tubo de diámetro 600 mm. Se colocan en cambios de dirección de la tubería. Se ha respetado la longitud máxima de 50 metros entre la colocación de

dos arquetas consecutivas. En la confluencia de dos calles se colocan canaletas transversales (figura 12), para aumentar su capacidad de recogida (Ministerio de Fomento, Marzo 2016).

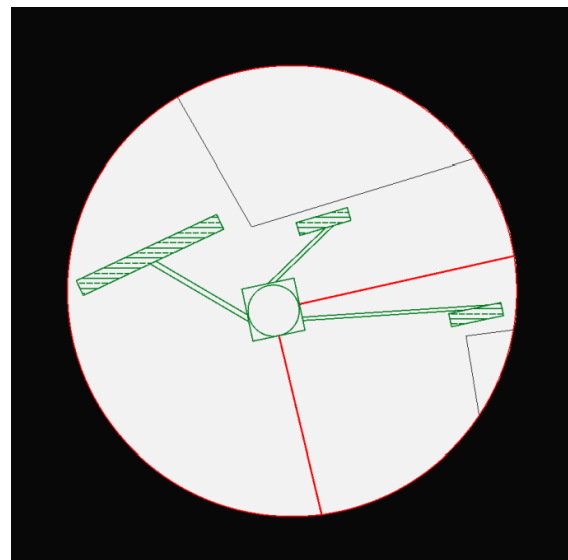
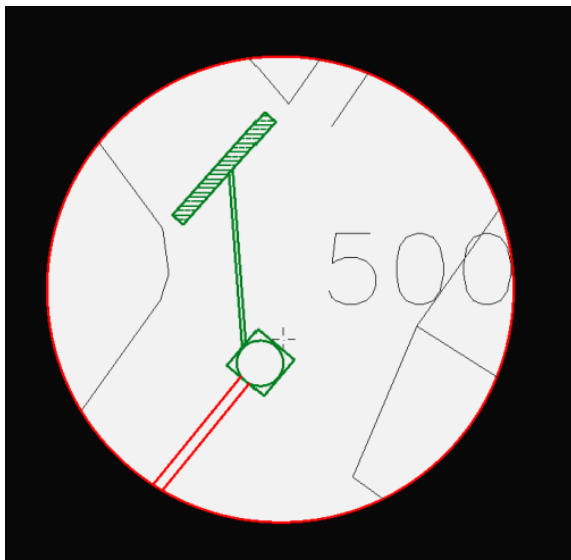


Figura 12. Detalle canaletas transversales extraído del Mapa General, Anexo 1.

La unión entre la nueva tubería y la ya existente, ambas de diámetro 600 mm, se realiza a través de una arqueta de diámetro 1 m, situada en la confluencia de la Calle Santa

Ana y la Calle Arroyuelo. De ahí partirá una conducción rectangular con un aliviadero en su lateral, de 9 m de longitud, para la captación del agua que va a pasar al tanque

(figura 13). Termina en una nueva arqueta que conecta con la tubería antigua. Para esta construcción se retirará la parte de tubería sobre la que se ubicará.

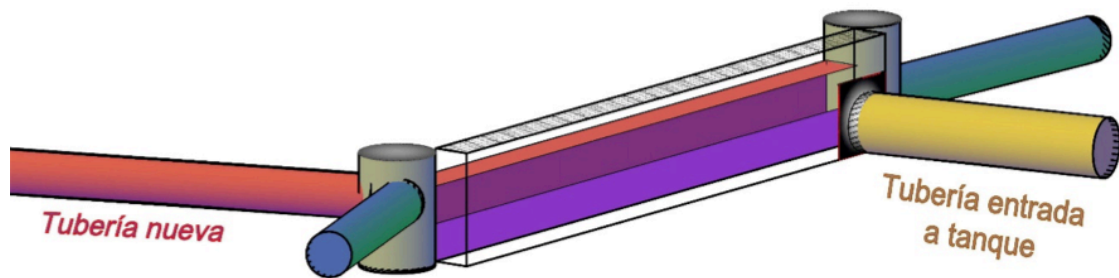


Figura 13. Esquema intersección tuberías de aguas pluviales y conducción hasta el tanque de tormentas.

El área transversal de la conducción rectangular debe tener el mismo radio hidráulico (Rh) que la tubería de diámetro

600 mm. Para evitar la sobrecarga, se considera que la se llene como máximo un 80% (figura 14).

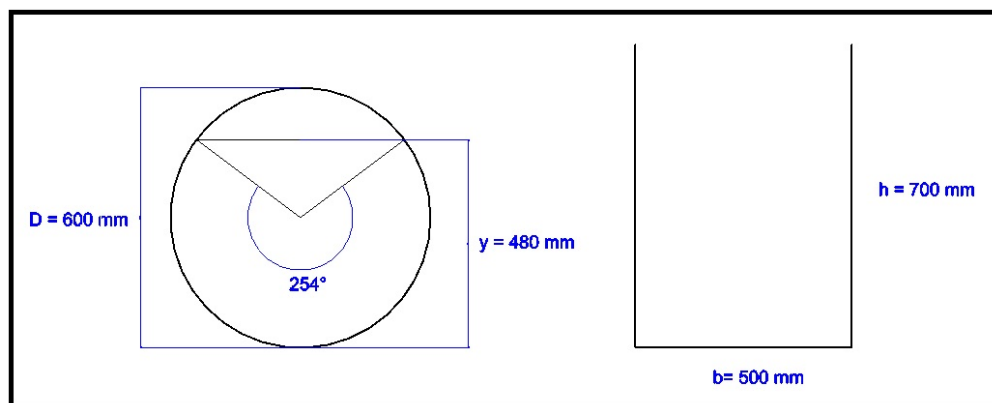


Figura 14. Sección circular y sección rectangular equivalente.

$$Rh_{circular} = \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{360}{2*\pi} * \frac{Sen(\theta)}{\theta} \right) = \frac{600}{4} * \left(1 - \frac{360}{2*\pi} * \frac{Sen(254)}{254} \right) = 182,5 \text{ mm}$$

$$Rh_{rectangular} = \frac{b*h}{b+(2*h)} = \frac{500*700}{500+(2*700)} = 184,4 \text{ mm}$$

Por tanto, la conducción tiene 0,5 m de ancho y 1 m de alto, con una ranura lateral a 0,7 m de la base, por la que reborará el fluido en los episodios de lluvia abundante.

Desde la cámara lateral donde se recoge el agua desalojada, parte una tubería de diámetro 800 mm, que conduce hasta la entrada del tanque (figura 15). Dispone de

una compuerta de cierre de emergencia, para evitar la entrada de agua si el tanque se encuentra en mantenimiento y no se puede utilizar. En este caso, dispone de otra compuerta de apertura de emergencia que permitirá el descenso del agua por la tubería antigua. Este sistema de doble compuerta aísla el tanque del resto de las conducciones.

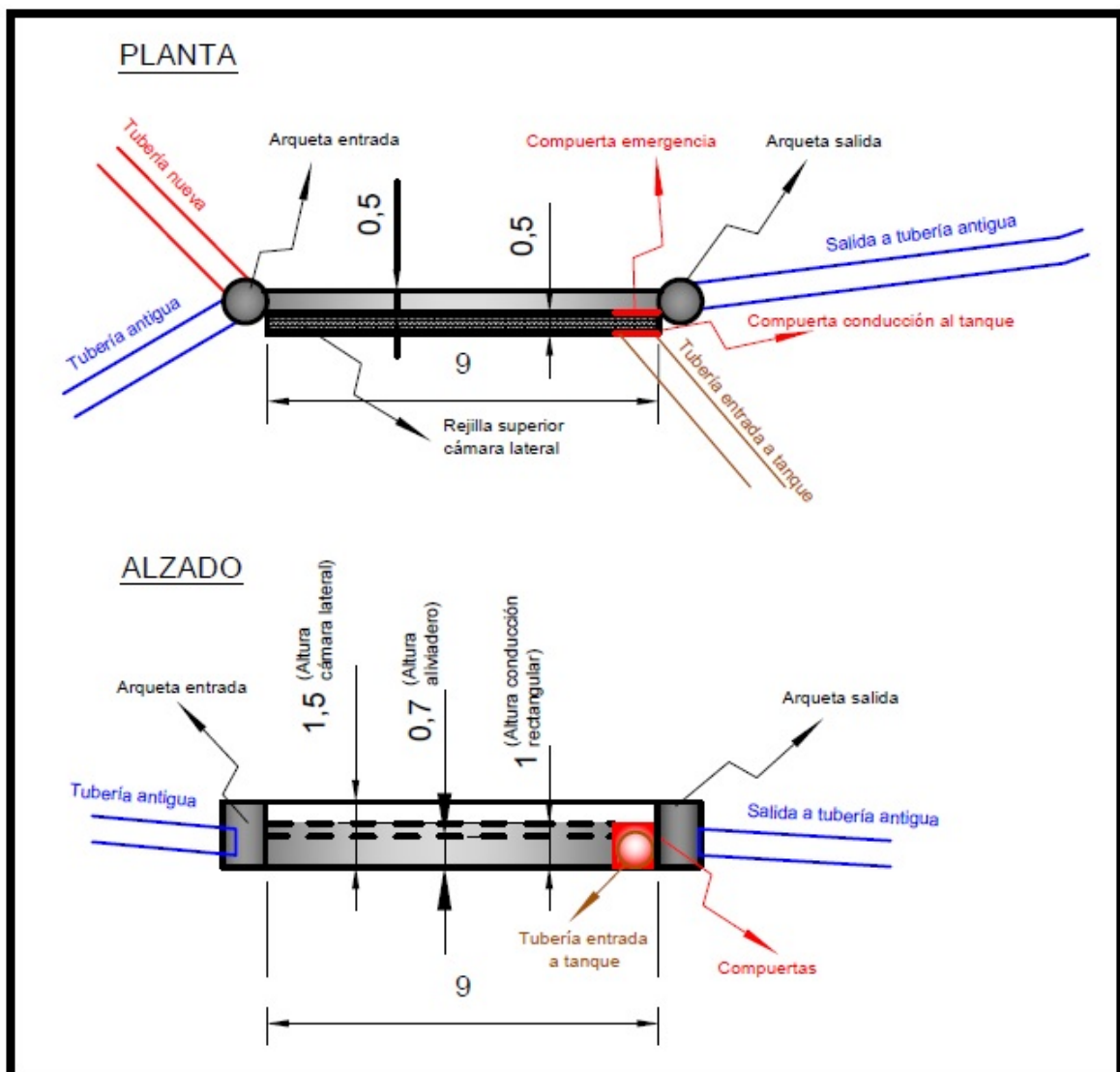


Figura 15. Planta y alzado del bypass de aliviadero y conducción al tanque de tormentas con cotas en m.

La parte superior de la cámara lateral está conectada a la superficie a través de una rejilla, que permite su acceso para labores de limpieza y mantenimiento y admite la entrada directa del agua proveniente de la Plaza del Nogal. En el lateral hay colocadas unas pates para bajada del operario.

3.2. Tanque de tormentas

3.2.1. Estructura

Atendiendo a la función prioritaria que tiene, este tanque de tormentas podría clasificarse como un tanque de detención, cuya misión es almacenar un volumen de escorrentía para paliar las insuficiencias hidráulicas del sistema (Anta *et al.*, 2008b). Hay dos tipos de tanques subterráneos según su posición relativa respecto a la red de saneamiento: los tanques en línea y los fuera de línea. En los primeros, todas las aguas provenientes de la parte superior pasan por ellos, con el inconveniente de recoger lluvias de baja intensidad, que llenan el depósito de sedimentos, lo que hace necesaria su limpieza más frecuente. Los segundos permiten

capturar el agua, retenerla hasta que se recupere la capacidad del conductor y verterla en otro punto de la tubería (Anta *et al.*, 2008a). En este caso se ha optado por estos, debido a que la zona está edificada y no hay sitio al lado de la tubería de pluviales. Además, el agua se conduce a otro punto, dejando la tubería inmediatamente aguas abajo del tanque más descargada.

La localización del depósito bajo el Parque del Nogal es adecuado, ya que se trata de un parque urbano artificial, con suficiente superficie para la realización de las obras (figura 16). Las molestias a los ciudadanos derivadas de la construcción en este emplazamiento son mínimas. El acceso de maquinaria a la zona por la Calle Miseria es adecuado, y no supone cortes ni desvíos de tráfico excesivos para los residentes. Durante las obras se vallará el perímetro de la zanja y se impondrán medidas de seguridad y salud, según la instrucción, para el acceso.



Figura 16. Foto del Parque del Nogal.

El material utilizado es hormigón, tanto para la estructura como para la solera y paramentos interiores. Según se ha estimado en el estudio hidrológico previo, el tanque debe poder recoger un volumen de 1.000 m³. Se proyecta con planta rectangular, con medidas 30 x 17,8 m. Se cumple la relación óptima en la cual la longitud es 1,5 – 2 veces la anchura. Los depósitos rectangulares son de más sencilla construcción que los que

tienen otras geometrías, lo cual minimiza las posibilidades de una mala ejecución de las paredes o la solera, que mermen sus capacidades hidráulicas. Se recomienda que la profundidad del tanque sea superior a los 4 m, en este caso la altura es de 4,5 m. Se busca con ello que las conducciones de entrada y salida vayan por gravedad, y evitar así la introducción de un sistema de bombeo (MAGRAMA, Septiembre 2014) (figura 17).

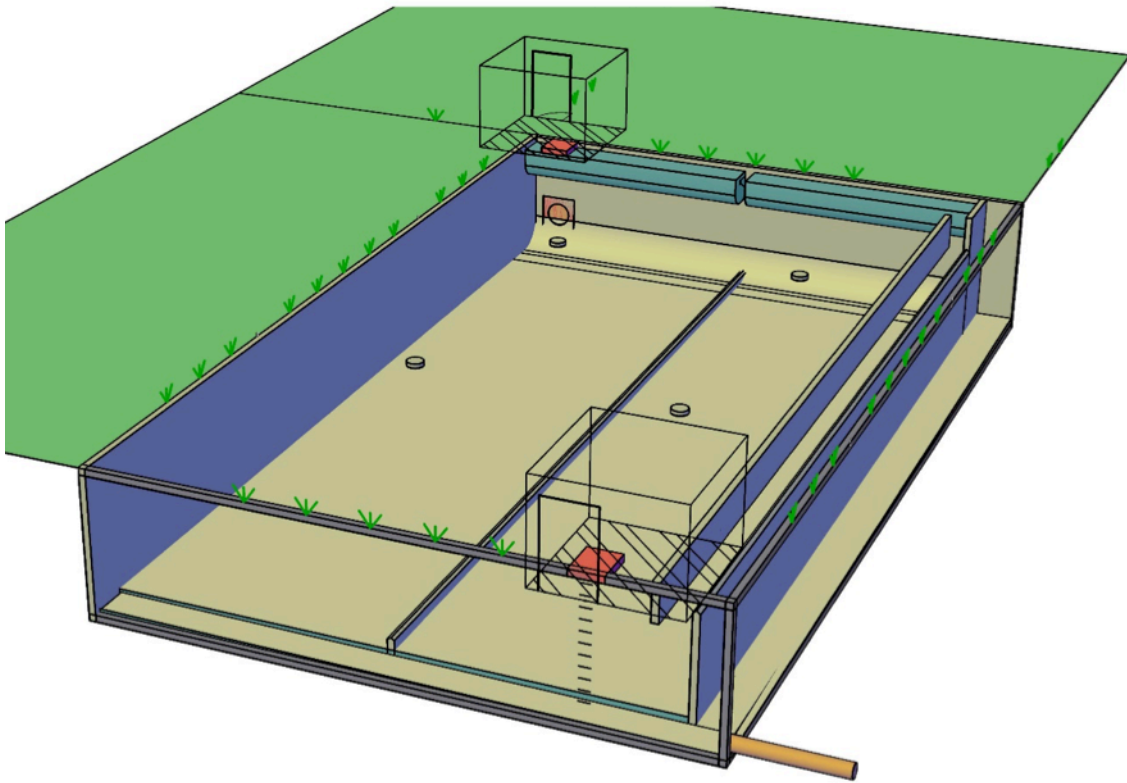


Figura 17. Esquema interior tanque de tormentas.

La superficie aprovechable del tanque es de 29,6 x 16 x 3 m dando un volumen de almacenamiento máximo de 1400 m³. La solera del tanque tiene una pendiente del 3% inclinada hacia el este. Permite conducir el agua por gravedad hasta un rebaje transversal en el fondo del mismo. Este último, con la

misma pendiente que los anteriores, desagua en la tubería de salida de diámetro 400 mm. Se ha dimensionado con diámetro inferior al resto de las conducciones, para que al producirse la evacuación, no sobrepase la capacidad de la tubería con la que conecta (figura 18, 19 y 20).

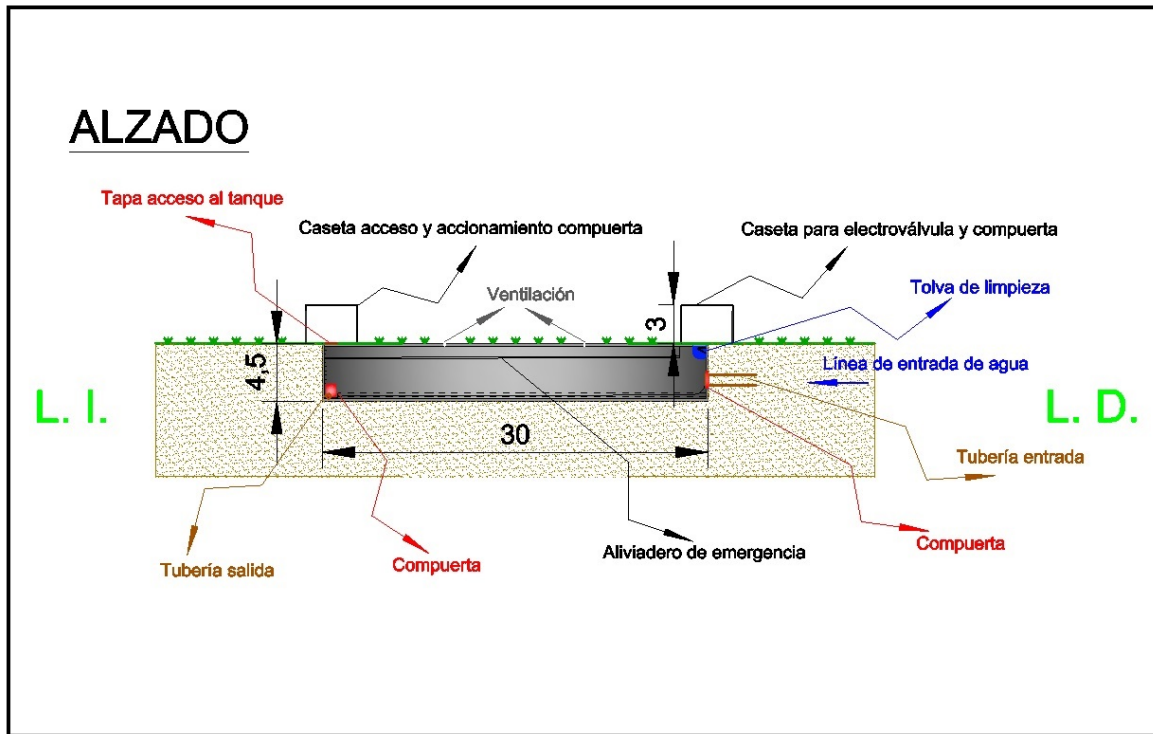


Figura 18. Alzado tanque con cotas en m.

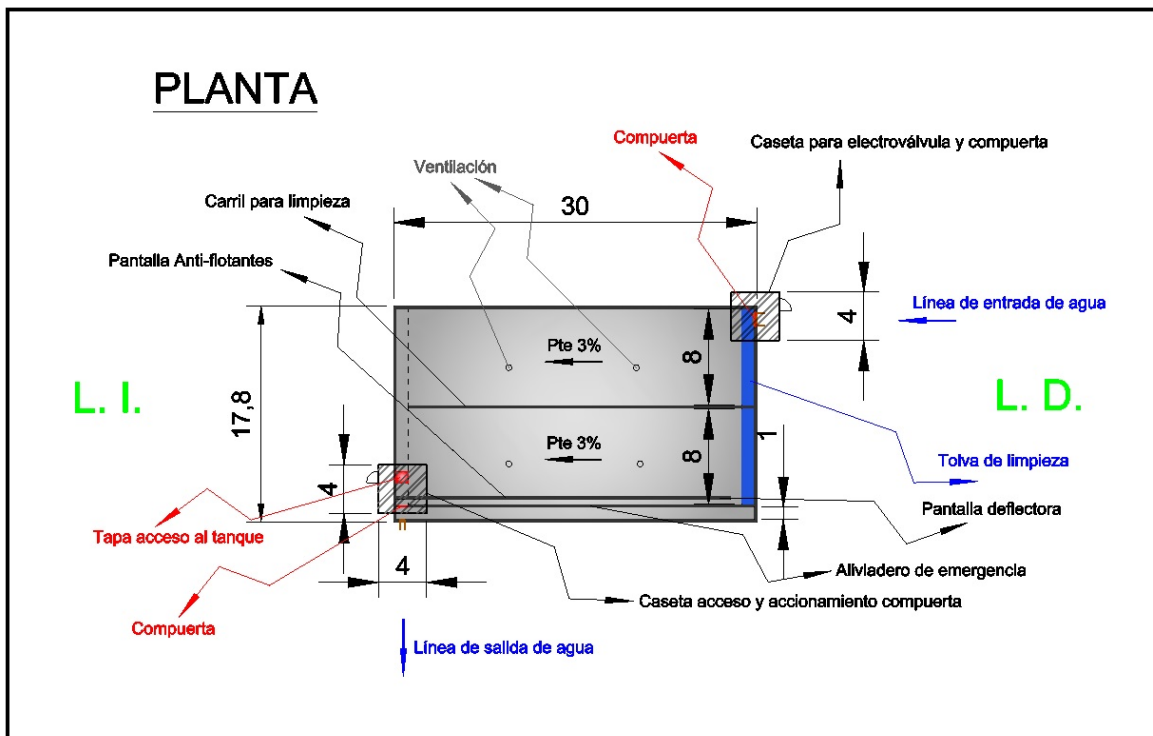


Figura 19. Planta tanque con cotas en m.

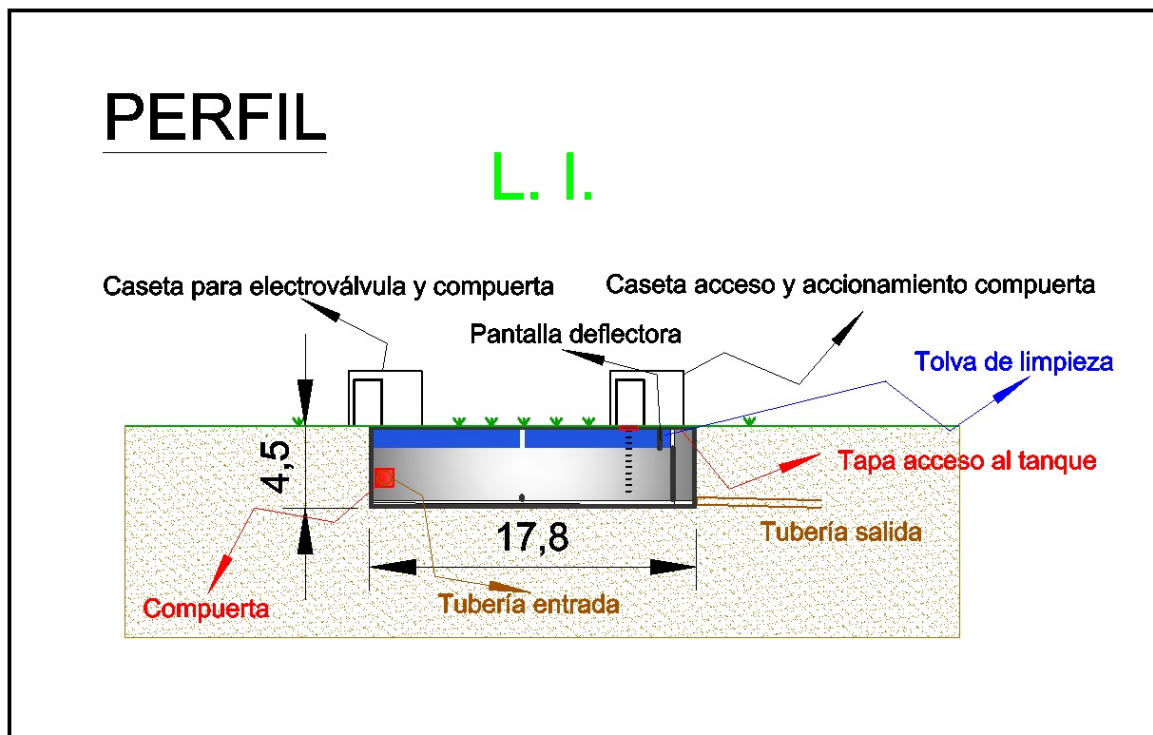


Figura 20. Perfil izquierdo del tanque con cotas en m.

El desnivel entre la salida del tanque y la arqueta que conecta con la tubería de drenaje general, es suficiente para que el vaciado se realice por gravedad y no sea necesaria la instalación de un sistema de bombeo. La tubería, que conduce el agua desde el bypass a la entrada del mismo, es de diámetro 800 mm. En el punto de conexión con el tanque, tiene una compuerta de cierre, que deshabilitará el depósito en caso de avería y que servirá para aislarlo durante las operaciones de mantenimiento. Esta compuerta está dividida en dos cuerpos, para poder usarla aunque la otra esté averiada, y para permitir regular la salida de caudal según las necesidades.

3.2.2. Aliviadero de seguridad

En el interior del tanque hay un murete de 3 metros que sirve como aliviadero de seguridad de labio fijo. La corona es redondeada. Conduce el agua hasta un carril de evacuación de 1 m de anchura, y longitud la misma que el resto del tanque. Este llega directamente a la tubería de salida, para desalojar en caso de que se supere la máxima capacidad de retención del depósito.

3.2.3. Sistema de limpieza

Al vaciarse el tanque, quedan sedimentos en la solera que deben eliminarse para evitar la proliferación de microorganismos que produzcan malos olores y problemas de contaminación, además de mermar su capacidad de almacenamiento. Por otro lado, cuanto antes se eliminen los residuos, más

sencilla será la labor (MAGRAMA, Septiembre 2014).

Para la limpieza de éste, se ha optado por un sistema automático, que reduce el coste de mantenimiento. Este sistema es eficaz, ya que la longitud del tanque es inferior a 50 m y la altura de agua no supera los 7 m. Se utilizan tolvas autovolcantes (figura 21). El mecanismo consiste en ir llenando unos tanques excéntricos colocados en la parte superior, que por cambio en su centro de gravedad, se vuelcan provocando una ola que

arrastra los sedimentos. Se colocan dos en paralelo con longitud de 8 metros cada uno. Entre medias se construye un murete separador de carriles, de 0.3 m de altura, para la mejor conducción de la ola. El murete debe acabar en pico para evitar la acumulación de sedimentos (figura 22). Este sistema requiere que los carriles tengan una solera bien acabada, totalmente lisa, con una pendiente del 3%. Una cuna circular, en la parte inferior del limpiador, del mismo diámetro, reduce las pérdidas de velocidad del agua al caer y chocar con el hormigón (Hidrostant, 2015).

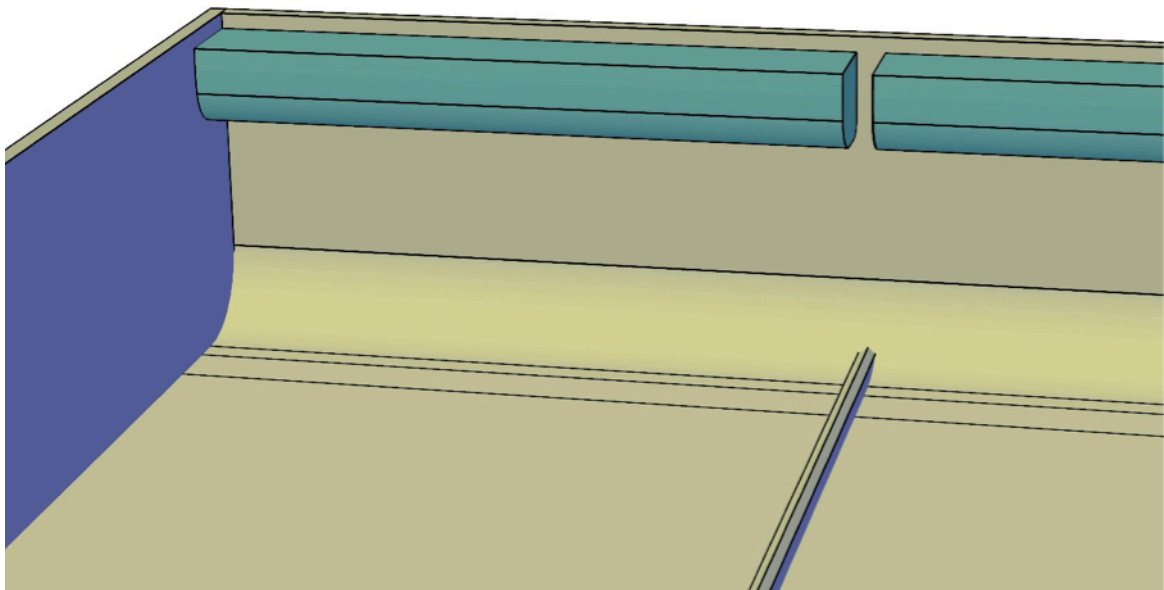


Figura 21. Esquema tolvas, cama de hormigón y murete entre carriles.

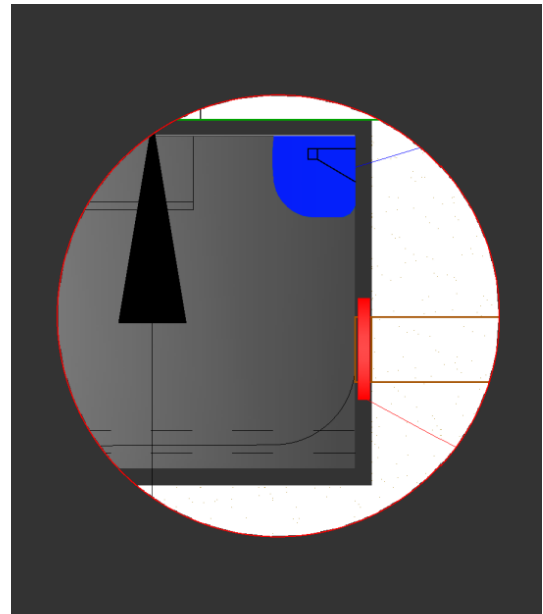


Figura 22. Izquierda: Detalle de murete de separación de carriles. Derecha: Detalle de solera de carril y tolva. Obtenidos del Plano de Perfil Izquierdo.

En caso de que el aliviadero de emergencia haya entrado en funcionamiento, habrá que limpiar el carril manualmente. Para ello el

tanque disponte de una trampilla de acceso y unos pates de bajada adosados a la solera del tanque (figura 23).

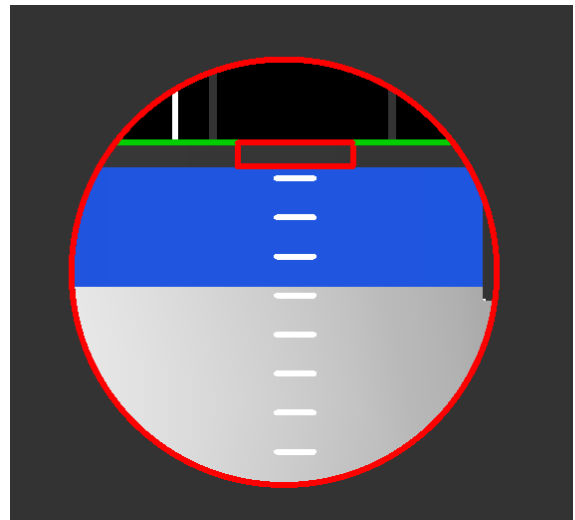
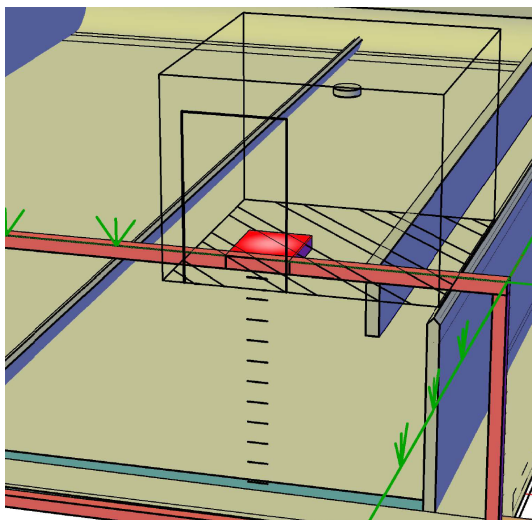


Figura 23. Detalle de trampilla de acceso y pates de bajada extraído del Plano de Alzado.

3.2.4. Deflector de sólidos en suspensión

Adosado al techo, medio metro antes del aliviadero de emergencia y paralelo a este, se coloca un murete colgado de medio metro de alto, para evitar que los sólidos en suspensión

que hayan podido entrar en el tanque sean conducidos hasta la tubería de desagüe (figura 24). En la entrada de esta, también se colocará una reja desbastadora de sólidos, para recogerlos cuando se vacíe el depósito.

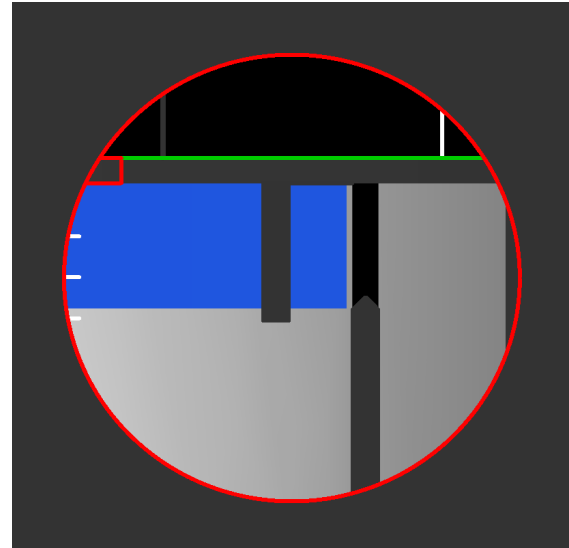
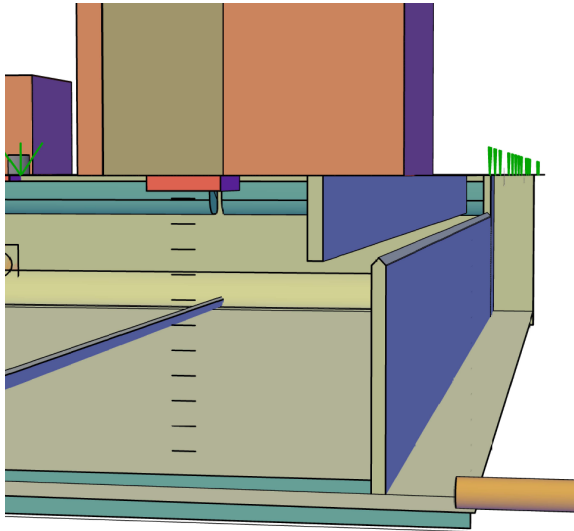


Figura 24. Detalle pantalla deflectora de sólidos antes de aliviadero extraído del Plano de Alzado.

3.2.5 Instalaciones complementarias

Para asegurar el buen funcionamiento de la construcción, hay que implantar una serie de infraestructuras y servicios complementarios.

La ventilación es imprescindible. Hay que asegurarse de que evitar las zonas de acumulación de gases. Se han instalado cuatro tuberías verticales que conectan directamente con la superficie. Esto impide la intoxicación por gases al acceder los operarios y evita que se acumulen malos olores.

El recinto debe contar con un sistema de luces en la parte superior. Los sistemas eléctricos están fabricados con nivel de protección IP-66 (Ingress Protection - 66),

para que no se deterioren en caso de entrar en contacto con el agua.

Se han instalado dos casetas en la superficie.

- Caseta de Acceso. En su interior hay una trampilla cuadrada de un metro que permite la entrada al interior del depósito. Se dispone de unos pates en la pared para la bajada. En el interior de la caseta también se encuentran los mecanismos de accionamiento de las compuertas de salida.

- Caseta para electroválvulas. Encima de la entrada de la línea de agua, se dispone otra construcción para acceso y manipulación del sistema de electroválvulas que regulan la entrada de agua a las tolvas de limpieza. Además da acceso a los mecanismos de manipulación de la compuerta de entrada (figura 25).

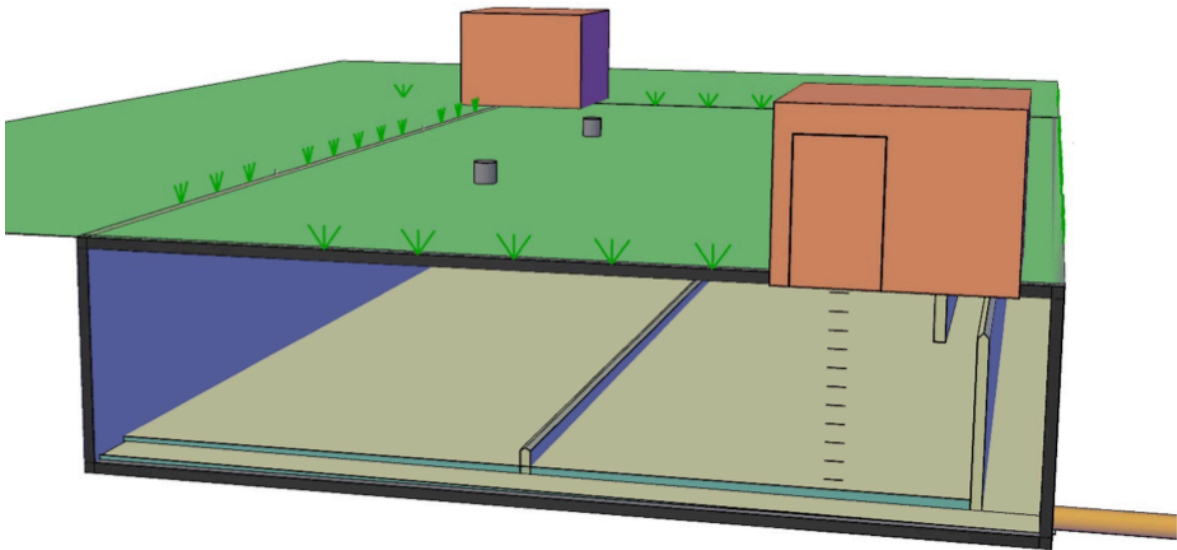


Figura 25. Esquema acabado exterior con casetas y sistema ventilación.

3.2.6. Requerimientos adicionales

Será imprescindible realizar un mantenimiento periódico de la instalación. Es necesaria una buena información meteorológica, para evitar la coincidencia de las labores de mantenimiento y los episodios lluviosos. Una buena idea es concentrar estas labores en los meses de junio y julio, donde las precipitaciones son menores. Además, hay que impedir la entrada de agua al tanque. Para ello es necesario asegurarse de que la compuerta del bypass con el aliviadero está cerrada, así como la de la tubería de acceso al tanque. Estas tareas programadas se realizarán una vez al año.

Entre otras acciones, habrá que limpiar la rejilla de desbaste de sólidos, vigilar el mecanismo móvil de la tolva y comprobar visualmente la estructura de la solera y los paramentos laterales. Se eliminarán los

sedimentos depositados, en caso de que los carriles presenten suciedad. Se debe comprobar el estado físico de las compuertas y todos sus elementos, verificando su funcionamiento; así como cerciorarse de que los orificios de ventilación no están obstruidos. Además de las periódicas, hay otras revisiones correctivas, que se realizarán en caso de avería.

3.3. Acabado superficial

Una vez realizadas las obras e instalada la estructura, hay que dejar la superficie del terreno en buen estado. Se utiliza para el relleno parte del material excavado. El resto sobrante se transporta hasta un vertedero.

En el caso de las obras en la zona de las tuberías adicionales y el bypass, se reasfaltan las carreteras. Encima del tanque se vuelve a instalar el parque. El suelo del mismo es de arena, para evitar infiltraciones en la

estructura por el riego de la vegetación. Se reutiliza parte del mobiliario antiguo, como los bancos y las farolas. El arbolado se vuelve a plantar en zonas cuyas raíces no afectan a la estructura del tanque. Una parte del espacio es destinada para la instalación de juegos infantiles y mobiliario adaptado.

4. DISCUSIÓN

Para mejorar el drenaje urbano de la zona, se ha optado por la implantación de un SUDS. Estas técnicas comprenden tanto medidas estructurales como no estructurales.

La instalación del segundo colector de pluviales y construcción del tanque de tormentas forma parte de una medida estructural, pero puede ser complementada por técnicas no estructurales, que ayuden a mejorar su eficacia, reducir la contaminación en el medio receptor y disminuir los caudales que entran en el sistema (Perales, 2008).

4.1. Medidas no estructurales

Las principales son las siguientes:

- Control de utilización de herbicidas y fungicidas en parques y jardines, así como en cultivos que se encuentren dentro de la cuenca de influencia. En el caso estudiado, sobre todo hay que regular el uso de fertilizantes en los terrenos que estén incluidos dentro de la subcuenca 1; es decir, los terrenos de cultivo en secano que se están situados en la zona norte de la población. Una gran parte de las aguas recogidas por el tanque provienen de la escorrentía de estas zonas. Regulando esto, se disminuye la concentración de nitratos en el medio receptor cuando se produzca el vertido.
- Limpieza frecuente de calles, así como el desbroce y limpieza de los terrenos adyacentes. Con ello se consigue disminuir los sólidos en suspensión arrastrados, además de reducir la contaminación por disolución de éstos en el agua, sobre todo en los primeros momentos de lluvia. Además se evitan averías del sistema por atascos.
- Limpieza de imbornales y arquetas de recogida de agua de lluvia. Si se realiza un buen mantenimiento, eliminando periódicamente los sólidos y restos de vegetación que se quedan atascados en las rejillas y en el interior de las arquetas, se optimiza la capacidad de los colectores, reduciendo la escorrentía superficial en las calles. Se consigue que la red se encuentre en el mismo estado óptimo para el que se diseñó.
- Control de conexiones ilegales al sistema de aguas pluviales. Uno de los objetivos de los cambios introducidos es poder separar las aguas fecales urbanas de las aguas pluviales. Hay que controlar que las nuevas uniones que se realicen a la red de saneamiento se hagan en la tubería adecuada. Para ello es conveniente que cada tubería tenga un color diferente, además de grabar correctamente distintivos en las tapas de las arquetas de

cada red. Si se realizan tomas de muestras y análisis periódicos en las arquetas, se pueden detectar cambios en la composición del agua, y pueden descubrirse fraudes en las conexiones.

- Recogida de residuos peligrosos a domicilio. En núcleos urbanos como el de estudio, de reducido número de habitantes, es adecuado facilitar al ciudadano que se pueda deshacer de aceites, pilas, pintura, medicamentos y cualquier otro residuo que al entrar en contacto con el agua, se diluya en ella, y suponga un problema de contaminación.
- Regulación de acopios de materiales en las zonas de esorrentía. En la realización de nuevas obras y remodelaciones, especialmente en la parte norte del pueblo, hay que almacenar correctamente los elementos constructivos, prestando especial atención a los que son susceptibles de ser arrastrados fácilmente por el agua en los episodios lluviosos. Esto evitará el aumento de sólidos en suspensión, que además de contaminar, se van sedimentando en las tuberías y el tanque, en los tramos de menor velocidad, reduciendo la capacidad del sistema.
- Programas de educación y participación ciudadana. Muchas de las medidas anteriores son ineficaces sin la colaboración de los residentes. Las campañas explicativas y de concienciación informan de los problemas

y ponen a disposición medidas individuales para paliar el problema.

4.2. Medidas estructurales

La construcción de una infraestructura para mejorar el drenaje urbano de forma sostenible se puede realizar en el origen, o aguas abajo.

4.2.1. En el origen

Se aplican en los elementos del sistema, antes de que el agua entre en la red de saneamiento o de pluviales (Anta *et al.*, 2008c). La mayoría de ellas son compatibles con la solución adoptada. Las principales son las siguientes:

- Pavimentos porosos y zanjas filtrantes. Contribuyen a desconectar superficies impermeables. Aumentan la porosidad de ciertas zonas para permitir la infiltración en el terreno. Se disminuye la erosión y se aminora la velocidad de acumulación de las precipitaciones. Hay que tener cuidado con esta técnica ya que podría introducir contaminantes en el acuífero. En este caso en particular es un método adecuado, ya que la zona saturada del acuífero no se encuentra cerca de la superficie, y la capa de terreno que hay encima actúa como depurante natural. Sería una técnica a utilizar en la parte norte de la población, donde el agua apenas lleva contaminantes disueltos.

- Almacenamiento en azoteas y tejados. Es indispensable dimensionar correctamente la estructura para que soporte la sobrecarga que supone el agua recogida. Es muy útil aplicarlo en construcciones nuevas. Como Nombela es una zona semi-rural, donde la mayor parte del pueblo ya está urbanizada, no compete aplicar esta medida.
- Zanjas de biorretención. En una zona deprimida se colocan un dren filtrante, se rellena con arena u otro material muy permeable, y en la superficie se planta vegetación que retenga el agua. Este sistema requiere espacio. Como en la zona de estudio los problemas de inundaciones se producen en zonas urbanizadas, no hay sitio para aplicar esta medida. Esta técnica está diseñada sobre todo para el control de la contaminación.

4.2.2. Aguas abajo

Se emplean en un punto intermedio o al final de una cuenca o subcuenca. Permiten controlar y almacenar un mayor volumen de agua. Suelen ser técnicas paliativas muy adecuadas cuando lo que se busca es laminar avenidas y evitar inundaciones (Anta *et al.*, 2008c). Se pueden distinguir tres técnicas:

- Estanques y tanques subterráneos de detención. También se denominan depósitos secos, porque permanecen vacíos excepto cuando se produce un episodio de lluvia intensa. Permiten laminar el hidrograma almacenar un

volumen determinado de agua. Pueden ser al aire libre o estar enterrados. Permiten eliminar parte de los sólidos en suspensión y algunos contaminantes por sedimentación. Son adecuados para evitar inundaciones. Los subterráneos permiten integrarse en el entorno sin apenas impacto visual, y ocupando poco espacio.

- Estanques de retención y humedales. La diferencia con los anteriores es que almacenan permanentemente un volumen de agua. Eliminan contaminantes por sedimentación y por degradación bioquímica gracias a las plantas y microorganismos que habitan en ellos. Son muy adecuados para mejorar la calidad del agua, sobre todo cuando hay problemas con nutrientes, turbidez o sólidos en suspensión. Si hay contaminantes emergentes presentes, no funcionarán correctamente. Requieren espacios grandes. En este municipio no hay grandes problemas de contaminación, y el objeto principal del estudio es prevenir inundaciones, por lo que este sistema quedará descartado.
- Filtros de arena. Son estructuras que almacenan temporalmente el agua y la hacen pasar por varias capas arenosas que favorecen la eliminación de la contaminación. La ventaja que tiene sobre el sistema anterior es que requiere menos espacio, aunque tiene un coste más elevado. Como su principal aplicación es mejorar la calidad del efluente, y ese no es

el objeto del estudio, este método no será el utilizado.

medida principal de un tanque de detención subterráneo es adecuada para solucionar el problema (tabla 5).

En resumen, como lo que se busca es controlar caudales punta, la utilización como

Tabla 5. Capacidad de los sistemas de tratamiento para gestionar y tratar las aguas pluviales. (Extraído de Anta *et al.*, 2008b)

TDSU		Precipitación				Protección de cauces	Control de caudales punta	Recarga acuíferos	Aceptación de aguas contaminadas
		Volumen de calidad	Nitrógeno	Metales	Bacterias				
Estanques	Detención	NO	-	-	-	SÍ	SÍ	NO	NO
	Retención	SÍ	B	B	B	SÍ	SÍ	NO	SÍ*
Humedales		SÍ	B	R	B	SÍ	SÍ	A veces	SÍ*
Infiltración	Zanjas de infiltración	SÍ	B	B	B	NO	NO	SÍ	NO
	Pozo de infiltración	SÍ	B	B	B	NO	NO	-	NO
	Estanque infiltración	SÍ	B	B	B	NO	NO	SÍ	NO
	Pavimentos porosos	NO	B	R	Sin datos	-	A veces	SÍ	SÍ
	Pavimentos modulares	NO	B	B	Sin datos	-	A veces	SÍ	SÍ
Biofiltros vegetales	Cuneta seca	SÍ	B	B	R	NO	NO	SÍ	SÍ**
	Cuneta húmeda	SÍ	R	B	M	NO	NO	NO	NO
	Zona biorretención	SÍ	B	B	R	A veces	NO	SÍ	SÍ**
	Zanjas vegetales filtrantes	NO	R	R	Sin datos	NO	NO	NO	SÍ**
Filtros	Superficiales	SÍ	B	R	R	A veces	NO	A veces	SÍ**
	Perimetrales	SÍ	B	R	R	A veces	NO	NO	SÍ**
	Subterráneos	SÍ	B	R	R		NO	NO	SÍ**
	Orgánicos	SÍ	B	Sin datos	R	A veces	A veces	A veces	SÍ**

4.3. Alternativas de drenaje urbano tradicionales

Históricamente, las opciones utilizadas para este tipo de problemas han sido de tipo estructural, sin tener entre sus considerantes el respeto de los ciclos hidrológicos naturales o la contaminación del medio receptor. Alguna alternativa para solucionar el problema hubiera sido:

- Aumento del diámetro de la tubería de pluviales. Esta medida no soluciona los problemas de estancamiento de agua en las zonas intermedia, como en el Parque del Nogal. Si contribuye a desaguar parte del caudal de las inmediaciones de la carretera CM-5051 de la parte sur de la población. Además, se producirían

problemas de erosión en la zona de descarga de la tubería, al aumentar la velocidad del agua. El cambiar una tubería de 850 m de longitud que atraviesa todo el pueblo, supone numerosas obras que derivan en molestias para gran parte de los residentes.

- Reforzar la red de saneamiento, sobre todo en la zona noroeste, para que sea capaz de absorber el exceso de lluvia. La ejecución de esta obra supone elevar el caudal de entrada en la EDAR. En caso de no poder admitir este aumento, habría que evacuarlo al Arroyo sin tratar. El agua de lluvia mezclada con la residual urbana contiene cargas de contaminantes

disueltos y sólidos en suspensión, que se transmitirían al medio receptor.

4.4. Experiencias similares

La mayoría de los tanques de tormentas construidos en España se han realizado en los últimos 10 – 15 años. Son de volúmenes muy variados, desde los 25 m³ a los 400.000 m³, aunque casi todos albergan capacidades menores de 1.000 m³. Muy pocos son a cielo abierto ya que normalmente se implantan como soluciones de drenaje urbano, y son más sencillos de integrar los enterrados en el entorno de una población (MAGRAMA, Septiembre 2014).

4.4.1. Cuenca Río Miño

Actuaciones con tanques de similar envergadura se han llevado a cabo en la

Cuenca del Miño-Sil. El problema radicaba en la infraestructura de saneamiento existente. Los colectores eran insuficientes, con tramos entrando en carga durante los episodios lluviosos, produciéndose desbordamientos. En algunos puntos, la red presentaba problemas de diseño y estaba mal conservada.

La actuación consistió en la construcción de una tubería conductora general, varios colectores secundarios, remodelación de la red antigua, instalación de arquetas de control y pozos de registro y tanques de tormentas. Se instalaron siete con una capacidad de retención conjunta de 11.118 m³ en la cuenca del Río Miño y seis en las subcuencas de los Ríos Rato y Fervedoira con capacidad para 2.035 m³ (tabla 6) (Piñeiro, Junio 2008).

Tabla 6. Resumen volúmenes de retención de los tanques. (Extraído de Piñeiro *et al.*, 2009)

Cuenca de los ríos Rato y Fervedoira		Cuenca del río Miño	
O Ceao	400	San Fiz	1.354
San Lorenzo	470	A Tolda	2.654
Paradai	470	Fingoi	617
Sagrado Corazón	250	O Valiño	559
Rato	305	Bombeo Puente Romano	784
Fervedoira	80	A Cheda	1.454
O Portiño	60	Casás	3.696
		San Mamede	450
VOL. TOTALES (m³)	2.035		11.118

La remodelación y nuevas estructuras han supuesto la mejora de la calidad de las aguas y del entorno fluvial de Lugo. Gracias a la efectividad de la medida, las técnicas aplicadas y el diseño innovador y eficiente de los edificios de instalaciones de los depósitos,

estas obras han sido galardonadas con el Premio San Telmo 2009 (Piñeiro *et al.*, 2009).

4.4.2. Cuenca Río Rato

Basándose en la experiencia y buenos resultados obtenidos en las subcuencas del Río Miño, se construyó un tanque en las Inmediaciones del Centro Comercial Las Termas de Lugo, que sufría episodios de inundaciones. Se trata de un depósito en línea de dimensiones 20,10x12,30 m y 2,93 m de altura. Puede retener un volumen de 756,27 m³. Está equipado con tolvas limpiadoras basculantes. El presupuesto de la obra fueron 450.000 €. Supuso una mejora de la calidad del agua del Río Rato, al que vierte, así como un importante ahorro económico por las pérdidas ocasionadas durante las inundaciones, que han dejado de producirse (MAGRAMA, 2009).

Al tratarse de un tanque de similar capacidad, equipamiento y características, destinado a resolver un problema similar, es de suponer que el presupuesto del proyecto será parecido, cercano a los 500.000€; e introducirá mejoras similares en la calidad del río receptor, así como en el bienestar de la ciudadanía.

4.5. Contaminantes de las aguas pluviales

Para conocer el origen y tipo de contaminantes que afecta al núcleo urbano de estudio, hay que ver qué actividades económicas desarrolla la población local. Por orden son las siguientes: construcción (33%), sector servicios (33%), industria (19%) y agricultura y ganadería (15%). Tendiendo esta última actividad cada vez más al abandono. Muchos de los terrenos alrededor

del núcleo urbano que se utilizaban para el cultivo de cereales, se han ido abandonando, por lo que se ha ido regenerando la vegetación natural. Cada vez más terrenos con estas características han sido clasificados como suelo de protección natural, El sistema de aprovechamiento en la zona es tradicional. No se producen graves alteraciones en la morfología del terreno. La actividad ganadera en la localidad es de carácter aislado, no existen naves o instalaciones que produzcan una carga contaminante importante. Las afecciones de esta actividad son de carácter puntual, no produciendo un impacto grave para las aguas superficiales ni subterráneas (Ezguiaga, Marzo 2010).

Como el agua de lluvia es recogida en la cabecera de la zona urbana de estudio, el efecto de lavado de las calles es muy moderado, teniendo una calidad bastante aceptable. Los contaminantes presentes en esta agua de lluvia son principalmente sólidos en suspensión, nitratos procedentes de los abonos en la agricultura y de actividades ganaderas y contaminación atmosférica disuelta, sobre todo cuando se producen las primeras precipitaciones. No es conveniente aprovecharla para otros usos por varios motivos:

- En primer lugar, la misión del tanque es retener los excesos de caudal. Para ello debe estar siempre vacío. Si se utiliza el agua para otras actividades, habrá momentos en que el tanque tenga agua

almacenada, y por tanto pueda comprometerse su función de regulación.

- Para poder aprovechar el agua habría que construir tanques para almacenarla, lo que supone una mayor inversión económica. Sí se puede estudiar el construir un pequeño depósito para utilizar el agua para el lavado de los carriles (MAGRAMA, Septiembre 2014).

5. CONCLUSIONES

La solución adoptada al problema de drenaje urbano supone una mejora en la localidad. Con ello se consiguen diversos objetivos.

- Evitar desbordamiento de la red de saneamiento. Esto supone un doble efecto:
 - Mejora de la calidad ambiental. Se evita que el agua de lluvia mezclada con la residual doméstica llegue al medio receptor sin tratar, cargada de contaminantes.
 - Mejora de la calidad de vida de los ciudadanos. Se palían las molestias y daños materiales producidos durante los episodios de inundación.
- Creación de red separativa. Aprovechando el colector ya instalado se introduce una nueva tubería que recoge agua de otra parte de la ciudad, pudiendo posteriormente incrementarse la red de pluviales añadiendo más colectores que conecten otros puntos del municipio.
- Optimizar la red de saneamiento. Al captar parte del agua de lluvia de zonas donde se recogía con los colectores de fecales, se disminuye el caudal que llega a la EDAR. Esto se traduce en un ahorro energético y mejor eficiencia en la depuración.
- Evitar la erosión en la parte sur del pueblo. Al haber menos cantidad de agua, es retenida más fácilmente por el terreno, disminuyendo su velocidad, y por tanto su capacidad de arrastre.

Esta medida supone una mejora con respecto a las técnicas de drenaje tradicionales. Al estar enterrada, el impacto paisajístico es mínimo ya que se reducen las infraestructuras que discurren por la superficie. La parte exterior del tanque restaurada, proporciona una zona de ocio para la ciudadanía.

Contribuye con los SUDS. Es adecuado combinar las medidas estructurales, como es la tubería y el tanque, con todas las medidas no estructurales. Estas actuaciones se pueden complementar con pavimentos porosos en la zona norte de la población. Con ello se retrasa el caudal punta en caso de lluvia intensa y se reducen los contaminantes por el efecto depurador que tiene el terreno. Otra medida a tomar es promocionar la restauración de la vegetación natural en los terrenos de cultivo abandonados.

En los últimos años la sociedad exige cada vez más que se cumplan criterios de ecología y sostenibilidad para realizar una obra, por

encima del diseño. Aun así, son muy escasas las actuaciones realizadas en comparación con otros países. El reto supone implantar los SUDS, para mejorar la relación entre agua y ciudad, reportando beneficios económicos, sociales y medioambientales (Prieto, 2010).

6. BIBLIOGRAFÍA

- Anta Álvarez, J.; Beneyto González-Baylín, M. C.; Cagiao Villar, J.; Puertas Agudo, J.; Suárez López, J. (2008a). Depósitos para el control de la contaminación en sistemas unitarios. En: Puertas Agudo, J. Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño (pp. 423–488). Monografía M-98 del CEDEX.
- Anta Álvarez, J.; Cagiao Villar, J.; Puertas Agudo, J.; Suárez López, J.; Temprano González, J. (2008b). Técnicas de drenaje urbano sostenible en sistemas separativos. En: Puertas Agudo, J. Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño (pp. 491–599). Monografía M-98 del CEDEX.
- Anta Álvarez, J.; Puertas Agudo, J.; Suárez López, J.; Temprano González, J. (2008c). Las técnicas de drenaje urbano sostenible. En: Puertas Agudo, J. Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño (pp. 393–420). Monografía M-98 del CEDEX.
- Anta Álvarez, J.; Puertas Agudo, J. (2008d). Necesidades y herramientas para el análisis hidráulico. En: Puertas Agudo, J. Gestión de las aguas pluviales. Implicaciones en el diseño (pp. 97–166). Monografía M-98 del CEDEX.
- Bañón Blazquez, L.; Beviá García, J. F. (2000). Manual de carreteras. Alicante: Ortiz e Hijos, Contrastista de Obras, S.A., 2000. Vol. 2.
- Dolz, J.; Gómez, M. (1991). Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores.
- Doménech, I. A.; Perales Momparler, S. (Noviembre 2007). Los sistemas urbanos de drenaje sostenible: Una alternativa a la gestión del agua de lluvia.
- Ezguiaga Arquitectura, Sociedad y Territorio S.L. (Marzo 2010). Plan Ordenación Municipal. Excelentísimo Ayuntamiento de Nombela. Volumen I.
- Hidrostack. (2015). Manual de Limpiadores Auto-basculantes de Tanque de Tormentas. Catálogo 26.1.3.
- IGME (Instituto Geológico y Minero de España) (2007). Mapa geológico de España. Escala 1:50.000. Segunda Serie. Primera Edición. Magna 50. Hoja 603, Fuensalida.
- Lewis A. Rossman. National Risk Management Research Laboratory (Julio 2010). Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0. Unit States Environmental Protection Agency.

- MAGRAMA (2009). Informe de Viabilidad de Infraestructuras Hidráulicas. Aliviadero “Centro Comercial As Termas”. Clave: 01.327-0209/2111. Plan E.
- MAGRAMA (Septiembre 2014). Manual Nacional de Recomendaciones para el Diseño de Tanques de Tormentas. Serie Monografías CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas).
- Ministerio de Fomento, Dirección General de Carreteras (1999). Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular. Serie Monografías CEDEX.
- Ministerio de Fomento (Marzo 2016). Norma 5.2-IC. Drenaje Superficial (Orden FOM/298/2016 de 15 de febrero). Boletín Oficial del Estado N°60, Sec. 1.
- Perales Momparler, S. (2008). Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS). Ponencia Expo Zaragoza 2008. Semana temática: Agua y Servicios de Abastecimiento y Saneamiento.
- Piñeiro Aneiros, J. (Junio 2008). Nuevo sistema de saneamiento de Lugo. Contribución a la mejora de la calidad de las aguas y minimización del impacto ambiental en su entorno. Confederación Hidrográfica del Norte.
- Piñeiro Aneiros, J.; González, J.; Maestro, I.; Suárez, J.; Puertas, J.; Anta, J. (2009). Colectores generales del Miño en Lugo: un sistema integral de saneamiento en medio fluvial (Premio San Telmo 2009).
- Prieto Leache, I. (2010). Sistemas urbanos de drenaje sostenible. Agua y ciudad. Proyecto Dina-mar y Gestión Integral del Agua en la Edificación.
- www.diputoledo.es. Diputación de Toledo. Directorio de Municipios.
<Accesible desde URL:
http://www.diputoledo.es/global/areas/turismo/muni_datos.php?id_area=11&id_seg=&id_cat=21&f=21&codine=45117&id_ent=171>.
- Accedido en 25 de Enero de 2016.
- PROGRAMAS INFORMÁTICOS**
- ARCGIS 10.3 (1999–2014). Esri Inc. Versión 10.3.0.4322.
- AUTOCAD 2009. Autodesk Inc. Versión C.56.0 (UNICODE).
- DRAFTSIGHT (2015). Dassault Systèmes Versión 2015 x64 SP3.
- SWMM (Mayo 2010). United States Environmental Protection Agency. VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018 vE). Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos Universidad Politécnica de Valencia.

INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA

Instituto Geográfico Nacional, Mapas Topográficos y Modelos Digitales del Terreno escala 1:25.000.

<Accesible en URL:

<http://centrodedescargas.cnig.es/CentroDescargas/catalogo.do#selectedSerie>>. Accedido en 27 de Enero de 2016.

Instituto Geológico y Minero de España, Mapas Cartografía Geológica Nacional escala 1:50.000. Segunda Serie.

<Accesible en URL:

<http://info.igme.es/cartografia/magna50.asp?hoja=603&bis=>>. Accedido en 25 de Enero de 2016.

Street View (Septiembre 2014). Visor de Google Maps.

<Accesible en URL:

<https://www.google.es/maps/@40.1577646,4.5038043,3a,75y,238.86h,89.42t/data=!3m6!1e1!3m4!1sD5ERDDQIjhNodSgj-jvasw!2e0!7i13312!8i6656!6m1!1e1?hl=es>>.

Accedido en 17 de Febrero de 2016.

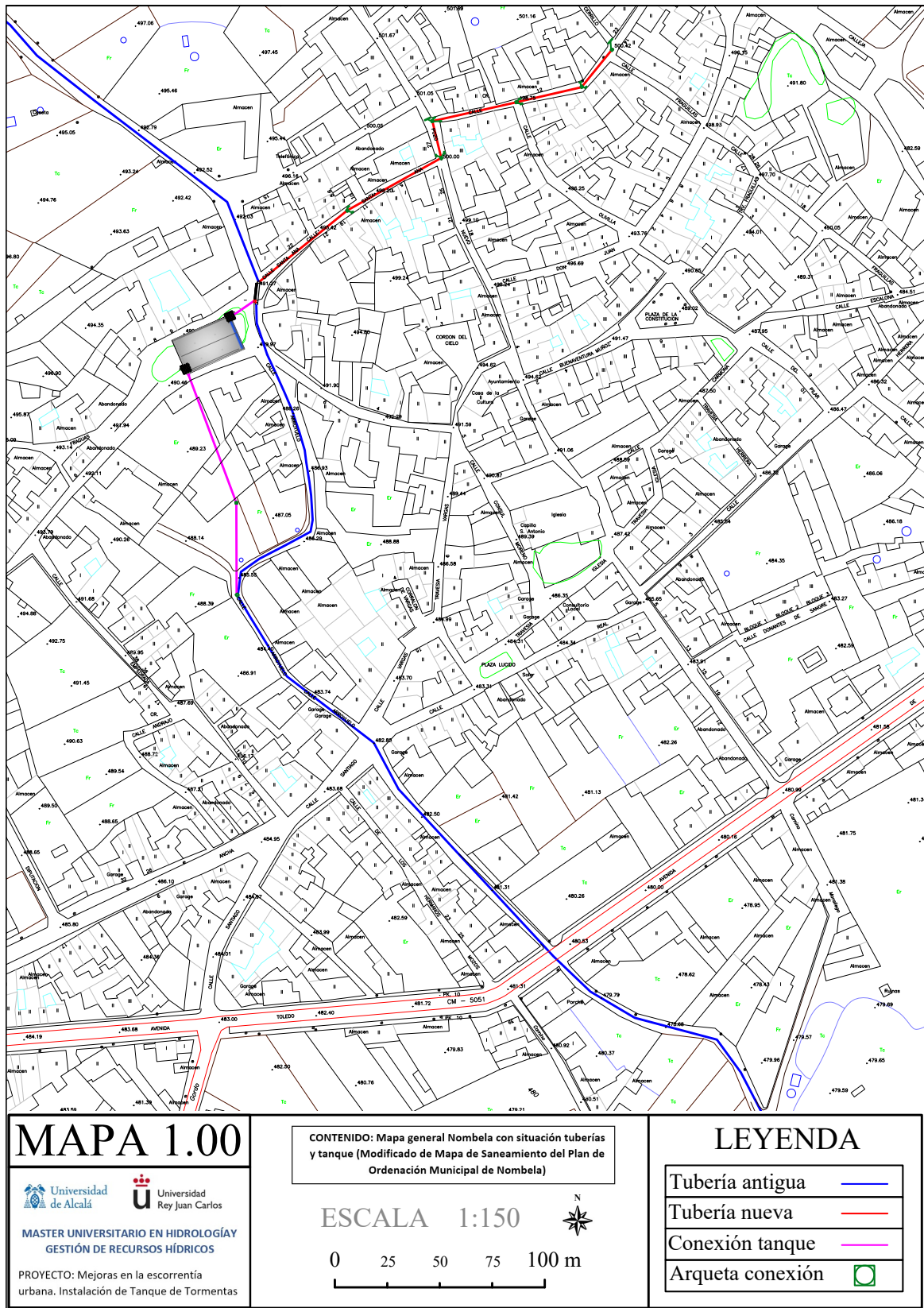
Visor Google Earth (2016). Google Inc. 7.1.2.2041. Image Digital Globe.

<Accesible con coordenadas:

40°09'19.21" N 4°30'00.51" O>

Accedido en 20 de Marzo de 2016.

7. ANEXOS



UNIVERSIDAD DE ALCALÁ
Y
UNIVERSIDAD REY JUAN CARLOS



**MASTER OFICIAL EN HIDROLOGÍA
Y GESTIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS**

PROYECTO DE FIN DE MASTER

**DELIMITACIÓN DEL DOMINIO PÚBLICO
HIDRÁULICO DEL RÍO ALBERCHE A SU PASO
POR EL TÉRMINO MUNICIPAL DE NOMBELA
(TOLEDO)**

**AUTOR:
Mario Díaz Martín**

**DIRECTOR:
Dr. Juan Antonio Pascual**

Alcalá de Henares, 16 de Mayo de 2016

ÍNDICE

RESUMEN.....	50
1 INTRODUCCIÓN.....	50
2 METODOLOGÍA.....	53
2.1 Caracterización hidrológica de la cuenca.....	55
2.2 Estudio de precipitaciones	55
2.2.1 Estaciones meteorológicas .	55
2.2.2 Análisis de la calidad de los datos	57
2.2.3 Completado de datos	57
2.2.4 Análisis estadístico de precipitaciones.....	59
2.2.5 Bondad de ajuste de las leyes de frecuencia	59
2.2.6 Distribución espacial de precipitaciones.....	60
2.2.7 Distribución temporal de precipitaciones.....	61
2.3 Estudio hidrológico.....	62
2.3.1 Tiempo de concentración ...	62
2.3.2 Número de Curva	63
2.3.3 Separación de la lluvia neta	64
2.3.4 Transformación lluvia – escorrentía	64
2.3.5 Flujo base	65
2.3.6 Tránsito de hidrogramas	65
2.3.7 Calibración del modelo	65
2.3.8 Simulación.....	66
2.3.9 Caudal de la MCO.....	66
2.4 Estudio hidráulico	67
2.4.1 Geometría del cauce	67
2.4.2 Caudal de cálculo	68
2.4.3 Condiciones de contorno	68
2.4.4 Coeficientes de rugosidad ..	68
2.4.5 Coeficientes de contracción y expansión.....	68
2.4.6 Simulación.....	69
2.4.7 Representación resultados	69
3 RESULTADOS	69
3.1 Caracterización hidrológica de la cuenca.....	69
3.2 Estudio de precipitaciones .	73
3.2.1 Análisis de la calidad de los datos	73
3.2.2 Completado de datos	75
3.2.3 Análisis estadístico de precipitaciones.....	76
3.2.4 Bondad de ajuste de las leyes de frecuencia	76
3.2.5 Distribución espacial de precipitaciones.....	77
3.2.6 Distribución temporal de precipitaciones.....	78
3.3 Estudio hidrológico.....	79
3.3.1 Tiempo de concentración	80
3.3.2 Número de Curva	80
3.3.3 Transformación lluvia – escorrentía	81
3.3.4 Flujo base	82
3.3.5 Tránsito de hidrogramas ..	83
3.3.6 Calibración del modelo ...	84
3.3.7 Simulación.....	85
3.3.8 Caudal de la MCO.....	86
3.4 Estudio hidráulico	86
3.4.1 Geometría del cauce	87
3.4.2 Caudal de cálculo	87
3.4.3 Condiciones de contorno .	87
3.4.4 Coeficientes de rugosidad	87
3.4.5 Coeficientes de contracción y expansión.....	87
3.4.6 Simulación.....	87
4 DISCUSIÓN	88
5 CONCLUSIONES.....	89
6 BIBLIOGRAFIA	90
7 ANEJO 1.....	92

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Mapa de situación.....	53
Figura 2. Diagrama para el desarrollo de los trabajos	54
Figura 3. Localización de las estaciones meteorológicas (Tomado de AEMET, 2016).	57
Figura 4. Mapa de isolíneas I_1/I_d (Tomado de MOPU, 1990).....	62
Figura 5. Mapa de elevaciones.....	70
Figura 6. Mapa de pendientes	70
Figura 7. Mapa usos del suelo (Tomado de AEMA, 2006).....	71
Figura 8. Mapa de subcuencas	72
Figura 9. Mapa de grupos hidrológicos (Tomado de Ministerio de Fomento, 2016)	72
Figura 10. Método de las dobles acumulaciones. Estación 3316	75
Figura 11. Series de datos completadas.	75
Figura 12. Mapa de polígonos de Thiessen... ..	77
Figura 13. Curva IDF. Subcuenca Arroyo de Marigarcía	78
Figura 14. Hietograma de diseño. Subcuenca Arroyo de Marigarcía. $T= 10$	79
Figura 15. Modelo hidrológico en HEC-HMS	79
Figura 16. Mapa de Números de Curva.	81
Figura 17. Escorrentía total anual (Tomado de CEDEX, 2016)	82
Figura 18. Calibración del modelo en la estación de Cofio en San Martín	84
Figura 19. Hidrograma de crecida para $T=10$	85
Figura 20. Interpolación para el cálculo del caudal de MCO	86
Figura 21. Modelo hidráulico en HEC-RAS.	86
Figura 22. Fotografías del río Alberche en Nombela	87
Figura 23. Zonas del dominio público hidráulico en la urbanización Fuente Romero	88

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Estaciones meteorológicas existentes en la cuenca (Tomado de AEMET, 2016).....	56
Tabla 2. Códigos asignados según la pendiente (Tomado de Ferrer <i>et al</i> , 1995)	63
Tabla 3. Códigos asignados según el grupo hidrológico de suelo (Tomado de Ferrer <i>et al</i> , 1995).....	63
Tabla 4. Códigos asignados según los usos del suelo (Tomado de Ferrer <i>et al.</i> , 1995)	64
Tabla 5. Coeficientes de contracción y expansión recomendados (Tomado de HEC, 2010)	68
Tabla 6. Caracterización de las subcuencas	73
Tabla 7. Grupos homogéneos de estaciones para método de las dobles acumulaciones	74
Tabla 8. Precipitaciones calculadas en la estación 3316.....	76
Tabla 9. Test de Kolmogorov-Smirnov. Método de Gumbel. Estación 3316.	77
Tabla 10. Coeficientes de ponderación. Arroyo de Marigarcía.....	78
Tabla 11. Cálculo del tiempo de concentración	80
Tabla 12. Número de curva de cada subcuenca	80
Tabla 13. Cálculo del parámetro T-Lag	81
Tabla 14. Flujo base de cada subcuenca	83
Tabla 15. Características de los tramos definidos	83
Tabla 16. Definición de la sección característica del tramo 8.....	84
Tabla 17. Resultados obtenidos tras la modelización con HEC-HMS.....	85

Tabla 18. Comparativa de caudales entre estudios..... 89

TABLA DE ABREVIATURAS

AEMA: Agencia Europea de Medio Ambiente.

AEMET: Agencia Española de Meteorología.

CAUMAX: Caudales Máximos.

CEDEX: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.

CHAC: Cálculo Hidrometeorológico de Aportaciones y Crecidas.

CLC: *Corine Land Cover*.

CNIG: Centro Nacional de Información Geográfica.

CORINE: *Coordination of Information of the Environment*.

DPH: Dominio Público Hidráulico.

HEC-HMS: *Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System*.

HEC-RAS: *Hydrologic Engineering Center - River Analysis System*.

IDF: Intensidad-duración-frecuencia.

LIDAR: *Light Detection and Ranging*.

MAGRAMA: Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente.

MCO: Máxima Crecida Ordinaria.

MDT: Modelo Digital del Terreno.

MOPTMA: Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente.

MOPU: Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

NC: Número de Curva.

PNOA: Plan Nacional de Ortofotografía Aérea.

SAIH: Sistema Automático de Información Hidrológica.

SCS: *Soil Conservation Service*.

SIG: Sistemas de Información Geográfica.

SIMPA: Sistema Integrado de Modelización Precipitación Aportación.

RESUMEN

Enmarcado dentro de la fase II del proyecto LINDE, se han realizado los estudios hidrológicos e hidráulicos del río Alberche a su paso por el término municipal de Nombela (Toledo), con el objeto de establecer una primera delimitación de las diferentes franjas que establece el Reglamento de Dominio Público Hidráulico (DPH), de manera que se pueda conocer la propiedad de los terrenos y las actividades permitidas en cada zona.

Los trabajos comienzan con una caracterización de la cuenca en términos hidrológicos, definiendo las subcuencas que conforman la cuenca global y elaborando los mapas de pendientes, usos del suelo y grupos hidrológicos.

Por otro lado, se ha realizado un estudio pluviométrico a partir de los datos de precipitaciones máximas diarias de las estaciones meteorológicas existentes en la cuenca, obteniéndose como resultado final los hietogramas de diseño para cada subcuenca y para cada periodo de retorno.

La caracterización física de las subcuencas, junto con el modelo meteorológico de precipitaciones, forman las principales entradas para elaborar el modelo hidrológico, que proporciona los caudales asociados a cada periodo de retorno. Entre ellos se selecciona el de la Máxima Crecida Ordinaria (MCO), según indica el Reglamento de DPH.

Por último, el modelo hidráulico parte del caudal de la máxima crecida ordinaria calculado en el estudio hidrológico y requiere, además, de datos sobre la geometría

del cauce, que se obtienen del Modelo Digital del Terreno (MDT) generado. Al realizar la simulación, se delimita la llanura de inundación y las zonas de servidumbre y policía asociadas.

Para evaluar la consistencia de los resultados de los modelos éstos se han comparado con otros realizados en la zona de estudio, pudiendo concluir que los mismos poseen la suficiente calidad para poder ser aplicados en este tipo de estudios.

Una vez delimitadas las diferentes zonas que marca la normativa, se han identificado varias edificaciones dentro de la zona de dominio público y zonas asociadas, desconociéndose si cuentan con las correspondientes autorizaciones del organismo de cuenca, tal y como exige la normativa vigente.

1 INTRODUCCIÓN

En el año 1993 la Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (MOPTMA) a través de la Subdirección General de Gestión del Dominio Público Hidráulico creó el PROYECTO LINDE cuyo objetivo es delimitar y deslindar físicamente las zonas del dominio público hidráulico presionadas por intereses de cualquier tipo, que corren riesgo de ser usurpadas, explotadas abusivamente o degradadas por falta de una respuesta contundente y reglamentada de la Administración. El proyecto tiene un carácter extensivo a la totalidad de las cuencas

hidrográficas sobre las que mantiene su competencia la Administración central, facultando una metodología homogénea en los estudios y en la aplicación de criterios económicos y legales (Villarroya y Sánchez, 2006).

El proyecto LINDE se estructura en cuatro fases:

- Fase I. Identificación de las áreas sometidas a presión.
- Fase II. Estudio y delimitación cartográfica del DPH en las zonas estudiadas.
- Fase III. Deslinde provisional y proceso administrativo, para su elevación a definitivo.
- Fase IV. Establecimiento de programas de explotación racional del DPH.

El presente trabajo se enmarca dentro de la **Fase II** de este proyecto y tiene como objeto establecer el límite entre los terrenos privados que pertenecen a los propietarios de las fincas lindantes con el río, y los terrenos públicos del cauce, así como poder definir las limitaciones de usos que marcan las siguientes zonas:

- Zona de policía: franja lateral de 100 metros de anchura a cada lado, contados a partir de la línea que delimita el cauce, en la que se condiciona el uso del suelo y las actividades que en él se desarrollen.
- Zona de servidumbre: franja situada lindante con el cauce, dentro de la zona de policía, con ancho de 5 metros, que se

reserva para usos de vigilancia, pesca y salvamento.

Para proceder a la delimitación de estas zonas es necesario recurrir a modelos hidrológicos que permitan calcular el caudal que circula por un cauce bajo unas determinadas condiciones. Los fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos y es posible que nunca se les entienda en su totalidad. Sin embargo, en ausencia de un conocimiento perfecto, pueden representarse en forma simplificada por medio del concepto de sistema, que no es más que una representación simplificada de fenómenos que ocurren durante el ciclo hidrológico, tales como precipitación, evaporación, escorrentía y otros (Chow *et al.*, 1994).

Entre las diferentes clasificaciones de modelos hidrológicos, el estudio del dominio público hidráulico puede abordarse según dos enfoques. Por un lado están los modelos basados en datos de caudales, y por otro, los basados en datos de lluvias.

Los modelos basados en datos de caudales se dividen a su vez en:

- **Modelos empíricos:** consisten en la aplicación de fórmulas obtenidas de manera experimental y que dependen de un número reducido de parámetros, principalmente el área de la cuenca. Estos modelos sólo deben aplicarse en la zona en la que fueron desarrollados y los resultados sólo pueden tomarse como una primera aproximación, para fijar un orden de magnitud. En España, los modelos empíricos más importantes son los

elaborados por González Quijano y Zapata.

- **Modelos estadísticos:** son modelos probabilísticos que consideran que el caudal es una variable aleatoria y por tanto puede someterse a un análisis de frecuencias. Para ello, utiliza los datos registrados en una estación de aforos. Las principales leyes de frecuencia empleadas son Gumbel, SQRT, Log-Pearson III, GEV, etc. En estos modelos es importante cuantificar el error al realizar las extrapolaciones y analizar los intervalos de confianza.

Por otro lado, los modelos basados en datos de precipitaciones, también denominados **modelos hidrometeorológicos**, permiten simular el proceso lluvia-escorrentía a partir de datos pluviométricos registrados. Estudian por separado cada una de las fases del fenómeno: análisis de la evolución espacio-temporal de las precipitaciones, transformación de la lluvia en escorrentía y respuesta hidrológica de la cuenca. El método más empleado es el HEC-HMS (*Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System*) desarrollado por el *Hydrologic Engineering Center* del *U.S. Corps of Engineers*.

En los últimos años, los avances en informática han permitido el desarrollo de

Sistemas de Información Geográfica (SIG) y de modelos hidrológicos más poderosos y completos. Por un lado, se cuenta con SIG que poseen funciones específicas que facilitan el desarrollo de la modelización hidrológica y, por otra parte, se dispone de modelos hidrológicos espacialmente distribuidos basados en dividir el área de estudio en pequeñas sub-áreas homogéneas, lo que permite acercarse más al concepto de variación espacial. El uso de los SIG, aplicados a la modelización hidrológica en general, brinda beneficios en la modelización y simulación de problemas que requieren interpretación y análisis de información espacial (Maestre y Díaz-Granados, 1996).

En cuanto al ámbito geográfico (figura 1), el estudio se circunscribe al **río Alberche a su paso por el término municipal de Nombela (Toledo)**. El río Alberche discurre por las comunidades autónomas de Castilla y León, Madrid y Castilla-La Mancha. Nace en la vertiente sur de la Sierra de Villafranca, perteneciente al Sistema Central. Después de un trayecto de 177 km, desemboca por la derecha en el Tajo, a la altura de Talavera de la Reina (Toledo). El tramo a estudiar se encuentra en el curso bajo del río, tiene una longitud de 16,5 km y la cuenca vertiente tiene un tamaño de 3.825 km².

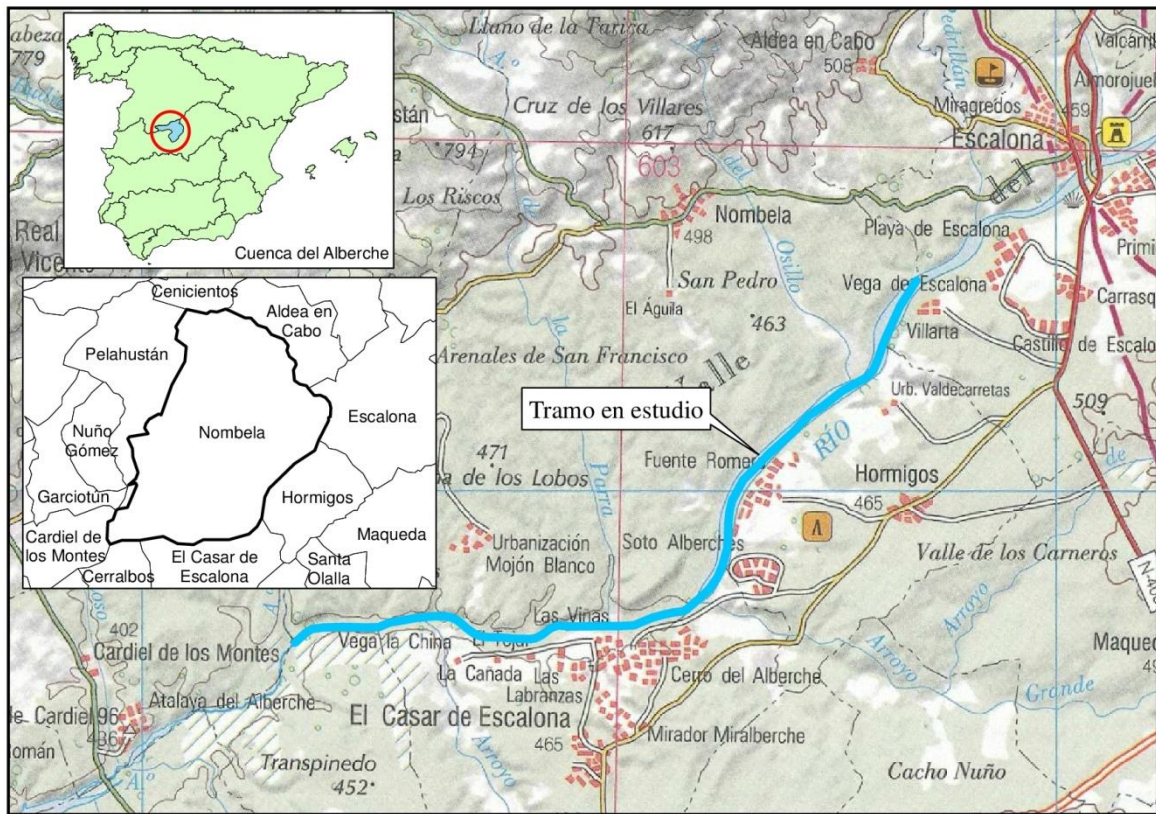


Figura 1. Mapa de situación

2 METODOLOGÍA

El procedimiento de deslinde del DPH se encuentra regulado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, que desarrolla los Títulos preliminar, I, IV, V, VI y VIII de la Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas, y las posteriores modificaciones introducidas por el Real Decreto 606/2003, de 23 de mayo y el Real Decreto 9/2008, de 11 de enero. Según estos Reglamentos:

"Artículo 4.

«1. Álveo o cauce natural de una corriente continua o discontinua es el terreno cubierto por las aguas en las máximas crecidas

ordinarias (artículo 4 del texto refundido de la Ley de Aguas). La determinación de ese terreno se realizará atendiendo a sus características geomorfológicas, ecológicas y teniendo en cuenta las informaciones hidrológicas, hidráulicas, fotográficas y cartográficas que existan, así como las referencias históricas disponibles.

2. Se considerará como caudal de la máxima crecida ordinaria la media de los máximos caudales anuales, en su régimen natural producidos durante diez años consecutivos, que sean representativos del comportamiento hidráulico de la corriente y que tengan en cuenta lo establecido en el apartado 1.»

Artículo 240. Cuestiones generales.

2. Para la delimitación del dominio público hidráulico habrán de considerarse como elementos coadyuvantes a su determinación, además del cauce natural determinado con arreglo al artículo 4 de este reglamento, la observación del terreno y de las condiciones topográficas y geomorfológicas del tramo correspondiente de cauce fluvial, las alegaciones y manifestaciones de los propietarios de los terrenos ribereños, de los prácticos y de los técnicos del ayuntamiento y comunidad autónoma y, en general, cuantos datos y referencias resulten oportunos."

El análisis de la definición del caudal de la máxima crecida ordinaria conduce a las siguientes interpretaciones:

- El hecho de que los caudales correspondan a régimen natural supone, desde el punto de vista de la metodología de cálculo, que los datos utilizados no estén alterados de forma sustancial por infraestructuras hidráulicas aguas arriba.
- La condición relativa a la representatividad del período de diez años

consecutivos parece querer excluir los decenios singulares, es decir, aquellos donde se produce un suceso de rara ocurrencia, y situar la MCO en el entorno de los valores centrales de la serie.

De todos los factores a tener en cuenta para el cálculo del DPH este trabajo se centrará únicamente en los **estudios hidrológicos e hidráulicos**.

Para facilitar el cálculo del periodo de retorno que corresponde a la máxima crecida ordinaria, Estrela y Témez (1996) elaboraron las Guías Metodológicas para la estimación del caudal de máxima crecida ordinaria. Este documento tiene como antecedente el informe Aspectos prácticos de la definición de la máxima crecida ordinaria (Estrela y Témez, 1994).

El estudio se estructurará en cuatro grandes bloques secuenciales (figura 2):

- Caracterización hidrológica de la cuenca.
- Estudio de precipitaciones.
- Estudio hidrológico.
- Estudio hidráulico.

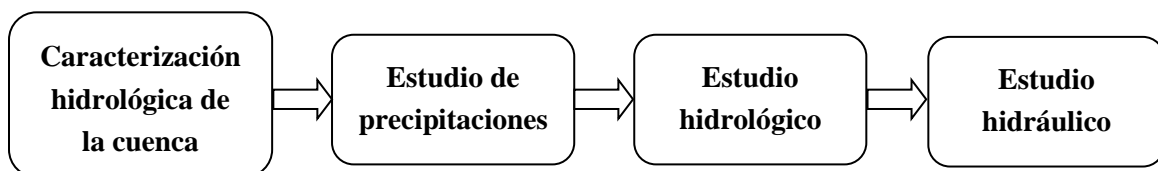


Figura 2. Diagrama para el desarrollo de los trabajos

2.1 Caracterización hidrológica de la cuenca

Para caracterizar adecuadamente la cuenca de estudio se elaborarán los siguientes mapas:

- **Mapa de subcuencas:** para la definición de las subcuencas se empleará el MDT de 25 x 25 m disponible en el Centro Nacional de Información Geográfica (CNIG, 2009a) y la aplicación HEC-GeoHMS 10.1, creada por el Hydrologic Engineering Center del U.S. Corps of Engineers, siguiendo el manual del programa (HEC, 2013), a través de ArcGIS.
- **Mapa de pendientes:** se generará a partir del MDT del apartado anterior y mediante el programa ArcGIS.
- **Mapa de usos del suelo:** se utilizará el mapa del CORINE Land Cover (CLC), que procede de una base de datos europea de ocupación del suelo a escala 1:100.000, creado por la Agencia Europea de Medio Ambiente (AEMA, 2006).
- **Mapa de grupos hidrológicos de suelos:** se obtendrá de la Instrucción 5.2 - IC de Drenaje Superficial de 2016, en la que se clasifica el territorio español en diferentes categorías en función de su capacidad de drenaje.

2.2 Estudio de precipitaciones

Para realizar el estudio de precipitaciones se utilizará el programa **CHAC 5.06 Beta1** (Cálculo Hidrometeorológico de Aportaciones y Crecidas), desarrollado por el

CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas), que permite analizar la calidad de los datos climatológicos, realizar el completado de las series incompletas y generar las leyes de frecuencia según diferentes modelos. Estas leyes de frecuencia se someterán a un test de bondad de ajuste para poder descartar aquellas cuyos valores se alejen de la tendencia que marcan los datos registrados.

Se realizará también un estudio de la distribución espacial de las precipitaciones mediante el programa ArcGIS, y un análisis de la distribución temporal de las lluvias, elaborando una tormenta de diseño.

2.2.1 Estaciones meteorológicas

Dentro de la cuenca se han identificado un total de 19 estaciones meteorológicas. La tabla 1 muestra las principales características de cada una de ellas:

Tabla 1. Estaciones meteorológicas existentes en la cuenca (Tomado de AEMET, 2016)

Código	Nombre	Altitud	X	Y	Datum	Periodo
3316	San Martín de la Vega del Alberche	1518	316983	4477859	ED50	1931 - 2006
3319	Serranillos	1235	337615	4467049	ED50	1931 - 2015
3322E	Burgohondo	928	348411	4475615	ED50	1931 - 2000
3324	Barranco Las Juntas C.F.	1040	366699	4469869	ED50	1933 - 1988
3326	Presa de Burguillo	750	369995	4476289	ED50	1942 - 1999
3330	El Tiemblo (Central Puente Nuevo)	580	377744	4474462	ED50	1933 - 1999
3330Q	Rozas Puerto Real (Barjondo)	960	373026	4460352	ED50	1975 - 2015
3335	Robledo de Chavela	903	394973	4484224	ED50	1945 - 1981
3336E	Las Navas del Marqués (Fábrica de Resinas)	1220	384179	4494100	ED50	1971 - 2012
3337	Navalperal de Pinares	1287	380662	4494772	ED50	1931 - 1995
3341	Presa de San Juan	540	388640	4469975	ED50	1391 - 2000
3342	Villa del Prado (Picadas)	523	393879	4465118	ED50	1953 - 2000
3344	Navalagamella (Medialdea)	860	402928	4480416	ED50	1969 - 1983
3346	Navalagamella (Molinillos)	540	402223	4471481	ED50	1958 - 1978
3351	Almorox	537	381677	4454660	ED50	1917 - 1989
3356	Val de Santo Domingo	545	386748	4430218	ED50	1954 - 2015
3358	Santa Olalla	484	378231	4431429	ED50	1948 - 1988
3358B	Santa Olalla (Higuera)	450	378288	4434975	ED50	1975 - 2015
3360	Pelahustán	677	363724	4448440	ETRS89	1968 - 2013

Las estaciones que se encuentran en el Datum ED50 se han transformado al ETRS89 mediante ArcGIS, ya que éste es

el sistema de referencia utilizado en el estudio. La ubicación de estas estaciones se muestra en la figura 3:

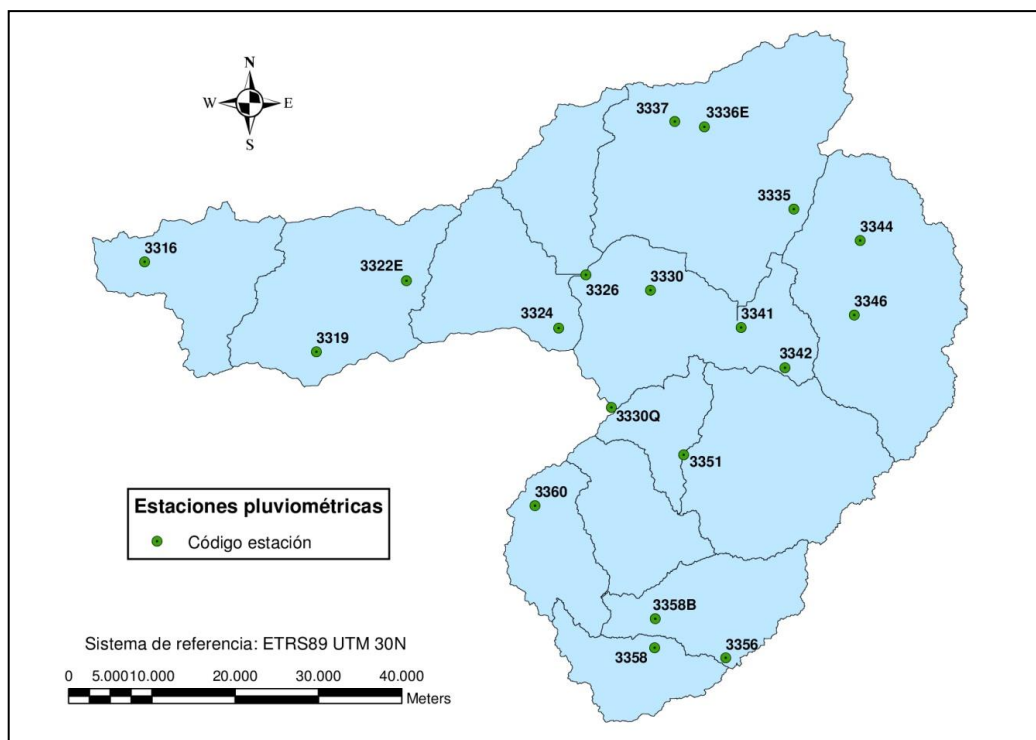


Figura 3. Localización de las estaciones meteorológicas (Tomado de AEMET, 2016)

Se solicitarán los datos de **Precipitación Máxima Diaria Mensual** a la Agencia Estatal de Meteorología (AEMET).

2.2.2 Análisis de la calidad de los datos

Una vez recibidos los datos climatológicos se realizará un análisis de los mismos para descartar aquellas estaciones que no tengan una serie lo suficientemente larga (al menos 25 años consecutivos) o que tengan demasiadas ausencias de datos.

Al resto de estaciones se les aplicará el **método de las dobles acumulaciones**, que es una técnica para valorar la consistencia de una serie temporal en función de otra serie de referencia. Para su aplicación se toman las dos series de datos durante el periodo común de registro, comparándose en un diagrama x- y sus series acumuladas. Si la relación entre las dos series se ha mantenido estable, es

decir, a los incrementos de una corresponden los proporcionales en la de referencia, la representación mostrará una tendencia lineal. En caso contrario, la presencia de quiebros y saltos indica cambios en la relación entre las series de datos y por tanto posibles errores. Para ello, en primer lugar es necesario agrupar las estaciones en grupos homogéneos.

2.2.3 Completado de datos

Para completar las lagunas de datos que puedan existir en la información facilitada por la AEMET se realizará un completado de datos con la información del resto de estaciones, de manera que se puedan obtener el mayor número posible de años completos. El método de completado que se utilizará es el **método de correlación múltiple**, que tiene en cuenta el grado de asociación que existe entre la serie de datos para realizar un

modelo de regresión bivariado. Este método se realiza en cuatro fases (CEDEX, 2013):

1. Estacionarización de las series de datos de precipitación: permite homogeneizar los datos eliminando las componentes de tendencia y componente cíclica. Se emplean las expresiones:

$$t_{ij} = \frac{x_{ij} - \bar{x}_j}{\bar{s}_j} \quad \bar{x}_j = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N x_{ij}$$

$$\bar{s}_j = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (x_{ij} - \bar{x}_j)^2}$$

donde:

- x_{ij} : precipitación para el mes j del año i .
- \bar{x}_j : media del mes j .
- N : número de años de la serie.
- \bar{s}_j : desviación típica del mes j .

2. Establecimiento de la ecuación de regresión: expresa los valores t_{ij}^3 de una estación como función de los de otra pareja de estaciones (t_{ij}^1 y t_{ij}^2):

$$t_{ij}^3 = \bar{t}_{ij}^3 + a_1(t_{ij}^1 - \bar{t}_{ij}^1) + a_2(t_{ij}^2 - \bar{t}_{ij}^2) + \varepsilon_{ij}$$

donde:

- 1, 2, 3 corresponden al número de orden de estación.
- a_1 y a_2 son los coeficientes de regresión parcial función de los coeficientes de correlación simple $r_{1,3}$, $r_{2,3}$, $r_{1,2}$.
- ε_{ij} es un ruido independiente de distribución normal con media 0 y desviación típica S_ε .

- \bar{t}_{ij}^1 , \bar{t}_{ij}^2 , \bar{t}_{ij}^3 es el valor medio de la serie estacionarizada de cada estación. Su valor será 0.

3. Proceso de completado según la matriz de priorización que permite la elección de la pareja de estaciones (i, j) con que se completa una tercera (k) en función de su correlación y el número de datos comunes entre las tres estaciones. Se basa en la siguiente fórmula:

$$P_{ij}^k = R_{ij}^k \left(\frac{N_{ij}^k}{N_{\text{ciclo}}} \right)^a$$

donde:

- P_{ij}^k : coeficiente de correlación múltiple ponderado por el número de meses con datos comunes. Coeficiente de priorización.
- R_{ij}^k : coeficiente de correlación múltiple ponderado entre la estación k y las estaciones i y j .
- N_{ij}^k : número de meses con datos comunes entre las series correspondientes a las estaciones i, j y k .
- N_{ciclo} : número de meses total del ciclo de completado.
- a : exponente de priorización.

4. Desestacionarización de las series de datos. Consiste en realizar una transformación de los datos para obtener la serie completada original. Se basa en la siguiente fórmula:

$$x_{i,j} = \bar{x}_j + \bar{s}_j \cdot t_{i,j}$$

Como exponente de priorización se empleará 0,1. En cuanto al umbral de priorización, como las correlaciones individuales entre series suelen ser bajas (normalmente

inferiores a 0,8), el valor más idóneo para tal umbral es entre 0,5 y 0,8 (Barrera y Llasat, 2004).

2.2.4 Análisis estadístico de precipitaciones

Las series continuas obtenidas en el apartado anterior se someterán a un análisis estadístico de manera que a partir de datos registrados se pueda estimar la precipitación asociada a diferentes periodos de retorno.

Para realizar este análisis se empleará el programa CHAC, que permite calcular, entre otras leyes de frecuencia, las siguientes:

- Ley Normal con el método de los Momentos:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

donde:

- Ley de GEV con el método de la Máxima Verosimilitud:

$$F(x) = e^{\left[-\left(1-k \cdot \frac{x-u}{\alpha}\right)^{1/k}\right]}$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{x-u}{\alpha}\right)^{\frac{1}{k}-1} \cdot e^{\left[-\left(1-k \cdot \frac{x-u}{\alpha}\right)^{1/k}\right]}$$

$$k > 0, \alpha > 0, -\infty \leq x \leq u + \frac{\alpha}{k}$$

Para reducir los efectos negativos que puedan causar los valores extremos obtenidos por cualquiera de los modelos, se ha decidido adoptar el valor medio de precipitación calculado por los cuatro métodos. De este modo se consigue una atenuación de los posibles valores anómalos.

- $f(x)$: función de densidad.
- μ : media.
- σ : desviación típica.

- Ley de Gumbel con el método de la Máxima Verosimilitud:

$$F(x) = e^{\left[-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}\right]}$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{\left[-\frac{x-u}{\alpha} - e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}\right]}$$

donde:

- $F(x)$: función de distribución de probabilidad.
- u : factor de localización.
- α : parámetro de escala.

- Ley de LogPearson III con el método Individual con Sesgo Muestral:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha^r \cdot \Gamma(r)} \cdot \left(\frac{x-u}{\alpha}\right)^{r-1} \cdot e^{-\frac{(x-u)}{\alpha}}$$

$$r \geq 0$$

2.2.5 Bondad de ajuste de las leyes de frecuencia

Se entiende por bondad de ajuste la asimilación de datos observados de una variable a una función matemática previamente establecida reconocida, a través de la cual es posible predecir el

comportamiento de la variable de estudio. Para la estimación de la bondad de ajuste existen varias pruebas, entre las que se encuentra el test de **Kolmogorov-Smirnov** y su correspondiente coeficiente de determinación, que será la que se calcule en este trabajo.

En la aplicación de este método se determina:

- la frecuencia observada acumulada, para lo cual se comienza por ordenar las máximas precipitaciones ocurridas en 24 h de cada año en orden creciente y se aplica la siguiente fórmula para cada posición:

$$F_n = \frac{n}{N + 1}$$

donde:

- F_n : frecuencia observada acumulada.
- n: número de orden.
- N: número total de datos.
- la frecuencia teórica acumulada de todas las posiciones para cada uno de los ajustes realizados en el apartado anterior.

Una vez determinadas ambas frecuencias para cada posición, se obtiene el máximo de las diferencias entre ambas, que se denomina D:

$$D = \max |F_n(x)_i - F(x)_i|$$

Por último, asumiendo un valor de significancia, se recurre a la tabla de valores críticos de D, donde se establece lo siguiente:

Si $D < D_{\text{tabla}} \rightarrow$ El ajuste es adecuado

Este análisis se llevará a cabo mediante el programa **EASYFIT 5.6**, teniendo en cuenta un grado de confiabilidad del 95 %.

2.2.6 Distribución espacial de precipitaciones

El objetivo es estimar la superficie representativa de la precipitación sobre la cuenca, partiendo de la información puntual suministrada por los pluviómetros. Entre los métodos disponibles, se utilizará el método de los **polígonos de Thiessen**, debido a que la delimitación de los mismos es independiente del valor de precipitación calculado para cada periodo de retorno, cuestión que es muy importante en cuencas de gran tamaño como la que nos ocupa, reduciendo así el número de operaciones a realizar.

El método se basa en ponderar las precipitaciones en cada estación en función de su área de influencia. Los polígonos se delimitan trazando las mediatrices entre estaciones cercanas, de manera que a cada polígono le corresponde la precipitación de la estación más próxima a cada uno de sus puntos. El coeficiente de Thiessen para cada polígono se define como la relación entre el área de dicho polígono y el área total de la cuenca. La ponderación de las precipitaciones se hará en función de este coeficiente.

La fórmula de la precipitación areal por el método de Thiessen es la siguiente:

$$P = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n A_i P_i$$

donde:

- A: es la superficie total de la cuenca.
- A_i: es la superficie del polígono de la estación i.
- P_i: es la precipitación en la estación i.

La ponderación se realiza mediante el programa ArcGIS.

2.2.7 Distribución temporal de precipitaciones

Uno de los datos de entrada en los modelos precipitación-escorrentía es la forma de la lluvia, o lo que es lo mismo, la distribución temporal de la intensidad de la misma durante el aguacero. Las estaciones pluviométricas seleccionadas carecen de registros horarios. Por ello se realizará un análisis de distribución de aguaceros mediante **hietogramas**.

El hietograma sintético que determinará la forma de la lluvia no uniforme o “en pico” se realiza por la aplicación del **método de los bloques alternos** expuesto en la publicación Hidrología Aplicada (Chow *et al.*, 1994), en combinación con la Instrucción 5.2 - IC de Drenaje Superficial (MOPU, 1990). El citado método consiste, en esencia, en lo siguiente:

1. Selección de la precipitación total correspondiente a un periodo de retorno y a una duración de lluvia representativos.

2. Elaboración de las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF), mediante la siguiente formulación:

$$I_t = I_d \cdot \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1-t^{0,1}}}{28^{0,1}-1}}$$

donde:

- I_t (mm/h): intensidad media correspondiente al intervalo de duración t deseado.
- I_d (mm/h): intensidad media diaria de precipitación, correspondiente al período de retorno considerado. Es igual a P_d/24.
- P_d (mm): precipitación total diaria correspondiente a dicho período de retorno.
- I₁ (mm/h): intensidad horaria de precipitación, correspondiente al período de retorno considerado.
- t (h): duración del intervalo al que se refiere I_t.

El coeficiente I₁/I_d es independiente del período de retorno y se ha establecido a nivel regional mediante un mapa de isolíneas recogido en la Instrucción 5.2-IC de Drenaje Superficial de Carreteras (figura 4). Para esta cuenca puede adoptarse un valor de I₁/I_d = 9,8.



Figura 4. Mapa de isótopos I_1/I_4 (Tomado de MOPU, 1990)

3. Cálculo del incremento horario de precipitación por diferencias sucesivas entre los valores de precipitación acumulada.
4. Ordenación de los bloques de incremento de precipitación horaria obtenidos, situando el de valor máximo en el centro de la duración de la tormenta y los demás alternativamente en orden decreciente a la derecha e izquierda del bloque central.

La duración de la lluvia debe obtenerse de un análisis estadístico de las tormentas de la zona, si bien, en ausencia de datos específicos de duración de chubascos, es recomendable el empleo de tormentas con duración del orden de 24 horas dado el carácter diario de la mayor parte de los registros pluviométricos (Ferrer, 2000). Al encontrarnos en este supuesto, se utilizará una duración de la tormenta de 24 horas.

2.3 Estudio hidrológico

Para realizar el estudio de crecidas se aplicará el modelo hidrometeorológico de uso más generalizado en el cálculo de avenidas, que es el **HEC-HMS 4.1**, creado por el *Hydrologic Engineering Center* del *U.S. Corps of Engineers*. Analiza por procedimientos hidrológicos (es decir, por balance de masas) la formación del hidrograma unitario debido a una tormenta única, y su evolución temporal y espacial. Se basa en los siguientes parámetros:

2.3.1 Tiempo de concentración

Se calcula el tiempo de concentración mediante la fórmula de Témez:

$$T_c = \left[0,3 \left(\frac{L}{i^{0,25}} \right)^{0,76} \right]$$

donde:

- T_c : tiempo de concentración, en horas.
- L : longitud del recorrido más largo del agua en la subcuenca, en km.

- i: pendiente media del recorrido más largo en la subcuenca, en m/m.

2.3.2 Número de Curva

El Número de Curva (NC) es un parámetro hidrológico que utiliza el **método del US Soil Conservation Service (SCS)** del Departamento de Agricultura de EEUU, y que toma valores entre 0 y 100. Este parámetro indica la proporción de la precipitación que se infiltra y la que genera escorrentía.

Para calcular el número de curva se utilizará el método desarrollado por Ferrer *et al.* (1995) en su artículo Generación automática del número de curva con sistemas de información geográfica, que se basa en asignar un número primo a cada variable que interviene en el proceso hidrológico (pendiente, tipos de suelos y usos del suelo). El método, que considera unas condiciones medias de humedad, se lleva a cabo siguiendo los siguientes pasos:

1. Tratamiento de la información de partida: consiste en adecuar los datos iniciales para que se encuentren en el mismo formato y puedan ser cruzados entre sí. En este caso se ha decidido pasar todas las capas de información a formato vectorial. Dentro de esta fase también se incluye la reclasificación de los valores iniciales en otros valores que se utilizarán para el cálculo. Así, por ejemplo, las pendientes se clasifican en mayores o menores del 3 %.
2. Asignación de valores a cada categoría: consiste en dar un código a cada

categoría. Para ello es necesario crear una nueva columna dentro de la tabla de atributos de la capa vectorial en la que se introducirán los siguientes valores:

- Pendientes (tabla 2):

Tabla 2. Códigos asignados según la pendiente (Tomado de Ferrer *et al.*, 1995)

Pendiente	Código
< 3%	1
≥ 3%	2

- Grupos hidrológicos de suelo (tabla 3):

Tabla 3. Códigos asignados según el grupo hidrológico de suelo (Tomado de Ferrer *et al.*, 1995)

Grupo hidrológico	Código
A	3
B	5
C	7
D	11

- Usos del suelo: en primer lugar es necesario establecer la correspondencia entre los usos del suelo del CORINE y los del SCS. Esta correspondencia se ha obtenido del artículo Aportación de la teledetección para la determinación del parámetro hidrológico del número de curva (Ferrer *et al.*, 1998). Los tipos de usos del suelo localizados en la zona de estudio y sus códigos asociados se muestran en la tabla 4

Tabla 4. Códigos asignados según los usos del suelo (Tomado de Ferrer *et al.*, 1995)

Usos del suelo	Código
Rocas impermeables	89
Rocas permeables	83
Barbecho	13
Pradera pobre	31
Cereales de invierno	19
Rotación de cultivos densos	29
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal media	53
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal pobre	47
Pradera buena	43
Pradera media	41
Masa forestal espesa	73
Masa forestal muy espesa	79
Masa forestal media	71

3. Cruce de capas. Mediante ArcGIS se realiza una multiplicación de los códigos de los tres mapas anteriores, obteniéndose un valor para cada polígono.
4. Asignación de número de curva. Mediante una tabla auxiliar, obtenida de Ferrer et al. (1995), se relacionan los códigos obtenidos con un valor de número de curva.
5. Resultados. Finalmente se calcula el número de curva de cada subcuenca haciendo la media ponderada de los diferentes valores, en función de la superficie.

2.3.3 Separación de la lluvia neta

El programa HEC-HMS posee varias opciones de cálculo de pérdidas por infiltración, como son el índice F, la función exponencial de pérdidas, la fórmula de

Holtan, o el número de curva del SCS, siendo este último el método más extendido y ajustado y, por tanto, el que se va a utilizar.

El **método del número de curva del SCS** asume la hipótesis de que la escorrentía acumulada en una porción de la cuenca es a la infiltración acumulada, como la precipitación bruta acumulada (una vez descontada la fracción necesaria para que se produzca el encharcamiento) es a la máxima infiltración acumulada que puede producirse.

El parámetro de entrada a HEC-HMS es el número de curva, que se calcula como se ha indicado en el apartado anterior.

2.3.4 Transformación lluvia – escorrentía

Para la transformación de la lluvia neta en escorrentía existen varias posibilidades a la hora de elegir el tipo de hidrograma unitario a emplear (hidrograma empírico, de Clark,

Snyder, SCS,...). Se suele emplear el **método del hidrograma unitario del SCS**. Este método depende de un único parámetro, el T-lag o tiempo de retardo, que es el tiempo transcurrido desde el centro de gravedad del hietograma de precipitación neta hasta la punta del hidrograma. Este valor se estima para cada una de las subcuencas y es función del tiempo de concentración:

$$T_{lag} \approx 0,6 \cdot T_c$$

2.3.5 Flujo base

El flujo base representa la escorrentía que existe en el cauce antes de producirse la avenida. Se utilizará el **método de Recesión**, definido por un caudal inicial y un coeficiente de recesión. Para el coeficiente de recesión suele emplearse un valor de 0,6, mientras que para el caudal inicial se utilizará la información del Sistema Integrado de Modelización Precipitación Aportación (SIMPA) del CEDEX, concretamente la **escorrentía total anual (mm/año)**, disponible el formato GIS. Así, conociendo la superficie de cada subcuena y el valor medio de la escorrentía total anual se puede calcular el caudal medio en m³/s.

2.3.6 Tránsito de hidrogramas

Se trata de conocer cómo evolucionan los hidrogramas a medida que discurren a lo largo de los cauces definidos a partir de los hidrogramas resultantes en las cabeceras de las subcuencas, experimentando fundamentalmente cierto retardo y atenuación (disminución del caudal punta). Se puede considerar la laminación del

hidrograma en el propio cauce por diversos procedimientos: Straddle-Stagger, Puls modificado, Muskingum – Cunge, Onda Cinemática... Se utilizará el **método de Muskingum-Cunge**, que descompone el almacenamiento (S) en un tramo de cauce, en dos partes: una proporcional al caudal de salida (O) y otra que es función de la diferencia entre el caudal de entrada y el de salida (I-O).

$$S = K \cdot O + K \cdot X \cdot (I - O)$$

siendo K y X constantes para el tramo de cauce:

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad X = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \frac{Q}{B \cdot S_0 \cdot c \cdot \Delta x} \right)$$

donde:

- Δx : longitud del tramo de cauce considerado.
- c: “celeridad” o velocidad media.
- S_0 : pendiente media del cauce.
- Q: caudal.
- B: ancho del cauce.

El programa HEC-HMS permite calcular el tránsito del hidrograma a partir de una sección característica, la longitud y pendiente del tramo y el número de Manning.

2.3.7 Calibración del modelo

La calibración consiste en buscar los parámetros hidrológicos dentro de cada subcuena o tramo de río que minimicen el error entre los valores observados y los valores calculados. Para ello, se utilizarán los datos de **caudales horarios** registrados en la red SAIH (Sistema Automática de

Información Hidrológica). Dentro de la cuenca hay dos estaciones de aforo: **AR21 Alberche en Navalunga** y **AR22 Cofio en San Martín**. Ambas estaciones no poseen ningún embalse aguas arriba, por lo que reflejarán el comportamiento de la cuenca en condiciones naturales.

La calibración se realizará mediante HEC-HMS, utilizando los siguientes datos de partida:

- Características hidrológicas de la cuenca: se utilizarán los valores calculados previamente, teniendo en cuenta la superficie de la cuenca de la estación.
- Valores registrados: tanto los caudales como las precipitaciones horarias registradas en las estaciones se han obtenido de la página web del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (MAGRAMA) (www.magrama.gob.es).
- Método de cálculo: se utilizará el método Univariate Gradient, que busca el valor de cada parámetro fijando el resto de valores.
- Función objetivo: es la función que indica el error cometido entre los valores calculados y los observados. Se utilizará la función Percent error in peak flow, habitualmente utilizado para ajustar puntas de caudal.
- Parámetro a optimizar: será el número de curva.

Tras la calibración, se modificarán los valores de número de curva, que serán los que se empleen definitivamente en el modelo.

2.3.8 Simulación

Los resultados de las simulaciones no sólo son los caudales máximos en cada una de las subcuencas en que se divide la zona de estudio, así como sus volúmenes, sino también los hidrogramas en esos puntos y su tiempo de llegada. Por lo tanto, se obtienen los caudales máximos asociados a un cierto periodo de retorno, distribuidos en el tiempo.

2.3.9 Caudal de la MCO

Las Guías Metodológicas de Estrela y Témez (1996) proporcionan una expresión para determinar el valor del caudal de la MCO en función de parámetros estadísticos como la media y el coeficiente de variación de la distribución de máximos caudales anuales:

$$\frac{Q_{MCO}}{Q_m} = 0,7 + 0,6C_v$$

donde:

- Q_{MCO} : caudal de la máxima crecida ordinaria.
- Q_m : caudal medio.
- C_v : coeficiente de variación.

Una expresión alternativa que se puede utilizar partiendo de la ley de frecuencias de caudales máximos y su coeficiente de variación es la siguiente:

$$T(Q_{MCO}) = 5C_v$$

El documento incluye tres escenarios de cálculo:

- Tramo aforado: el tramo analizado tiene estación de aforos con datos de caudales máximos.

- Tramo cuasi-aforado: en el tramo analizado no existe una estación de aforos pero si las hay en las proximidades.
- Tramo no aforado: no hay estación de aforos ni en el tramo analizado ni en sus proximidades.

Aguas arriba de la zona de estudio, a unos 5 km existe una estación de aforos (Escalona) por lo que, en principio, el método más adecuado sería el del tramo cuasi-aforado. El problema es que existen hasta cuatro embalses aguas arriba de la estación de aforos (Burguillo, Charco del Cura, San Juan y Picadas), cuyo efecto en la laminación de avenidas es difícil de cuantificar. Por ello, se ha decidido utilizar el **método de tramo no aforado en régimen natural**. Para ello se utilizarán los caudales obtenidos en el apartado anterior y se calcularán sus parámetros estadísticos:

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N q_i}{n} \quad C_v = \frac{\sigma}{Q_m}$$

donde:

- q_i : caudales máximos instantáneos de cada uno de los años de la serie.
- n : número total de años.
- σ : desviación típica:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (q_i - Q_m)^2}$$

2.4 Estudio hidráulico

El objetivo del estudio hidráulico es obtener los niveles de inundación correspondientes al caudal teórico de la máxima crecida ordinaria

y poder delimitar así la zona cubierta por las aguas en tales condiciones teóricas.

Para determinar la llanura de inundación se utilizará el modelo matemático de simulación hidráulica **HEC-RAS 4.1.0**, creado por el *Hydrologic Engineering Center* del *U.S. Corps of Engineers*. El sistema permite realizar una simulación unidimensional del cauce mediante cuatro tipos de análisis: modelización de flujo en régimen permanente, modelización de flujo en régimen no permanente, modelización del transporte de sedimentos y análisis de calidad de aguas. En este caso se realizará la simulación del flujo en **régimen permanente**.

2.4.1 Geometría del cauce

Para definir las secciones transversales del cauce se ha realizado un Modelo Digital del Terreno a partir de una nube de puntos capturados mediante vuelos con sensor LIDAR (*Light Detection and Ranging*) con una densidad de 0,5 puntos/m² (CNIG, 2009b), mediante el programa ArcGIS. A partir de este modelo y mediante la aplicación **HEC-GeoRAS 10.1** se digitaliza tanto el eje del cauce como las secciones en planta. Así, el programa realiza el corte con el terreno y se obtienen como salidas las secciones transversales, definidas por pares de puntos distancia-cota. Cada sección se revisa con el fin de eliminar posibles incongruencias. La situación de las secciones se determina en función de cambios de geometría de cauce, de existencia de singularidades, etc. Finalmente estas

secciones se exportarán a HEC-RAS para poder realizar las simulaciones pertinentes.

2.4.2 Caudal de cálculo

El estudio hidrológico realizado proporciona el caudal de la máxima crecida ordinaria para el tramo en estudio.

2.4.3 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno del flujo en el tramo en estudio, para las que existen varias alternativas, son las que indican al modelo cómo han de comenzar los cálculos hidráulicos. HEC-RAS permite utilizar varias condiciones de contorno: cota de agua conocida, calado crítico, calado normal y curva de gasto. Entre las diferentes opciones se empleará la condición de **calado normal**, que consiste en la introducción de la pendiente media del cauce, para el cómputo de la altura normal del flujo con cálculo en régimen mixto.

2.4.4 Coeficientes de rugosidad

Existen numerosos estudios experimentales de evaluación de la rugosidad, que han generado distintas tablas de correspondencia entre el tipo de superficie y el número (n) de Manning. Los valores que se utilizarán se extraerán de la publicación Hidráulica de Canales Abiertos (Chow, 1994).

2.4.5 Coeficientes de contracción y expansión

Los coeficientes de contracción y expansión se emplean para contabilizar las variaciones de la velocidad máxima entre secciones contiguas, que tienen su origen en las diferencias morfológicas entre ellas. En general, las pérdidas debidas a la expansión son normalmente mayores que las debidas a la contracción. Los valores recomendados para ambos coeficientes se recogen en la tabla 5.

Tabla 5. Coeficientes de contracción y expansión recomendados (Tomado de HEC, 2010)

Situación	Contracción	Expansión
Sin pérdidas por transición	0,0	0,0
Transiciones graduales	0,1	0,3
Secciones típicas de puentes	0,3	0,5
Transiciones abruptas	0,6	0,8

2.4.6 Simulación

La simulación puede realizarse según tres tipos de regímenes:

- Régimen subcrítico: se definen sólo las condiciones de contorno aguas abajo.
- Régimen supercrítico: se definen sólo las condiciones de contorno aguas arriba.
- Régimen mixto: se definen las condiciones de contorno aguas arriba y aguas abajo.

El régimen a utilizar será el **mixto**, que procede al cálculo desde aguas abajo hacia aguas arriba, suponiendo régimen lento; en el caso de detectar un cambio de régimen automáticamente modifica el sentido de avance de los cálculos, computando las secciones desde aguas arriba hacia aguas abajo en régimen rápido.

2.4.7 Representación de los resultados

La llanura de inundación obtenida se exportará a ArcGIS para su representación

gráfica sobre la ortofoto del **PNOA** (Plan Nacional de Ortofotografía Aérea). A partir de esta línea se trazará una paralela a 5 metros (zona de servidumbre) y otra a 100 metros (zona de policía).

Sobre estos planos se podrán comprobar si las construcciones existentes en las márgenes del río se encuentran dentro de la zona de dominio público hidráulico y sus zonas asociadas.

3 RESULTADOS

3.1 Caracterización hidrológica de la cuenca

A continuación se muestran los diferentes mapas que caracterizan hidrológicamente la cuenca, como son las elevaciones (figura 5), la distribución espacial de pendientes (figura 6) y los usos del suelo (figura 7).

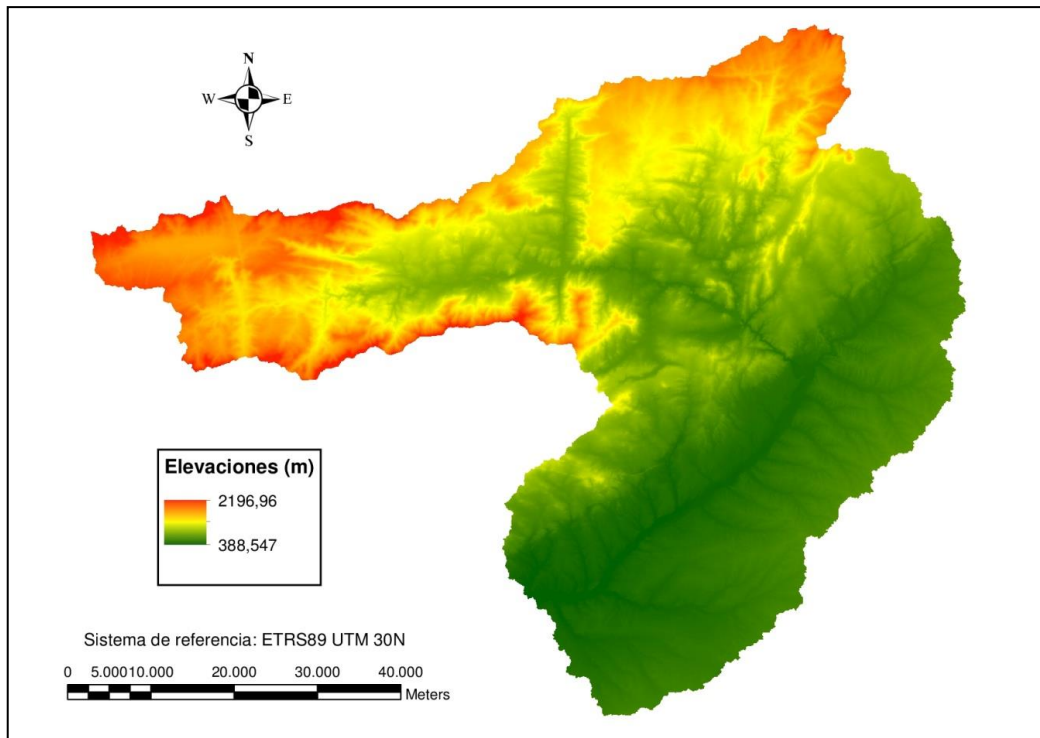


Figura 5. Mapa de elevaciones

Las máximas altitudes se concentran en la zona norte y noroeste de la cuenca, alcanzándose cotas próximas a los 2.200 m. Por otro lado, la zona sur acapara las

mínimas elevaciones, llegándose a valores inferiores a los 400 m. De este modo, el desnivel de la cuenca está en torno a los 1.800 m.

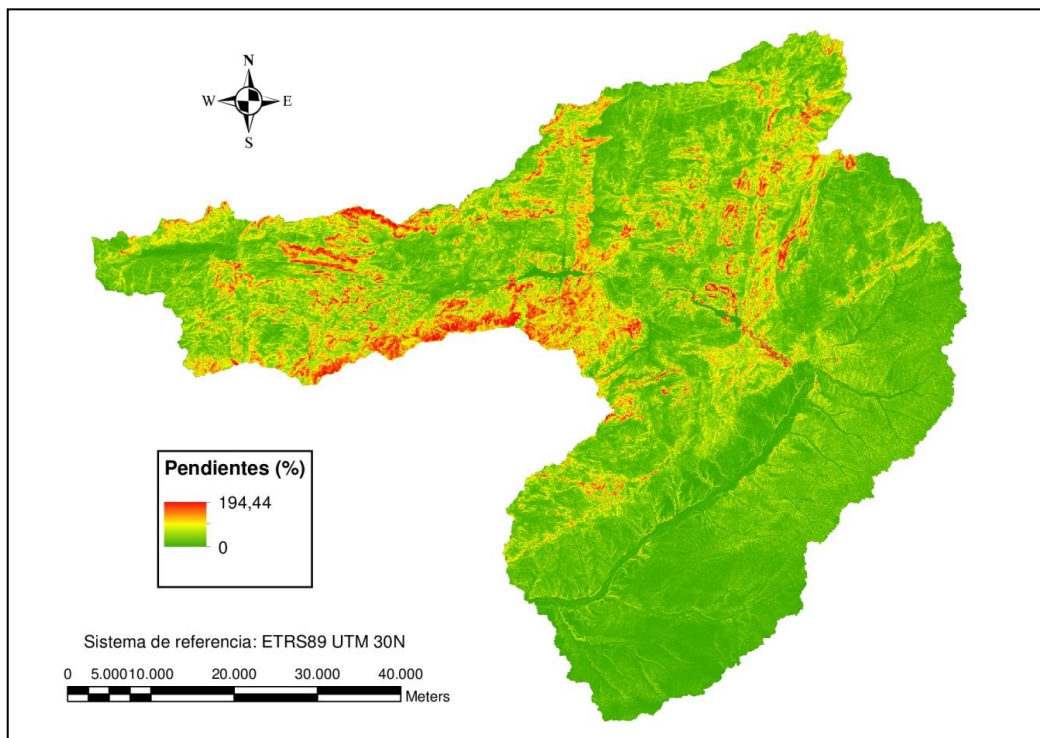


Figura 6. Mapa de pendientes

Las pendientes más acusadas se localizan en la parte alta de la cuenca, que se van

reduciendo río abajo hasta llegar a valores inferiores al 1% en la zona de estudio.

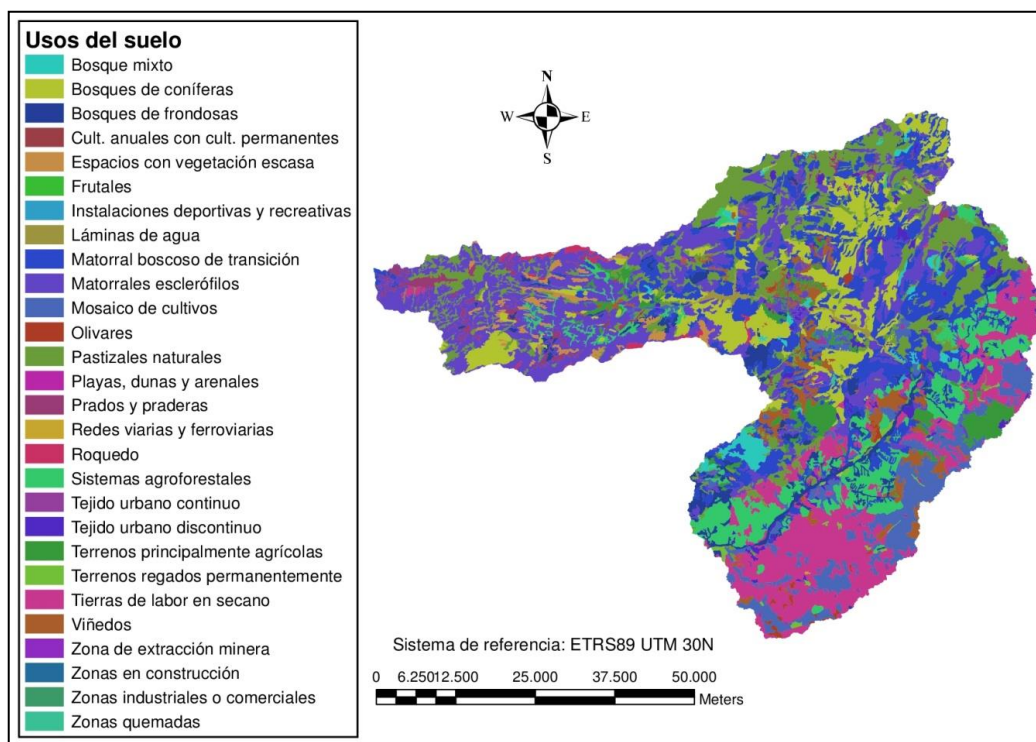


Figura 7. Mapa usos del suelo (Tomado de AEMA, 2006)

El mapa de usos del suelo muestra una gran variedad de aprovechamientos, destacando los matorrales esclerófilos en la cabecera y los cultivos de secano en el curso bajo del río.

Teniendo en cuenta estos mapas y la red de drenaje existente (ríos, arroyos, barrancos), se ha dividido la cuenca total en trece subcuencas (figura 8).

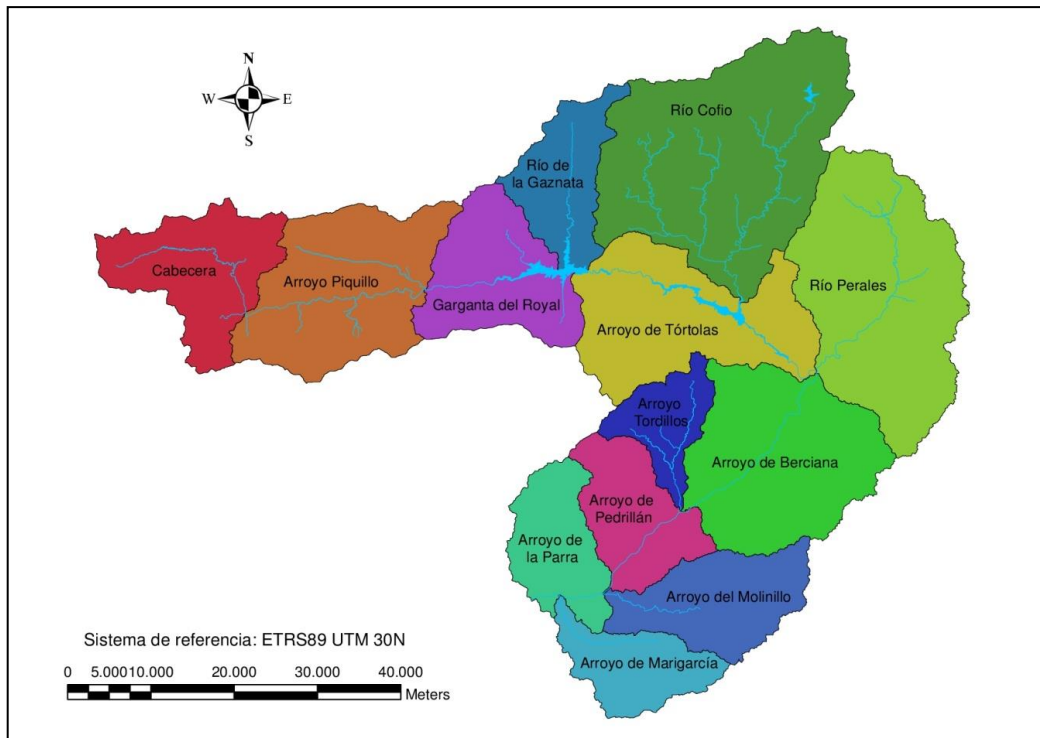


Figura 8. Mapa de subcuencas

En cuanto al grupo hidrológico, toda la cuenca se sitúa dentro del tipo B, como se muestra en la figura 9:

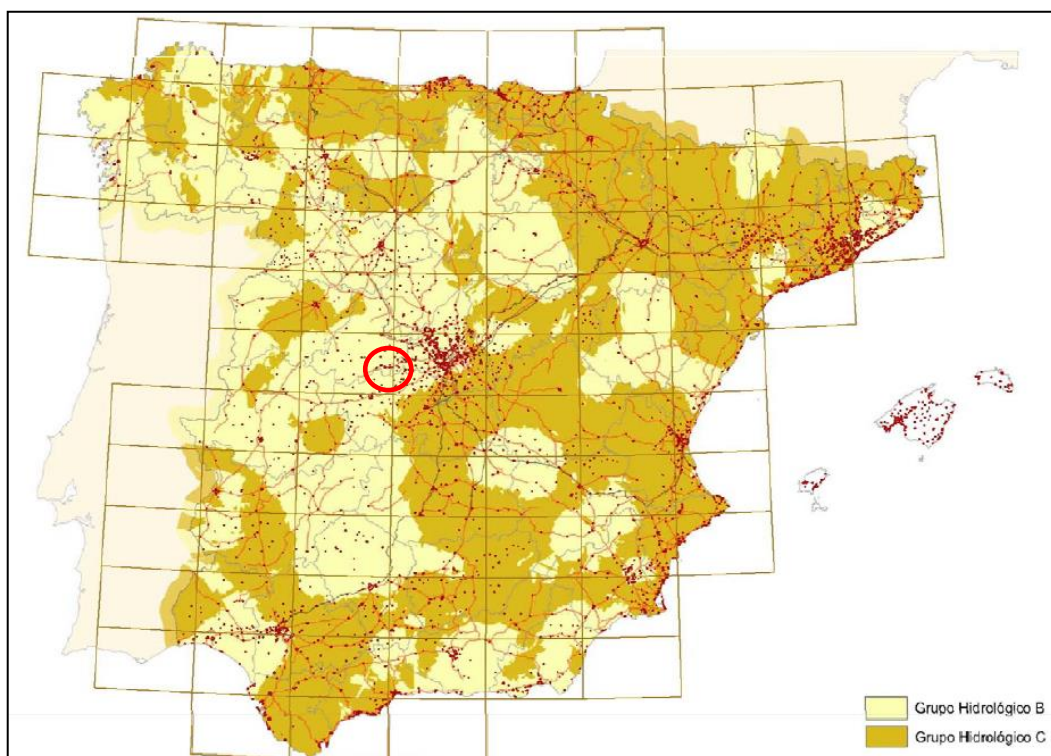


Figura 9. Mapa de grupos hidrológicos (Tomado de Ministerio de Fomento, 2016)

Por otro lado, la tabla 6 incluye la caracterización de cada una de las subcuencas definidas, así como de la cuenca total del río Alberche en la zona de estudio:

Tabla 6. Caracterización de las subcuencas

Subcuenca	Cota más alta	Cota más baja	Desnivel (m)	Longitud (m)	Pendiente (m/m)
Cabecera	1930,31	1217,81	712,50	38.527	0,0185
Arroyo Piquillo	1798,00	778,12	1.019,88	35.226	0,0290
Garganta del Royal	1676,63	723,14	953,49	27.360	0,0348
Río de la Gaznata	1494,28	723,14	771,14	29.879	0,0258
Arroyo de Tórtolas	958,74	452,36	506,38	46.698	0,0108
Río Cofio	1620,34	572,30	1.048,04	58.669	0,0179
Río Perales	1260,66	452,59	808,07	44.787	0,0180
Arroyo de Berciana	635,04	419,87	215,17	36.469	0,0059
Arroyo Tordillos	851,49	417,45	434,04	23.230	0,0187
Arroyo de Pedrillán	730,51	414,07	316,44	29.587	0,0107
Arroyo de la Parra	884,85	389,59	495,26	27.584	0,0180
Arroyo del Molinillo	623,25	400,24	223,01	35.925	0,0062
Arroyo de Marigarcía	570,66	392,51	178,15	25.978	0,0069
Río Alberche	1930,31	389,59	1.540,72	176.843	0,0087

3.2 Estudio de precipitaciones

3.2.1 Análisis de la calidad de los datos

Una vez recibidos los datos climatológicos de la AEMET, se han descartado las estaciones con series inferiores a 25 años, que son las siguientes:

- 3335: Robledo de Chavela.
- 3344: Navalagamella (Medialdea).
- 3346: Navalagamella (Molinillos).

Para aplicar el método de las dobles acumulaciones se han agrupado las estaciones en grupos homogéneos en función de la situación geográfica (tabla 7). Por otro

lado, la serie de referencia es la media de los valores del total de estaciones del grupo.

Tabla 7. Grupos homogéneos de estaciones para método de las dobles acumulaciones

Código	Estación	Grupo
3316	San Martín de la Vega del Alberche	1
3319	Serranillos	
3322E	Burgohondo	
3324	Barranco Las Juntas C.F.	
3326	Presa de Burguillo	
3330	El Tiemblo (Central Puente Nuevo)	2
3330Q	Rozas Puerto Real (Barjondo)	
3335	Robledo de Chavela	
3336E	Las Navas del Marqués (F. Resinas)	
3337	Navalperal de Pinares	
3341	Presa de San Juan	
3342	Villa del Prado (Picadas)	
3344	Navalagamella (Medialdea)	
3346	Navalagamella (Molinillos)	
3351	Almorox	3
3356	Val de Santo Domingo	
3358	Santa Olalla	
3358B	Santa Olalla (Higueruela)	
3360	Pelahustán	

Tras este segundo análisis se ha podido observar cómo en la estación 3316 San Martín de la Vega del Alberche hay un cambio de pendiente en la recta a partir del

año 1966, probablemente por un cambio en la localización de la estación (figura 10). Por tanto, se ha decidido utilizar exclusivamente los datos más modernos (año 1966/1967 a 2005/2006).

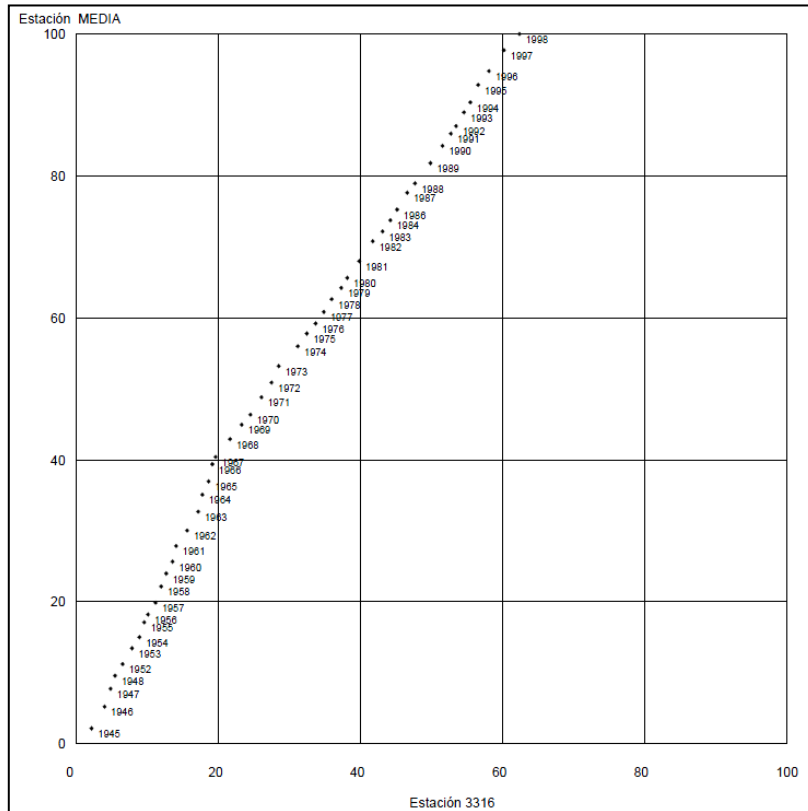


Figura 10. Método de las dobles acumulaciones. Estación 3316

Debido a la gran cantidad de datos que se manejan, los resultados completos del estudio pluviométrico se incluyen en formato digital. En los sucesivos apartados se incluirá solamente un ejemplo por cada estudio.

3.2.2 Completado de datos

La figura 11 muestra los datos finales de cada estación una vez realizado el completado de datos mediante el método de correlación múltiple:

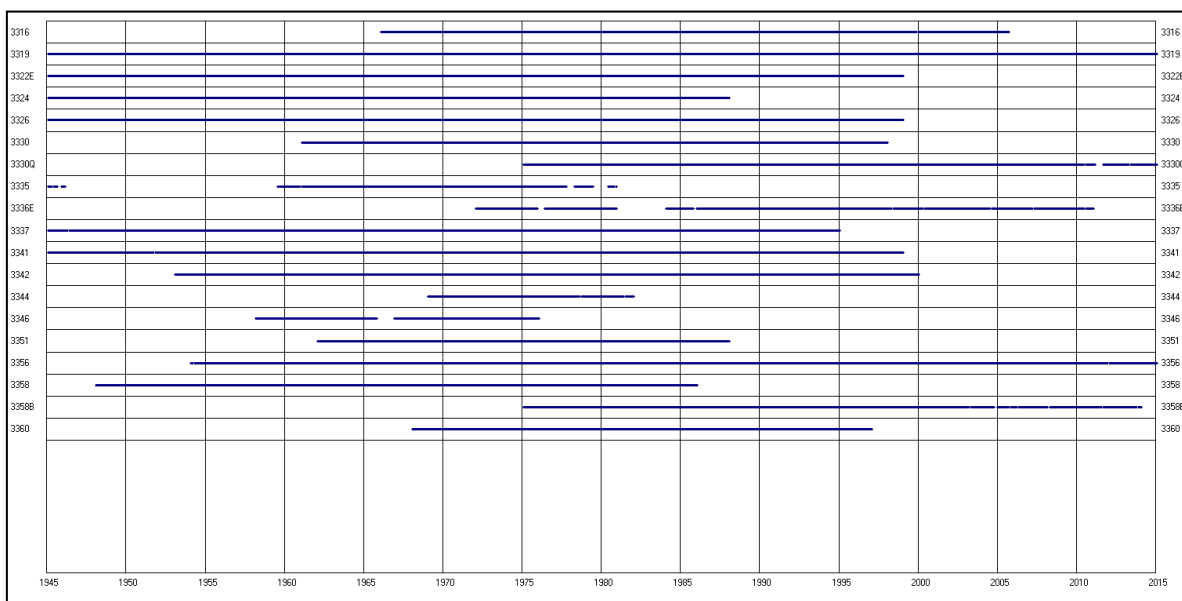


Figura 11. Series de datos completadas

Se han descartado las siguientes estaciones por poseer lagunas importantes de información:

- 3336E: Las Navas del Marqués (Fábrica de Resinas).
- 3358B: Santa Olalla (Higueruela).

3.2.3 Análisis estadístico de precipitaciones

La tabla 8 resume los resultados obtenidos para la estación 3316 San Martín de la Vega del Alberche para cada ley de frecuencia, así como la precipitación adoptada (media de los cuatro modelos):

Tabla 8. Precipitaciones calculadas en la estación 3316

T	Normal	Gumbel	GEV	Log-Pearson III	P. adopt. (mm)
2	51	48	48	49	49
5	65	65	64	65	65
10	73	76	74	74	74
25	82	90	85	85	86
50	87	101	93	92	93
100	92	111	100	98	100
200	96	122	107	104	107
500	102	136	116	111	116

Las precipitaciones máximas se registran en las estaciones situadas en el curso alto del río, destacando los resultados obtenidos en la estación 3319 Serranillos. En el otro extremo se encuentran las estaciones 3356 Val de Santo Domingo y 3358 Santa Olalla, ambas situadas en la parte baja de la cuenca.

3.2.4 Bondad de ajuste de las leyes de frecuencia

El test de Kolmogorov-Smirnov refleja que de todas las leyes de frecuencia calculadas, tan sólo la ley Normal para la estación 3356

Val de Santo Domingo no posee un buen ajuste, por lo que no se ha incluido en el cálculo de la precipitación de diseño.

A continuación se incluyen los resultados obtenidos para la estación 3316 San Martín de la Vega del Alberche para la ley Gumbel (tabla 9):

Tabla 9. Test de Kolmogorov-Smirnov. Método de Gumbel. Estación 3316

Gumbel Max [#2]					
Kolmogorov-Smirnov					
Tamaño de la muestra	38				
Estadística	0,12051				
Valor P	0,59681				
Rango	2				
α	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01
Valor crítico	0,16966	0,19392	0,21544	0,24089	0,25843
Rechazar?	No	No	No	No	No

3.2.5 Distribución espacial de precipitaciones

seleccionadas (color verde) frente a las descartadas (color rojo):

La figura 12 representa la distribución de polígonos de Thiessen de las estaciones

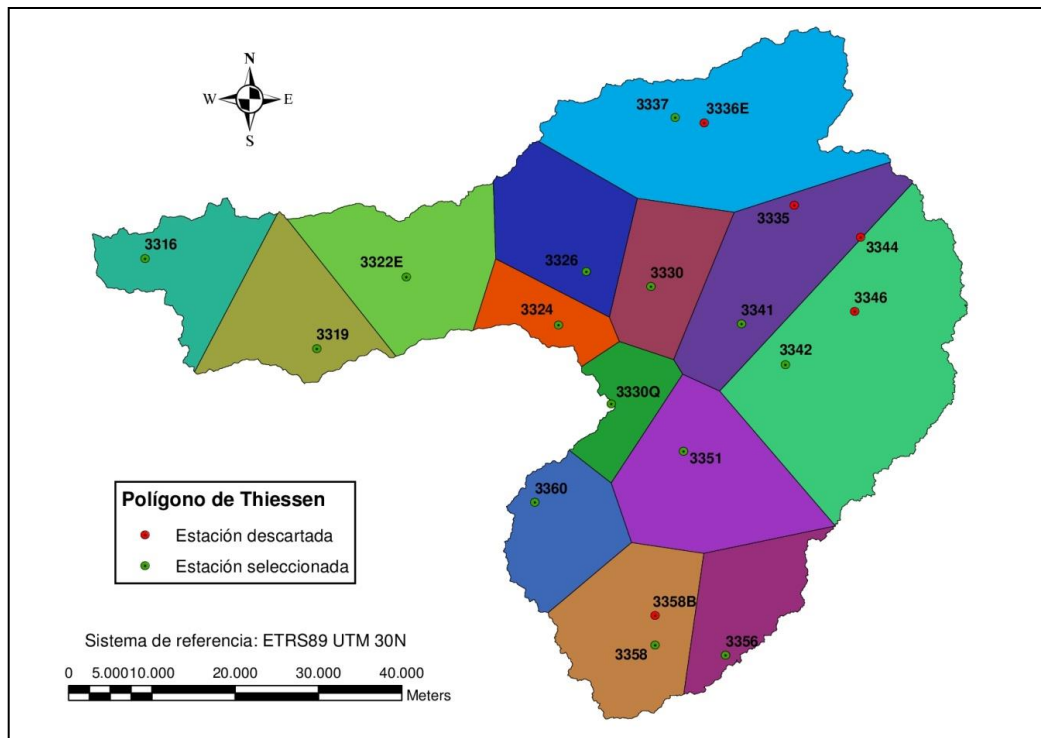


Figura 12. Mapa de polígonos de Thiessen

Los resultados del cálculo de los coeficientes de ponderación para la subcuenca Arroyo de Marigarcía se incluyen a continuación (tabla 10):

Tabla 10. Coeficientes de ponderación. Arroyo de Marigarcía

T	3356	3358	3360	P. adopt. (mm)
%	12,07%	87,32%	0,61%	100,00%
2	32	37	46	36
5	44	46	58	46
10	52	52	67	52
25	63	59	78	59
50	72	64	86	65
100	81	70	95	71
200	91	75	104	77
500	105	82	116	85

3.2.6 Distribución temporal de precipitaciones

A partir de las precipitaciones calculadas en el apartado anterior se han elaborado las

curvas IDF en primer lugar y el hietograma de diseño después. Las figuras 13 y 14 incluyen las curvas IDF y el hietograma de la subcuenca Arroyo de Marigarcía, respectivamente.

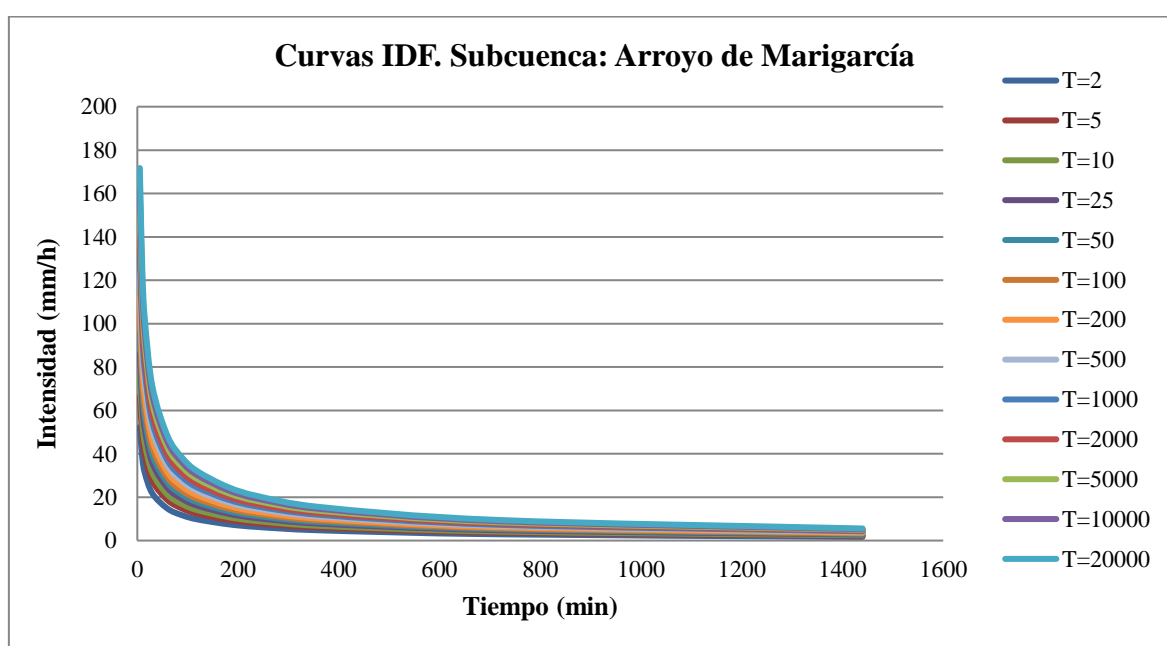


Figura 13. Curva IDF. Subcuenca Arroyo de Marigarcía

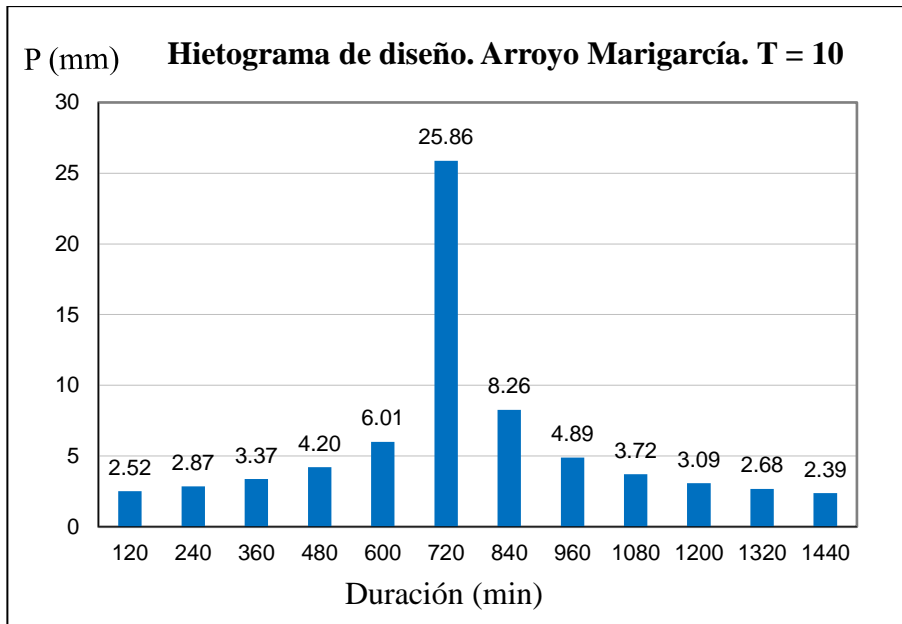


Figura 14. Hietograma de diseño. Subcuenca Arroyo de Marigarcía. T= 10

3.3 Estudio hidrológico

El modelo hidrológico elaborado con HEC-HMS tiene el siguiente aspecto (figura 15):

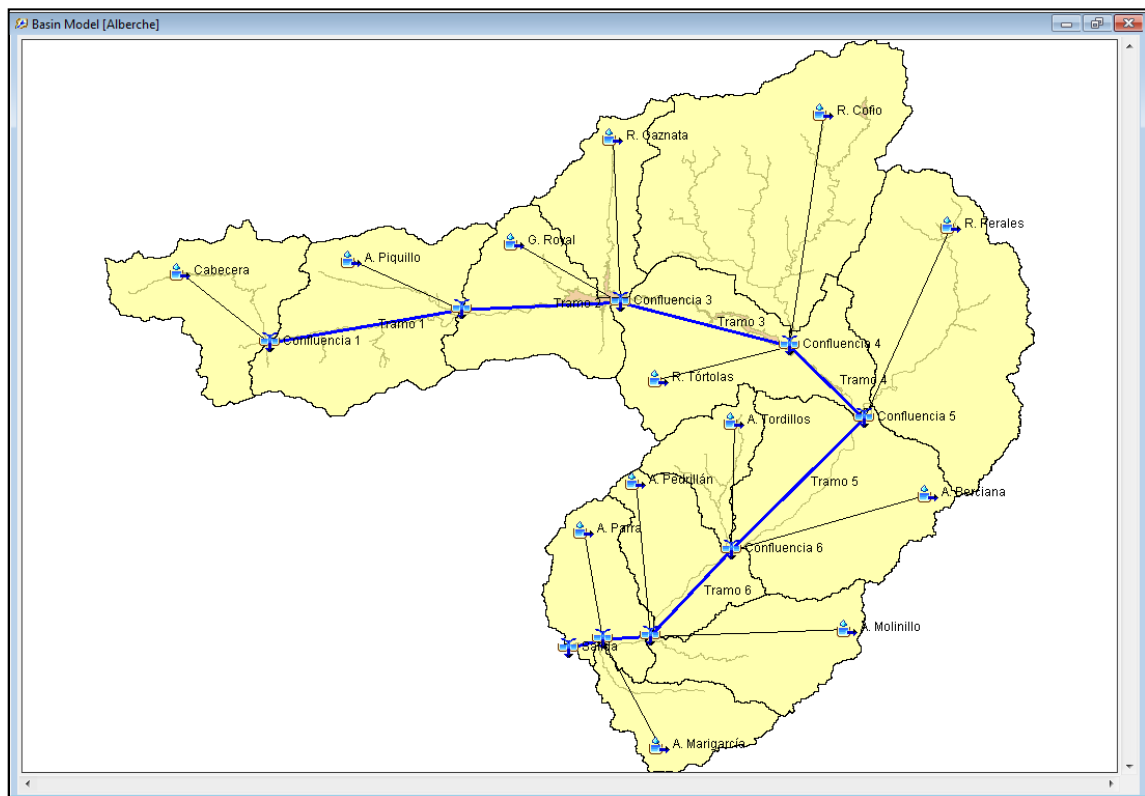


Figura 15. Modelo hidrológico en HEC-HMS

3.3.1 Tiempo de concentración

Los resultados obtenidos tras aplicar la fórmula de Témez a cada subcuenca y a la cuenca completa se muestran en la tabla 11:

Tabla 11. Cálculo del tiempo de concentración

Subcuenca	Características subcuenca				T. conc.
	A (km ²)	L (km)	ΔH (m)	i (%)	t _c (h)
Cabecera	246,81	38,527	712,50	1,85	10,27
A. Piquillo	373,48	35,226	1.019,88	2,90	8,81
G. del Royal	247,36	27,36	953,49	3,48	7,02
R. de la Gaznata	171,11	29,879	771,14	2,58	7,95
A. de Tórtolas	372,80	46,698	506,38	1,08	13,16
R. Cofio	638,37	58,669	1.048,04	1,79	14,23
R. Perales	527,30	44,787	808,07	1,80	11,57
A. de Berciana	413,43	36,469	215,17	0,59	12,24
A. Tordillos	113,48	23,23	434,04	1,87	6,98
A. de Pedrillán	189,37	29,587	316,44	1,07	9,32
A. de la Parra	167,99	27,584	495,26	1,80	8,01
A. del Molinillo	215,78	35,925	223,01	0,62	11,98
A. de Marigarcía	147,67	25,978	178,15	0,69	9,19
R. Alberche	3.824,95	176,843	1.540,72	0,87	37,73

3.3.2 Número de Curva

La tabla 12 muestra los números de curva calculados para cada subcuenca:

Subcuenca	Número de Curva
Cabecera	59,07
Arroyo Piquillo	61,47
Garganta del Royal	60,65
Río de la Gaznata	59,78
Arroyo de Tórtolas	61,05
Río Cofio	58,62
Río Perales	63,58
Arroyo de Berciana	63,58
Arroyo Tordillos	62,56
Arroyo de Pedrillán	62,67
Arroyo de la Parra	60,32
Arroyo del Molinillo	70,60
Arroyo de Marigarcía	69,85

Tabla 12 Número de curva de cada subcuenca

Si se representan gráficamente los valores del número de curva de la cuenca completa (figura 16) puede observarse que la mayoría

se encuentra en el intervalo comprendido entre 44 y 60, dándose valores ligeramente superiores en la zona sureste.

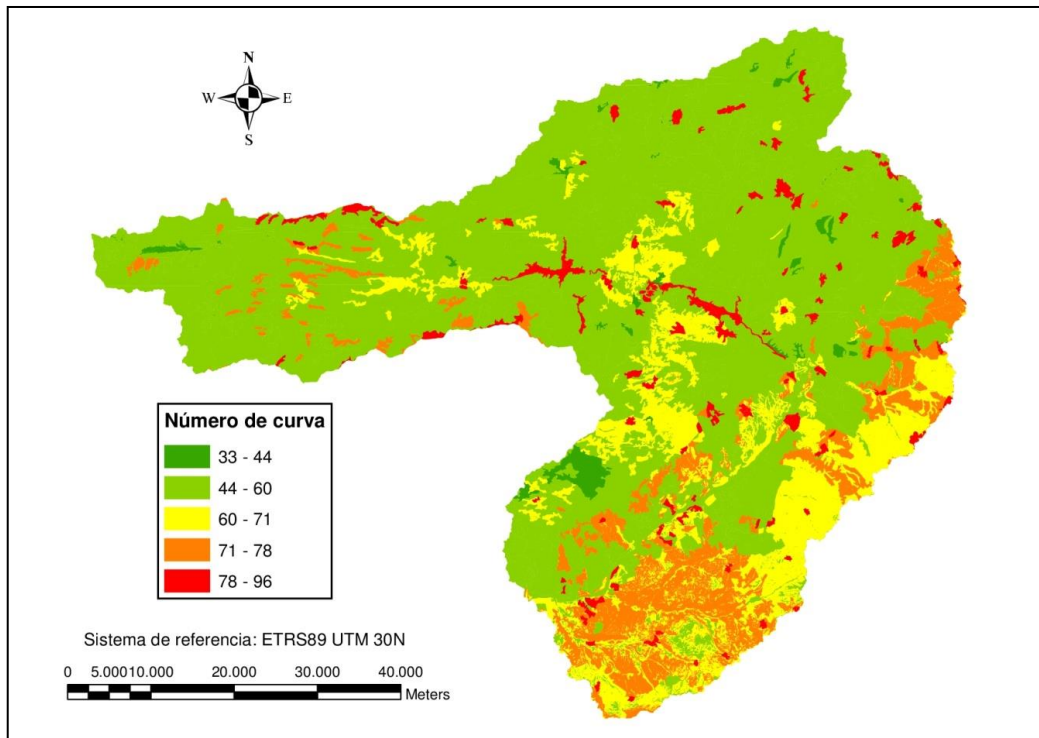


Figura 16. Mapa de Números de Curva

3.3.3 Transformación lluvia – escorrentía

Los valores de T-Lag calculados se encuentran en la tabla 13.

Tabla 12. Cálculo del parámetro T-Lag

Subcuenca	T_c (h)	T_{lag} (h)	T_{lag} (min)
Cabecera	10,27	6,16	369,72
Arroyo Piquillo	8,81	5,29	317,19
Garganta del Royal	7,02	4,21	252,71
Río de la Gaznata	7,95	4,77	286,07
Arroyo de Tórtolas	13,16	7,89	473,59
Río Cofio	14,23	8,54	512,32
Río Perales	11,57	6,94	416,49
Arroyo de Berciana	12,24	7,34	440,58
Arroyo Tordillos	6,98	4,19	251,21
Arroyo de Pedrillán	9,32	5,59	335,67
Arroyo de la Parra	8,01	4,81	288,42

Subcuenca	T_c (h)	T_{lag} (h)	T_{lag} (min)
Arroyo del Molinillo	11,98	7,19	431,39
Arroyo de Marigarcía	9,19	5,51	330,86

3.3.4 Flujo base

Los valores de escorrentía total anual de la cuenca, en celdas de 1 x 1 km, se muestran en la figura 17:

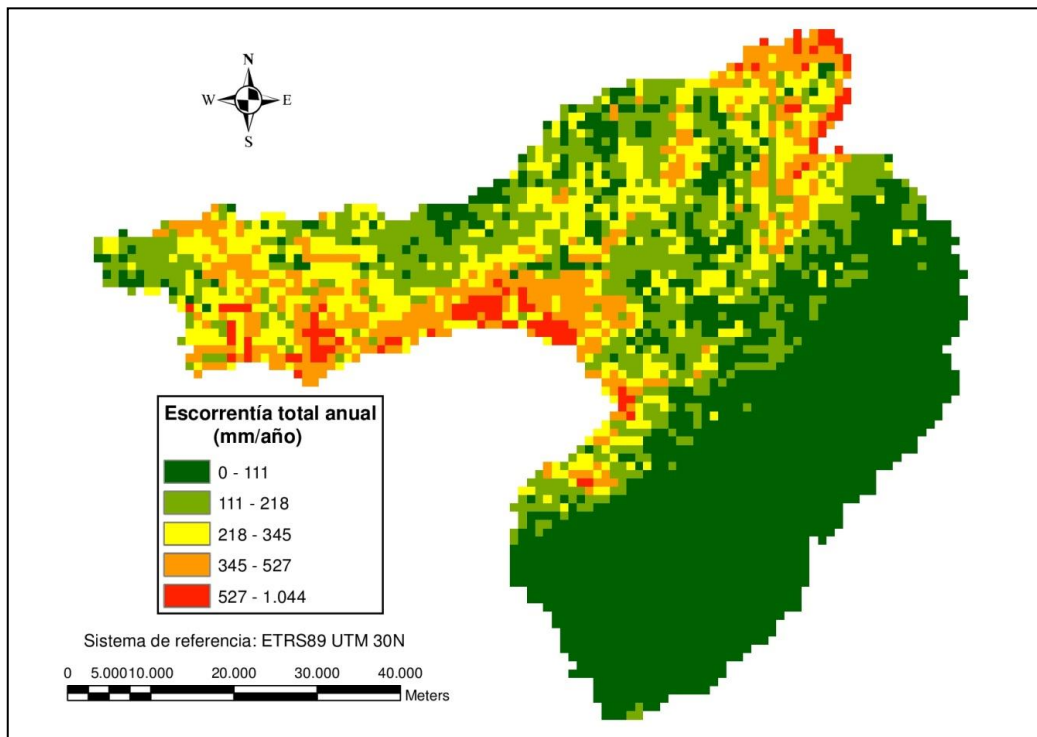


Figura 17. Escorrentía total anual (Tomado de CEDEX, 2016)

La menor escorrentía se registra en la parte baja de la cuenca mientras que en las partes más altas (cabecera del Alberche y cabecera del río Cofio) los valores pueden llegar a 1.000 mm/año.

A partir de estos valores y utilizando las superficies de cada subcuenca, se han calculado los caudales medios que circulan por cada cauce antes de producirse la avenida (tabla 14):

Tabla 13. Flujo base de cada subcuenca

Subcuenca	Escorrentía media anual (mm/año)	Área (km ²)	Caudal inicial (m ³ /s)
Cabecera	271,71	246,81	2,126
Arroyo Piquillo	311,41	373,48	3,688
Garganta del Royal	347,99	247,36	2,730
Río de la Gaznata	193,50	171,11	1,050
Arroyo de Tórtolas	203,02	372,80	2,400
Río Cofio	281,33	638,37	5,695
Río Perales	129,69	527,30	2,168
Arroyo de Berciana	81,03	413,43	1,062
Arroyo Tordillos	169,95	113,48	0,612
Arroyo de Pedrillán	164,54	189,37	0,988
Arroyo de la Parra	155,02	167,99	0,826
Arroyo del Molinillo	62,90	215,78	0,430
Arroyo de Marigarcía	71,50	147,67	0,335

3.3.5 Tránsito de hidrogramas

Para analizar la evolución del hidrograma a lo largo del río Alberche, se han definido 8 tramos, cuyas características se muestran en la tabla 15:

Tabla 14. Características de los tramos definidos

Tramo	Longitud (m)	Pendiente (m/m)	n Manning
1	28.465	0,0155	0,050
2	21.506	0,0056	0,035
3	23.575	0,0059	0,050
4	14.580	0,0045	0,050
5	26.752	0,0013	0,050
6	14.565	0,0013	0,050
7	5.598	0,0013	0,050
8	3.565	0,0008	0,050

Las secciones transversales se obtienen a partir del Modelo Digital del Terreno, mediante ArcGIS. Posteriormente, para introducir estas secciones en HEC-HMS se

ha elegido la opción de **8 puntos**, seleccionando aquellos que mejor representan el cauce de aguas bajas. Para el

tramo 8 se han seleccionado los siguientes puntos (tabla 16):

Tabla 15. Definición de la sección característica del tramo 8

Punto	X	Y
1	0,00	399,29
2	123,63	396,32
3	173,08	391,62
4	197,81	391,67
5	247,26	391,34
6	296,71	391,96
7	395,61	391,94
8	445,06	396,19

3.3.6 Calibración del modelo

De las dos estaciones de aforos seleccionadas, en la AR21 Alberche en Navalunga no se ha conseguido un buen ajuste entre los valores registrados y los simulados. Se ha intentado la calibración con diferentes tormentas pero en todas ellas los resultados simulados distan mucho de los

registrados, por lo que se ha decidido prescindir de esta estación.

Por su lado, en la estación AR22 Cofio en San Martín sí se puede establecer una correlación entre el caudal punta registrado y simulado. En este caso se ha seleccionado la tormenta sucedida entre los días 22 y 24 de abril de 2011. La figura 18 muestra la gráfica obtenida del programa HEC-HMS:

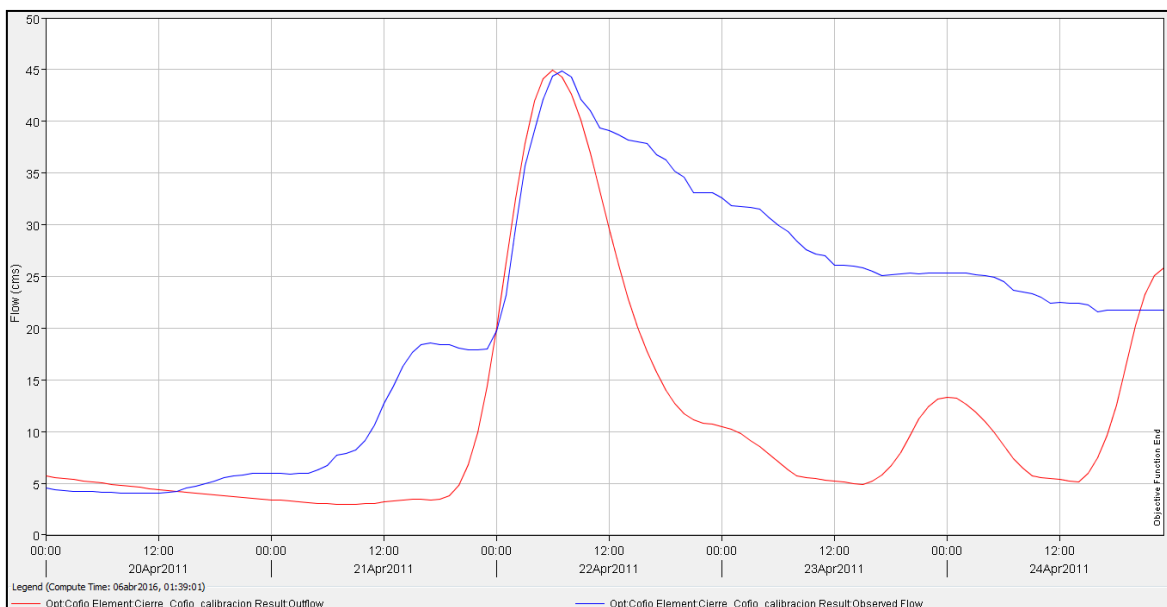


Figura 18. Calibración del modelo en la estación de Cofio en San Martín

Según la calibración del programa con la tormenta real registrada, el número de curva para la cuenca del río Cofio debería ser 58,38, mientras que la inicialmente calculada es de 58,62. Como el error obtenido es mínimo (inferior al 1%), se ha decidido no

modificar los valores de número de curva iniciales.

3.3.7 Simulación

Los resultados obtenidos en el punto de cierre de la cuenca se incluyen en la tabla 17:

Tabla 16. Resultados obtenidos tras la modelización con HEC-HMS

Periodo de retorno	Caudal (m ³ /s)	Volumen (mm)	Volumen (1000 m ³)
2	487,40	7,54	28.830,30
5	1.087,80	16,44	62.893,80
10	1.541,70	23,19	88.704,10
25	2.185,80	32,20	123.158,70
50	2.704,70	39,50	151.081,00
100	3.245,00	47,30	180.901,50
200	3.806,50	55,09	210.701,00
500	4.581,00	66,31	253.641,40

El hidrograma obtenido para el periodo de retorno de 10 años se representa en la figura 19.

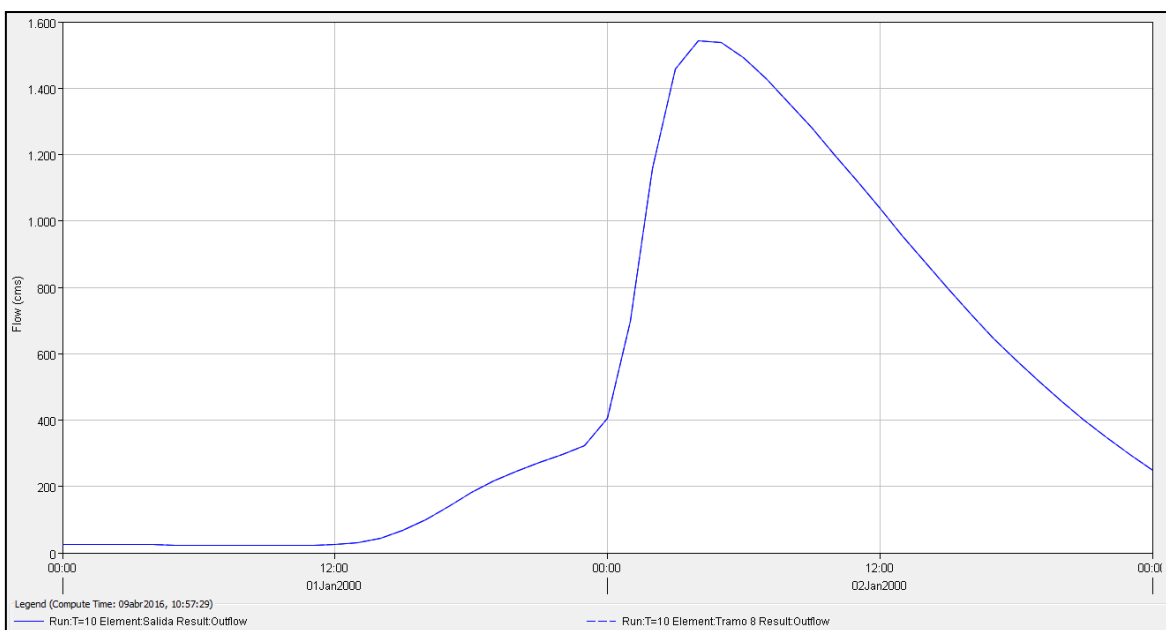


Figura 19. Hidrograma de crecida para T=10

3.3.8 Caudal de la MCO

Con los datos obtenidos en HEC-HMS se ha realizado un análisis estadístico de los caudales, de manera que el periodo de retorno para el cálculo de la máxima crecida ordinaria es:

- $Q_m = 4.103,38 \text{ m}^3/\text{s}$.

- $\sigma = 2.532,36 \text{ m}^3/\text{s}$.
- $C_v = 0,62$
- $T = 3,1$

Como sólo se dispone de los caudales para $T=2$ y $T=5$, es necesario interpolar entre ambos. Para ello se representan los valores en escala semi-logarítmica (figura 20):

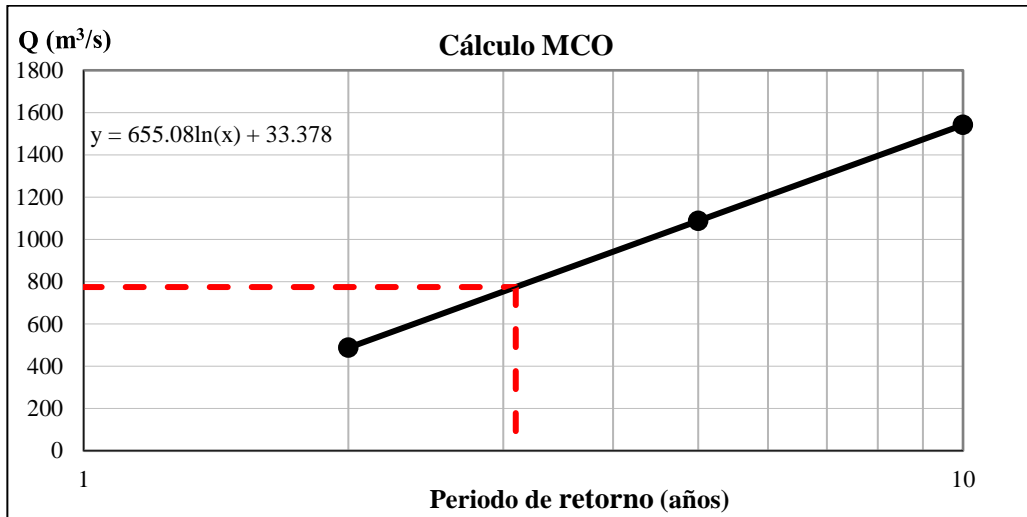


Figura 20. Interpolación para el cálculo del caudal de MCO

Interpolando, queda un caudal de la MCO de **774,54 m^3/s** .

3.4 Estudio hidráulico

El esquema del modelo hidráulico en HEC-RAS se puede observar en la figura 21.

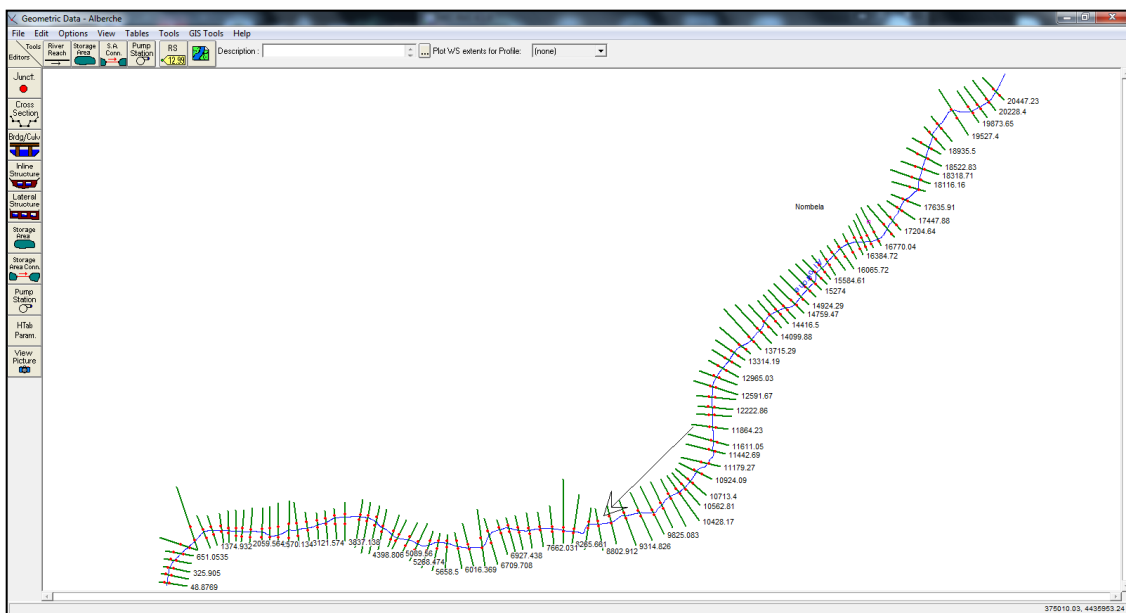


Figura 21. Modelo hidráulico en HEC-RAS

3.4.1 Geometría del cauce

Se han utilizado las secciones del cauce obtenidas mediante HEC-GeoRas. Dichas secciones se pueden consultar dentro de la información en soporte digital, junto con el resto de resultados de la simulación.

3.4.2 Caudal de cálculo

El caudal de diseño corresponde a un periodo de retorno de 3,1 años, y su valor es de **774,54 m³/s**.

3.4.3 Condiciones de contorno

Como condición de contorno se ha utilizado la pendiente media del tramo, que es de **0,00114 m/m**.

3.4.4 Coeficientes de rugosidad

El valor del coeficiente de rugosidad se ha tomado de la publicación Hidráulica de Canales Abiertos (Chow, 1994). Según las posibilidades que ofrece el libro, el tramo en estudio se puede clasificar como corriente natural, corriente mayor (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies), con árboles y matorrales bajos, serpenteante y con algunos pozos y bancos de arena. Según esta descripción se ha decidido utilizar un coeficiente de rugosidad de **0,4**, tanto en el cauce como en las márgenes.

La figura 22 muestra algunas fotografías realizadas que justifican los coeficientes utilizados.



Figura 22. Fotografías del río Alberche en Nombela

3.4.5 Coeficientes de contracción y expansión

El valor máximo que pueden alcanzar ambos coeficientes es la unidad. Los valores que se utilizan habitualmente para los cálculos hidráulicos son los correspondientes a transiciones graduales, **0,1** para la

contracción y **0,3** para la **expansión**, que son los que se han utilizado.

3.4.6 Simulación

Una vez simulado el nivel de la llanura de inundación mediante el programa HEC-RAS, los resultados obtenidos se exportan a ArcGIS, volcando la información sobre el MDT y definiendo así en planta la línea de

inundación según los cálculos hidráulicos, y las zonas de servidumbre y policía.

Puede observarse cómo existen edificaciones en varias urbanizaciones (Villarta, Fuente Romero, Soto Alberche, Cerro Alberche, etc) que se encuentran dentro de la zona de DPH,

servidumbre y/o policía, por lo que debería comprobarse si cuentan con la pertinente autorización del organismo de cuenca. La figura 23 muestra la existencia de estas construcciones en la urbanización Fuente Romero.

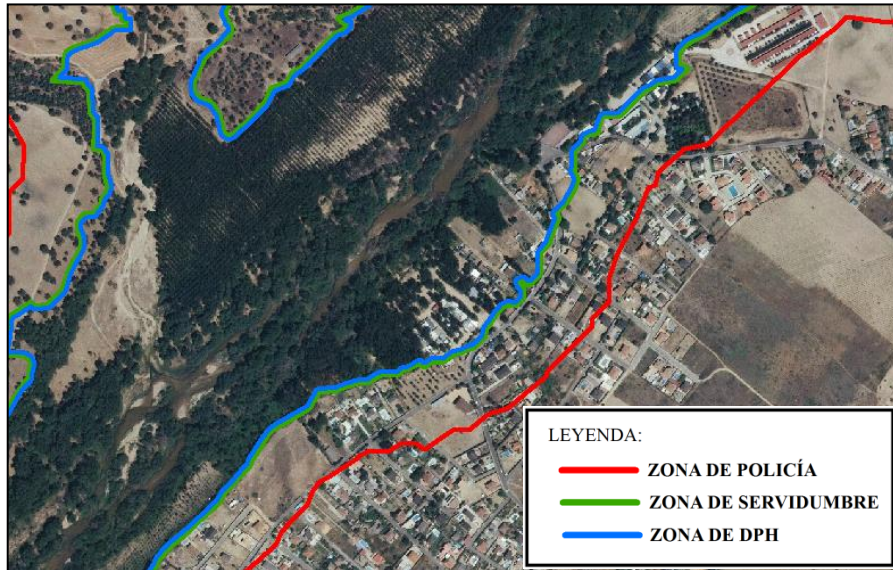


Figura 23. Zonas del dominio público hidráulico en la urbanización Fuente Romero.

En el **Anejo 1** se incluyen los planos con la llanura de inundación correspondiente al caudal de la máxima crecida ordinaria y las zonas de servidumbre y policía para toda la zona de estudio.

4 DISCUSIÓN

Para contrastar la fiabilidad de los resultados obtenidos en los modelos hidrológicos e hidráulicos se ha buscado entre la bibliografía los trabajos existentes en la zona de estudio. Respecto al estudio hidrológico, se han consultado los Mapas de caudales máximos en régimen natural, denominados como CAUMAX (MAGRAMA, 2011), que facilita el caudal de avenida asociado a diferentes periodos de retorno en los principales cauces de España.

La tabla 18 compara los caudales tomados del estudio del CAUMAX con los calculados en el presente trabajo para varios periodos de retorno y en la salida de la cuenca:

Tabla 17. Comparativa de caudales entre estudios

Periodo de retorno	Caudal CAUMAX (m³/s)	Caudal presente estudio (m³/s)
2	518,00	487,40
5	975,00	1.087,80
10	1.321,00	1.541,70
25	1.849,00	2.185,80
100	2.670,00	3.245,00
500	3.790,00	4.581,00

Entre ambos estudios se pueden apreciar ligeras diferencias, que se van incrementado a medida que aumenta el periodo de retorno, si bien, como el valor del Q_{MCO} es bajo (3,1 años), las diferencias no son muy importantes.

En cuanto al modelo hidráulico, recientemente se han elaborado los Mapas de peligrosidad por inundación (Confederación Hidrográfica del Tajo, 2015), entre los que se encuentra el tramo ES030-18-05-03 Río Alberche en Hormigos, Casar de Escalona y Nombela, situado en la zona de estudio. Se dispone, entre otros, del mapa para el periodo de retorno de 10 años, cuya llanura es prácticamente coincidente con la llanura de la MCO calculada. Observando el resto de llanuras calculadas en los mapas de peligrosidad (100 y 500), que se encuentran muy próximas entre sí, se puede afirmar que el modelo hidráulico es poco sensible a las variaciones de caudal, principalmente debido a la morfología del cauce, con las márgenes bien definidas (taludes muy inclinados) y una anchura importante. Esto se traduce en que son necesarios elevados caudales para

conseguir incrementos apreciables de la llanura de inundación.

Es importante mencionar que tanto los mapas del CAUMAX como los mapas de peligrosidad forman parte de un estudio a escala nacional, cuyos resultados son fruto de estimaciones y extrapolaciones a partir de valores registrados, lo que les resta verosimilitud frente a los resultados obtenidos en este trabajo, obtenidos tras un largo y minucioso proceso de cálculo de todas las variables involucradas en el fenómeno de la avenida.

5 CONCLUSIONES

La combinación de modelos hidrológicos e hidráulicos, junto con su posible aplicación mediante sistemas de información geográfica, ofrece una herramienta de gran utilidad para la delimitación de las zonas inundables de los cauces. Estos modelos permiten automatizar el estudio de la cuenca, de manera que se pueden analizar de manera rápida los efectos ocasionados por cambios en los datos de partida.

En este sentido, y en virtud de los resultados obtenidos, los modelos generados en este estudio poseen la suficiente calidad para poder ser utilizados en la delimitación del dominio público hidráulico y las zonas asociadas de servidumbre y policía. De esta delimitación se deducen dos aspectos. Por un lado, la línea de DPH marca el límite entre la propiedad pública del cauce y la privada de los propietarios ribereños, que es importante conocer en aquellas zonas que han sufrido invasiones a lo largo de la historia. Y por otro lado, el Reglamento de Dominio Público Hidráulico establece limitaciones a las actividades que se pueden desarrollar en cada zona, entre las que se encuentra la prohibición de realizar construcciones sin contar con la pertinente autorización de la Confederación Hidrográfica.

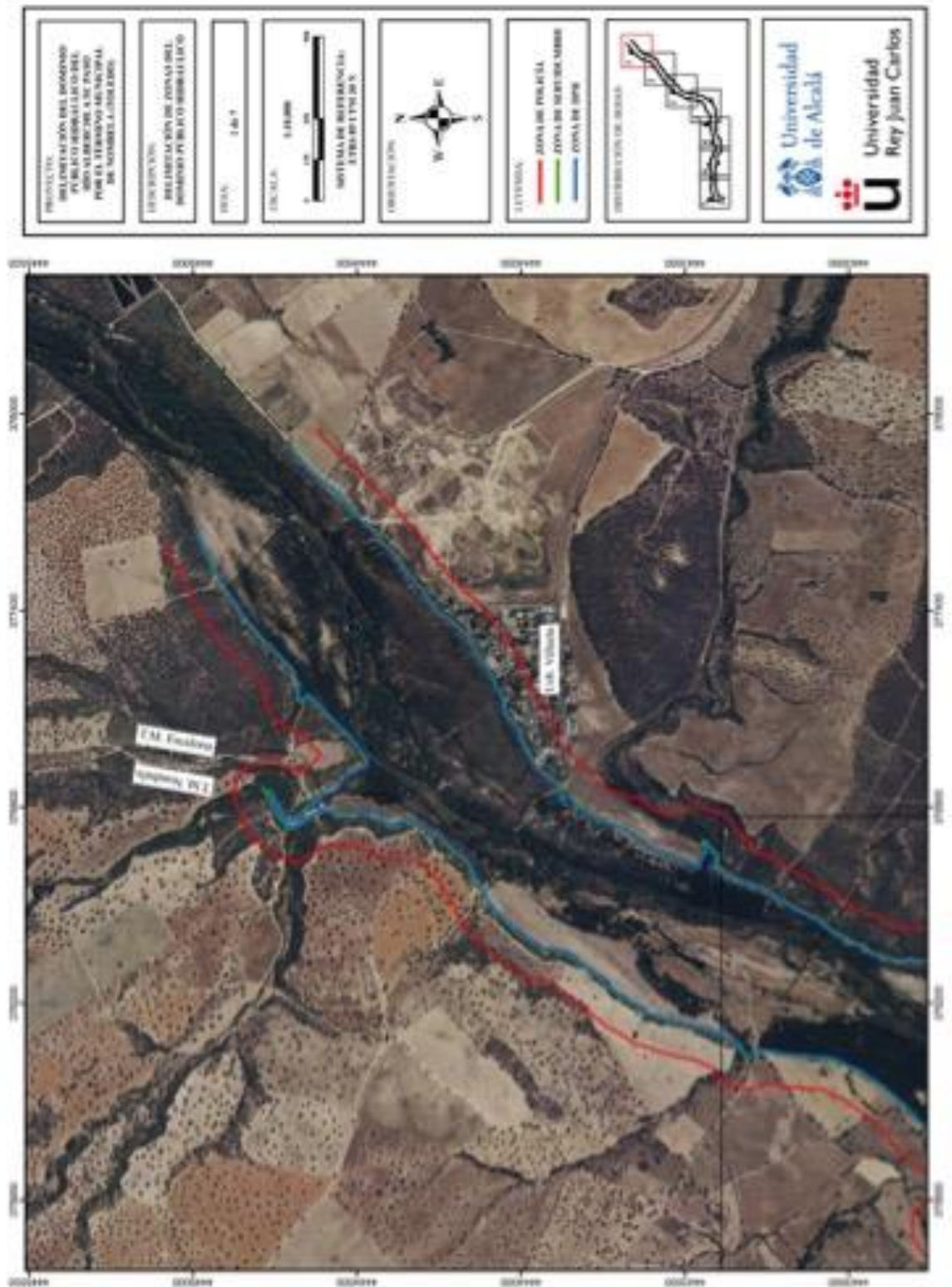
Por último, es importante recordar que los estudios hidrológicos e hidráulicos son el punto de partida para la definición de la zona de dominio público hidráulico, pero para obtener la zona de deslinde definitiva deben tenerse en cuenta otros factores (observaciones del terreno, condiciones topográficas y geomorfológicas, alegaciones y manifestaciones de los propietarios, técnicos del ayuntamiento y la comunidad autónoma, etc.), además de ser necesario el desarrollo de un procedimiento administrativo que culmina en la delimitación legal de la propiedad de los terrenos.

6 BIBLIOGRAFIA

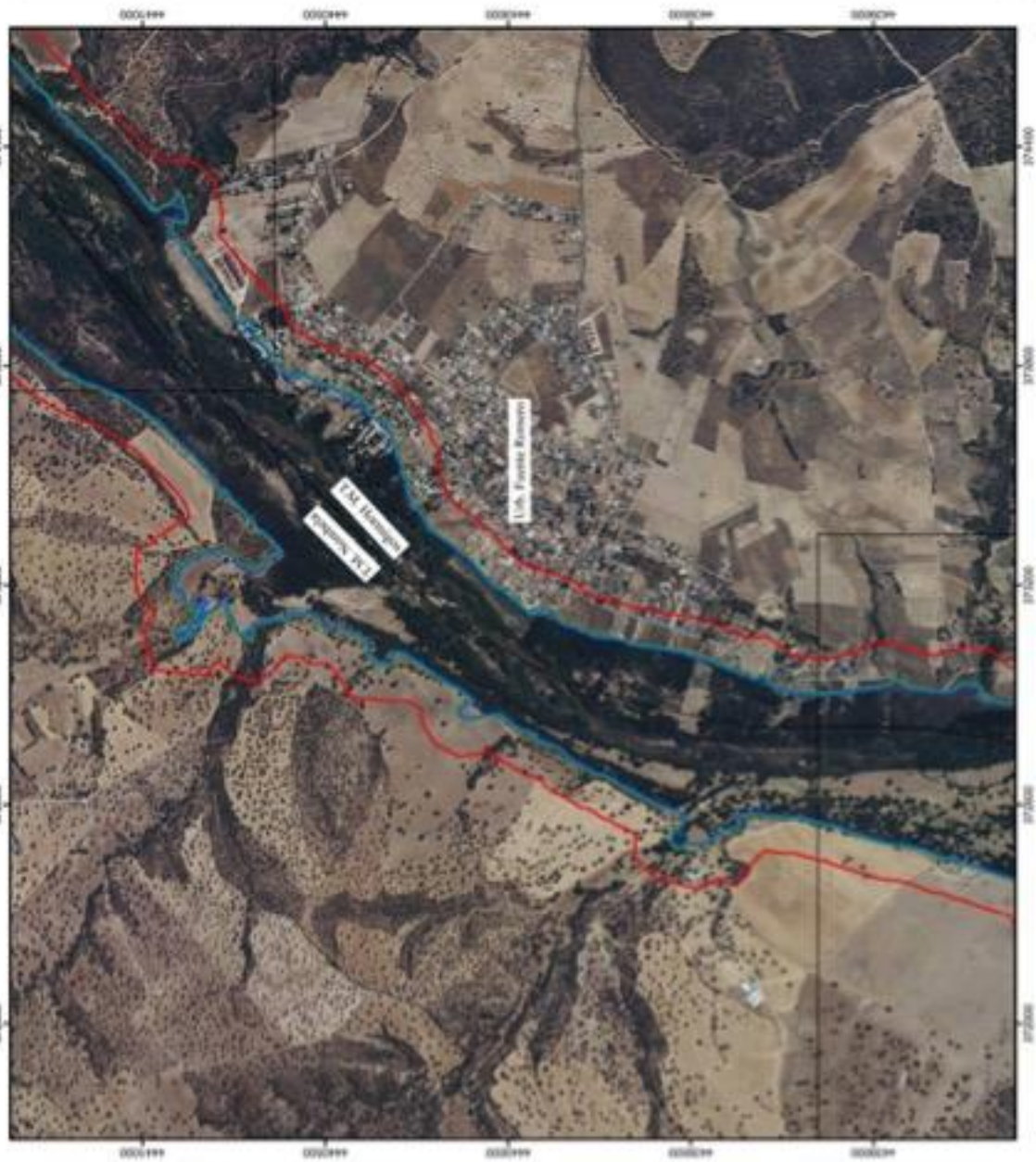
- AEMA (2006). Mapa de usos del suelo CORINE *Land Cover*. Escala 1:100.000.
- AEMET (2016). Datos de precipitaciones máximas diarias mensuales.
- Barrera, A., Llasat, M.C. (2004). Evolución regional de las precipitaciones en España en los últimos 100 años. *Ingeniería Civil*, 135, 105-114.
- BOE (1986). Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico. *Boletín Oficial del Estado* núm. 103, de 30 de abril de 1986.
- BOE (2003). Real Decreto 606/2003, de 23 de mayo, por el que se modifica el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril, por el que se aprueba el Reglamento del Dominio Público Hidráulico. *Boletín Oficial del Estado* núm. 135, de 6 de junio de 2003.
- BOE (2008). Real Decreto 9/2008, de 11 de enero, por el que se modifica el Reglamento del Dominio Público Hidráulico, aprobado por el Real Decreto 849/1986, de 11 de abril. *Boletín Oficial del Estado* núm. 14, de 16 de enero de 2008.
- CEDEX (2013). Manual de CHAC (Cálculo Hidrometeorológico de Aportaciones y Crecidas).
- CEDEX (2016). Sistema Integrado de Modelización Precipitación Aportación.

- Chow, V. (1994). Hidráulica de canales abiertos. McGraw-Hill.
- Chow, V., Maidment, D., Mays, L. (1994). Hidrología aplicada. McGraw-Hill.
- CNIG (2009a). Modelo Digital del Terreno 25 m. Plan Nacional de Ortofotografía Aérea.
- CNIG (2009b). Vuelo LIDAR. Plan Nacional de Ortofotografía Aérea.
- Confederación Hidrográfica del Tajo (2015). Mapas de peligrosidad por inundación.
- Estrela, T., Témez, J. R. (1994). Aspectos prácticos de la definición de la máxima crecida ordinaria. Madrid. CEDEX.
- Estrela, T., Témez, J. R. (1996). Guías metodológicas para la estimación del caudal de máxima crecida ordinaria. Madrid. CEDEX.
- Ferrer, F. (2000). Recomendaciones para el cálculo hidrometeorológico de avenidas. CEDEX.
- Ferrer, M., Rodríguez, J., Estrela, T. (1995). Generación automática del número de curva con sistemas de información geográfica. Ingeniería del Agua. Vol 2. Num. 4.
- Ferrer, M., Ruiz, A., Dimas, M., Estrela, T. (1998). Aportación de la teledetección para la determinación del parámetro hidrológico del número de curva. Ingeniería del Agua. Vol 5. Num. 1.
- Hydrologic Engineering Center* (2010). HEC-RAS. *River Analysis System. Hydraulic Reference Manual. US Army Corps of Engineers.*
- Hydrologic Engineering Center (2013). HEC-GeoHMS *Geospatial Hydrologic Modeling Extension. User's Manual. US Army Corps of Engineers.*
- Maestre, A., Díaz-Granados, M. (1996). Balance hídrico de ciénagas: modelación matemática e implementación con un sistema de información geográfica. Memos de investigación CIFI. No 251. Universidad de los Andes.
- Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente (2011). Mapas de caudales máximos en régimen natural (CAUMAX).
- Ministerio de Fomento (2016). Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial.
- MOPU (1990). Instrucción 5.2-IC Drenaje Superficial.
- Villarroya, C., Sánchez F. J. (2006). La delimitación del dominio público hidráulico y las zonas inundables en el Proyecto Linde. Publicaciones del Instituto Geológico y Minero de España. Serie: Medio Ambiente. Riesgos Geológicos N° 7.

7 ANEJO 1. REPRESENTACIÓN DE LA ZONA DE DOMINIO PÚBLICO HIDRÁULICO







PROYECTO:
**REGULACIÓN DEL BARRIDO
 DEL RÍO ALBERCHE A SE PAGO
 POR EL TERRITORIO MUNICIPAL
 DE NOBEBELA (CÓRDOBA)**

CONTRATANTE:
**DEL AYUNTAMIENTO DE JUANAS DEL
 BARRIO PT. DEL CO. REBELLEJO**

FECHA: 7 de 7

ESCALA: 1:10.000

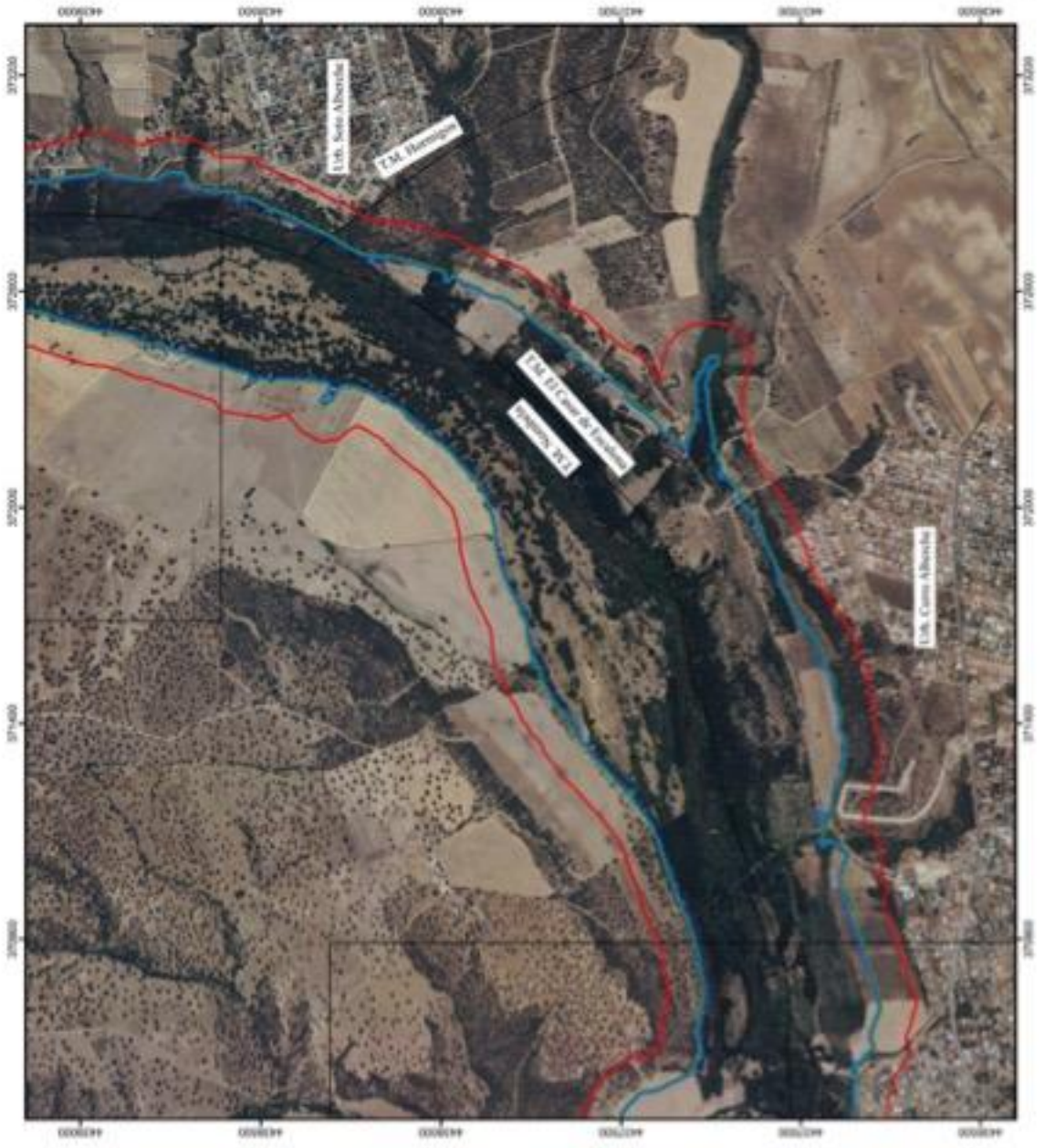
ORIENTACIÓN:

LEYENDA:
 ZONA DE POLICÍA
 ZONA DE SERVIDOR
 ZONA DE DIFUSIÓN DE OROVAS

ENTRADA EN SERVIDOR DE OROVAS

Universidad de Alcalá
 Universidad Rey Juan Carlos

<p>PROYECTO: REGULACIÓN DEL BARRIDO PLUICCO DEL RÍO ALBERCHE POR EL TERRITORIO MUNICIPAL DE NOVIEMBRE (CÓRDOBA)</p>	<p>CONTRATANTE: DELIMITACIÓN DE ZONAS DEL BARRIDO PLUICCO DEL RÍO ALBERCHE</p>	<p>FECHA: 4 de 7</p>	<p>ESCALA: 1:10.000</p>	<p>ORIENTACIÓN: </p>	<p>LEYENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"> — ZONA DE POLICÍA — ZONA DE SERVIDOR — ZONA DE RPO 	<p>ENTRADA DE BARRIO: </p>	
--	---	----------------------------------	-------------------------------------	---------------------------	--	---------------------------------	--





PROYECTO:
DELIMITACIÓN DEL DOMINIO PÚBLICO DEL RÍO TAGO EN EL MUNICIPIO DE ALARCÓN DE LOS RÍOS POR EL TERRITORIO MUNICIPAL DE NOVIEMBRE (2018)

CONTRATANTE:
DELIMITACIÓN DE ZONAS DEL DOMINIO PÚBLICO DEL RÍO TAGO

FECHA: 8 de 7

ESCALA: 1:10.000

ORIENTACIÓN:

LEYENDA:





- ZONA DE POLICÍA
- ZONA DE SERVIDOR
- ZONA DE RPO

ENTRADA EN SERVIDOR:

Universidad de Alcalá

 Universidad Rey Juan Carlos



<p>PROYECTO: REGULACIÓN DEL DOMINIO PÚBLICO HIDROLÓGICO DEL RÍO ALBERCHE A SE PAGO POR EL TERMINO MUNICIPAL DE NOMBELA (S. IV)</p>	<p>CONTRATANTE: DEL INSTITUTO DE JUAN CARLOS DOMINGO PÉREZ OROZUEGA</p>	<p>FECHA: 4 de 7</p>	<p>ESCALA: 1:10.000</p> 	<p>ORIENTACIONES:</p> 	<p>LEYENDA:</p> <ul style="list-style-type: none"> — ZONA DE POLICÍA — ZONA DE SERVIDOR — ZONA DE DPE 	<p>DISTRIBUCIÓN DE HOJAS:</p> 	
--	---	--	---	--	---	---	---

UNIVERSIDAD DE ALCALÁ
Y
UNIVERSIDAD REY JUAN CARLOS



**MASTER OFICIAL EN HIDROLOGÍA
Y GESTIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS**

PROYECTO DE FIN DE MASTER

**UNA MIRADA A LA REUTILIZACIÓN DE AGUAS.
LA RECARGA ARTIFICIAL DE ACUIFEROS EN
ESPAÑA**

***A LOOK AT THE REUSE OF WATER. THE
ARTIFICIAL AQUIFER RECHARGE IN SPAIN***

**AUTOR:
Nerea Gallardo Sánchez**

**DIRECTOR:
Dr. Irene de Bustamante (UAH)**

Alcalá de Henares, 27 de Septiembre de 2016

ÍNDICE

RESUMEN.....	103
1. INTRODUCCIÓN.....	104
1.1. Objetivo general.....	105
1.2. Objetivos específicos.....	106
2. METODOLOGÍA.....	106
3. REUTILIZACIÓN Y REGENERACIÓN DE AGUAS.....	107
3.1. Usos del agua regenerada en España.....	108
3.2. Prohibiciones (R.D. 1620/2007) ..	108
3.3. Beneficios de la reutilización.....	109
3.3.1. Beneficios Ambientales.....	109
3.3.2. Beneficios Económicos.....	109
3.3.3. Beneficios Sociales.....	110
3.4. Limitaciones potenciales de la reutilización.....	110
3.5. Normativa.....	111
4. LA RECARGA ARTIFICIAL DE ACUÍFEROS.....	111
4.1. Conceptos básicos de hidrogeología.....	111
4.2. Definición de recarga artificial de acuíferos.....	113
4.3. Objetivos principales (IGME).....	114
4.4. Aplicaciones (IGME).....	114
4.5. Elementos esenciales en el diseño de una recarga artificial.....	114
4.5.1. Agua de recarga en origen.....	114
4.5.2. El acuífero receptor.....	115
4.6. Métodos de recarga.....	116
4.6.1. Métodos superficiales.....	116
4.6.2 Métodos en profundidad.....	118
4.6.3. Métodos inducidos.....	120
4.7. Diseño de instalaciones.....	120
5. INVENTARIO DE EXPERIENCIAS DE RECARGA ARTIFICIAL EN ESPAÑA.....	124
5.1. La Rioja.....	124
5.1.1. Recarga artificial en el acuífero aluvial del río Oja.....	124
5.2. Andalucía.....	125
5.2.1. Recarga artificial en la vega del río Verde-comarca de Guadix, Granada....	125
5.2.2. Recarga en el acuífero de las “calcarenitas de Carmona”, Sevilla.....	126
5.2.3. Recarga artificial en el acuífero aluvial del río Guadalquivir.....	127
5.2.4. Recarga artificial en el acuífero aluvial del río Guadalete, Cádiz.....	128
5.2.5. Las instalaciones de Mazagón, Huelva.....	129
5.2.6. La instalación de Dehesas de Guadix, Granada.....	130
5.2.7. Recarga artificial en Alcalá la Real, Jaén.....	131
5.2.8. Recarga artificial en Mancha el Real, Jaén.....	132
5.2.9. Recarga artificial en el acuífero de Gracia-Morenita, Jaén.....	132
5.3. Cataluña.....	133
5.3.1. Recarga artificial de acuíferos en Barcelona.....	133
5.3.2. Recarga artificial en Blanes, Girona.....	139
5.4. Islas Baleares.....	140
5.4.1. Recarga artificial en el Llano de Palma, en la isla de Mallorca.....	140
5.4.2. Recarga artificial en S’Estremera, Mallorca.....	140
5.4.3. Recarga artificial en Artá, Mallorca.....	141
5.4.4. Recarga artificial en Crestatx, Mallorca.....	141
5.5. Castilla y León.....	144
5.5.1. Recarga de acuíferos profundos en el valle del río Esgueva, Valladolid.....	144

5.5.2. Recarga artificial en la cubeta de Santiuste, Segovia-Valladolid.....	145
5.5.3. Recarga artificial en la comarca de Carracillo.....	147
5.5.4 Recarga artificial en Alcazarén, Valladolid.....	148
5.6. Comunidad de Madrid	149
5.6.1. Recarga artificial del acuífero detrítico terciario de Madrid.....	149
5.7. Comunidad Valenciana.....	151
5.7.1. Recarga artificial de los excedentes invernales del río Belcaire, Castellón .	151
5.7.2 Recarga artificial en el río Mijares, Castellón.....	152
5.7.3 Recarga artificial en el acuífero Plana de Gandía- Denia, sector Vergel-Els Poblets, Alicante	153
5.7.4. Recarga artificial en el acuífero de Orba, Alicante	154
5.7.5. Recarga artificial en el acuífero de Javea, Alicante	157
5.7.6. Recarga artificial del acuífero de Jijona, Alicante.....	158
5.7.7. Recarga artificial en Murla, Alicante	158
5.7.8. Recarga artificial en Agost, Alicante	159
5.7.9. Recarga artificial en Torremanzanas, Alicante	159
5.8. Comunidad de Murcia.....	160
5.8.1. Experiencia de generación de energía mediante la recarga artificial en Totana, Murcia.....	160
5.9. Castilla La Mancha	160
5.9.1. Recarga artificial en el canal del Guadiana, Ciudad Real	160
6. CONCLUSIONES.....	161
7. BIBLIOGRAFÍA	162
8. ANEXOS	166

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Etapas y metodología utilizada en el presente TFM.....	107
Figura 2. Usos del agua regenerada en España.....	108
Figura 3. Sección hidrogeológica con pozos instalados sobre acuíferos confinados y no confinados.....	112
Figura 4. Métodos superficiales de recarga artificial de acuíferos	117
Figura 5. Dispositivos de recarga artificial superficiales	117
Figura 6. Métodos en profundidad de recarga artificial de acuíferos	118
Figura 7. Dispositivos de recarga artificial en profundidad.....	118
Figura 8. Dispositivos subterráneos de recarga artificial.1. Pozo ASR. 2. Pozos ASR con transporte. 3. Recarga inducida. 4. Presa de recarga.....	119
Figura 9. Calculo de la tasa de infiltración en dispositivos superficiales de recarga artificial	120
Figura 10. Calculo de la tasa de Infiltración en dispositivos superficiales de recarga artificial.....	121
Figura 11. Velocidades de infiltración	121
Figura 12. Cálculo del caudal específico	122
Figura 13. Aspecto de las balsas en 1998, en plena operatividad, y en octubre de 2006 tras varios años de abandono	126
Figura 14. Aspecto del dispositivo de recarga artificial en 1993	128
Figura 15. Procesos colmatantes en el lecho del dispositivo. Conducción principal	128

Figura 16. Esquema simplificado de las instalaciones de depuración de Dehesa de Guadix.....	130
Figura 17. Esquema de infraestructuras existentes en el acuífero de Llanos	131
Figura 18. Situación geográfica del Acuífero Gracia-Morenita y contexto hidrogeológico en relación con otros acuíferos de la zona	132
Figura 19. Mapa geológico del delta del río Llobregat y sus alrededores.....	134
Figura 20. Representación esquemática del funcionamiento natural y perturbado del sistema acuífero del Baix Llobregat....	135
Figura 21. Dispositivos de escarificado del lecho del río Llobregat para el aumento de la recarga al acuífero	136
Figura 22. Balsa de Sant Vicenç dels Horts	137
Figura 23. Situación de la barrera hidráulica	137
Figura 24. Cubeta de Sant Andreu.....	138
Figura 25. Situación geográfica del acuífero de Crestatx.....	142
Figura 26. Corte hidrogeológico transversal del acuífero de Crestatx.....	143
Figura 27. Acuíferos superior e inferior y situación de sondeos con la respectiva cota piezométrica	143
Figura 28. Humedal artificial propuesto como elemento de decantación previo a los sondeos de recarga	144
Figura 29. Esquema del dispositivo de recarga.....	145
Figura 30. Caz de recarga artificial en la cubeta de Santiuste.....	146
Figura 31. Depósito y balsa de decantación	147
Figura 32. a) Balsa de decantación y represa en Gomezserracín. b) Canal de recarga artificial.....	148
Figura 33. Características del acuífero terciario detrítico de Madrid	150
Figura 34. Estaciones experimentales de recarga artificial	151
Figura 35. Sondeos y balsa en Vall d'Uix	152
Figura 36. Esquema de los dispositivos de recarga artificial	154
Figura 37. Acuífero de Orba.....	155
Figura 38. El dique de vaso permeable construido en el Barranco de Fontilles tiene como objetivo retener parte de la escorrentía superficial que circula por el cauce e infiltrarla en el acuífero	156
Figura 39. Aspecto de la presa de Isbert el 2 de febrero de 2007	156
Figura 40. Localización del acuífero de Javea	157
Figura 41. a) Río Gorgos. b) Zanjas filtrantes en el cauce del río Gorgos	157
Figura 42. a) Turbogenerador. b) grupo electrobomba.....	160
Figura 43. a) Canal del Guadiana en 2010 b) Pozo realizado en 2010.....	161

TABLA DE ABREVIATURA

AGA: Asociación Española de Empresas Gestoras de Servicios de Agua Urbana

ACA: Agencia Catalana del Agua

AR: Recarga Artificial, de las siglas en inglés aquifer recharge

ASR: Almacenamiento y Recuperación Subterráneo

BOE: Boletín Oficial del Estado

CUADLL: Comunidad de Usuarios del delta del Llobregat

DINA-MAR: Depth Investigation of New Activities for Managed Aquifer Recharge

DMA: Directiva Marco de Agua

EDAR: Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales

ETAP: Estaciones de Tratamiento de Agua Potable

IGME: Instituto Geológico y Minero de España

IRYDA: Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agrario

ITGE: Instituto Tecnológico Geominero de España

SAT: Tratamiento Suelo Acuifero, de sus siglas en inglés, Soil Aquifer Treatment

TFM: Trabajo Fin de Master

TRAGSA: Empresa de Transformación Agraria, S.A

UNESCO: Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura

RESUMEN

El presente trabajo da un repaso al término reutilización con la intención de dar a conocer y difundir los múltiples beneficios que conlleva reutilizar las aguas tanto residuales como pluviales. Actualmente, con la crisis hídrica a la que nos vemos expuestos, es realmente importante aplicar medidas alternativas, como la reutilización o la desalación. España, un país con una distribución pluviométrica tan irregular tanto espacial como temporalmente, se ve casi en la obligación de aplicar medidas de gestión basadas en la reutilización.

Aunque desde épocas árabes ya se aplicaba la reutilización en la península, no fue hasta el 2007 cuando se reguló la reutilización mediante el Real Decreto 1620/2007. En éste, se establecen los distintos usos y aplicaciones y se especifican cuáles son las prohibiciones. La recarga artificial de acuíferos es una alternativa más dentro de la reutilización, y tales son sus beneficios que se puede aplicar con fines de almacenar agua subterránea, evitar la intrusión marina, depurar aguas residuales mediante la interacción suelo-acuífero, combatir la sobreexplotación, regenerar humedales degradados, etc.

Son todos estos beneficios los que han hecho a la recarga artificial de acuíferos un dispositivo atractivo tanto económica como medioambientalmente, y es por ello que en España existen diversos proyectos de recarga

artificial, los cuales, se van a mencionar y describir brevemente en el presente trabajo.

1. INTRODUCCIÓN

A día de hoy todos somos conscientes de la escasez de agua en todo el planeta, escasez referida tanto a cantidad como a calidad. Las aguas cada vez están más contaminadas, y de difícil modo encontramos suficiente agua con la calidad requerida para abastecer los consumos en poblaciones, industrias, agricultura y recreos. Todo ello sin olvidarnos de las necesidades ambientales. Es por ello que, en las últimas décadas se está trabajando para ahorrar en el consumo de agua, para reutilizar y regenerar las aguas residuales, y sobre todo para usarla de una forma eficiente y sostenible.

El rápido avance en la tecnología del agua ha permitido garantizar la depuración de aguas residuales en cuanto a calidad y cantidad, esto implica una mayor seguridad a la hora de reutilizar las aguas regeneradas. Es por ello, que la reutilización es un recurso alternativo cada vez más usado en zonas de escasez hídrica.

La sostenibilidad implica el desarrollo que satisface las necesidades de la generación presente sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras para satisfacer sus propias necesidades (UNESCO, 2005). La definición en sí, es poco precisa en cuanto a cómo lograr dicha situación, pero sí se

presupone que debe lograrse mediante una planificación. En la gestión de la reutilización de agua regenerada esto se complica, ya que dicha actuación debe cumplir varios requisitos:

- La calidad de agua debe cumplir los requisitos necesarios para el uso que se le vaya a dar.
- Ser respetuoso con el medioambiente.
- No causar daños a la flora y fauna.
- Satisfacer el concepto de sostenibilidad.

Las aguas residuales comenzaron a ser usadas aproximadamente en el año 3000 a. C. como fuente de aguas de regadío en la agricultura de la Civilización Minoica en la antigua Grecia. En el año 97 d.C. aparecen las primeras evidencias de la comisión para el abastecimiento de agua a la ciudad de Roma. Desde el siglo XVI hasta el siglo XVII las aguas residuales se derramaban en los campos agrícolas, y es en el siglo XIX cuando las aguas residuales se transportaron mediante sistemas hídricos hasta desembocar en las aguas superficiales. Estas aguas residuales diluidas en los cauces fluviales se captaban aguas abajo para uso doméstico sin pasar control sanitario previo. Esto condujo a graves enfermedades como la fiebre tifoidea y la cólera, llegando a matar a miles de personas. Después de estos acontecimientos, la ingeniería hidráulica tomó poder y se empezaron a usar embalses, acueductos y se reubicaron las fuentes potables río arriba y la descarga de aguas residuales río abajo, además de publicarse el código sanitario en

Gran Bretaña. Cabe resaltar que, sobre los años 50 y 60 se introdujo la filtración de agua como técnica de depuración en Londres (Asano, 1998).

El desarrollo de la reutilización de aguas residuales planificado, comenzó en EEUU a principios del siglo XX. El estado pionero fue California, allí se reutilizaba el agua con fines de regadío principalmente. Fue en 1940 cuando se usó la cloración de agua residual para la reutilización en la industria del acero en ese mismo estado. En el último cuarto del siglo XX fue cuando se reconocieron los beneficios de la reutilización de agua como replazo a otras fuentes de agua en muchas de las leyes de EEUU (www.iagua.es).

A finales del siglo XX incrementó el interés por la reutilización de agua residual en todo el mundo. Esto fue debido a la necesidad de obtener aguas de alta calidad para la agricultura, industria y usos domésticos. Hoy en día la ingeniería de tratamiento y purificación logra obtener agua con la calidad deseada. Así pues, la reutilización y el reciclaje del agua residual se han convertido hoy en día en pieza clave para lograr una buena y eficiente planificación y gestión de los recursos hídricos a nivel mundial (Asano, 1998).

Las **aguas reutilizadas** son aquellas que se aplican, antes de su devolución al dominio público hidráulico y al marítimo terrestre

para un nuevo uso privativo de las aguas que, habiendo sido utilizadas por quien las derivó, se han sometido al proceso o procesos de depuración establecidos en la correspondiente autorización de vertido y a los necesarios para alcanzar la calidad requerida en función de los usos a que se van a destinar. Es importante por lo tanto diferenciar las **aguas regeneradas** y las **aguas depuradas**. Estas últimas, son aguas residuales que han sido sometidas a un proceso de tratamiento que permita adecuar su calidad a la normativa de vertidos aplicable. Las aguas regeneradas en cambio, son aguas residuales depuradas que, en su caso, han sido sometidas a un proceso de tratamiento adicional o complementario que permite adecuar su calidad al uso al que se destinan (Real Decreto 1620/2007).

El presente trabajo trata de dar un pequeño alcance a la reutilización de aguas, centrándose en la recarga artificial de acuíferos y la situación actual de la misma en la península ibérica. La recarga artificial de acuíferos se puede definir como el conjunto de técnicas que permiten, mediante intervención programada e introducción directa o inducida de agua en un acuífero, incrementar el grado de garantía y disponibilidad de recursos hídricos, así como actuar sobre su calidad (IGME, 2000).

1.1. Objetivo General

- Analizar la situación actual de la recarga artificial de acuíferos en España.

1.2. Objetivos específicos

- Conocer los conceptos de reutilización, regeneración y recarga artificial de acuíferos.
- Entender cuáles han sido los motivos para el desarrollo de estas técnicas.
- Concienciar de la situación de escasez de agua en el planeta Tierra.
- Dar a conocer los métodos y tecnologías disponibles para la reutilización de las aguas, tanto residuales como pluviales.
- Divulgar el uso de la recarga artificial de acuíferos como instrumento en la Gestión hídrica.
- Detallar y comparar las ventajas y desventajas de la recarga artificial de acuíferos.
- Analizar la situación jurídica de la reutilización, regeneración y recarga artificial de acuíferos en España.
- Identificar y describir los casos de recarga artificial de acuíferos más característicos en España.

2. METODOLOGÍA

El presente trabajo se ha realizado mediante revisión bibliográfica de los temas de reutilización de aguas residuales y recarga artificial de acuíferos. Para ello se ha requerido de materiales bibliográficos como libros, artículos, revistas, blogs y apuntes universitarios.

La revisión se ejecutó siguiendo un orden que se puede diferenciar en varias etapas:

- a) Revisión bibliográfica de los temas de interés. Para ello se utilizó el medio electrónico y se obtuvieron amplios resultados.
- b) Lectura y filtrado de la información recabada. Se realizó una lectura de todos los documentos y artículos resaltando la información que se consideró oportuna para este trabajo.
- c) Esquematización del futuro TFM.
- d) Nueva búsqueda de información para completar información.
- e) Desarrollo del TFM.

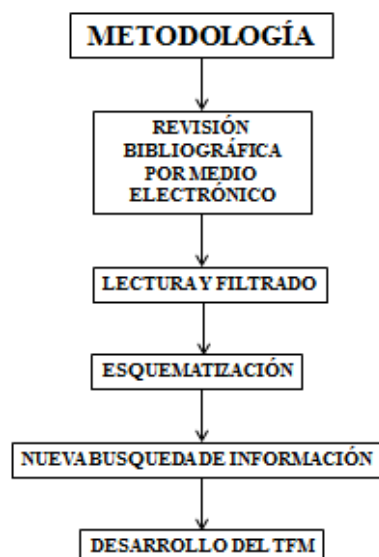


Figura 1. Etapas y metodología utilizada en el presente TFM.

3. REUTILIZACIÓN Y REGENERACIÓN DE AGUAS

La Directiva Marco de Agua (DMA) supone un reto en el tema de gestión y planificación de los recursos hídricos. La DMA no solo se preocupa del estado de las aguas en cuanto a calidad, si no que va un paso más adelante y obliga a proteger y conservar los ecosistemas acuáticos. La DMA marca como objetivo lograr un buen estado de las aguas en los Estados Miembros dentro de unos plazos determinados. Esto es complicado en España, ya que en este país cada vez se contamina más y la tasa de precipitación es desigual tanto espacialmente como temporalmente, esto hace que algunas zonas dispongan de suficientes recursos (por el momento) y otras, por motivos de sequía u contaminación, no.

Para lograr los objetivos que marca la DMA se requiere necesariamente de una gestión sostenible tanto en aguas superficiales como

subterráneas, esto conlleva obtener un buen estado y concordancia dentro de las diferentes zonas que pueda tener el país. Para ello, debemos cambiar el obsoleto modelo de gestión y pasar a fomentar el ahorro y eficiencia del recurso mediante nuevas alternativas, como pueden ser la reutilización o la desalación.

Desde hace ya unos años, la sociedad y especialmente los gestores consideran el agua regenerada como un recurso más dentro de sus planes, ofreciendo garantía en cuanto a cantidad, y calidad sobre todo. Las tecnologías de regeneración de las aguas avanzan cada vez más rápido siguiendo el crecimiento de la demanda del uso de aguas regeneradas, esto nos da garantía en cuanto a calidad para no correr riesgos medioambientales ni sanitarios.

La reutilización de aguas residuales nos beneficia tanto medioambientalmente como socialmente. Los beneficios sociales se pueden argumentar dado que al usar agua regenerada dejamos de requerir agua de fuentes superficiales o subterráneas, esto ayuda a armonizar la recarga y la extracción dentro de los recursos hídricos naturales, entre otras cosas.

Socialmente, la reutilización se vuelve clave a la hora de reservar el agua de calidad potable para fines que lo requieran y utilizar aguas regeneradas para, por ejemplo, riego de jardines, agricultura o limpieza de calles.

3.1. Usos del agua regenerada en España

Según cifras de la Asociación Española de Empresas Gestoras de Servicios de Agua Urbana (AGA), España cuenta con aproximadamente 2.000 Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales (EDAR) en donde se tratan un total de 4.097 hm³/año de agua residual. En cuanto a reutilización, en España se reutiliza aproximadamente 400 hm³/año, los cuales representan casi el 10% del agua residual depurada.

Los usos del agua regenerada se pueden repartir de esta forma:

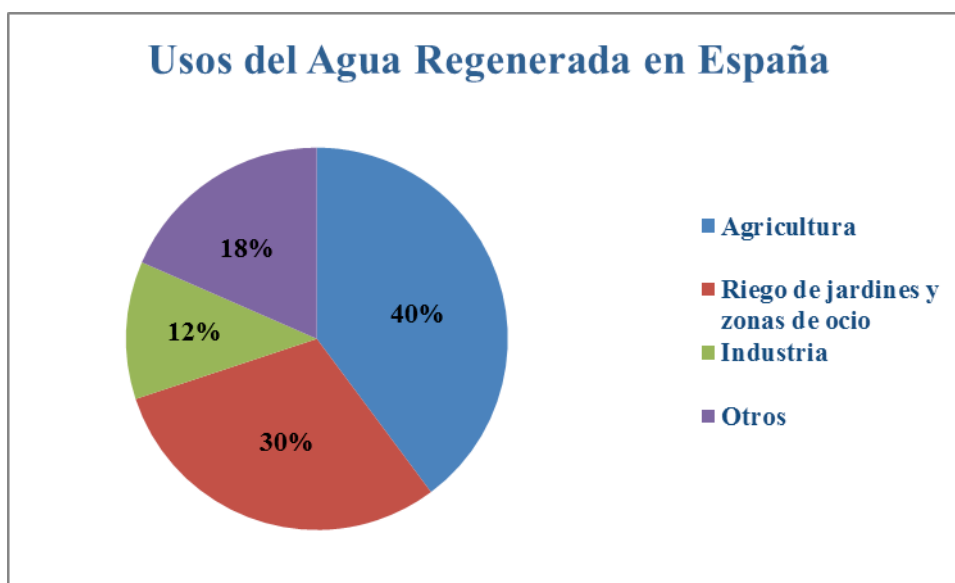


Figura 2. Usos del agua regenerada en España (A partir de datos www.iagua.es).

El REAL DECRETO 1620/2007, de 7 de diciembre, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas, dispone que los usos de aguas regeneradas pueden ser los siguientes:

Urbanos, agrícolas, industriales, recreativos y ambientales. ANEXO I.

3.2. Prohibiciones (R.D. 1620/2007)

Se prohíbe la reutilización de aguas para los siguientes usos:

- Para el **consumo humano**

Excepción: situaciones de declaración de catástrofe.

- Para los usos propios de la **industria alimentaria**

Excepción: aguas de proceso y limpieza en condiciones estrictas.

- Para uso en **instalaciones hospitalarias y otros usos similares**
- Para el **cultivo de moluscos filtradores en acuicultura**
- Para el uso en **torres de refrigeración y condensadores evaporativos**

Excepción: bajo condiciones estrictas

- Para el uso en **fuentes y láminas ornamentales** en espacios públicos o interiores de edificios públicos
- Para cualquier otro **uso que la autoridad sanitaria considere** un riesgo para la salud de las personas.

3.3. Beneficios de la reutilización

La regeneración y la reutilización planificada del agua en zonas del interior permiten en cualquier caso una gestión más adecuada de los recursos hídricos disponibles (Mujeriego, 2013).

3.3.1. Beneficios Ambientales

- Reduce el aporte de contaminantes a los cursos de agua, reduciendo la presión sobre recursos y ecosistemas.

- Elimina los problemas medioambientales que este tipo de obras (presas, trasvases, etc.) pueden producir.
- Racionaliza la fuente de extracción contribuyendo a alcanzar el buen estado de las aguas.
- Mejora el estado cuantitativo de las aguas subterráneas porque reduce la extracción.
- Permite la recuperación natural de los acuíferos.
- Evita intrusión marina en los acuíferos, con o sin recarga.
- Reduce la detracción de las aguas permitiendo conservar los caudales ambientales.
- Reduce las aportaciones de dióxido de carbono a la atmósfera, en razón de los menores consumos energéticos.

3.3.2. Beneficios Económicos

- Reduce la penalización de los consumos elevados en las tarifas del agua potable.
- Permite una mejor gestión de los recursos, al permitir sustituir con aguas regeneradas, volúmenes de agua de mayor calidad, que pueden destinarse a usos más exigentes.
- Evita la necesidad de realizar costosas infraestructuras para transportar recursos adicionales desde zonas alejadas. □
- Permite, en el caso de que el destino de la reutilización sea la agricultura, un aprovechamiento de los nutrientes contenidos en el agua residual, lo que

reduce la cuantía de abonos a utilizar por los agricultores (N,P,K).

- Disminuye los costes de tratamiento y de vertido del agua depurada. La reutilización de un agua depurada ofrece una clara ventaja económica cuando los requisitos de calidad del tipo de reutilización considerada sean menos exigentes que los establecidos para el medio receptor en el que se ha de realizar el vertido del agua depurada.
- Ahorra energía, al evitar la necesidad de aportes adicionales de agua desde zonas más alejadas a la de la planta de regeneración de agua.

3.3.3. Beneficios Sociales

- Garantiza una mayor fiabilidad y regularidad del agua disponible.
- Mejora el acceso del agua a toda la población (usos recreativos, lúdicos, etc.). Los flujos de agua depurada tienen una garantía mucho mayor que la mayoría de las fuentes naturales de agua, especialmente en zonas semiáridas como las mediterráneas españolas. La estacionalidad de la población en las zonas costeras españolas hace que los mayores caudales de agua disponibles se registren precisamente durante la temporada estival, cuando se producen las mayores demandas de agua para riego.

3.4. Limitaciones potenciales de la reutilización del agua

Las limitaciones que se observan en la reutilización de aguas regeneradas son sus posibles efectos sobre la calidad del agua superficial y subterránea, sobre la salinidad del suelo y sobre los propios cultivos. Además se perciben limitaciones con algunos aspectos relacionados con la salud pública (transmisión de patógenos) y otros aspectos estéticos.

Por todos es sabido el rechazo que se crea en la sociedad en cuanto a la reutilización de aguas residuales. La sociedad no asimila el hecho de utilizar el agua que se desecha, en las casas y la industria por ejemplo, para otros fines. Para lograr encajar la reutilización dentro de los recursos hídricos disponibles, es indispensable calar dentro de la sociedad, esto se consigue mediante una educación y gestión adecuada. La educación relativa al agua y el avance, la difusión y la aplicación del saber científico son los pilares de una gestión sostenible de los recursos hídricos. Sólo un público informado y una fuerza de trabajo de capacitación pueden introducir las nuevas modalidades de desarrollo y consumo necesarias para reorientar las políticas sobre recursos hídricos y dar forma a la globalización con un rostro humano sin impactos perjudiciales (UNESCO, 2005).

3.5. Normativa

La normativa española en cuanto a agua se ha ido adaptando desde 1986 a la legislación de la Unión Europea desde su adhesión en Enero de ese mismo año. Los primeros temas que fueron regulados mediante leyes fueron la calidad para baño, la producción de agua potable, cría de moluscos y la vida para los peces entre otros (B.O.E. 1988). Seguido, se regularon los temas relacionados con la contaminación del agua debido a los vertidos de grandes cantidades de agua residual industrial y agrícola (B.O.E. 1996). En el año 2000 es cuando entra en vigor la Directiva Marco de Agua (D.O.C.E. 2000), ésta establece un marco de protección de las aguas continentales, de transición, costera y subterránea. Dicha Directiva contempla la reutilización dentro de las medidas complementarias en la gestión del agua, es por ello, que en 2007 España saca a la luz el R.D. 1620/2007 en el que se establecen el régimen jurídico de la reutilización de aguas residuales.

4. LA RECARGA ARTIFICIAL DE ACUIFEROS

4.1. Conceptos básicos de hidrogeología

Los acuíferos son compartimentos de las rocas o sedimentos cuyos poros o fracturas pueden ser ocupados por el agua y en los que ésta puede circular libremente, en cantidades apreciables, bajo la acción de la gravedad. El término se utiliza también para denominar un cuerpo de rocas o sedimentos en los que

existe una zona saturada, en la que todos los poros están ocupados por agua que puede circular bajo la acción de la gravedad en cantidades significativas hacia los manantiales o captaciones (pozos, galerías, etc.). (IGME, 2000).

Los acuíferos pueden tener extensión horizontal de varios metros cuadrados, llamándose acuíferos locales, o bien extenderse por miles o millones de metros cuadrados, siendo entonces acuíferos regionales.

Los acuíferos se recargan naturalmente mediante agua de lluvia, parte de ella se infiltra directamente a través del suelo, mediante los ríos, lagos, grietas y poros hasta alcanzar el nivel impermeable. Es ahí donde el agua se acumula y va llenando los acuíferos. Éste agua circula a favor del gradiente gracias a la gravedad. Cuando el agua subterránea encuentra un punto de salida a la superficie, sale convirtiéndose en manantial o fuente (Fig. 3).

Al perforar un acuífero mediante un pozo, el agua de los poros o grietas pasa al pozo y éste se llena hasta cierto nivel, nivel piezómetro. Esta superficie se puede definir como la superficie virtual que une todos los puntos a la que llegaría el agua si hiciesen infinitas perforaciones referidas a un mismo nivel de referencia.

Como se ha dicho antes, los acuíferos se recargan naturalmente de diferente forma, ya sea por lluvia, ríos y lagos. El agua infiltrada o recargada varía a lo largo del tiempo de forma natural o artificial por varios motivos. En primer lugar tenemos los cambios de nivel naturales debidos a variaciones de estación y clima, lo que conlleva cambios en la pluviometría y desencadena una disminución de la recarga natural. En segundo lugar y de

forma artificial, tenemos los cambios piezométricos derivados de la extracción de agua en pozos para abastecimiento humano, tanto doméstico, industrial o agrícola. Si tenemos en cuenta los picos en la demanda de agua debidos a temporadas de mayor requerimiento como puede ser el verano, el descenso en el nivel piezométrico se ve más acentuado.

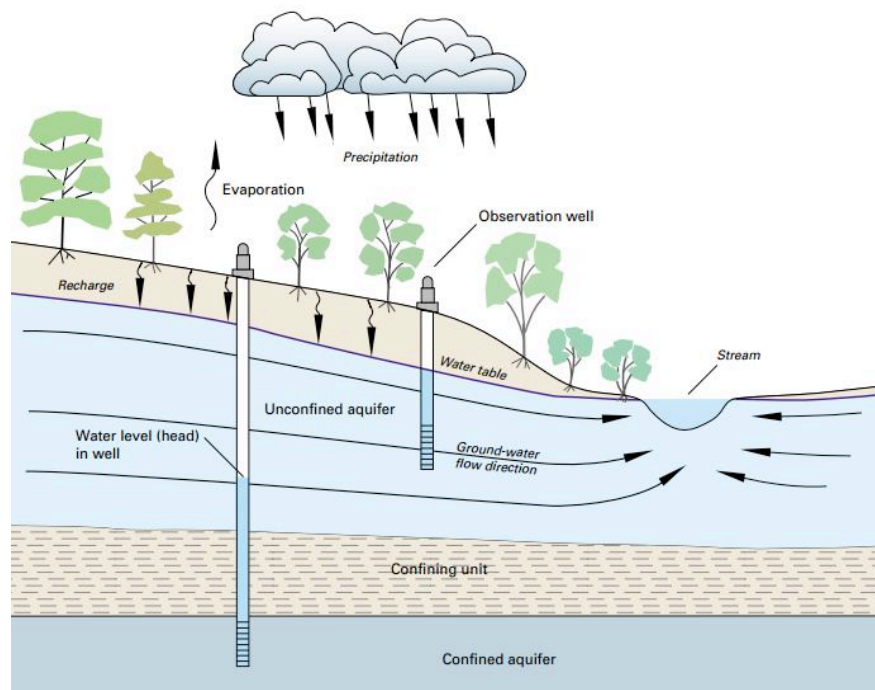


Figura 3. Sección hidrogeológica con pozos instalados sobre acuíferos confinados y no confinados (Tomado de Taylor y Alley, 2001).

La sobreexplotación de acuíferos es difícil de definir como bien explica Emilio Custodio en su artículo *Explotación racional de las aguas subterráneas*. La naturaleza es un conjunto de equilibrios y evoluciones que el hombre no puede controlar, pero sí perturbar. En la explotación de acuíferos, esta perturbación se origina con la intención de obtener un

beneficio. Claro está, dicho beneficio supondrá un coste, y este coste no necesariamente lo ha de asumir el obtentor del beneficio. De ahí viene la dificultad de definir el término de sobreexplotación. Los que obtienen beneficio simplemente lo llaman explotación, y los que asumen el coste lo llaman sobreexplotación.

Como definición simplista de sobreexplotación (Custodio, 1995), tenemos la definición del artículo 171.2, Reglamento del Dominio Público Hidráulico. Este considera que un acuífero está sobreexplotado o en riesgo de estarlo cuando se está poniendo en peligro inmediato la subsistencia de los aprovechamientos existentes en el mismo, como consecuencia de venirse realizando extracciones anuales superiores o muy próximas al volumen anual medio de los recursos anuales renovables, o que produzcan un deterioro grave de la calidad del agua.

La existencia de riesgo de sobreexplotación se apreciará también cuando la cuantía de las extracciones, referida a los recursos renovables del acuífero, genere una evolución de éste que ponga en peligro la subsistencia a largo plazo de los aprovechamientos (BOE, 1985).

La explotación de acuíferos es un recurso indispensable en la planificación de recursos hídricos y hay que gestionarlo correctamente para no perturbar su recarga natural como hemos visto antes. Cuando la captación de agua es menor que la recarga natural, ya sea por infiltración de agua fluvial, mar o lagos, y/o recarga desde otros acuíferos, se llega a un nuevo equilibrio, el caudal extraído se recupera, pasado cierto tiempo, y como consecuencia aminoran las salidas naturales de las aguas subterráneas, como pueden ser

los manantiales, los humedales, el caudal de base de ríos y arroyos, la superficie evaporante de lagos y paso a otros acuíferos. Si por el contrario, la extracción de agua subterránea es mayor que la recarga natural del acuífero, el equilibrio se rompe, y el acuífero se vaciará, llamándose sobreexplotación en sentido estricto.

4.2. Definición de recarga artificial de acuíferos

Una de las formas de paliar la sobreexplotación de aguas subterráneas, anteriormente definida, puede ser la recarga artificial de acuíferos.

La recarga artificial de acuíferos es el conjunto de técnicas que permiten, mediante intervención programada de introducción directa o inducida de agua en un acuífero, incrementar el grado de garantía y disponibilidad de recursos hídricos, así como actuar sobre su calidad (IGME, 2000).

La recarga de acuíferos se proyecta como la cuarta mayor aplicación de reutilización de agua que ha sido practicada principalmente en los EEUU y en países áridos del Medio Oriente, y que en los últimos años ha sido objeto de interés creciente en Europa (Asano, 2001).

Dicho éxito se debe a los grandes beneficios que nos da el agua subterránea. Cabe resaltar

la capacidad del suelo de comportarse como un filtro depurador para las aguas residuales, éste filtra, adsorbe y biodegrada de forma natural reduciendo las partículas en suspensión, la materia orgánica y los microorganismos y virus (Albuquerque y Marecos do Monte, 2010).

4.3. Objetivos principales (IGME, 2010)

- Aumentar y optimizar el volumen de los recursos hídricos.
- Prevenir o corregir del deterioro de la calidad del agua.

4.4. Aplicaciones (IGME, 2010)

- **Almacenamiento** subterráneo de escurrientías superficiales no reguladas
- Disminución o corrección de problemas de **intrusión marina**.
- Actuaciones sobre problemas de **subsistencia**.
- Aprovechamiento de las propiedades del suelo y de la zona no saturada como elemento de **tratamiento** tanto para **aguas potables como residuales** (SAT, soil aquifer treatment).
- **Reducción de costes** de transporte, almacenamiento o bombeo.
- Uso de los acuíferos como **embalses de regulación**.
- Reducción o eliminación del **descenso piezométrico**.
- Mantenimiento hídrico de **enclaves ecológicos** o medioambientales.

- **Dilución** del excesivo contenido en **nitratos, cloruros** u otros constituyentes químicos de las aguas de determinados acuíferos.

4.5. Elementos esenciales en el diseño de una recarga artificial

La elección del método de recarga de acuíferos se debe hacer en base a un estudio de las características del acuífero receptor, el agua de recarga en origen, calidad y cantidad, demandas y usos actuales y futuros, evaluación económica y aspectos legislativos y de gestión.

A continuación vamos detallar el estudio del agua de recarga de origen y el acuífero receptor.

4.5.1. Agua de recarga en origen

El estudio del agua de recarga en origen debe contemplar dos aspectos clave, la calidad y la cantidad. Para poder diseñar cualquier tipo de recarga artificial, lo primero que se debe tener es agua excedente y conocer la distribución espacial y la distribución temporal de la misma. Debemos considerar factores como la naturaleza, la localización de los puntos de toma, el caudal disponible y el régimen temporal, la calidad y la variabilidad temporal.

El agua empleada en la recarga artificial principalmente tiene **3 orígenes** posibles. En

primer lugar tenemos las aguas superficiales, éstas están formadas por aguas de curso fluvial permanente o aguas de escorrentía de tormenta. Este tipo de agua para recarga se puede usar bien directamente o bien con un cierto grado de tratamiento. En segundo lugar tenemos las aguas residuales domésticas a las que se les aplica un tratamiento antes de usarlas para recarga. Y por último tenemos las aguas procedentes de otro acuífero, normalmente obtenida por medio de manantiales.

Para el correcto diseño de la recarga artificial es importante un estudio de las aportaciones y volúmenes de agua a infiltrar, ya que la distribución temporal y espacial del recurso para recarga no es uniforme. Para ello, debemos poner atención en el clima, la distribución espacial y temporal de las aportaciones y los usos y las demandas y los excedentes o aportaciones no reguladas.

4.5.2. El acuífero receptor

La recarga artificial se puede practicar en cualquier formación que pueda almacenar y transportar agua, ahora bien, no todos los acuíferos son apropiados. Los factores que determinan la idoneidad de un acuífero para la recarga son, la hidrogeología, la hidrodinámica, la capacidad de almacenamiento y el régimen de explotación al que está sometido. El acuífero ideal para recarga es aquel en que la tasa de infiltración y la tasa de almacenamiento están en

equilibrio y permiten la correcta infiltración y almacenamiento sin incidir en la calidad del agua.

Normalmente la recarga artificial se realiza en acuíferos libres con el nivel freático cercano o intermedio a la superficie y con una litología granular (areniscas y conglomerados) o consolidados (calizas y dolomías karstificadas) pero también se puede realizar en acuíferos confinados o de mayor profundidad, y en materiales granulares consolidados con cierta fisuración.

Para el correcto diseño de la recarga es imprescindible obtener datos relativos a los siguientes puntos (IGME, 2010):

- Datos litológicos y aspectos geológicos de los materiales que integran el acuífero.
- Geometría del acuífero.
- Piezometría
- Hidroquímica y calidad el agua
- Parámetros hidráulicos (transmisividad, permeabilidad, porosidad eficaz, coeficiente de almacenamiento, capacidad de infiltración)
- Velocidad del agua subterránea y direcciones preferenciales de flujo.
- Volúmenes utilizables o disponibles en el acuífero (reservas útiles)
- Zonas de drenaje o de descarga natural.
- Relación río acuífero.
- Usos, demandas y consumos de agua.

- Balance hídrico.

Las condiciones hidrogeológicas van a condicionar el buen funcionamiento de la recarga en gran medida. Las características de la zona más superficial y la zona no saturada, en concreto la permeabilidad, van a condicionar la percolación del agua que se dirige hacia el acuífero. Una vez que ésta agua alcanza el nivel freático, el agua quedará almacenada dependiendo de las características hidráulicas (transmisibilidad, capacidad de almacenamiento, coeficiente de almacenamiento o porosidad eficaz, etc.), su espesor y contenido de aire. Las formaciones geológicas con alta conductividad hidráulica dejarán dispersar el agua de recarga con más rapidez y por lo tanto no será bueno aplicar la recarga artificial en éstas formaciones con intención de almacenar agua. En cambio, si la intención es proveer agua subterránea y caudal base a ríos de carácter regional resultan muy adecuadas.

4.6. Métodos de recarga

Una vez obtenidos todos los datos necesarios, podemos decantarnos por el método de recarga que más nos convenga. Principalmente son 2: métodos superficiales y métodos subterráneos. Aunque también se dan los inducidos, como consecuencia de bombeos que ocasionan depresiones que cambian el gradiente, tanto desde acuíferos laterales como desde masas de agua superficiales. A continuación vamos a detallarlos:

4.6.1. Métodos superficiales

Consiste en extender el agua a recargar creando una gran superficie de contacto entre el agua y el terreno. Se suele realizar en acuíferos libres de alta permeabilidad y en las proximidades de la superficie del terreno.

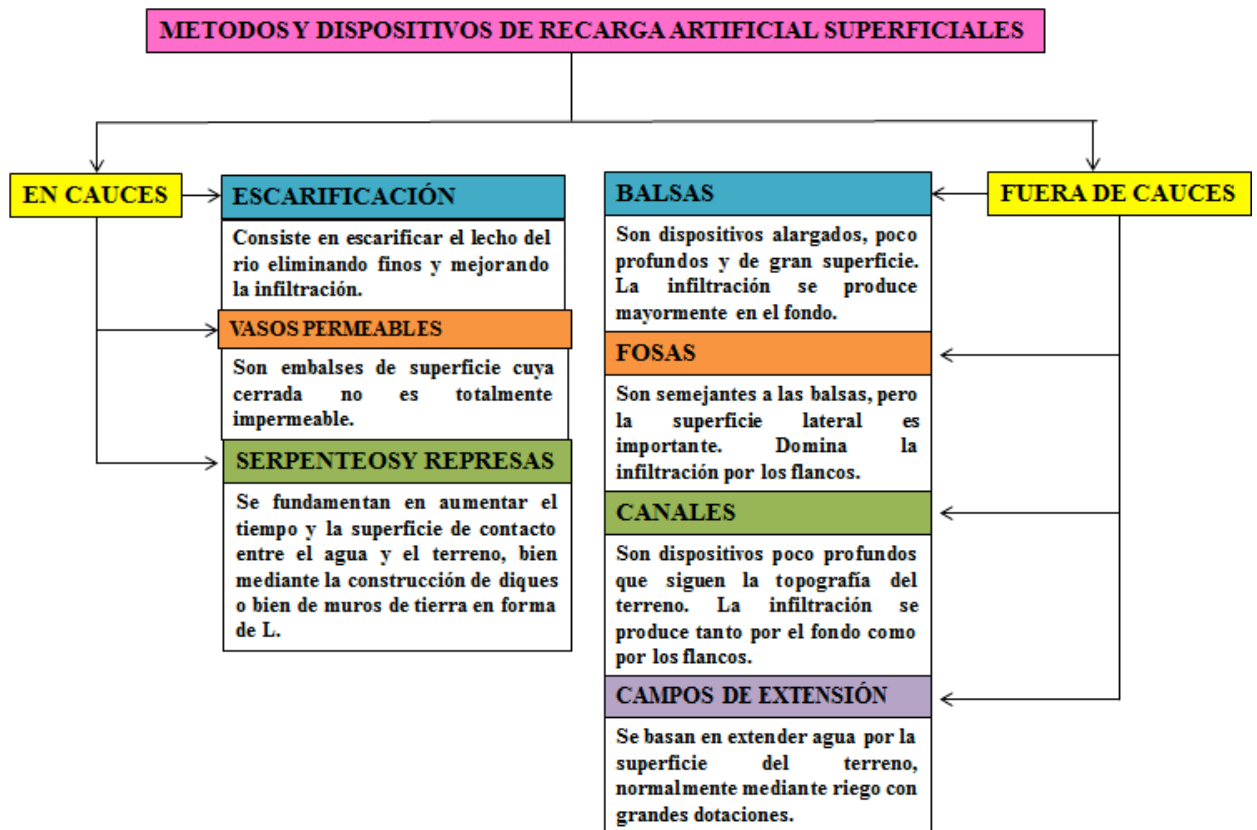


Figura 4. Métodos superficiales de recarga artificial de acuíferos. (Adaptado de IGME, 2010).

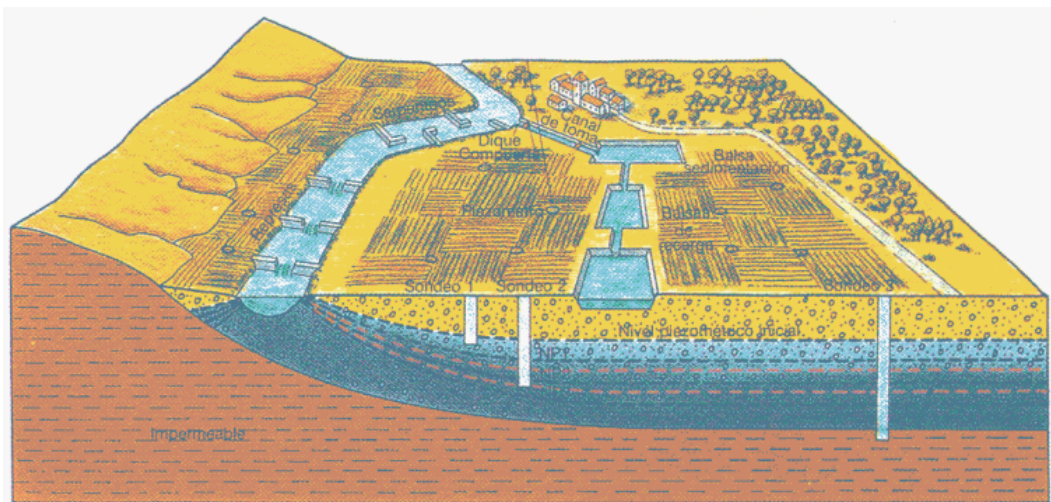


Figura 5. Dispositivos de recarga artificial superficiales (Tomado de IGME, 2010).

Las ventajas y desventajas de los métodos de recarga superficiales pueden ser estos:

- Bajos costes de construcción y mantenimiento.
- Elevados tiempos de residencia del agua en Z.N.S.
- Mejora de la calidad del agua durante la infiltración.

- Seguimiento sencillo de las tasas de infiltración.
- Valorización ambiental de espacios naturales.
- Vida útil elevada de las instalaciones.
- Necesidad de grandes extensiones de superficie permeable disponible.

Como ventaja principal de la utilización de los dispositivos superficiales podemos resaltar la mejora de la calidad del agua. En los dispositivos de recarga superficiales se crean procesos entre el agua y el suelo, llamados SAT (soil aquifer treatment), que se ven favorecidos por un tiempo de contacto

prolongado. El suelo actúa como un filtro depurador en donde se dan varios tipos de procesos:

- Procesos físicos: decantación, filtración, sólidos en suspensión.
- Procesos químicos: precipitación.
- Procesos biológicos: biodegradación.

4.6.2. Métodos en profundidad

Estos métodos se utilizan básicamente en acuíferos con alternancia de niveles permeables e impermeables, en los que el agua se introduce mediante sondeos y pozos.

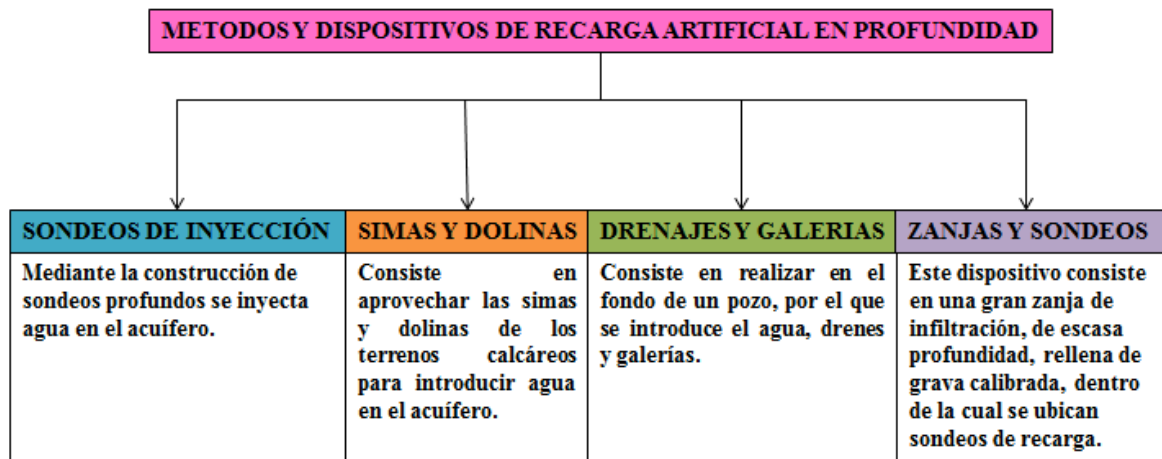


Fig. 6. Métodos en profundidad de recarga artificial de acuíferos. (Adaptado de IGME, 2010).

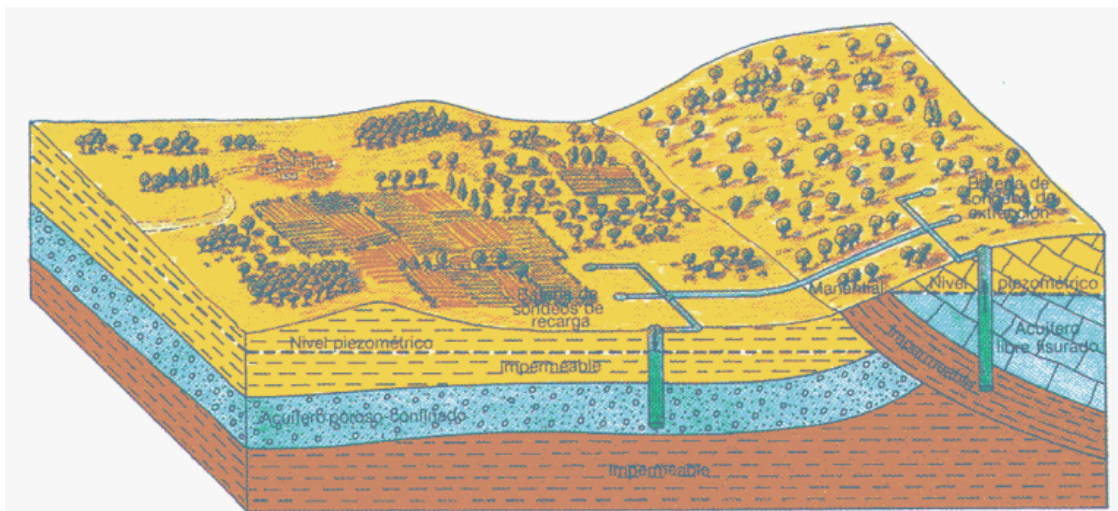


Figura 7. Dispositivos de recarga artificial en profundidad (Tomado de IGME, 2010).

Las ventajas y desventajas de los métodos de recarga superficiales pueden ser estos:

- Mayor coste de construcción y mantenimiento.
- Se precisa agua de buena calidad, para reducir colmatación.
- Ocupa poco terreno.
- Indispensable en acuíferos formados por alternancia de niveles permeables e impermeables.
- Caudales de recarga menores que los de bombeo.
- Rendimiento función de la permeabilidad del acuífero y del estado de colmatación del dispositivo.

- Pozos de almacenamiento y recuperación (ASR). Estos pozos tienen una doble finalidad, inyectar y extraer agua. Hoy en día los ASR son los dispositivos mas populares y usados para la AR profunda.
- Pozos de almacenamiento, transferencia y recuperación (ASTR). Este dispositivo consiste en la construcción de dos pozos ubicados a una distancia razonable, por uno se inyecta agua y por el otro se extrae. La finalidad es incrementar el tiempo de viaje del agua en el acuífero con el objetivo de depurar el agua gracias al poder depurativo del mismo acuífero

Los pozos pueden ser someros o profundos.

Los pozos de recarga profunda pueden ser de dos tipos:

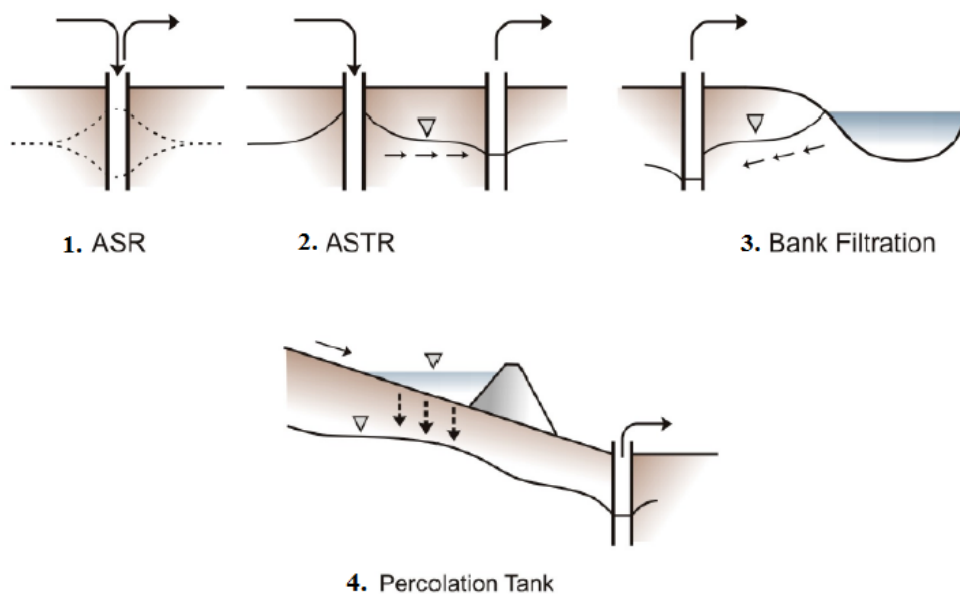


Figura 8. Dispositivos subterráneos de recarga artificial. 1. Pozo ASR. 2. Pozos ASR con transporte. 3. Recarga inducida. 4. Presa de recarga. (Modificado de Dillon, 2005).

A la hora de elegir el dispositivo a emplear se ha de hacer una valoración de cada experiencia en concreto, puesto que cada método tiene sus pros y sus contras. Factores en contra o a favor pueden ser, el precio y disponibilidad del terreno, los factores estéticos y ambientales, la permeabilidad del acuífero, la construcción de instalaciones, el caudal recargable, las pérdidas por evaporación, los requisitos de calidad del agua, la colmatación y el grado de depuración en el terreno (IGME, 2010).

Por ejemplo, los métodos en profundidad son más utilizados en acuíferos profundos o confinados y cuando la disponibilidad de terreno es limitada o el precio es caro. En cambio, los métodos superficiales se utilizan en zonas donde las extensiones de terreno disponibles son amplias, los precios bajos y sobre todo en acuíferos libres. Además, hay que tener en cuenta los factores estéticos, ya que los dispositivos superficiales pueden presentar proliferación de insectos y la necesidad de cercar el terreno por seguridad tanto de animales como de personas, en

cambio los métodos en profundidad no cuentan con estas limitaciones.

4.6.3. Métodos inducidos

Los métodos de recarga inducidos suponen una extracción de aguas subterráneas en un lugar adyacente a un curso de agua o masa de agua superficial, de forma que el descenso del nivel de las aguas subterráneas provoque un flujo de aguas superficiales hacia el subsuelo (UNESCO, 1992).

4.7. Diseño de instalaciones

El diseño de las instalaciones de recarga (dispositivo de infiltración) está relacionado con el método que se va a usar (superficial o en profundidad), las características hidráulicas del terreno e hidrodinámicas del acuífero en donde se va a localizar la instalación.

Para los dispositivos superficiales, el cálculo de la superficie de infiltración se realiza en base a la tasa de infiltración y el caudal a infiltrar.

$$\text{Tasa de Infiltración} = \frac{\text{Caudal que se infiltra}}{\text{Superficie por la que se realiza la infiltración}}$$

Figura 9: Cálculo de la tasa de infiltración en dispositivos superficiales de recarga artificial (IGME, 2010).

La tasa de infiltración, se calcula de la siguiente forma:

$$T.I. = K \cdot \frac{H_w + L_f + h_{we}}{L_f}$$

Dónde:

T.I.= tasa de infiltración

K= conductividad hidráulica zona humedecida

HW= profundidad agua respecto al suelo

Lf= profundidad del frente del bulbo de humidificación

H_{we}= capacidad succión capilar o presión negativa en el frente del bulbo de humidificación

Figura 10. Calculo de la tasa de Infiltración en dispositivos superficiales de recarga artificial.

Algunos ejemplos de velocidad de infiltración o recarga en suelos francos:

VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN O RECARGA EN SUELOS FRANCOS	
SUELOS ARCILLOSOS Y/O MARGOSOS	< 0,1 m/d
LIMOS	0,2 m/d
LIMO ARENOSO	0,3 m/d
ARENA LIMOSA	0,5 m/d
ARENA FINA	1 m/d
ARENA MEDIA	5 m/d
ARENA GRUESA	> 10 m/d

Figura 11. Velocidades de infiltración (Tomado de Green and Ampt, 1911).

En las instalaciones de dispositivos subterráneos el dato indispensable para el diseño son los pozos operacionales, y para

saber cuántos necesitamos, es el caudal específico:

$$\text{Caudal específico} = \frac{\text{caudal de inyección}}{\text{ascenso del nivel del pozo}}$$

Figura 12. Cálculo del caudal específico (IGME, 2010).

Cabe resaltar que las tasas de infiltración y los caudales específicos no se mantienen constantes en el tiempo, están influenciados por varios motivos:

- Naturaleza del terreno y permeabilidad de los materiales que forman la superficie filtrante.
- Gradiente hidráulico disponible, función de niveles piezométricos locales o de la humedad del medio no saturado y de la carga de agua de la obra de recarga.
- Temperatura y viscosidad del agua.
- Grado y evolución de la colmatación.
- Evolución del gradiente hidráulico local.

El factor con más influencia para el cálculo de la tasa de infiltración o el caudal específico es la **colmatación**, es decir, la pérdida de permeabilidad original por el entupimiento de los poros existentes por materiales finos transportados en suspensión por el agua que va infiltrándose.

Cuando la colmatación se da en un pozo, se produce un aumento de la resistencia al flujo con el tiempo a la entrada en los alrededores del pozo: empaque de gravas, pared del sondeo o en la zona de la formación más próxima a la pared del sondeo. Esto se llama colmatación o plugging. Al disminuir el caudal de recarga se debe aumentar la presión de la misma para mantenerlo.

En las instalaciones superficiales una solución para la colmatación es trabajar con ciclos de inundación-secado, con esto se llega a evitar el hinchamiento de las arcillas, pero es necesario trabajar con dos balsas de infiltración de iguales dimensiones como mínimo.

La colmatación se puede dar por diferentes procesos:

- **Colmatación física:** por partículas en suspensión en el agua de recarga o en el mismo acuífero, por fuerzas hidrostáticas o hidroquímicas.

Medidas preventivas:

- Coagulación-floculación más sedimentación antes de la recarga artificial
- Sistemas profundos: bombeos periódicos.
- Sistemas superficiales: desecación de la balsa.

- **Bioacumulación** bacteriana y precipitación de minerales, con frecuencia catalizados por microbios o algas al extraer CO₂ disuelto en su actividad fotosintética.

Medidas preventivas:

- Bacterias: desinfección, reducción de nutrientes, reducción de concentración,...

- Algas (en sistemas superficiales): prefiltración, reducción de nutrientes, evitar la luz directa en el agua superficial.

- **Generación de gas** y atrapamiento en el acuífero. puede ser por procesos físicos, caída de presión, aumento súbito de la temperatura, generación de gas por reacciones bacterianas o de burbujas por caída libre del agua; incluso por diseño inapropiado de la estructura de recarga con posterior atrapamiento del aire por presiones negativas (efecto lisse).

Medidas preventivas:

- Diseño adecuado (válvulas, presión positiva)
- La Temperatura del agua de recarga ha de ser mayor que la del agua del acuífero.

- **Reacciones químicas** que provocan precipitación de minerales, reduciendo la porosidad. Las composiciones del agua de recarga, del acuífero, la mineralogía, la temperatura y la presión controlan la precipitación. La oxidación provoca la precipitación de compuestos de hierro. Estas reacciones son catalizadas por bacterias.

Medidas preventivas:

- Acidificación.
- Bombeo diario.
- Evitar el oxígeno.

- **Compactación o compresión** de la capa superficial.

Medidas preventivas:

- En sistemas superficiales: limitar el peso de la columna.

Otras medidas preventivas para evitar la colmatación serían las siguientes (Arun Y. et al., 2012):

- Eliminación periódica de la capa superficial de lodos y escarificado del fondo de la balsa.
- Instalación de capa filtrante sobre el fondo de la balsa
- Añadir materia orgánica y compuestos químicos en la capa superior
- Plantación de ciertas plantas en la balsa.
- Evitar la caída libre del agua para minimizar la disolución del aire en el agua de recarga, impedir la oxigenación del agua, evitando los efectos cascading y lisse (atrapamiento de aire por presión negativa). A mayor presión parcial del fluido, mayor capacidad de disolución y menor tasa de infiltración (en pozos de recarga).

5. INVENTARIO DE EXPERIENCIAS DE RECARGA ARTIFICIAL EN ESPAÑA.

En España las primeras instalaciones de recarga artificial datan de la época árabe, en donde se recargaba agua mediante los careos y sistemas de diques y boqueras.

Las primeras instalaciones modernas se iniciaron en los años 60 en los acuíferos aluviales de los ríos Besós y Llobregat (Custodio y Llamas, 1983). Estas experiencias han sido realizadas gracias a instituciones como, IGME, IRYDA, Gobierno Autónomo de la Rioja, Confederación Hidrográfica del Guadalquivir, BRGM (Bureau de Recherches Géologiques et Minières), Diputación de Alicante, TRAGSA,...

A continuación se muestran una serie de ejemplos de experiencias en gestión de recarga artificial de acuíferos en España con un pequeño resumen de las características de cada proyecto. La información aquí mostrada ha sido obtenida de distintos boletines del IGME y sobre todo del proyecto de investigación DINA-MAR (Depth Investigation of New Activities for Managed Aquifer Recharge) del grupo TRAGSA en la serie Hidrogeología hoy, entre otros artículos y documentos. Para facilitar su ubicación, se ha procedido a secararlas por comunidades autónomas.

5.1. La Rioja

5.1.1. Recarga artificial en el acuífero aluvial del río Oja.

El acuífero del río Oja es un acuífero aluvial formado por arenas y gravas con una superficie de 80 km² y un espesor de entre 4,5 y 20 m. La permeabilidad es muy alta y por ello la velocidad del flujo oscila entre los 200 y 400 m/día. La recarga natural del

acuífero se da básicamente por la infiltración del lecho del río Oja durante los meses de invierno (en verano el cauce se mantiene prácticamente seco) ya que ambos están conectados hidráulicamente.

La experiencia en el acuífero del río Oja se llevó a cabo entre los años 1987 y 1988. La metodología que se usó fue la superficial, contando con tres balsas de infiltración de 5.320 m² de superficie y 10 km de canales. El resultado de esta experiencia fue positivo, dando una evolución piezométrica a diferentes distancias de los dispositivos de recarga y las entradas de agua a las balsas inmediatamente.

El origen del agua de recarga procedía de los excedentes invernales del río Oja y de su afluente el río Santurdejo, aunque los excedentes eran superiores, para este proyecto se llegó a usar un caudal de 50 l/s.

El agua de recarga era de muy buena calidad y con un índice de sólidos en suspensión y mineralización baja, aun así, se produjo el fenómeno de colmatación a partir del tercer año, esto tuvo consecuencias en el caudal infiltrado, descendiendo notablemente.

5.2. Andalucía

5.2.1. Recarga artificial en la vega del río Verde-comarca de Guadix, Granada

La formación Guadix es detrítica y está formada por conglomerados, arenas y lutitas de espesores de varios centenares de metros. Debido a las litologías que presenta, esta formación es heterogénea y por lo tanto tiene una gran variabilidad de permeabilidad y transmisividades con valores que oscilan entre 80 y 800 m²/día.

Como techo, tenemos de forma discordante materiales fluviales actuales, ramblas, recubrimientos aluviales y coluviones de naturaleza detrítica (arcillas, arenas y conglomerados), variando su permeabilidad de 10 a 49 m/día.

En la comarca de Guadix se extiende una superficie de cultivo de regadío de 3000 hectáreas, dicho cultivo se riega en invierno y primavera mediante el agua explotada de galerías y pozos. En verano la explotación de estos dispositivos se reduce bastante llegando en algunos casos a secarse.

Aguas arriba del cultivo se encuentra la mina de Alquife que para su explotación requiere de agua extraída del mismo acuífero. El caudal bombeado es de 7 hm/a y se vierte directamente al río Verde, aguas arriba de la

zona regable. En la época de riego este volumen se utiliza para el regadío pero en el resto del año no.

Para aprovechar esa agua, se diseñó un sistema de dispositivos superficiales para la recarga del acuífero detrítico, formado por de gravas, arenas y arcillas.

El proyecto cuenta con seis balsas con una superficie de 11500 m² y un volumen máximo de agua almacenada de 35000 m³.

El primer ciclo de la recarga artificial se realizó de diciembre de 1984 a febrero de 1985 y se llevó a cabo en tres balsas con una capacidad de 18.400 m³. En este tiempo se recargó 1,1 hm con un caudal de 205 l/s produciendo un domo piezométrico asimétrico con ascenso de 1,7 m aproximadamente.

Durante los dos siguientes ciclos (85-86 y 86-87) se continuó la recarga artificial con un caudal de 90 l/s y se obtuvo resultados similares al 1º ciclo.

El último ciclo de recarga artificial fue de diciembre de 1988 a marzo de 1989. Los caudales suministrados fueron muy irregulares y por lo tanto la infiltración no fue constante (entre 60-170 l/s).

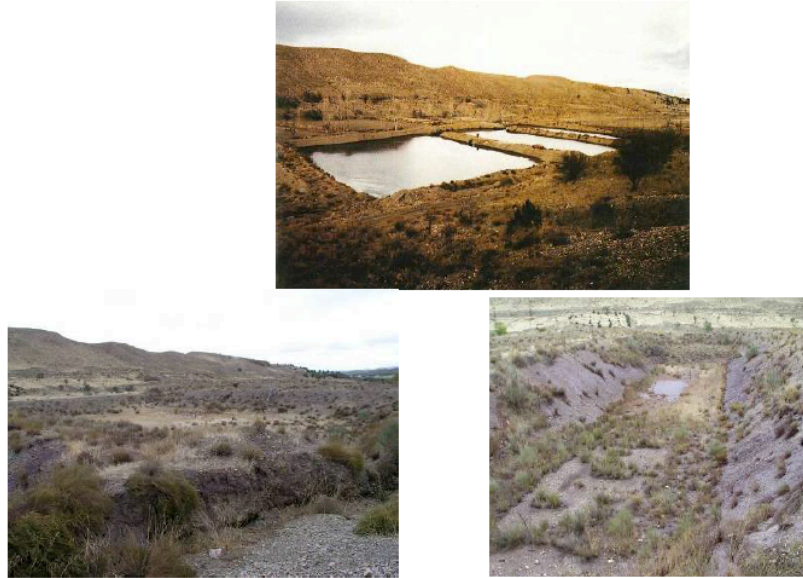


Figura 13. Aspecto de las balsas en 1998, en plena operatividad, y en octubre de 2006 tras varios años de abandono (Tomado de serie hidrogeología hoy, 2010).

Tras estas experiencias se abandonó el proyecto debido a que la explotación minera dejó de ser rentable a principios de los 90. Otros problemas que se observaron fueron: aireación de las aguas, introducción de burbujas en el acuífero, colmatación del fondo de las balsas y presencia de carbono orgánico disuelto en las aguas, hierro y en la secuencia de flujo.

5.2.2. Recarga en el acuífero de las “calcarenitas de Carmona”, Sevilla

Dicho proyecto se ubica a 10 Km al Sur de Sevilla y tan solo a 1 Km del canal de riego Canal del Bajo Guadalquivir, una zona basada en los cultivos de regadío (olivar, cítricos, algodón y alfalfa). Estos cultivos son atendidos con aguas superficiales extraídas del Bajo Canal y de la explotación de las aguas subterráneas captadas mediante pozos

del acuífero de Carmona. Éste, es un acuífero detrítico libre con un afloramiento de 150 Km² que está conectado hidráulicamente a las terrazas del río Guadalquivir. Dicho acuífero presenta un espesor de unos 40 metros y a partir de esa profundidad se pueden encontrar las margas azules del Tortoniense.

Las aguas extraídas de dicho acuífero son duras, de composición bicarbonatada cálcica y las aguas superficiales, procedentes del canal del Bajo Guadalquivir, presentan una calidad admisible con contenidos puntuales en fenoles, aceites y grasas.

Debido a los aumentos de regadío, que generaban un déficit hídrico de 9,5 hm³/año provocando importantes descensos piezométricos, se decidió realizar esta experiencia. Este proyecto se llevó a cabo en

1991 y contó con 4 ensayos de recarga artificial, tres superficiales y uno subterráneo. El sistema de recarga mixto consistía en una balsa de decantación y una de infiltración tipo fosa y el sistema profundo estaba formado por un pozo de 9.5 metros de profundidad y 1.20 metros de diámetro, con una superficie útil de infiltración de 28 m². El agua obtenida mediante bombeo del canal Bajo del Guadalquivir se introducía en el acuífero por efecto de la gravedad.

Los resultados obtenidos en este proyecto fueron positivos, pero se calculó que sería necesario una superficie de 1.5 hectáreas para compensar el déficit hidráulico y debido a la falta disponibilidad de agua se abandonó el proyecto.

5.2.3. Recarga artificial en el acuífero aluvial del río Guadalquivir

El acuífero aluvial del río Guadalquivir es un acuífero detrítico de arenas, gravas y limos y en cuya base se encuentran la formación impermeable de las margas azules del Guadalquivir (Mioceno). Este acuífero se

caracteriza por tener unas transmisividades que varían de 1.000 a 3.000 m²/día y unos coeficientes de almacenamiento entre el 2 y el 8%.

Sobre el acuífero se extienden aproximadamente 30.000 hectáreas de cultivo que son abastecidas con aguas superficiales, el problema reside en que las épocas secas no permiten abastecer con agua suficiente estas tierras, por lo que es necesario bombear las aguas subterráneas. Para garantizar la viabilidad de los bombeos se consideró realizar operaciones de recarga artificial con los excedentes invernales que circulan por el Guadalquivir. Los ensayos fueron realizados durante el año 1991.

Los dispositivos que se instalaron consistieron en una zanja (que actuaba de filtro) de 500 m de longitud, 11,80 m de ancho y una profundidad de 5m rellena de gravas y arenas con sondeos en su interior. Primeramente el agua se bombeaba a una balsa de decantación donde se eliminaba la mayor parte de sólidos en suspensión y de ahí pasaba a la zanja para filtrarse y a través de los sondeos introducirse en el acuífero



Figura 14. Aspecto del dispositivo de recarga artificial en 1993 (Tomado de serie hidrogeología hoy, 2010).

Los resultados estimaron no conveniente seguir con el proyecto debido a la grave colmatación. Una posible solución al problema sería no dejar caer el agua por

gravedad en el interior de los pozos, y evitar su aireación y oxigenación, de cara a minimizar el efecto *Lisse*, además de, construir nuevos pozos más alejados que permitan recargar otros sectores del acuífero.



Figura 15. Procesos colmatantes en el lecho del dispositivo. Conducción principal (Tomado de serie hidrogeología hoy, 2010).

5.2.4. Recarga artificial en el acuífero aluvial del río Guadalete, Cádiz

Debido la escasez hídrica a la que se ve sometida la zona de Los Sotillos, Cádiz, la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir

dispuso la realización de un dispositivo de recarga artificial en esta zona con el fin de garantizar los actuales usos y apoyar en épocas de sequía a los abastecimientos públicos, así como regular los excedentes

hídricos del arroyo de La Molineta y de los demás arroyos que atraviesan el acuífero.

La planta piloto está situada en la zona media-alta de la Cuenca del Guadalete y que contiene dos acuíferos, los llamados “Los Llanos de Sotillo” y “Aluvial de Guadalete”, pero es el primero de ellos donde se está realizando la recarga artificial.

Este acuífero tiene una litología que consiste en arenas, cantos y arcillas material fluvial Cuaternario y margocalizas y margas impermeables.

La planta piloto que se ha construido consiste en dos pozos de infiltración, de 2 m de diámetro y profundidad de 20 m, rellenos de cantos rodados y grava (uno de naturaleza silíceo y otro carbonatada), con un filtro de arena silíceo (entre 1 y 7 mm de tamaño) con un espesor de 0,5 m. Entre el arroyo “La Molineta” y los pozos, se construyó una balsa de decantación de paredes de hormigón y, en su interior, unos muretes de ladrillo con el fin de reducir la velocidad del agua y los sólidos en suspensión. La entrada de agua en la balsa se produce por un canal dotado de una compuerta de regulación. El agua alcanza la base de este canal gracias a un azud construido en el cauce del arroyo.

Las características del acuífero son favorables, aunque para futuras recargas artificiales se debería estudiar técnicas que disminuyan procesos de colmatación.

5.2.5. Las instalaciones de Mazagón, Huelva

La primera experiencia de depuración de aguas residuales urbanas mediante infiltración directa en el terreno llevada a cabo en España fue la realizada por el ITGE en colaboración con el BRGM francés, en el término municipal de Mazagón.

El dispositivo se instaló a 4 Km de la población de Mazagón, en un claro del pinar del cordón litoral. El lecho filtrante de arenas de duna con una potencia de unos 30 metros descansa sobre un sustrato margoso impermeable, situándose el nivel piezométrico a 6-8 m de profundidad.

El dispositivo constaba de los siguientes elementos: pretratamiento, almacenamiento y balsas de infiltración. El pretratamiento consistía en desbaste, desarenado y decantación de un día de duración en una balsa de 17 x 5 x 2 m. El caudal de entrada medio era de 7 l/s.

Tras el proceso de decantación, el agua se distribuía por efecto de la gravedad a seis balsas de infiltración mediante tuberías de PVC de 160 mm y válvulas manuales. Los niveles piezométricos se vigilaban a través de tres piezómetros separados entre su 50 m.

El ritmo de descarga fue de 100 m³/día sobre una superficie de 400 m² en dos balsas contiguas. Durante un breve periodo de

tiempo se ensayó una carga de 500 l/m² que resultó claramente excesiva. Cada pareja de balsas funcionó con períodos de humectación de 15 días y de desecado de 30. La tasa de infiltración inicial de 24 m/día se redujo al final del periodo de recarga a 8-12 m/día debido a la colmatación.

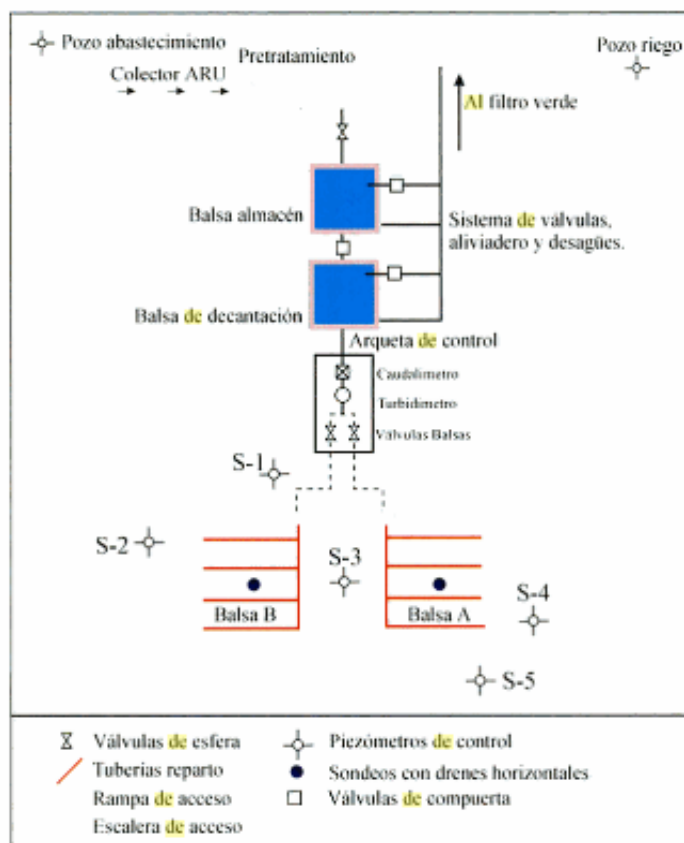
Los resultados fueron buenos, reduciéndose el contenido de DQO y la oxidación de amonio, sin embargo, la reducción de las bacterias presentes en el agua (coliformes fecales y estreptococos fecales) no fue tan bien.

5.2.6. La instalación de Dehesas de Guadix, Granada

Esta experiencia se llevó a cabo en 1999 y se localizó en el término municipal de Las dehesas de Guadix, Granada. Los dispositivos se instalaron sobre materiales con las siguientes características hidráulicas: permeabilidad superficial media de 0.07 m/día, textura franco limosa, y composición mineralógica con predominio de esmécticas. El nivel piezométrico se sitúa aproximadamente a unos 18 m de profundidad.

Las instalaciones constan básicamente de tres sistemas: tratamiento previo, infiltración y por último el sistema de vigilancia y control.

El primer sistema consiste en un tratamiento previo en el que se realiza los procesos de desarenar y desengrasar el agua para posteriormente, ser almacenada en una balsa de 50 m³. Luego el agua es decantada en otra balsa de las mismas dimensiones. Para mantener la funcionalidad de las balsas se



utilizó un filtro verde para limpiarlas.

Figura 16. Esquema simplificado de las instalaciones de depuración de Dehesa de Guadix (Alcaín et al, 2002).

El segundo sistema está formado por dos balsas de filtración cuya distribución del agua junto a los periodos de humectación-desecación se realizaba mediante válvulas. La circulación del agua se debe al efecto de la gravedad.

Como tercer sistema, se instaló unos dispositivos de vigilancia y control que consistía en cinco sondeos piezométricos y dos lisímetros. Por último se realizaron tomas

El resultado obtenido fue muy favorable, obteniéndose altas tasas de depuración. Este método de depuración y recarga artificial continua en estudio.

5.2.7. Recarga artificial en Alcalá la Real, Jaén

Dicho dispositivo se localiza en el acuífero Los Llanos que se extiende 6.6 Km² y está formado por calcarenitas bioclásticas dispuestas subhorizontalmente y casi de forma tabular, su espesor es de 50 a 60 m y el muro está formado por margas.

Este acuífero se caracteriza por presentar transmisividades con valores que varían

de muestras del lecho filtrante cada tres meses y toma de muestras del agua cada 15 días.

desde los 4 m²/día a los 500 m²/día mientras que la porosidad eficaz está entorno al 2.3% y la calidad del agua subterránea es buena (facies bicarbonatadas cálcica, conductividades con valores inferiores a los 500 µS/cm y los contenidos en nitratos están comprendidos entre 20 y 30 mg/l).

Con lo que respecta al nivel piezometrico, éste se encuentra de 900 a 980 msnm.

El dispositivo consistió en la construcción, por parte del ayuntamiento de Alcalá la Real, de dos de las tres balsas de infiltración y dos sondeos para recargar el acuífero. Los ensayos de viabilidad fueron realizados durante un periodo de 66 días con unos caudales medios de 10,3 l/s.

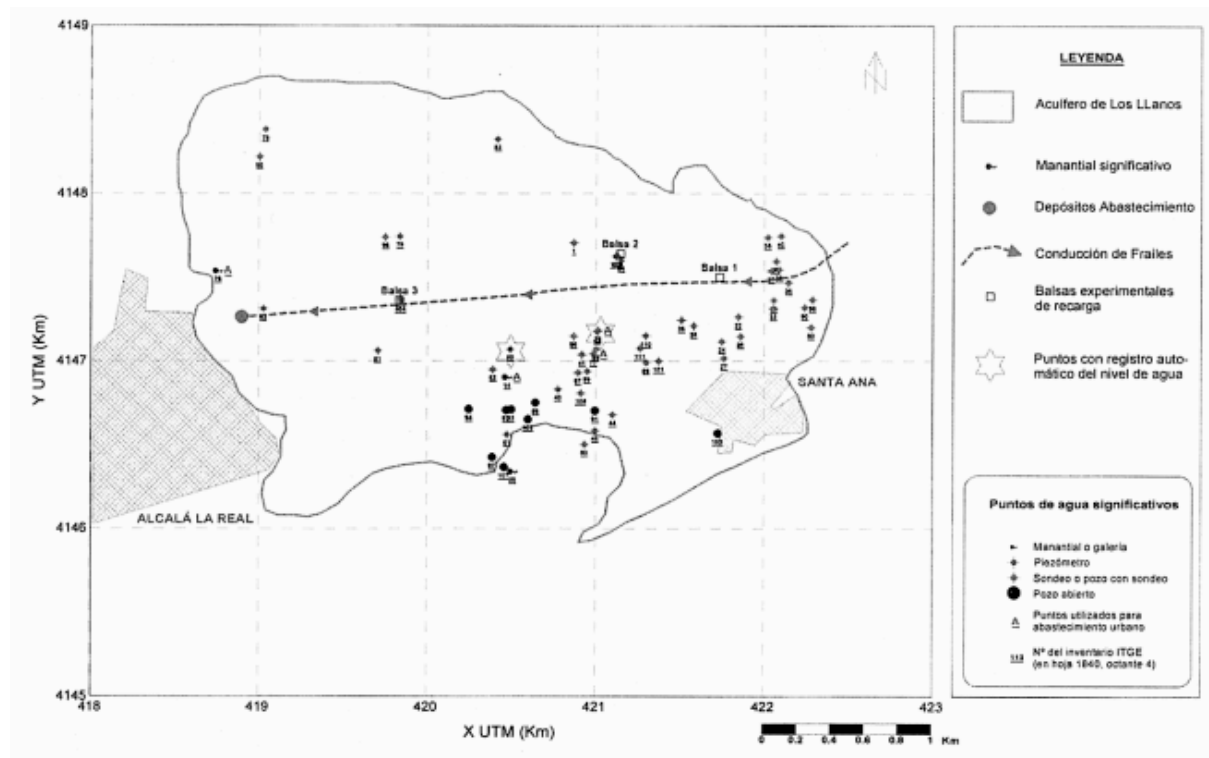


Figura 17. Esquema de infraestructuras existentes en el acuífero de Llanos (IGME, 2002).

Los resultados obtenidos fueron positivos, desde el punto de vista hidráulico, aunque se pensó en redimensionar las balsas para admitir mayor caudal. Lamentablemente la experiencia quedó ahí.

5.2.8. Recarga artificial en Mancha el Real, Jaén

El Acuífero Mancha Real está constituido por calizas de espesor entre 100 y 400 metros, recubiertas superficialmente por depósitos detríticos. Al tratarse de un acuífero heterogéneo, las características del mismo varían, obteniendo valores para la transmisividad desde 15 a más de 1.750 m²/día y porosidad eficaz de entre 0.2 y 5 %.

Se han realizado dos pruebas de recarga en distintas épocas. El primero, con dos fases, la primera fase se realizó el 10 de Mayo de 1991 y durante 8 horas se inyectaron entre 34 y 67 l/s, la segunda fase se llevó a cabo el 15

de Mayo y durante 7 horas se inyectaron 67 l/s.

La segunda prueba se realizó de Diciembre de 1999 a Enero del 2000, en esta se recargaron 20.900 m³ en un total de 29 días de funcionamiento efectivo, con un caudal medio de 8,35 l/s y un ascenso total debido a la recarga de 2,61 m.

Los resultados de esta experiencia fueron positivos, pero se dejó de lado por falta de recursos hídricos.

5.2.9. Recarga artificial en el acuífero de Gracia-Morenita, Jaén

El acuífero de Gracia-Morenita, es un acuífero de naturaleza caliza (calizas y dolomías) de un espesor de entre 300 y 500 m con un afloramiento de 19 Km². En general es un acuífero libre, pero hay zonas confinadas por margocalizas. El muro impermeable está formado por lutitas.



Figura 18. Situación geográfica del Acuífero Gracia-Morenita y contexto hidrogeológico en relación con otros acuíferos de la zona (González et al, 2009).

En las zonas libres la transmisividad es de $1.500 \text{ m}^2/\text{día}$, y en las zonas confinadas es de $300 \text{ m}^2/\text{día}$. El coeficiente de almacenamiento también varía, siendo de $1,5 \times 10^{-2}$ y de $3,3$ a $4,2 \times 10^{-5}$ en las zonas confinadas.

Los bombeos continuados para satisfacer las demandas de abastecimiento han ocasionado problemas puntuales en el acuífero de Gracia-Morenita y es por ello que se planteó esta experiencia de recarga artificial, con el objetivo de paliar la descarga.

El ensayo de recarga se planteó en el año 2000 y se llevó a cabo de la siguiente forma: el dispositivo se caracterizaba por captar aguas superficiales del arroyo del Papel y derivarlas a un depósito. Después, mediante un sondeo (Víboras II) se introducían en el acuífero con un caudal de 19 l/s durante 43 días. Con estos datos se dedujo que en un periodo de 13 años y bombeando 100 l/s , se conseguiría un descenso de la descarga del acuífero de un 28%.

El dispositivo contaba con seis sondeos en el acuífero, dos de los sondeos construidos quedaron como sondeos para explotación y otros dos se acondicionaron para permitir la inyección en operaciones de recarga artificial.

5.3. Cataluña

5.3.1. Recarga artificial de acuíferos en Barcelona

Son los ríos Ter y Llobregat los que abastecen prácticamente a la ciudad de Barcelona.

El río Llobregat nace en el municipio de Castellar de n'Hug, a 1.295 m de altitud en la Sierra del Cadí. Desde ahí comienza su descenso de $156,5 \text{ Km}$ hasta llegar al mar y formar un delta. La cuenca formada por el Llobregat, tiene una extensión de 4.948 Km^2 y abastece a gua a los municipios que atraviesa y a los sectores de agricultura

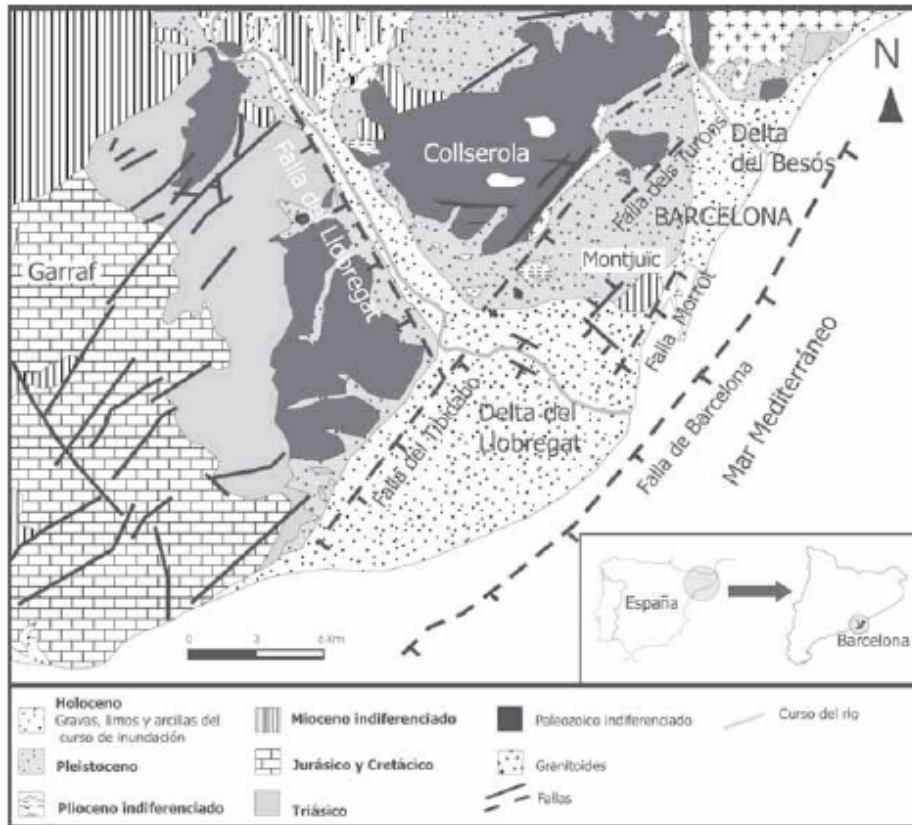


Figura 19. Mapa geológico del delta del río Llobregat y sus alrededores (Almera, 1991).

En esta cuenca se han realizado varias experiencias de recarga artificial, a continuación se van a resumir los rasgos más importantes de cada una:

-Recarga artificial en el valle bajo y delta del Llobregat:

El acuífero situado en el Valle Bajo del Llobregat es un acuífero aluvial libre formado por 5 terrazas aluviales cuaternarias

cuya longitud es de unos 10 km y su anchura varía entre 250 y 2.100 m.

En la zona del delta, el acuífero se divide en dos por medio de una cuña de limos cuyo espesor aumenta al llegar a la desembocadura hasta unos 40 m. Por lo tanto, en la zona del delta hay un acuífero superior con un espesor que varía entre 6 a 20 m y otro profundo confinado con una potencia de 1.025m.

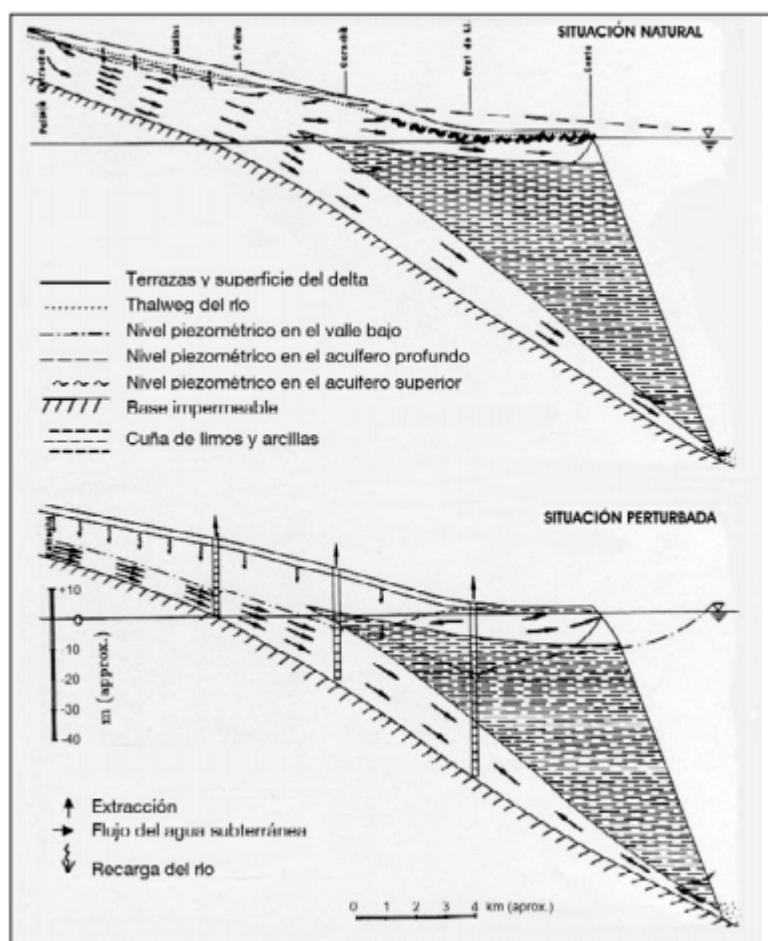


Figura 20. Representación esquemática del funcionamiento natural y perturbado del sistema acuífero del Baix Llobregat (Custodio, 2007).

La alta demanda de agua repercutió en grandes extracciones de agua subterránea provocando importantes depresiones de los niveles piezométricos y contaminación por intrusión marina. Debido a esos problemas, en 1985 se formó la Comunidad de Usuarios del delta del Llobregat (CUADLL) que junto con la Agencia Catalana del Agua (ACA), Agbar S.A. etc. han llevado a cabo varias

medidas con el fin de recuperar los acuíferos. Las medidas son las siguientes:

- Escarificado: Para conseguir este objetivo, se lleva aplicando desde 1950 un sistema de recarga artificial en superficie por medio de un tractor, que escarifica el lecho del río y lo limpia de sedimentos que pueden generar procesos de colmatación..



Figura 21. Dispositivos de escarificado del lecho del río Llobregat para el aumento de la recarga al acuífero. (Armenter et al, 2009).

- Inyección profunda (ASR): Consisten en 12 pozos situados en Cornellá, que desde 1969 recargan artificialmente el acuífero con aguas provenientes de la planta de tratamiento de San Joan d'Espí.

Siete de los pozos, son sondeos entubados de 950 mm de diámetro que alcanzan profundidades de 40 a 60 m. Diez metros de estos sondeos están ranurados, coincidiendo con los espesores del acuífero profundo del Delta del río Llobregat. El caudal de recarga instantáneo total de esta batería de pozos ronda los 50 l/s.

Los otros cinco pozos son del mismo diámetro y profundidad que los anteriores, pero su zona de rejilla es de unos 15 a 20 m., con lo que se consigue una mayor zona de conexión con el

acuífero, y por tanto, se incrementa el caudal de recarga a unos 100 l/s.

La capacidad total de recarga artificial del sistema es de unos 75.000 m³ al día.

- Balsas de recarga artificial: Consisten en un sistema de balsas de decantación y de infiltración cuyo objetivo es la recarga artificial anual de 10 hm³ de agua. Estas balsas están situadas en el Municipio Sant Vicenç dels Horts.



Figura 22. Balsa de Sant Vicenç dels Horts (<http://www.aeuas.org>).

-Barrera hidráulica ante la intrusión

marina:

Debido al problema de sobreexplotación y el avance de la intrusión marina, la ACA, ha realizado una barrera formada por una serie de pozos por los que se recarga agua procedente de la ETAP del Prat.



Figura 23. Situación de la barrera hidráulica (Armenter et al, 2009).

-Recarga artificial en la cubeta de Sant

Andreu

La Cubeta de Sant Andreu abarca una extensión aproximada de unos 12 km² y se encuentra en la Depresión del Vallés, que está situada entre la Cordillera Prelitoral y la Litoral.

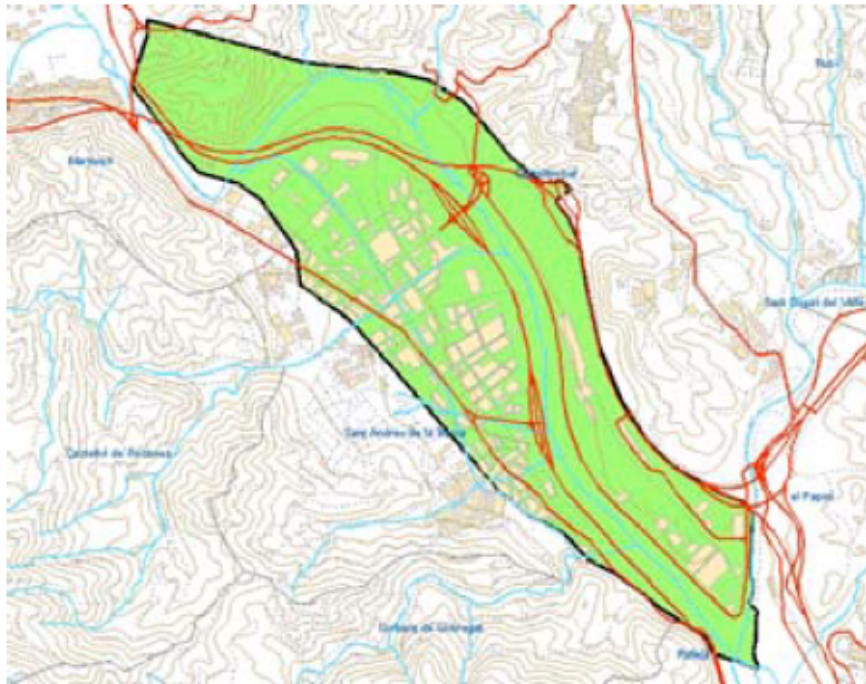


Figura 24. Cubeta de Sant Andreu (<http://www.cuacsa.org>).

En 1985 debido a una fuerte sequía los niveles del acuífero descendieron enormemente, para paliar dicho problema, se proyectó recargar artificialmente la cubeta mediante un conjunto de balsas de infiltración (con una separación de 2 m entre ellas) en el meandro de Can Albareda, Castellbisbal.

Debido a la gran colmatación por sedimentación de finos en las balsas, la tasa de infiltración se redujo, y como solución se

procedió a secar y limpiar el fondo de las mismas cada 30 días.

Estas balsas se han destruido por varios motivos a lo largo de su historia, y es en el año 2007 cuando se inician los trabajos de recuperación de las mismas, con la creación de una serie de humedales. Con la construcción de dichas balsas se ha obtenido una superficie de humedales de 14.000 m² y una superficie de infiltración de 6.000 m², con una tasa de infiltración de 1-2 m³/m²/día.

-Recarga artificial en el aluvial del Besós.

El Besós se localiza en la provincia de Barcelona con 17,7 km de recorrido. Nace en la comarca del Vallés Oriental y desemboca formando un delta en el término municipal de San Adrián de Besós.

A este río se asocian varios acuíferos, por una parte un acuífero aluvial libre formado por arenas y gravas y por la otra, en la zona del delta, dos acuíferos separados por un nivel de limos.

El río Besós debido a la gran contaminación que sufre, por la alta industrialización, ha afectado a los acuíferos asociados al mismo, contaminándolos y dejándolos prácticamente obsoletos en lo que se refiere a la captación de aguas subterráneas. Además, conlleva el ascenso del nivel del río y en épocas de lluvia genera problemas de inundación en las zonas pobladas.

Para solucionar dicho problema se estableció un dispositivo de recarga artificial por medio de pozos que deprimen el nivel freático y hacen que el agua abastecida por el río se infiltre en el acuífero.

5.3.2. Recarga artificial en Blanes, Girona

Blanes es un municipio que se encuentra en Girona, Cataluña. En esta zona existe el problema de sobreexplotación y contaminación de acuíferos debido a la alta demanda de agua para uso doméstico y para

riego de jardines y campos de golf. La gran sobreexplotación llevada a cabo durante los últimos 40 años ha provocado el avance de la intrusión marina hasta 2 km tierra adentro.

Blanes cuenta con dos acuíferos, uno libre y otro semiconfinado. El acuífero libre está formado por gravas, arenas, lutitas y limos y su espesor varía entre 4 a 30 m mientras que el acuífero semiconfinado está constituido por arenas, gravas, alternancias de lutitas y limos grises y negros con alta cantidad en materia orgánica. En cuanto a transmisividad, el libre presenta 9.000 m²/día y el semiconfinado 4.300 m²/día.

El proyecto que se ha instalado en la ciudad de Blanes para mejorar los problemas antes mencionados consiste en, el retorno de 3 hm³/año de agua regenerada que antes era vertida al mar y que ahora sirve para la recarga artificial del acuífero y para una mejora de la calidad del agua regenerada, debido al tiempo de residencia en el acuífero y a la dilución con el agua del mismo.

Para ello se dispuso de una depuradora y la canalización del agua depurada por esta planta río arriba, a través de tuberías enterradas durante 3 Km hasta que llegan a un humedal que permite la recarga artificial del acuífero. El agua se bombea con tres bombas alimentadas por energía solar.

5.4. Islas Baleares

5.4.1. Recarga artificial en el Llano de Palma, en la isla de Mallorca

La zona está caracterizada por dos acuíferos:

- El acuífero superior, formado por dunas, arenas, gravas, limos y calcarenitas y a cuyo muro se encuentran unas margas impermeables. Es un acuífero libre con un espesor medio de unos 40 m cuyas transmisividades varían entre los 150 a los 5000 m²/día dependiendo de la zona y su coeficiente de almacenamiento está entre 0,01 y 0,03.
- El acuífero inferior está constituido por calizas y calcarenitas. Las primeras presentan trasmisividades entre 500 y 2.500 m²/día mientras que las segundas tienen un rango de valores entre 200 y 1000 m²/día. Por otro lado, el coeficiente de almacenamiento varía entre 0,001 y 0,04. Hay zonas en la unidad hidrogeológica de Llano de Palma en donde los dos acuíferos están conectados hidráulicamente.

El aumento de la demanda de agua debido a la expansión de los cultivos y el boom turístico de la zona ha llevado el déficit hídrico y la intrusión marina contaminando los acuíferos.

En la localidad cercana de San Jordi existe una planta de tratamiento de aguas residuales, los excedentes de esta planta se recargaron en

el acuífero en 1976 con el objetivo de paliar los problemas de sobreexplotación y contaminación. Anteriormente esta agua se utilizaba para uso exclusivo de regadío.

El dispositivo de recarga artificial consistió en inyectar esta agua a través de 7 pozos en el acuífero. Sin embargo, a partir de 1987 este procedimiento se dejó de efectuar debido al aumento de la extensión del regadío, aunque se decidió conservar los dos sondeos para una posible recarga futura mediante excedentes.

5.4.2. Recarga artificial en S'Estremera, Mallorca

La unidad geológica de Estremera es de naturaleza caliza (carniolas y dolomías) y presenta importante karstificación. Posee un espesor de 300 m y está conectada al acuífero de Llanos de Palma. Este acuífero, abastece por una parte, a la ciudad de Palma de Mallorca y por otra abastece de agua de regadío a los agricultores de la zona. Es por ello, que dicho acuífero sufre una gran sobreexplotación, la cual, se acentúa más en los meses de verano por el fuerte turismo que acoge la isla de Mallorca. Como consecuencia, los niveles piezométricos descendieron 100 m entre 1987 y 1995 llegando incluso a cotas inferiores que el nivel del mar.

Con objetivo de paliar la sobreexplotación que sufría el acuífero, se inició un proyecto

de recarga artificial abastecido con los excedentes de los embalses Gorg Blau y Cúber. Debido al clima mediterráneo de la zona, en el que las lluvias son puntuales, estos excedentes no fueron suficientes para la recuperación del acuífero. En el año 2000 se planteó otra alternativa de recarga artificial que consistía en aprovechar las aguas provenientes del manantial de Sa Costera y suministrar el abastecimiento de otras poblaciones cercanas.

En 2009 vio la luz dicho proyecto, el cual consiste en captar las aguas del manantial y distribuir las mediante una tubería submarina de 9.060 m de longitud, 1.000 mm de diámetro y 1.4 m³ de capacidad máxima. Una vez transportada al destino, se almacena en un depósito y desde allí se distribuye a los núcleos urbanos por una parte y por la otra a los ocho pozos (ASR) de 550 mm de diámetro y 200 m de profundidad que inyectan el agua en el acuífero de Estremera.

5.4.3. Recarga artificial en Artá, Mallorca

La Consellería de Obras Públicas y Ordenación del Territorio del Govern Balear aprobó en 1990, un proyecto agrohidrológico con el objetivo de actuar sobre las torrenteras del macizo de Artá, para evitar la erosión de las cuencas, cuando se producen episodios de

lluvia torrencial. Además de, laminar las avenidas e incrementar el agua pluvial infiltrada en los acuíferos.

A finales de 1996 se iniciaron las obras que daban paso al proyecto. Se construyeron seis pequeñas presas. El resultado, según la Administración hidráulica Balear, Ayuntamiento de Artá y los mismos vecinos fue de satisfactorio, ya que una vez levantados los diques de contención no se produjeron destrozos por causa de la impetuosidad de las aguas. Así pues, se solicitó la construcción de dos nuevas obras

Con respecto a los acuíferos, no se ha realizado ningún estudio que evalúe y cuantifique el efecto que causa sobre el acuífero.

5.4.4. Recarga artificial en Crestatx, Mallorca

El acuífero de Crestatx se encuentra en el sector nororiental de Mallorca. Los materiales que lo componen son de naturaleza carbonatada limitando con materiales triásicos impermeables. La unidad ha sufrido una serie de actividades tectónicas que ha llevado a originar varios cabalgamientos que generan desconexión hidráulica dentro del acuífero.

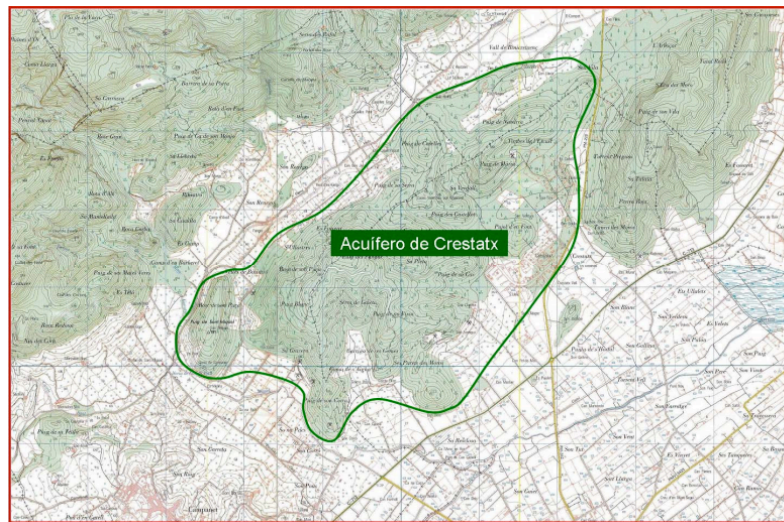
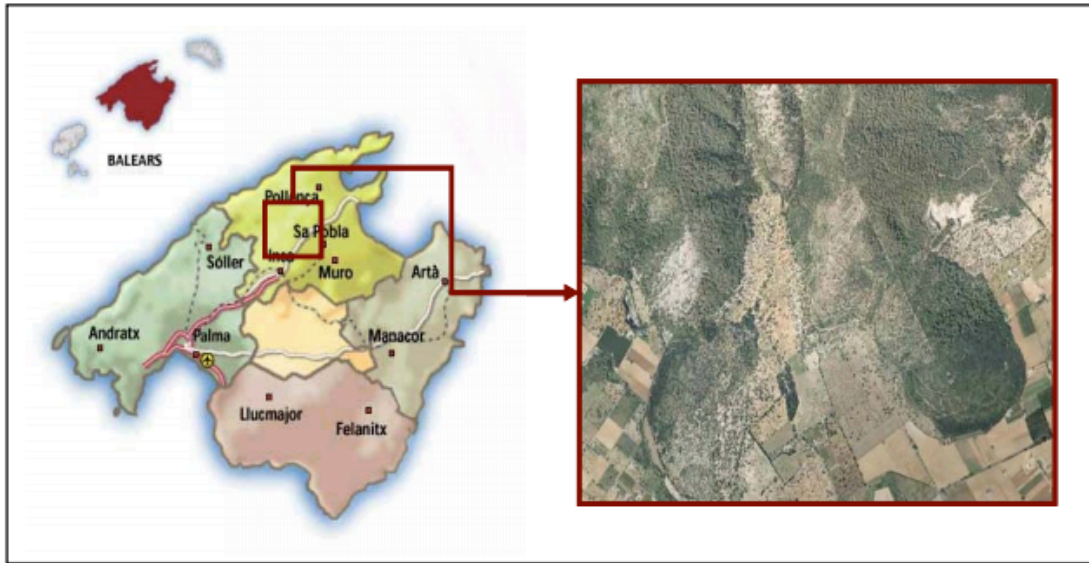


Figura 25. Situación geográfica del acuífero de Crestatx (Ortiz, 2007).

Litológicamente podemos esquematizar el acuífero de la siguiente forma:

Como resultado de los estudios, se puede identificar dos acuíferos de carácter libre: el

superior, con un área de recarga de 3,5 Km² y el inferior, con una superficie de recarga de 8 Km², siendo el SO la dirección general de flujo de las aguas subterráneas.

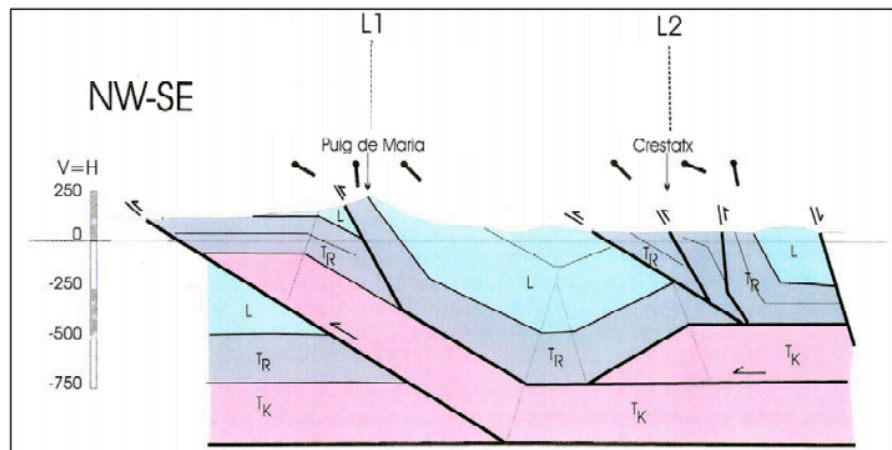


Figura 26. Corte hidrogeológico transversal del acuífero de Crestatx (Ortiz, 2007).

El acuífero de Crestatx en sí, no tiene problemas de contaminación ni sobreexplotación, pero el acuífero Llano de Inca-Sa Pobra, conectado hidráulicamente con el acuífero Crestatx, viene presentando contaminación de nitratos derivados de la agricultura. Para remediar este problema, se procedió a cerrar varios pozos de abastecimiento del acuífero de Llano de Inca-Sa Pobra y suministrar la región con agua procedente del acuífero de Crestatx,

recargándolo artificialmente para evitar los problemas de sobreexplotación.

El dispositivo de recarga artificial propuesto, cuenta con la instalación de infraestructuras hidráulicas superficiales necesarias para la captación y distribución del agua desde el manantial de las Ufanes de Gabellí, junto a una balsa de decantación y una serie de sondeos de reinyección que sirvan para recargar artificialmente el acuífero.

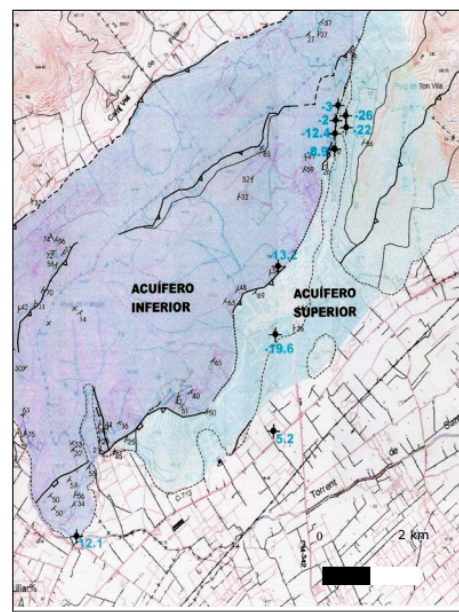


Figura 27. Acuíferos superior e inferior y situación de sondeos con la respectiva cota piezométrica (Ortiz, 2007).

Además de recargar artificialmente el acuífero, con este proyecto se ha buscado recuperar espacios degradados. Para ello, el dispositivo de decantación, además de

cumplir con su finalidad técnica de separar los finos, permite crear un espacio que simula un humedal artificial gracias a la construcción de un grupo de lagunas conectadas entre sí.

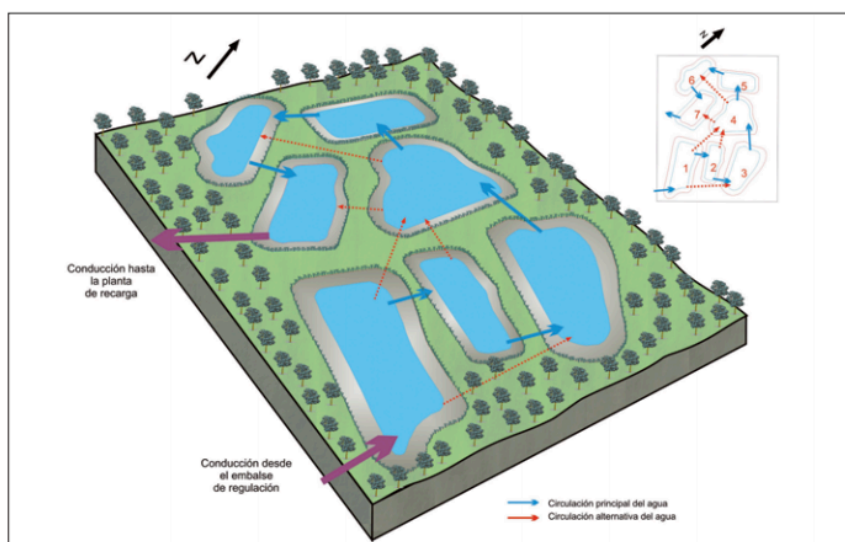


Figura 28. Humedal artificial propuesto como elemento de decantación previo a los sondeos de recarga (Blasco et al, 2009).

Este estudio todavía no ha sido finalizado y por lo tanto este dispositivo propuesto todavía no es definitivo.

5.5. Castilla y León

5.5.1. Recarga de acuíferos profundos en el valle del río Esgueva, Valladolid

Debido a la gran sobreexplotación a la que se veía expuesto el acuífero del valle del río Esgueva, entre 1984 y 1987 se llevó a cabo este proyecto de recarga. El agua utilizada en

esta operación de recarga se bombeaba del río Esgueva, desde un punto situado a unos 300 m del sondeo de inyección, tomándose directamente del cauce y pasando por un filtrado en la aspiración de la bomba. La instalación constaba de una cuba de hierro de 5 m de largo por 1 m de altura en el que en el fondo había un filtro tipo puentecillo y el espacio restante estaba ocupado por grava silíceo de 3-5 mm. El objetivo de este dispositivo era regular el caudal, filtrar y reducir la cantidad de sólidos en suspensión que hubiera en el agua

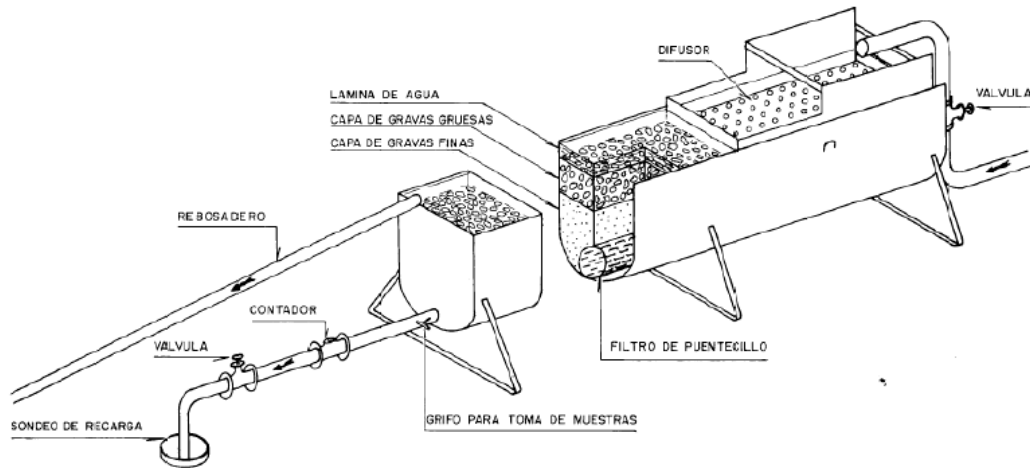


Figura 29. Esquema del dispositivo de recarga (IGME, 1984).

El caudal inyectado en el sondeo era de entre 15 y 17 l/s, aunque una vez iniciada la inyección el agua subía por el sondeo haciendo disminuir el caudal hasta 10 l/s.

Los resultados de la recarga artificial profunda fueron favorables pero se abandonó el proyecto por falta de financiación.

5.5.2. Recarga artificial en la cubeta de Santiuste, Segovia-Valladolid

La cubeta de Santiuste se sitúa en el sector oeste de la provincia de Segovia y al sureste de la provincia de Valladolid contando con una superficie de aproximadamente 45 Km. Por su margen izquierda pasan dos ríos, el Voltoya y el Eresma.

La unidad geológica está compuesta por varias unidades de diferentes orígenes. Por una parte tenemos la Unidad Arévalo, que

alcanza potencias de hasta 55 m y rellena una cavidad compleja de un sustrato arcilloso o areno-arcilloso subyacente. Estas últimas facies afloran en los bordes de la superficie del páramo y en los escarpes de los ríos Eresma y Voltoya. Por otra parte tenemos la unidad de Coca-Arévalo, de origen arenoso fluvial parcialmente recubierto por depósitos eólicos y depósitos endorreicos como son los sistemas lagunares fosilizados.

El sustento económico principal de la zona de Santiuste es la agricultura. Los excesos de captaciones de aguas en esta zona provocaron un descenso acusado en los niveles de agua subterráneo, llegando al 50-60% del espesor saturado inicial.

El dispositivo de recarga artificial está compuesto por canales, balsas y pozos, que se encargan de infiltrar los excedentes

invernales derivados del río Voltoya, para luego usarse en el periodo estival.

En el río Voltoya, a una cota de 814 msnm, se construyó un embalse. Este embalse conecta a 10 Km con un depósito de 36 m³ gracias a una tubería enterrada con varias válvulas intercaladas. A continuación hay una balsa de decantación de 14.322 m² de

superficie, de la que parten los dos canales principales, el originario o “Caz Viejo”, que discurre por el este de la cubeta desde 2002; y el “Caz Nuevo”, que discurre semiparalelo al caz viejo desde 2005. (“caz” es la terminología regional empleada para este tipo de canales).



Figura 30. Caz de recarga artificial en la cubeta de Santiuste (Fdez. Escalante, 2005)

El caz viejo tiene 54 dispositivos de parada para incrementar la infiltración a través de una superficie que ronda los 33.300 m²,

considerando la infiltración por el fondo y por las paredes. Y el caz nuevo tiene una longitud total de 17.293 m y una superficie de infiltración es de 27.960 m²



Figura 31. Depósito y balsa de decantación (Fdez. Escalante y Minaya, 2008)

Gracias a la disponibilidad de agua, se ha podido incrementar las áreas de regadío y una parte se ha empleado para la recarga artificial con fines medioambientales, como es el mantenimiento de los humedales.

La colmatación, como en otros muchos proyectos de recarga artificial, ha sido el mayor inconveniente en este dispositivo, con incidencia directa e inmediata en la tasa de infiltración. Para combatirla, se han empleado varias técnicas: pretratamiento adecuado de las aguas y/o empleo de aguas de buena calidad, recarga a velocidades lentas, evitando el batido de las aguas, el cascading, minimizado de la oxigenación de las aguas y corrosión de las estructuras, controlando ambientes oxidantes, recargando con aguas a temperaturas mayores que las aguas del acuífero, etc.

5.5.3. Recarga artificial en la comarca de Carracillo

La comarca de Carracillo se localiza a 40 Km de la cubeta de Santiuste y ocupa una

extensión de 150 Km² colocándose entre los ríos Cega y Pirón.

Carracillo es una comarca con alta demanda de agua para regadío (más de 2.700 Hectáreas), en las últimas décadas la extracción de aguas subterráneas ha generado un descenso de alrededor de 10 m del nivel freático causando contaminación y salinización.

Tradicionalmente se ha practicado la recarga artificial mediante acequias sin revestir, pero no fue hasta 2006/07 que se construyeron canales y balsas de infiltración para introducir cerca de 8 hm³ al acuífero. El dispositivo de recarga artificial es muy similar al de la cubeta de Santiuste, en este, el agua procede del río Cega desde una presa construida en Narros de Cuellar, discurre casi 18 km enterrada para emerger en un dispositivo en las inmediaciones de Gomezserracín. Este dispositivo cuenta con un sinnúmero de canales, escasas balsas y pozos de gran diámetro. Según el grupo TRAGSA, contabilizando las antiguas

acequias y los nuevos canales, la longitud de las mismas asciende hasta los 40.744 m

lineales que sirven para la recarga artificial del acuífero.



Figura 32. a) Balsa de decantación y represa en Gomezserracín. b) Canal de recarga artificial. (Serie hidrogeología hoy, 2010).

5.5.4. Recarga artificial en Alcazarén, Valladolid

El municipio de Alcazarén se sitúa en el Valle del Eresma, encontrándose su núcleo urbano a 739 metros sobre el nivel del mar y a 35 km de la capital provincial. La zona se caracteriza por los usos agrícolas tanto de secano como de regadío además de contar con una amplia extensión de pinar.

Debido al decaimiento de varios municipios de la zona, la Directiva 86/466 CEE declaró zona desfavorecida a los municipios de Remondo (Segovia) y Olmedo, Íscar, Pedrajas de San Esteban y Alcazarén (Valladolid). Esto quiere decir que, la Junta de Castilla y León debe poner en práctica medidas para mejorar la economía y evitar el abandono de estos pueblos.

Una medida en práctica ha sido la recarga artificial del acuífero de Alcazarén, con el que se podrán regar 520 hectáreas. El dispositivo consiste en captar aguas del río Pirón y de la EDAR de Pedrajas de San Esteban (vigilando su salinidad, si superase la permitida sería desviada directamente al río) y conducir esta agua mediante tubería y canales superficiales para generar la infiltración al acuífero. Como se ha dicho antes con esta práctica se podrá recargar el acuífero con fin de evitar la sobreexplotación y recuperar 3 bodones antiguos (humedales).

5.6. Comunidad de Madrid

5.6.1. Recarga artificial del acuífero detrítico terciario de Madrid

A principios del siglo XIX la ciudad de Madrid sufría una grave crisis en el abastecimiento de agua y alcantarillado, las galerías subterráneas de origen árabe que abastecían la ciudad no daban más de sí. Debido a esta situación, el Gobierno encargó varios proyectos con el fin de solucionar dicho problema. Se construyó un canal derivado del río Lozoya que llevaría el nombre de Canal de Isabel II y que abastecería de agua a la ciudad. También se construyó la presa del Pontón de la Oliva, próxima a la afluencia del Lozoya al Jarama, con la intención de almacenar las aguas de la primavera para el verano. Al mismo tiempo, se construyó un canal de 70 km de longitud hasta Madrid, formado de túneles y acueductos, capaz de transportar un caudal de $4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Las calizas sobre las que se situó la presa del Pontón de la Oliva, estaban fuertemente karstificadas, y fue ese el motivo por el que el agua se filtraba y el embalse se vaciaba en el verano. Como solución construyeron otra presa a 22 Km aguas arriba, el Villar, con una capacidad de embalse de 22 hm^3 .

A principios de 1900 otra fuerte crisis hídrica sacudió la ciudad y se tomaron medidas

como filtración de agua (debido a que el agua llegaba turbia), construcción de otros embalses e hidroeléctricas, contadores, mejora de la red...

A mediados del siglo XX, volvió a afectar una enorme crisis en la capital, esta vez como consecuencia se aplicaron restricciones al consumo de agua, llegando algunos días a las 17 horas.

En 1965 Madrid fue nuevamente azotada por la sequía, como solución se puso en marcha un plan con carácter de urgencia que contó con varios embalses de la zona, además de la construcción de las estaciones de tratamiento de agua potable, las grandes arterías de transporte y el desarrollo de la red de distribución.

En el año 1984, el Canal de Isabel II pasó a depender de la Comunidad de Madrid, encomendándole, además de los servicios tradicionales de abastecimiento, de la depuración de las aguas residuales de la Comunidad y la mejora y conservación de los ríos madrileños.

Centrándonos en las aguas subterráneas, el acuífero terciario detrítico (limos y arcillas con lentejones de arenas, que son las capas de interés para la extracción del agua) de Madrid ocupa unos 6.000 km^2 y su espesor varía pero en algunos puntos alcanza los 3.000 m .

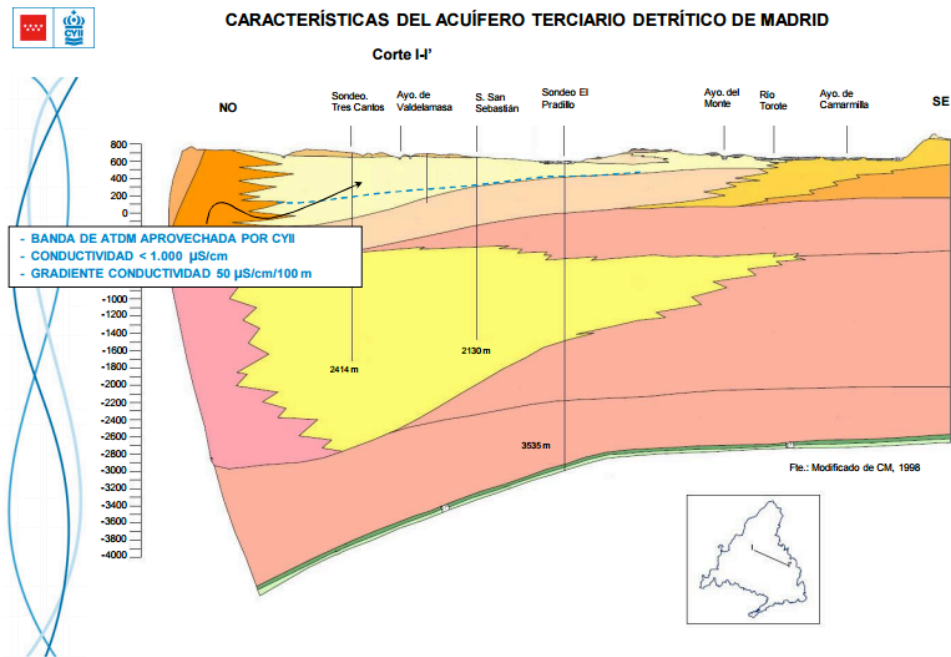


Figura 33. Características del acuífero terciario detrítico de Madrid (Iglesias, 2011).

Debido a los problemas de agua que ha habido en Madrid, como se ha comentado anteriormente, y el clima Mediterráneo, gran irregularidad en la distribución de las lluvias, el Canal de Isabel II ha considerado la técnica de recarga artificial de acuíferos como una medida de sostenibilidad para el acuífero.

A la hora de establecer los dispositivos, se descartaron los superficiales ya que los pozos del Canal Isabel II se encuentran a 150-200 m de profundidad, justo a la profundidad que se quiere hacer la recarga.

Otro aspecto que se tuvo en cuenta fue la calidad del agua, se buscaba un agua compatible a la del propio acuífero. La mezcla de ambas aguas, demostró pequeñas precipitaciones que en comparación con toda la cantidad de agua que se recargaría era despreciable.

Se instalaron tres dispositivos, pozos de bombeo y recarga artificial, con profundidades de 500 m (Casilla de Valverde) y 700 m (La Cabaña), respectivamente y un pozo (FE-1R) que solo sirve para recarga artificial, aunque dispone de un grupo electrobomba para realizar los bombeos de limpieza

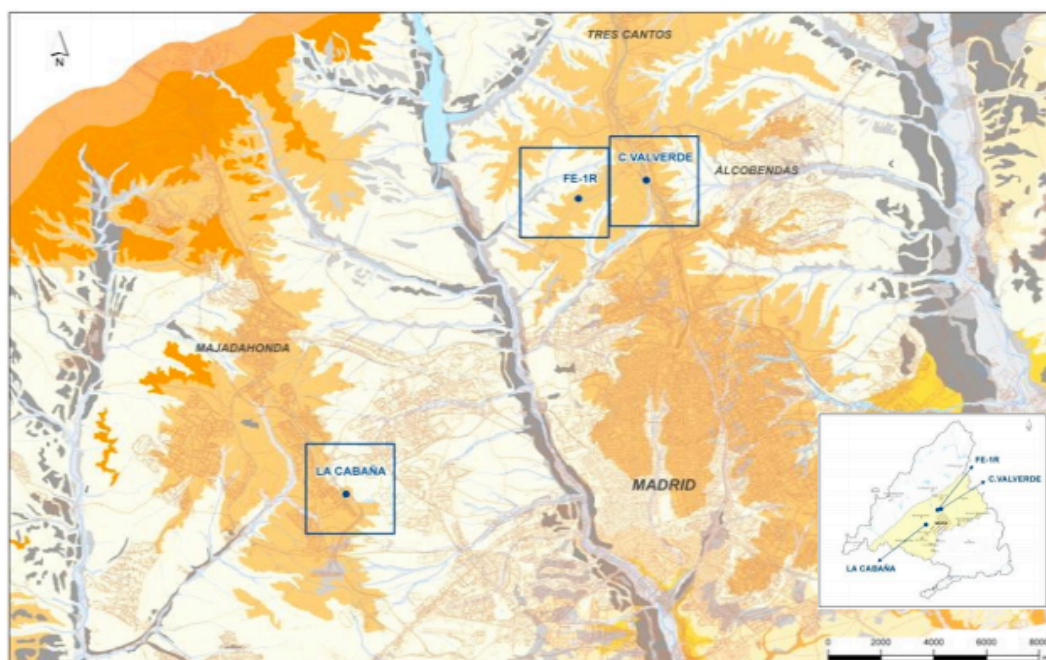


Figura 34. Estaciones experimentales de recarga artificial (Iglesias, 2011).

En la estación de La Cabaña se consiguió recargar artificialmente 430.000 m^3 , con un caudal de 45 l/s y en el caso de la estación de Casilla de Valverde con un caudal de recarga 38 l/s , se obtuvo una recarga de 261.000 m^3 . Para controlar la influencia de la recarga artificial en el acuífero, en cada una de las dos estaciones hay instalados un grupo de piezómetros con profundidades de 50 , 150 y 300 m .

5.7. Comunidad Valenciana

5.7.1. Recarga artificial de los excedentes invernales del río Belcaire, Castellón

El río Belcaire es un río con curso intermitente que discurre por Castellón. Su curso comienza en la Sierra de Espadán, cruza Vall de Uxó donde recibe las aguas de la fuente relativamente abundante de San

José y finalmente desemboca en el Mar Mediterráneo en el municipio de Moncófary con un recorrido total de $18,2 \text{ km}$.

Como en otras zonas del mediterráneo, debido a la alta demanda de agua para actividades agrícolas, los acuíferos han sufrido gran explotación. A esto hay que sumarle que el clima tan irregular, con escasas pero muy intensas lluvias, ha provocado que los recursos hídricos no puedan prácticamente filtrarse en el acuífero y recargarlo naturalmente ($6 \text{ hm}^3/\text{año}$ se vierten al mar).

Todo esto ha generado además de una disminución en las reservas del acuífero, intrusión de aguas marinas y un empeoramiento de la calidad del agua, lo que ha derivado en el abandono de numerosos

pozos de extracción y una situación ambientalmente insostenible.

El proyecto de recarga artificial por parte de la empresa constructora AcuaMed (Aguas de las Cuencas Mediterráneas, S.A.), tiene como objetivo, recargar el acuífero de la Rambleta mediante los excedentes del río Belcaire.

Los dispositivos consisten en un azud de derivación en el río Belcaire, inmediatamente

aguas abajo de la confluencia entre la rambla Cerverola y el barranco de San José, y desde el que se deriva el agua por una tubería de 1.600 mm de diámetro que llega a Vinambros, donde se sitúa la balsa de regulación de 2 hm³. Desde esta balsa se continua la conducción de recarga hasta la zona de Els Pedregals, donde se ubican los sondeos para la recarga artificial del acuífero. Estos sondeos están separados 100 m entre sí, tienen una profundidad de 100 m, un diámetro exterior de 500 mm y uno interior de 250 mm y son de PVC.



Figura 35. Sondeos y balsa en Vall d'Uixo (Serie hidrogeología hoy, 2010).

Se estima que la sobreexplotación es de 7,82 hm/año, y que con la recarga artificial se reducirá un 26%.

5.7.2. Recarga artificial en el río Mijares, Castellón

El río Mijares nace en la sierra de Gudar a 1600 m de altitud, municipio de Cedrillas, Teruel, como resultado de la union de

diversos ríos y desemboca en el mediterráneo después de recorrer 156 Km.

El río Mijares tiene un proceso de recarga artificial inducido en el acuífero producido por los embalses de Sichar y de María Cristina, con unos caudales de aproximadamente 2 m³/s.

Por otra parte, cuando existen excedentes en el río Mijar, se induce la recarga en los cauces y ramblas, que generalmente están secas, a través de canales de riego.

5.7.3. Recarga artificial en el acuífero Plana de Gandía- Denia, sector Vergel-Els Poblets, Alicante

El acuífero de Gandía-Denia es un acuífero detrítico libre, formado por arenas y gravas, cuyo espesor medio es de 27 m. El acuífero se caracteriza por tener tres zonas de diferente transmisividad, la primera, una zona con alta transmisividad, 10.000 m²/día, ubicada en la zona centro, la segunda con valores bajos, 3.000-5.000 m²/día, situada cerca del mar, y por ultimo una zona con valores muy bajos, 500 m²/día ubicada en el interior.

La zona de Gandía-Denia, tiene una alta demanda hídrica para consumo agrícola, regadío de cítricos, y abastecimiento de núcleos urbanos. Dicha demanda se abastece principalmente de las aguas subterráneas. Este sector, está asociado a la gota fría (lluvias torrenciales y puntuales), por lo que las lluvias se pierden con rapidez debido a la escorrentía superficial sin poder ser reguladas mediante obras hidráulicas debido a la baja topografía de la zona.

Si unimos la gran demanda y la escorrentía superficial que acaba en el mar, nos vemos expuestos a un gran déficit hídrico, ya que se

extrae más agua subterránea de la que se recarga de forma natural, con el consiguiente descenso piezométrico y el avance de la cuña salina desde el mar. La intrusión mariana por su parte, origina contaminación de las aguas subterráneas, quedando prácticamente inservibles para abastecimiento.

Para corregir los problemas antes expuestos, y a pedido de los agricultores, en 1985 se proyectó esta experiencia de recarga artificial basada en dos dispositivos.

La primera red consiste en una galería que drena los excedentes hídricos, no utilizados en los regadíos del municipio Els Poblets. Esta recarga se realiza mediante dos galerías horizontales situadas a 21 m de profundidad con longitudes de 110 y 90 m. El volumen medio infiltrado anualmente mediante este método supera ligeramente los 400.000 m³.

La segunda instalación consiste en un azud para la extracción de agua del río Girona, a 200 m aguas arriba de la galería de la primera red, y cuya concesión pertenece a La Comunidad de Regantes de Vergel-Setla. Cuando existen excedentes, éstos se conducen, mediante una tubería de fibrocemento de 300 mm de diámetro, hasta tres pozos abiertos de 1 m de diámetro y galerías horizontales en profundidad, en los cuales se introducen por gravedad. Los tres pozos alcanzan unas profundidades en torno a los 20 m.

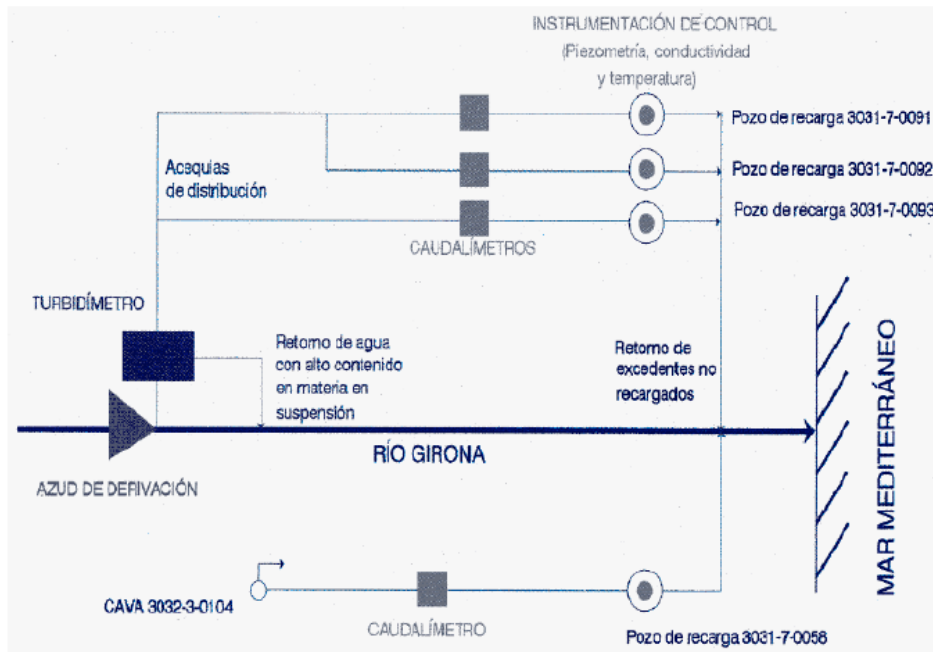


Figura 36. Esquema de los dispositivos de recarga artificial (Murillo y De la Orden, IGME, 1999).

Tras diferentes estudios, se dictaminó que el 20% del agua recargada permanece almacenada en el acuífero, pero el resto se descarga hacia el mar. Pese a ello, se ha conseguido frenar la intrusión marina y mejorar la calidad de las aguas con un bajo coste económico.

5.7.4. Recarga artificial en el acuífero de Orba, Alicante

El acuífero Orba se sitúa al norte de la provincia de Alicante, constituye una unidad

hidrogeológica libre carbonatada de 6 Km² y un espesor de 500 m. Las calizas por las que está formado este acuífero presentan diferentes grados de fisuración y se encuentran dispuestas sobre unas margas del Cretácico que actúan como barrera impermeable. Parte de este acuífero se encuentra recubierto de materiales aluviales pertenecientes al acuífero de Girona, los dos resultan estar conectados hidráulicamente. Los parámetros hidráulicos del acuífero son los siguientes: transmisividad de 1.500 m²/día y un coeficiente de almacenamiento de 9×10^{-3} .

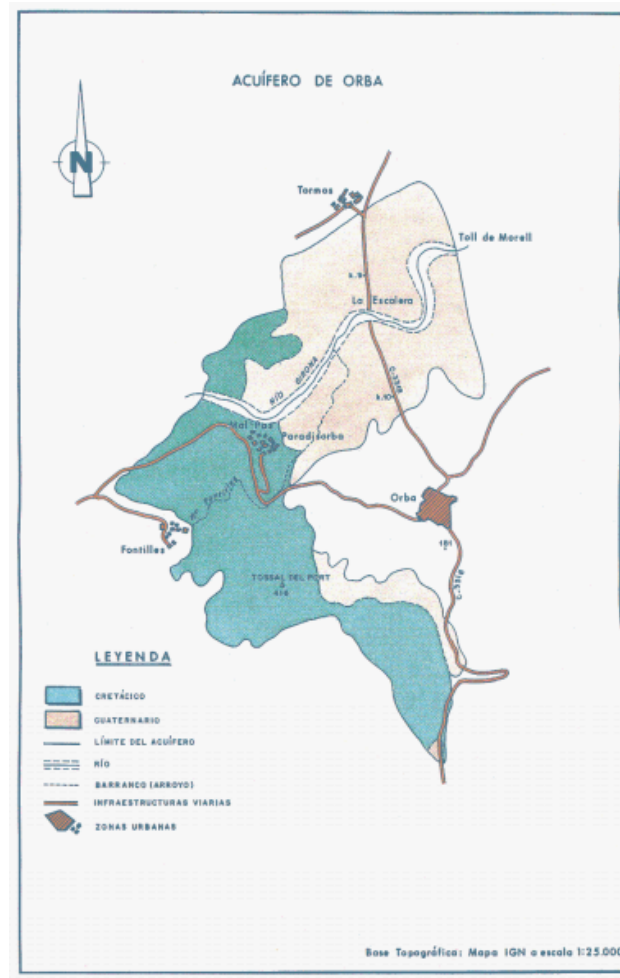


Figura 37. Acuífero de Orba (IGME, 2000)

El problema principal que presenta este acuífero es la sobreexplotación debida a la gran demanda de agua para regadío de cítricos y el abastecimiento humano sobre todo en la ciudad de Calpe. Esto, además de generar el vaciado del acuífero, como se explicó en otros casos, genera contaminación de las aguas subterráneas, tal es el caso, que por medio de resolución judicial se llegó a precintar los sondeos que sirven para abastecer a la ciudad de Calpe.

Como ya se ha mencionado antes, en el mediterráneo las lluvias ocurren con una distribución muy heterogénea y muchas veces con gran intensidad. Esto genera una potencialidad hídrica para su uso en actividades de recarga artificial de acuíferos. Es por ello que en 1994, la diputación de Alicante, construyó unos diques en el Barranco de Fontilles (arroyo tributario del río Girona), con el objetivo de infiltrar los excedentes en momentos de grandes precipitaciones.



Figura 38. El dique de vaso permeable construido en el Barranco de Fontilles tiene como objetivo retener parte de la escorrentía superficial que circula por el cauce e infiltrarla en el acuífero (IGME, 2000).

Además del dique de Barranco de Fontilles, se construyó también la Presa de Isbert, localizada también en este acuífero, esta presa, es una infraestructura hidráulica ubicada en la cuenca del río Girona y consiste en una presa de arco gravedad con una altura desde los cimientos de 29 m y una longitud de coronación de 18 m y una

capacidad de 600.000 m³. La presa nunca se ha llegado a llenar por una razón, esta presa está situada en un acuífero calizo con una tasa de fracturación muy elevado, es este el motivo de que el agua embalsada se infiltra al acuífero en 3 o 4 días. Por este motivo, esta presa nunca cumplió su objetivo, pero sí que sirvió para mejorar los recursos hídricos subterráneos gracias a la infiltración.



Figura 39. Aspecto de la presa de Isbert el 2 de febrero de 2007 (Serie hidrogeología hoy, 2010).

5.7.5. Recarga artificial en el acuífero de Javea, Alicante

El acuífero de Javea, es un acuífero detrítico libre formado por arena, gravas y limos procedentes del río Gorgos. La

transmisividad del mismo varía desde 750 a 7.500 m²/día.

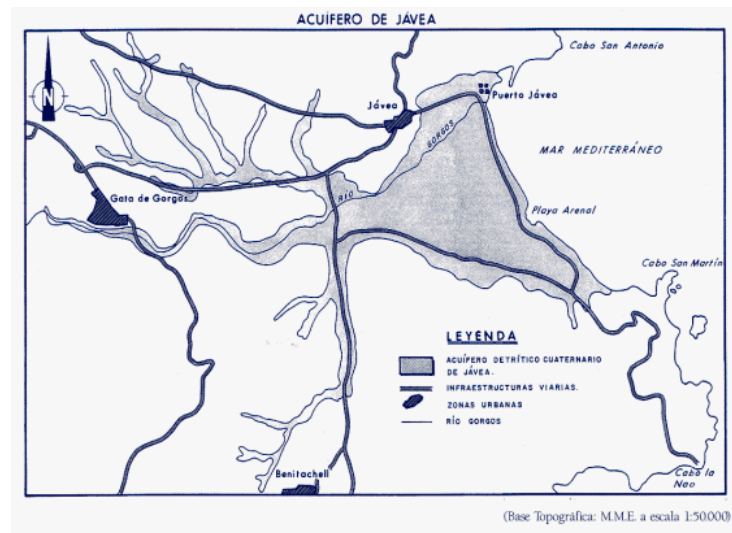


Figura 40. Localización del acuífero de Javea (IGME, 2000).

Al igual que en otras zonas del mediterráneo, debido a la alta demanda de agua por el aumento de población, turismo y regadío, sumado al clima árido, se provocó la

sobreexplotación y contaminación por intrusión marina en el acuífero de Javea. Es por ello que en los años 90 se llevó a cabo una experiencia de recarga artificial.



Figura 41. a) Río Gorgos. b) Zanjas filtrantes en el cauce del río Gorgos (IGME, 2000).

Este proyecto consistió en 8 zanjas transversales al cauce del río cuyas profundidades estaban alrededor de los 3 ó 4 m, con un ancho de aproximadamente de 1,5 m y una longitud de 8 m. Las zanjas fueron rellenadas de bloques de caliza. Al principio, el funcionamiento de este sistema de recarga artificial fue bueno, pero más tarde estas zanjas sufrieron procesos de colmatación debido al relleno de los poros por los finos transportados por el propio río, efecto que se hubiera solucionado con un mantenimiento de limpieza del dispositivo de recarga.

Estudios posteriores llegaron a la conclusión que la recarga artificial generada por estos dispositivos fue mínima comparada con los recursos propios del acuífero.

5.7.6. Recarga artificial del acuífero de Jijona, Alicante

El acuífero de Jijona se sitúa en la provincia de Alicante, en el municipio de Jijona, extendiéndose aproximadamente 35 Km². Las rocas del acuífero están formadas por calizas del Mioceno con espesores que varían entre 50 y 100 m. Se pueden distinguir dos zonas en el acuífero, una libre de 9,5 Km² y otra confinada de 25 Km².

Como en otros muchos acuíferos del mediterráneo, el problema principal es el excesivo bombeo de aguas subterráneas que supera la recarga natural del acuífero,

provocando graves descensos en los niveles piezométricos y generando problemas de abastecimiento en Jijona.

Para evitar esto, el IGME y la Diputación de Alicante proyectaron un dispositivo de recarga artificial del acuífero consistente en, la desviación de agua del manantial de Nuches, que es transportada a unos depósitos para el abastecimiento de Jijona. El exceso de agua de estos depósitos se aprovecha para inyectar al acuífero y mejorar el problema de sobreexplotación.

Además de esta actuación, se construyó un dique en una cerrada del río Coscón, con el objetivo de retener las aguas de escorrentía superficial que se generan en las tormentas e inducir las a la infiltración en el acuífero.

5.7.7. Recarga artificial en Murla, Alicante

Murla es un municipio situado al noreste de Alicante. En este municipio, se llevó a cabo un dispositivo de recarga artificial en relación a dos acuíferos que consistía en recargar uno de ellos con los excedentes del otro, Peñón y Oliverete.

El acuífero el Peñón, es de naturaleza caliza con un espesor mínimo de 500 m y con una recarga anual por precipitaciones de 5,5 hm³, produciéndose su descarga por varios manantiales como el de Murla. Este manantial se caracteriza por su excelente calidad.

El acuífero de Oliverete, también es de naturaleza calizo y consta con una superficie de 02 km². En este caso, la recarga es mucho más lenta produciéndose una importante descarga debido al exceso de bombeo. Este acuífero por el contrario, tiene una calidad muy deficiente.

Para remediar dicho problema, se optó por instalar un dispositivo que recargase el acuífero Oliverete con las aguas del manantial Murla (acuífero Peñón). Para ello se instalaron dos bombas en el manantial con un caudal de 15 l/s que captan las aguas para llevarlas a un depósito y después ser distribuidas mediante tuberías de regadío (en sentido contrario al de la época de riego) a un pozo en donde el agua pasa a recargar el acuífero de Oliverete.

Este dispositivo está diseñado para funcionar 6 meses al año, coincidiendo con los meses de demanda mínima y aprovechar los excedentes para la recarga artificial.

5.7.8. Recarga artificial en Agost, Alicante

El acuífero Ventós-Castellar, situado dentro del municipio Agost, es un acuífero libre de naturaleza kárstica con transmisividades de entre 2.900 y 4.800 m²/día. Este acuífero es el principal recurso hídrico del municipio de Agost y su recarga natural se realiza principalmente de las lluvias. Debido a la alta demanda, el nivel piezométrico del mismo ha descendió significativamente, y por ello, se

ha procedido a llevar a cabo diferentes actuaciones de recarga artificial en el acuífero. Estos dispositivos consisten en una serie de presas junto a plataformas de infiltración para conseguir remediar esta situación, además de reducir el riesgo de inundaciones durante periodos torrenciales.

5.7.9. Recarga artificial en Torremanzanas, Alicante

Dentro del municipio de Torremanzanas se encuentran tres pequeños acuíferos. El primero de ellos es el de Rentonar y tiene una extensión de 2 km², el segundo es el de Canaleta con una extensión de 0,5 km² y el último el de Masets-Alcoyes con un área de 4 km². Estos se recargan de forma natural por medio de las precipitaciones, y se descargan bien a través de varios manantiales o bien por las extracciones de agua para uso doméstico y agrícola. Con el fin de remediar esto, el municipio ha promovido un dispositivo de recarga artificial que consiste en, utilizar los excedentes provenientes del acuífero de Canaleta para recargar artificialmente mediante una serie de balsas de infiltración el acuífero detrítico de Massets-Alcoyes. Esta gestión ayuda a que en los meses de verano haya suministro de agua suficiente.

5.8. Comunidad de Murcia

5.8.1. Experiencia de generación de energía mediante la recarga artificial en Totana, Murcia

En el municipio de Totana se ha dispuesto un proyecto de recarga artificial con el objetivo de generar energía eléctrica. Primeramente, se construyeron dos sondeos separados entre

sí 100 m y con un diámetro de 200-250 mm y una profundidad de 150-200 m. El agua que se extrae desde uno de los pozos y se obtiene el aprovechamiento del calor latente del pozo.

Una vez aprovechado el calor para generar energía eléctrica, el agua se inyecta nuevamente al acuífero mediante el segundo sondeo.

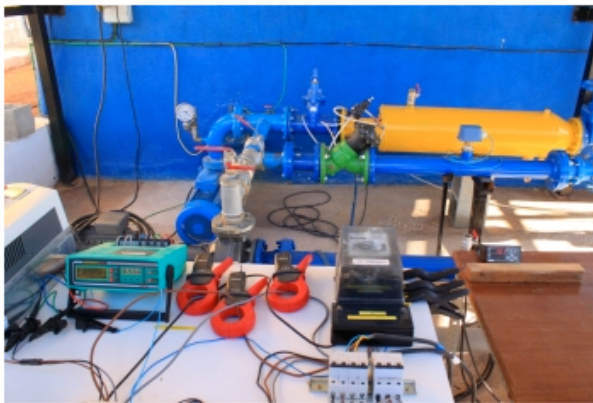


Figura 42. a) Turbogenerador. b) grupo electrobomba (Serie hidrogeología hoy, 2010).

5.9. Castilla La Mancha

5.9.1. Recarga artificial en el canal del Guadiana, Ciudad Real

El cauce del río Guadiana circula en su mayor parte por el acuífero 04.04 La Mancha Occidental, distribuido entre Ciudad Real, Cuenca y Albacete. Debido a la extensión de la agricultura de regadío a mediados del siglo XX, el acuífero quedó sobreexplotado. Como medida paliativa se construyeron siete pozos de recarga artificial en las cercanías del desagüe de la presa de Peñarroya y se reguló el río Cigüela mediante las compuertas

situadas en el molino de Molemochó, (Parque Nacional de las Tablas de Daimiel). Estas compuertas derivan los excedentes del Cigüela en sentido contrario hacia el cauce del río Guadiana, y así favorecen la infiltración del agua en el acuífero.

Además de estas actuaciones, se construyeron una serie de pozos de recarga artificial a lo largo del cauce del río Guadiana, alcanzando caudales de 100 l/s.



Figura 43. a) Canal del Guadiana en 2010 b) Pozo realizado en 2010 (Serie hidrogeología hoy 2010).

6. CONCLUSIONES

La reutilización de agua, ya sea de origen residual o pluvial, es una herramienta fundamental en la gestión de los recursos hídricos. Actualmente, muchas zonas, sobre todo las semiáridas, se ven expuestas a graves sequías o falta de agua para abastecimiento humano y/o agrícola. La recarga artificial de acuíferos presenta un gran potencial para incrementar tanto la cantidad como la calidad de este recurso.

En España, la mayoría de las experiencias de AR son de carácter experimental, siendo el volumen de recarga 10 veces menor al de otros países centroeuropeos. Por un lado, los motivos pueden ser sociales, como el escepticismo de la sociedad ante la valía de estos dispositivos generada por la falta de difusión de sus posibilidades. Y por otro, la falta de presupuesto para continuar las investigaciones y terminar implantando dichos dispositivos sobre

todo en aquellos lugares en los que sí es viable.

Son muchos los proyectos que han corroborado los múltiples beneficios que puede traer consigo la AR en España. Es hora de que los gestores hídricos consideren imperdible el uso de esta técnica y mediante su aplicación hagan entender a la sociedad, en general, cuan efectiva y conveniente es en la realidad hídrica del país.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Albuquerque, A.; Marecos do Monte, H. (2010). Reutilização de águas residuais. Série Guias técnicos 14.
- Alcaín, G.; Beas, J.; Calaforra, J.M.; Fernández, M.A.; Gómez, J.A.; López, J.A.; Moreno, L.; Murillo, J.M. y Rubio, J.C. (2002). La depuración de aguas residuales urbanas de pequeñas poblaciones mediante infiltración directa en el terreno. Fundamentos y casos prácticos. Madrid. Serie: hidrogeología y aguas subterráneas. IGME.
- Alcalá, F.J.; Barnolas A.; Carrera, J.; Gámez D.; Salvany J.M.; Simó, J.A. y Vázquez, E. (2005). Arquitectura de facies de los deltas cuaternarios del río Llobregat, Barcelona, España. GEOGACETA. pp. 171-174.
- Armayer, J.L.; Castaño, S.; De la Orden, J.A.; Murillo, J.M. (2000). Recarga artificial de acuíferos. Conceptos generales. En: Recarga artificial de acuíferos. Síntesis metodológica. Estudios y actuaciones realizadas en la provincia de Alicante. pp. 11-29. IGME.
- Armayer, J.L.; Castaño, S.; De la Orden, J.A.; Murillo, J.M. (2000). Recarga artificial en el acuífero de Orba. En: Recarga artificial de acuíferos. Síntesis metodológica. Estudios y actuaciones realizadas en la provincia de Alicante. Septiembre 1999. pp. 65-75. IGME.
- Armayer, J.L.; Castaño, S.; De la Orden, J.A.; Murillo, J.M. (2000). Recarga artificial en el acuífero de Javea. En: Recarga artificial de acuíferos. Síntesis metodológica. Estudios y actuaciones realizadas en la provincia de Alicante. Septiembre 1999. pp. 77-90. IGME.
- Armenter. J.L.; Molinero, J.; Niñerola J.M. y Ortuño, F. (2009). La barrera hidráulica contra la intrusión marina y la recarga artificial en el acuífero del Llobregat (Barcelona, España). En: Boletín Geológico y Minero, 120. pp. 235-249. IGME.
- Arun, Y.; Abhijit, S.; Priyanka, M.; y Jain, D.A. (2012) A review on artificial groundwater recharge; Int. J. Pharm. Biosci. pp. 304-311.
- Asano, T. (1998). Wastewater reclamation and reuse. CRC PRESS.
- Asano, T. (2001). Water from (waste)water- The dependable water resource. Water Science & Technology. pp. 23-33.
- Blasco, O.; De la Orden, J.A.; Murillo, J.M. y Sesmero, C. (2009). Posibilidades de recarga artificial del acuífero de Crestatx (Mallorca) con excedentes de las Ufanes de Gabellí. En. Boletín Geológico y Minero, 120. Pp. 197-213. IGME.
- BOE (2007). REAL DECRETO 1620/2007, de 7 de diciembre, por el que se establece el régimen jurídico de la reutilización de las aguas depuradas. Boletín Oficial del Estado núm. 294 de 8 de diciembre de 2007.

- BOE (1988). REAL DECRETO 734/1988, de 1 de julio, por el que se establecen normas de calidad de las aguas de baño. Boletín Oficial del Estado núm. 167 de 13 de julio de 1988.
- BOE (1996). REAL DECRETO 261/1996, de 16 de febrero, sobre protección de las aguas contra la contaminación producida por los nitratos procedentes de fuentes agrarias. Boletín Oficial del Estado núm. 61 de 11 de marzo de 1996.
- BOE (1985). LEY 29/1985, de 2 de agosto, de aguas. Boletín Oficial del Estado núm. 189 de 5 de agosto de 1985.
- Custodio E. y M. R. Llamas (1983). Hidrología Subterránea. Omega.
- Custodio, E. (1995). La gestión de los acuíferos costeros como fuente de un recurso importante y estratégico: encaje en la Ley de Aguas y perspectivas: punto de vista del usuario. Las Aguas Subterráneas en la Ley de Aguas Española: un Decenio de Experiencia. Asociación Internacional de Hidrogeólogos-Grupo Español. Ponencias, Tomo 1. pp. 219-252.
- Custodio, E. (2007). Acuíferos detríticos costeros del litoral mediterráneo peninsular: valle bajo y delta del Llobregat. En: Enseñanza de las Ciencias de la Tierra. pp. 295-304.
- De la Orden, J.A.; Murillo, J.M, y Rodríguez, L. (1999). La recarga artificial como técnica de recuperación de acuíferos contaminados. Aplicación a la plana de vergel (Alicante). IGME.
- Dillon, P. and Toze, S. (2005). Water Quality Improvements During Aquifer Storage and Recovery. American Water Works Assoc. Research Foundation Report. pp. 286.
- D.O.C.E. (2000). 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. Diario Oficial de las Comunidades Europeas núm. 327 de 22 de diciembre de 2000.
- Fernández Escalante, E. (2005). Recarga artificial de acuíferos en cuencas fluviales. Aspectos cualitativos y medioambientales. Criterios técnicos derivados de la experiencia en la Cubeta de Santiuste (Segovia). Tesis Doctoral. Universidad Complutense de Madrid.
- Fernández Escalante, E. y Minaya, M.J. (2008). Cinco años de recarga artificial en el acuífero de la cubeta de Santiuste (Segovia). En: IX Simposio de Hidrogeología. AEH-IGME. IGME. Elche.
- Green, W.H. and G. Ampt. 1911. Studies of soil physics, part I – the flow of air and water through soils. Pp. 1-24.
- Gollonet, J.; González, A.; Hidalgo, J.L.; Hidalgo, M.; Luque, J.A.; Rubio, J.C. (2002). Posibilidades de mejora del abastecimiento de Alcalá la Real

- mediante inyección de aguas en el acuífero de los llanos. En: Presente y futuro de las aguas subterráneas en la provincia de Jaén. pp. 347-350. IGME.
- Gollonet, J.; González, A.; Martín, c.; Martos, S. Y Rubio, J.C. (2009). La recarga artificial como apoyo al abastecimiento de poblaciones. Experiencias en la provincia de Jaén. En: Boletín Geológico y Minero, 120. pp. 289-303. IGME.
- Gómez, J.A.; Moreno, L.; Murillo, J.M y Rubio, J.C. Depuración de aguas residuales urbanas mediante infiltración directa sobre el terreno. El modelo experimental de Dehesas de Guadix, (Granada).
- http://www.aeuas.org/boletines/boletin_3/boletin_3_10.htm
- <http://www.cuacsa.org/modules.php?name=quees>
- <http://www.iagua.es/noticias/espana/redaccion-iagua/14/11/28/iaguadyr-isabel-martin-tecnico-proyectos-tratamiento-y>
- <http://www.iagua.es/noticias/espana/aeas/16/05/26/inversion-infraestructuras-agua-y-saneamiento-espana-continua-siendo>
- Iglesias, J.A. (2011). Aplicación de la recarga artificial al acuífero terciario detrítico de Madrid por medio de pozos profundos: experiencias de Canal de Isabel II. En: Jornada Recarga Artificial de Acuíferos en España (raa). Madrid.
- Macedo, B. (2005). El concepto de sostenibilidad. UNESCO.
- Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino (2010). Guía para la Aplicación del R.D. 1620/2007 por el que se establece el Régimen Jurídico de la Reutilización de las Aguas Depuradas.
- Mujeriego, R. (2013). Reutilización del agua y gestión integrada de los recursos hídricos. Aspectos conceptuales, técnicos, reglamentarios y de gestión. En: XXXI Curso Sobre Tratamiento de Aguas Residuales y Explotación de Estaciones Depuradoras. CEDEX, Madrid.
- Ortiz, G. (2007). Evaluación del balance hídrico y determinación de la recarga natural del acuífero de Crestatx (Mallorca). En: Actuaciones de uso conjunto y recarga artificial encaminados a mejorar la gestión medioambiental y el uso sostenible de los acuíferos ligados a la arteria transversal de la isla de Mallorca. IGME.
- Porrás, J, Ballester, A, Pozo, J, Ballenilla, A, Malvárez, J, Porrás Cabañero, M, Alonso, A, Monterde, J. (1984). Recarga de acuíferos profundos en el valle del Esgueva (Valladolid -Palencia). IGME.
- Serie hidrogeología hoy (2010). DINA-MAR. La gestión de la recarga artificial de acuíferos en el marco del desarrollo sostenible. Título 6.

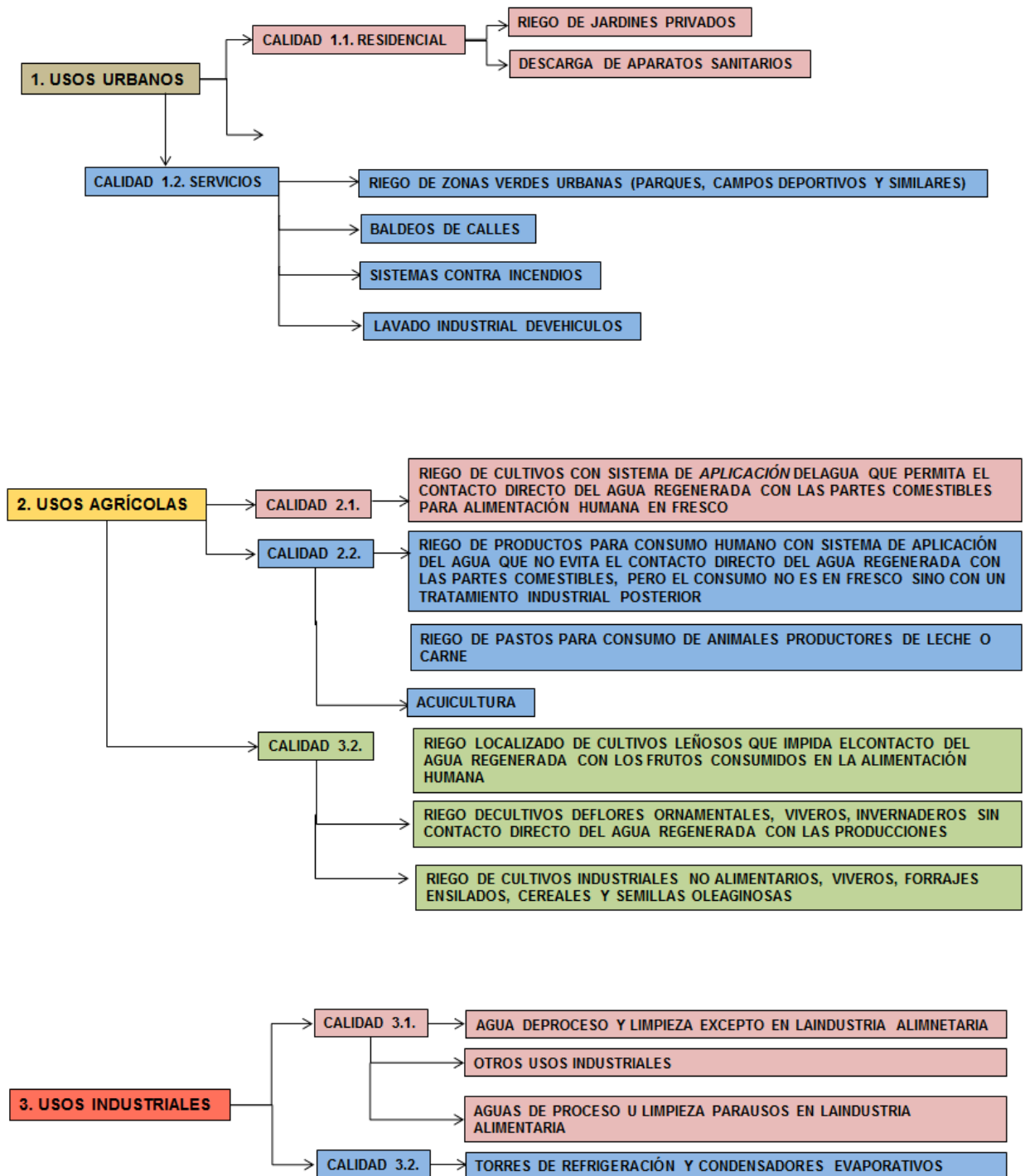
Taylor, C.J.; Alley, W.M. (2001). Ground-water-level monitoring and importance of long-term water-level. Estados Unidos. Geological Survey Circular. pp. 68.

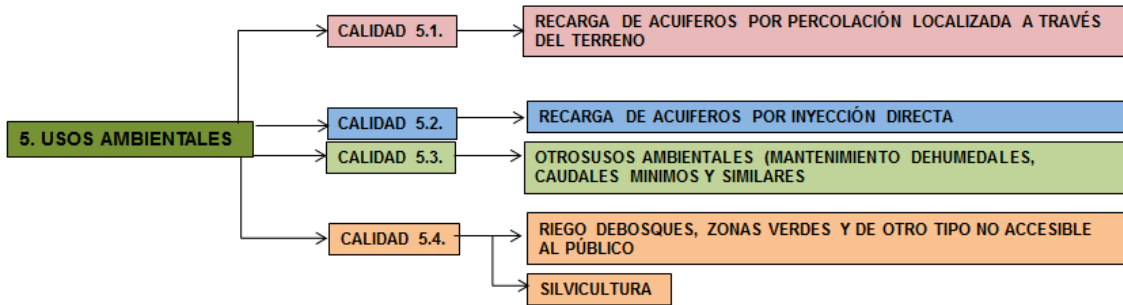
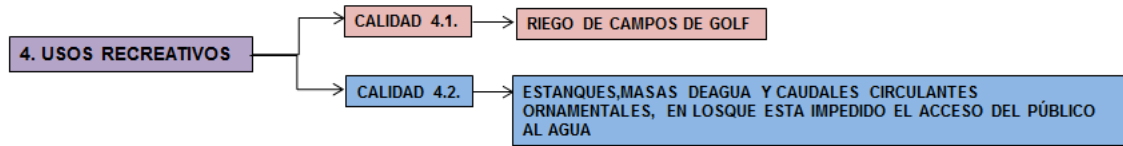
UNESCO/WMO (1992). Glosario Internacional de Hidrología.

UNESCO (2005). Estrategias para la Gestión de Recarga de Acuíferos (GRA) en Zonas Semiáridas. Paris

8. ANEXOS

ANEXO I. Usos del agua regenerada aprobados en el R.D. 1620/2007.





UNIVERSIDAD DE ALCALÁ
Y
UNIVERSIDAD REY JUAN CARLOS



**MASTER OFICIAL EN HIDROLOGÍA
Y GESTIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS**

PROYECTO DE FIN DE MASTER

**MODELACIÓN HIDROLOGICA CON HEC-HMS Y
RS MINERVE DE LA CUENCA ALTA DEL RIO
APURÍMAC – PERÚ**

AUTOR:
Ningsiar Braulio Lima Usnayo

DIRECTOR:
Dra. Irene de Bustamante (UAH)

Alcalá de Henares, 27 de Setiembre de 2016

ÍNDICE

RESUMEN.....	173
1.INTRODUCCIÓN	173
2. JUSTIFICACIÓN Y OBJETIVOS .	174
3. METODOLOGÍA	174
3.1 Zona de estudio	174
3.2 Calculo de parámetros morfológicos de la Cuenca.....	177
3.2.1 Área de drenaje (A).....	177
3.2.2 Perímetro de la cuenca (P)	177
3.2.3 Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad, Kc.....	177
3.2.4 Factor de forma (Kf)	177
3.2.5 Número de orden.....	178
3.2.6 Densidad de drenaje (Dd)	179
3.2.7 Pendiente de la cuenca.....	180
3.2.8 Cota media de la cuenca	180
3.2.9 Curva hipsométrica	181
3.2.10Pendiente del cauce principal....	182
3.3 Pluviometría	183
3.3.1 Registro de Precipitación mensual	183
3.4 Temperatura.....	189
4. RESULTADOS.....	190
4.1 Análisis y regionalización de la precipitación.....	190
4.1.1 Histogramas	190
4.1.2 Ubicación de las estaciones meteorológicas y centroide de la cuenca	191
4.1.3 Análisis de regresión Altura Vs. Precipitación.....	192
4.1.4 Cálculo de la precipitación media anual en la cuenca	202
4.2 Análisis y regionalización de la temperatura.....	205
4.3 Modelación hidrológica de la cuenca alta del rio Apurímac – Perú	207
4.3.1 Generación de Caudales con el modelo HEC-HMS.....	207
4.3.2 Generación de Caudales con el modelo RS MINERVE	225
5.DISCUSIÓN.....	230
5.1 Caudales generados con HEC-HMS vs RS MINERVE	230
5.2 Prueba t de student	230
6.CONCLUSIONES.....	231
7. BIBLIOGRAFÍA	232

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación de la Cuenca Alta del Río Apurímac	174
Figura 2. Delimitación de la Cuenca alta del Río Apurímac-elaborado con ArcGis10.3	175
Figura 3. Mapa Físico de la cuenca Alta del Río Apurímac	176
Figura 4. Cálculo de factor de forma, graficado con AUTOCAD	178
Figura 5. Número de orden de la cuenca-elaborado con AUTOCAD.....	179
Figura 6. Curva hipsométrica cuenca alta del río Apurímac	182
Figura 7. Histograma Est. Angostura, Caylloma, Tisco, Yauri	191
Figura 8. Regresión para 6 estaciones con Table Curve 2D	193
Figura 9. Ecuaciones de regresión para 6 estaciones obtenidas con Table Curve 2D	194
Figura 10. Regresión lineal (Est. La Angostura, Caylloma, Tisco, Yauri, Visuyo, Casca).....	195
Figura 11. Regresión Exponencial (Est. La Angostura, Caylloma, Tisco, Yauri, Visuyo, Casca).....	195
Figura 12. Regresión Polinómica (Est. La Angostura, Caylloma, Tisco, Yauri, Visuyo, Casca).....	196
Figura 13. Regresión Potencial (Est. La Angostura, Caylloma, Tisco, Yauri, Visuyo, Casca).....	196
Figura 14. Regresión Logarítmica (Est. La Angostura, Caylloma, Tisco, Yauri, Visuyo, Casca).....	196
Figura 15. Análisis de regresión para las estaciones de La Angostura, Caylloma y Visuyo	197
Figura 16. Ecuaciones de regresión para 4 estaciones obtenidas con Table Curve 2D	198
Figura 17 Regresión lineal ((Est. La Angostura, Caylloma, Visuyo)	199
Figura 18. Regresión exponencial (Est La Angostura, Caylloma, Visuyo)	199
Figura 19. Regresión logarítmica, polinómica y potencial (Est La Angostura, Caylloma, Visuyo).....	199
Figura 20. Regresión Polinómica, polinómica y potencial (Est La Angostura, Caylloma, Visuyo).....	200
Figura 21. Regresión potencial, polinómica y potencial (Est La Angostura, Caylloma, Visuyo)	200
Figura 22. Visor Climático New Loc Clim 1.1	201
Figura 23. Isoyetas de la cuenca alta del río Apurímac (1982-2011)-elaborado con ArcGis 10.3.....	204
Figura 24. Temperatura media de la cuenca (°C).....	205
Figura 25. Isotermas de la cuenca de estudio (1982-2011) – Elaborado con ArcGIS 10.3	206
Figura 26. Representación del sistema de drenaje (elementos hidrológicos)-HEC HMS 4.2.....	208
Figura 27. Métodos de cálculo-Alta intercuenca de la Alta Apurímac	214
Figura 28. Métodos de cálculo-Cuenca del río Hornillos.....	214
Figura 29 Estimación de pçerdidat-A Intercuenca de la Alta Apurímac	215
Figura 30. Estimación de pérdidas-Cuenca Hornillos	215
Figura 31 Transformación precipitación-A. Intercuenca de la alta Apurímac	215
Figura 32. Transformación precipitación-Cuenca Hornillos	216

Figura 33. Flujo base – A Intercuenca de la Alta Apurímac	216
Figura 34. Datos de precipitación ingresados al HEC HMS 4.2	219
Figura 35. Hietograma ingresado al HEC HMS	220
Figura 36 Asignación del hietograma	220
Figura 37. Especificaciones de control	221
Figura 38. Caudales Intercuenca alta Apurímacas	221
Figura 39. Caudales obtenidos en el punto La Angostura.....	222
Figura 40. Esquematzación con RS MINERVE de la cuenca alta del Apurímac	226
Figura 41 Incorporación de elementos hidrológicos y red de drenaje al esquema	227
Figura 42. Hietograma cargado en el database de RS MINERVE	227
Figura 43. Especificaciones de control para modelamiento con RS MINERVE	228
Figura 44. Selección del método Turc para evapotranspiración y elección de unidades	229
Figura 45 Hidrograma de salida del RS MINERVE.....	229
Figura 46 Caudales HEC-HMS vs RS MINERVE.....	230

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1. Cálculo de Cota Media	181
Tabla 2. Cálculo Curva Hipsométrica	182
Tabla 3. Cálculo de la pendiente S3 – Método de Taylor y Schwartz.....	183
Tabla 4. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. La Angostura....	184
Tabla 5. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Caylloma	185
Tabla 6. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Tisco.....	186
Tabla 7. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Yaurí.....	187
Tabla 8. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Visuyo	188
Tabla 9. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Casca	189
Tabla 10. Registro de Temperatura Media Mensual (°C)	190
Tabla 11: Precipitación Anual (mm) Est. La Angostura, CAylloma, Tisco , Yauri	190
Tabla 12. Coordenadas de estaciones meteorológicas	191
Tabla 13. Centroide de la Cuenca	192
Tabla 14. Análisis de regresión H vs P: Est. La Angostura, CAylloma, Tisco , Yauri, Visuyo, Casca	192
Tabla 15. Análisis de regresión H vs P: Est. La Angostura, CAylloma, Visuyo	197
Tabla 16. Análisis regional de precipitación – Ecuación de Regresión Altitud – Precipitación.....	202
Tabla 17. Tipos de regresión de mejor ajuste con 0,3 estaciones.....	202
Tabla 18. Precipitaciones corregidas .	202

Tabla 19. Precipitación Total Mensual de la Cuenca en base a factores de influencia altura – distancia	203
Tabla 20. Regionalización de Temperatura – Temperatura media de la cuenca (°C)	205
Tabla 21. Valores de Número de curva CN	210
Tabla 22. Valores de Número de curva para zonas húmedas.....	211
Tabla 23. Número de curva de la intercuenca Alta de la Alta río Apurímac	211
Tabla 24. Número de curva de la cuenca del río Hornillos	212
Tabla 25. Parámetros morfométricos introducidos al HEC HMS	213
Tabla 26. % Área impermeable – I.A de la Alta del río Apurímac.....	213
Tabla 27. % Área impermeable – Cuenca del río Hornillos	213
Tabla 28 Precipitación media mensual de la cuenca distribuida cada 12 h – (mm)	218
Tabla 29 Caudales obtenidos con HEC HMS	223
Tabla 30. Prueba T de student para muestras emparejadas.....	231

TABLA DE ABREVIATURAS

SENAMHI:	Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
IMA:	Instituto de Manejo de Agua y Medio Ambiente
FAO:	Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación y la Agricultura
HEC HMS:	Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System
RS MINERVE:	Software con modelos hidrológicos GR4J, SAC-SMA, SOCONT, GSM
GR4J:	Modelo hidrológico “Génie Rural à 4 paramètres Journalier”
SAC-SMA:	Modelo hidrológico “Sacramento Soil Moisture Accounting”
SOCONT:	Modelo hidrológico “Soil Contribution”
GSM:	Modelo hidrológico “Glacier Snow Melt”
HBV:	modelo hidrológico “Hydrologiska Byråns Vattenbalansavdelning”
PACRA:	Evaluación de Recursos Naturales parte alta de la cuenca del río Apurímac

RESUMEN

El presente estudio compara los caudales generados mediante el HEC-HMS y el RS-MINERVE, los cuales han sido utilizados para el modelamiento hidrológico de la cuenca alta del río Apurímac, al sur del Perú.

Los sub modelos empleados para el modelamiento hidrológico en el HEC-HMS son el SCS Curve Number para estimar las pérdidas, el SCS Unit Hydrograph como método de transformación precipitación a escorrentía, y el Constant Monthly como flujo base en la cuenca del río Apurímac, en el caso del RS MINERVE se empleó el sub modelo GR4J para estimar caudales, y el tránsito de avenidas se modela mediante el Lag Time “tiempo de retardo”.

Así mismo el estudio cuenta con los mapas elaborados en SIG los cuales son de precipitación y temperatura regionalizado para la estimación de caudales en la cuenca alta del río Apurímac.

Los resultados de este estudio dan como resultado una buena correlación entre los caudales generados con HEC-HMS y RS MINERVE, y que si es recomendable utilizar en otras cuencas en la sierra peruana.

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los problemas más difíciles que afrontan los gobiernos locales, regionales o nacional en el caso del Perú, es la falta de información y falta de bancos de información o sistemas integrados de gestión de recursos hídricos los cuales proporcionen datos sobre la hidrología y caudales en todo el país, es así que, la predicción de precipitaciones y caudales se han vuelto fundamentales en el país, ya que por las enormes cuencas hidrográficas aportantes que existen, los excesos de lluvia producen transporte de detritos o conocido en el país como “Huaycos” en idioma Quechua, lo cual se traduce en millonarias pérdidas de infraestructura y de vidas, motivo por el cual la hidrología y la estimación de caudales tiene gran importancia en el país.

Es así que el presente estudio se realizó en la cuenca alta del río Apurímac, en la región Arequipa y que es la naciente del río Amazonas.

En función de la complejidad meteorológica que se presenta en una barrera natural como la cordillera de los Andes, se hace necesario un análisis más a detalle en cuanto a la altitud. (Rau, 2009)

2. JUSTIFICACIÓN Y OBJETIVOS

Para la generación de caudales en la sierra peruana, aun en la actualidad se emplean algunos modelos que datan de los años 80 de los cuales se pone en duda su eficacia, por tal motivo es necesario la introducción de nuevos modelos hidrológicos como el GR4J u otros que se encuentran dentro del RS-MINERVE para la generación de caudales en la sierra peruana, y en ese contexto se pondrá a prueba los resultados en función a los caudales obtenidos con el HEC-HMS.

El objetivo principal de este trabajo es determinar los caudales entre el periodo 1982-2011 simulados para un año hidrológico medio en la cuenca alta del río Apurímac con RS-MINERVE.

Los objetivos secundarios son los siguientes:

- Determinar el grado de correlación existente entre los caudales generados con el RS-MINERVE en comparación a los generados con el HEC-HMS.

3. METODOLOGÍA

3.1 Zona de estudio

La cuenca Alta del río Apurímac hasta la Estación La Angostura, pertenece hidrográficamente a la vertiente del Amazonas.

El río Apurímac nace a 5 000 msnm en la Región Arequipa en el lugar que el río

Acushanta se convierte en el río Calchumayo ingresando a la laguna Huarhuaco tal como lo hacen los ríos Challpo, Huancari, Talla y otras quebradas menores. Después de recorrer 2.5 kilómetros el río Calchumayo se une con el río Santiago tomando el nombre de Apurímac. Luego de la confluencia, el río se dirige hacia el Oeste y luego hacia el Noreste, donde se junta con el río Hornillos. El río Hornillos, por su parte nace a una altitud de 5100 msnm, en el nevado Mismi, recorriendo una distancia de aproximadamente 26 kilómetros hacia el Norte, desviándose después hacia el Este; para luego de recorrer unos 12 kilómetros, unirse con el río Apurímac. (ANA, 2010).

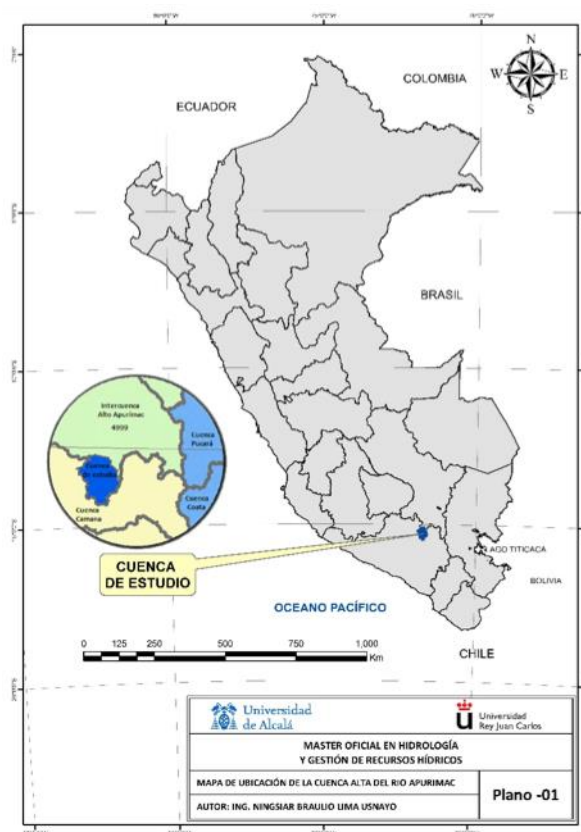


Figura 1. Ubicación de la Cuenca Alta del Río Apurímac

En la Figura 2 se muestra la cuenca alta del río Apurímac, delimitada por sus divisorias de aguas y compuesta por los 2 ríos principales que son el Apurímac y el río Hornillos, además de la laguna Huarhuarco

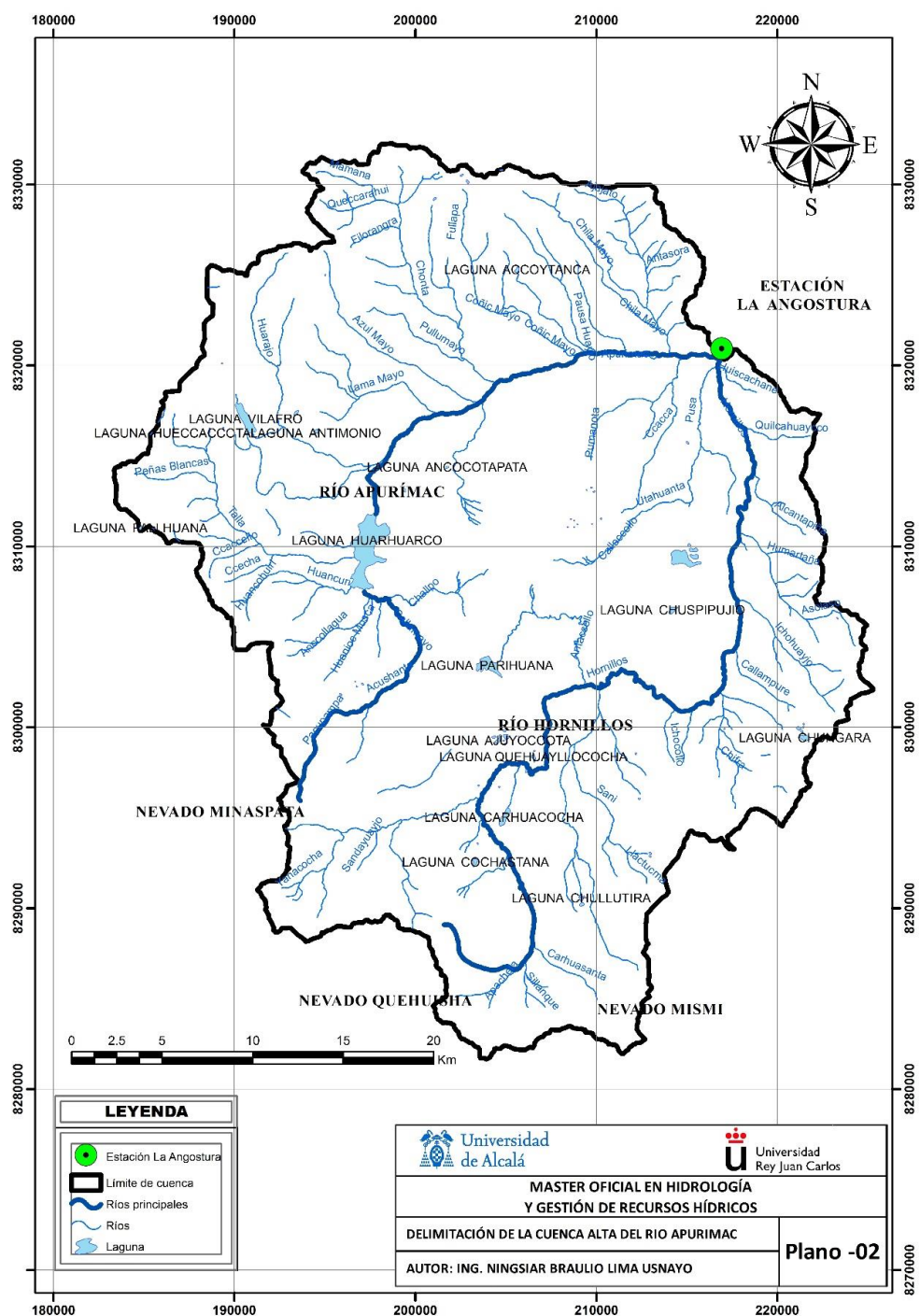


Figura 2. Delimitación de la Cuenca alta del Río Apurímac – elaborado con ArcGis10.3

Así mismo se puede apreciar en la Figura 3 el mapa físico de la cuenca alta del río

Apurímac, donde se aprecia los diferentes tipos de suelos y de coberturas vegetales,

así como los nevados, y lagunas existentes.

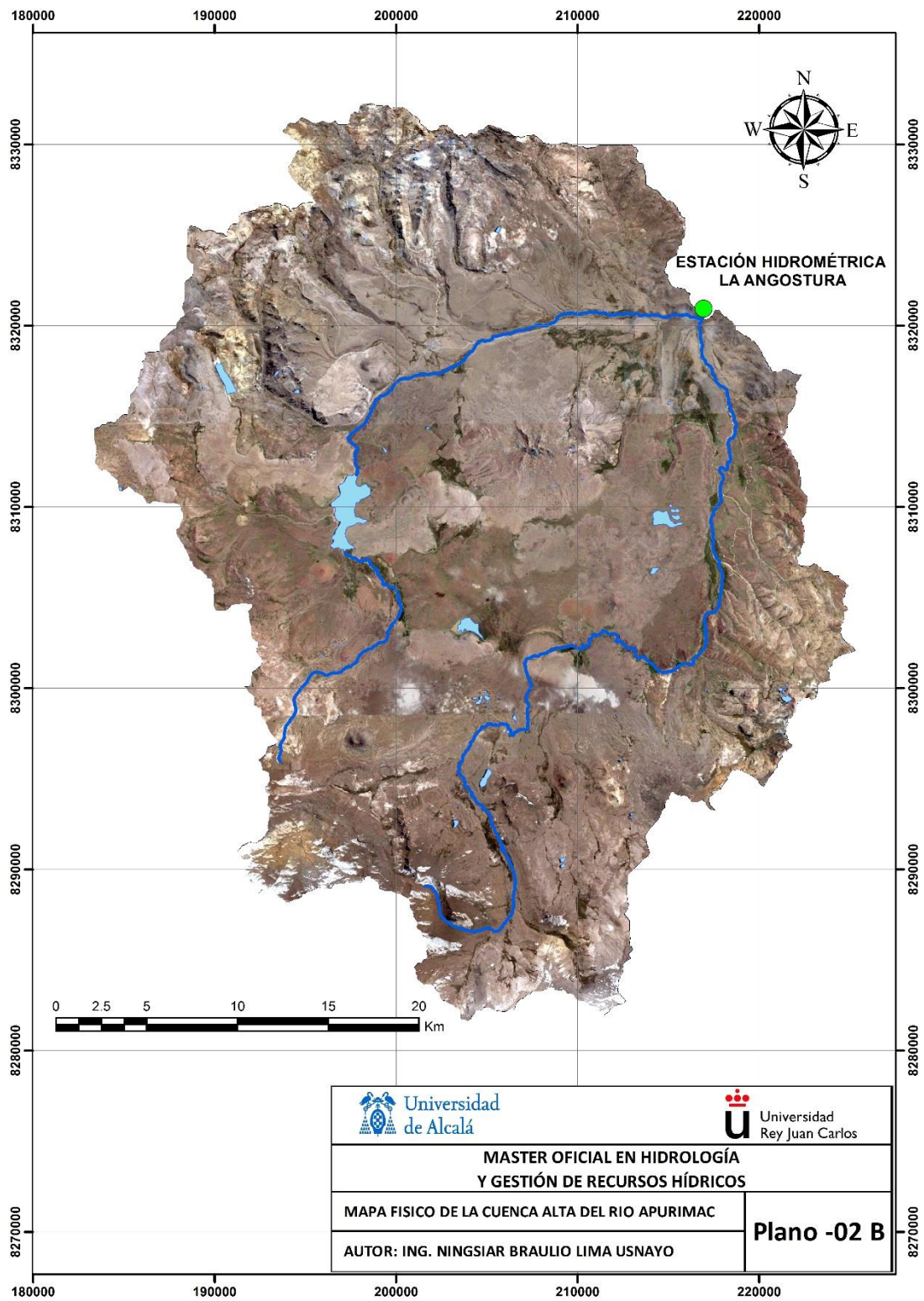


Figura 3. Mapa Físico de la cuenca Alta del rio Apurímac

3.2 Cálculo de parámetros morfológicos de la Cuenca

3.2.1 Área de drenaje (A)

Denominada también área de drenaje, siendo el área comprendida dentro de la divisoria de aguas hasta el punto de estudio.

La cuenca Alta del río Apurímac cuenta con un área de 1306.84 km².

3.2.2 Perímetro de la cuenca (P)

Es el contorno del área de la cuenca, es decir la longitud de la divisoria de aguas proyectada sobre un plano horizontal.

El perímetro de la cuenca Alta del río Apurímac es de 194.11 km

3.2.3 Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad, K_c

La forma de una cuenca influye en el tiempo de concentración, y para determinarla se relaciona con formas geométricas, tal es el caso del coeficiente de compacidad con un círculo y el factor de forma con un rectángulo.

$$K_c = \frac{0.282P}{A^{1/2}}$$

K_c = Coeficiente de compacidad

P = Perímetro de la cuenca (Km)

A = Área de la cuenca (Km²)

$$K_c = \frac{0.282 \times 194.11 \text{ km}}{1306.84 \text{ km}^{2^{1/2}}}$$

$$K_c = 1.514$$

Siendo el coeficiente de compacidad de la cuenca K_c = 1.5 y encontrándose éste entre el intervalo <1.25 - 1.5>, se observa que la cuenca Alta del río Apurímac presenta una forma oval redonda a oval oblonga.

3.2.4 Factor de forma (K_f)

Mejía (2006) señala que, el factor de forma K_f es la relación entre el ancho medio (B) y la longitud axial de la cuenca. La longitud axial de la cuenca (L) se mide siguiendo el curso del agua más largo desde la desembocadura hasta la cabecera más distante de la cuenca.

$$K_f = \frac{A}{L^2}$$

A: Área de la cuenca (km²)

L: Longitud de la cuenca (km)

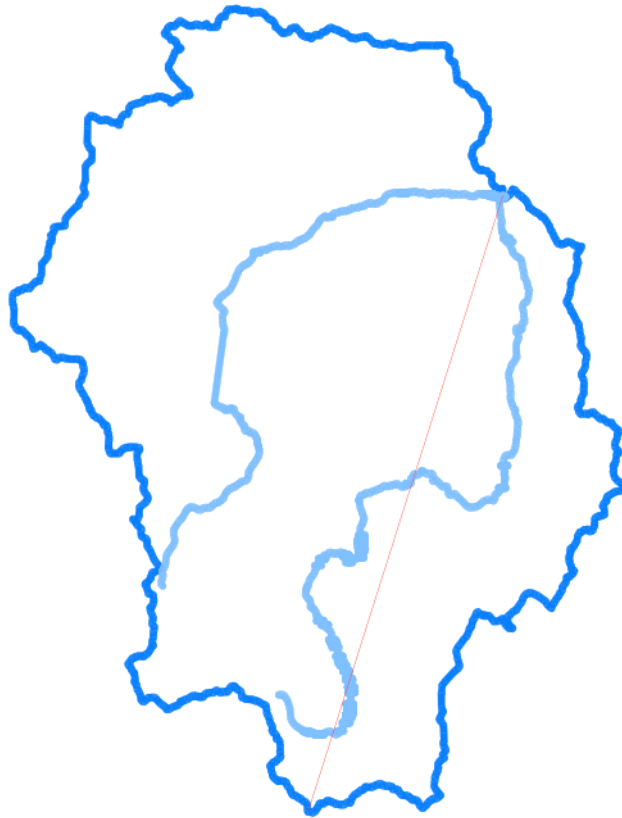


Figura 4. Cálculo de factor de forma, graficado con AUTOCAD

$$K_f = \frac{A}{L^2} = 0.776$$

El factor de forma es 0.7761, la forma que presenta la cuenca es redonda. La cuenca Alta del río Apurímac hasta la Estación La Angostura, tiende a presentar un flujo de agua más lento, y menor desarrollo de energía cinética, a comparación de las cuencas alargadas.

3.2.5 Número de orden

El número de orden muestra el grado de ramificación de los ríos de una cuenca.

La cuenca Alta del río Apurímac hasta la Estación La Angostura, es de número de orden N°5, indicando así que la cuenca presenta una red de drenaje bien desarrollada.

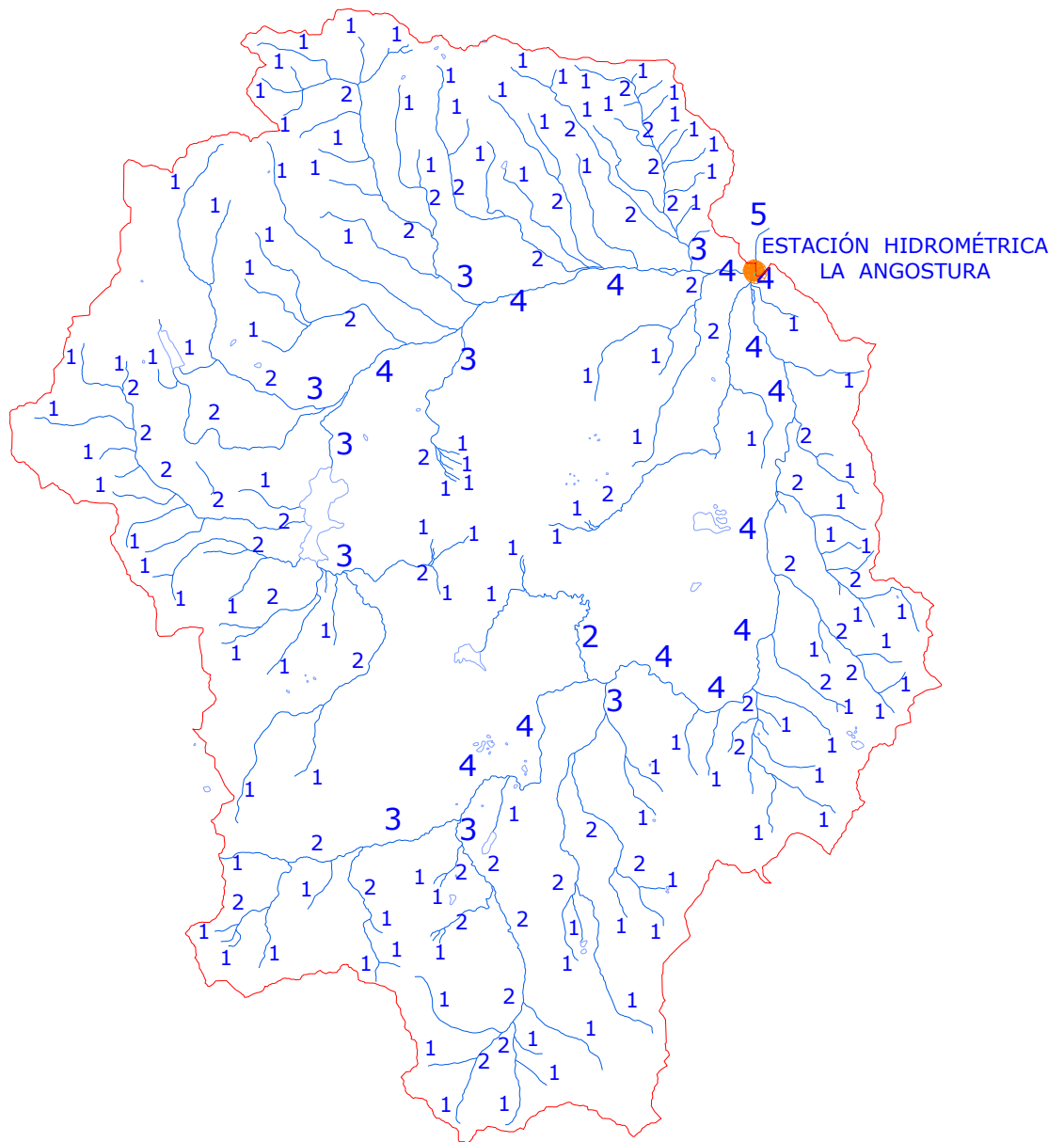


Figura 5. Número de orden de la cuenca – Elaborado en AUTOCAD

3.2.6 Densidad de drenaje (Dd)

Villón (2002) menciona que la densidad de drenaje, se expresa como la longitud total de los ríos perennes o intermitentes por unidad de área.

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A} = \frac{L_D}{A}$$

Donde:

LD = Longitud total de los cauces dentro de la cuenca, en km

A = Área de la cuenca, en km²

LD = 696.765 Km

A = 1306.84 Km²

$$D_d = \frac{696.765 \text{ Km}}{1306.84 \text{ Km}^2}$$

$$D_d = 0.5332 \text{ Km/Km}^2$$

La cuenca Alta del río Apurímac hasta la estación La Angostura, es una cuenca con baja Densidad de Drenaje (0.5332 km/km²) lo cual refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica lenta.

3.2.7 Pendiente de la cuenca

a) Criterio de Alvord:

La pendiente de la cuenca mediante este criterio se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$S = \frac{D(l_1 + l_2 + \dots + l_n)}{A}$$

Haciendo $L = \sum l$ longitud total de las curvas de nivel de la cuenca se tiene

$$S_c = \frac{D L}{A}$$

Donde:

Sc: Pendiente de la cuenca

D: Desnivel entre curvas de nivel

L: Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca

A: Área de la cuenca

Determinación de S_c :

D= 0.20 Km

A: 1306.84 km²

Longitud de las curvas de nivel (L):

Curva	Longitud (m)	Longitud (Km)
4150	17544.77	17.54
4350	176921.70	176.92
4550	255583.44	255.58
4750	115910.59	115.91
4950	265850.73	265.85
5150	61497.53	61.50
5350	94159.00	94.159
5550	17789.00	17.789
L =		1005.26

Longitud total de las curvas de nivel (L):
893.3087549 km

$$S_c = \frac{D L}{A}$$

$$S_c = \frac{0.2 \text{ Km} (1005.26 \text{ Km})}{1306.84 \text{ Km}^2}$$

$$S_c = 0.1538$$

$$S_c = 15.38\%$$

El valor de la pendiente de la Cuenca $S_c = 15.38\%$ indica que la cuenca es un terreno con pendiente baja a moderada

3.2.8 Cota media de la cuenca

Mejía (2006) señala que la variación de la altitud y la elevación media de una cuenca son, también importantes por la influencia que ejercen sobre la precipitación, sobre las pérdidas de agua por evaporación y

transpiración y, consecuentemente sobre el caudal medio. Variaciones grandes de altitud conllevan diferencias significativas en la precipitación y la temperatura media, la cual a su vez, causan variaciones en la evapotranspiración.

Se determinó la cota media de la cuenca en la Tabla N°1, para lo cual se obtuvo previamente las áreas entre curvas de nivel (áreas parciales).

Tabla 1. Calculo de Cota Media

Cota (msnm)		Cota media (msnm)	Área parcial (Km ²)	Cota media por área
4150	4350	4250	145.53	618520.0228
4350	4550	4450	339.67	1511527.499
4550	4750	4650	397.67	1849152.643
4750	4950	4850	278.22	1349382.767
4950	5150	5050	107.02	540449.480
5150	5350	5250	33.38	175231.8278
5350	5550	5450	5.35	29154.62785
TOTAL			1306.84	6073418.868

$$E = \frac{\sum e \cdot a}{A}$$

E: Elevación media

e: Elevación media entre dos curvas de nivel consecutivas

a: Área entre las curvas de nivel

A: Área total de la cuenca

$$E = \frac{\sum e \cdot a}{A}$$

$$E = \frac{6073418.868}{1306.84 \text{ Km}^2}$$

$$E = 4647.4068 \text{ msnm}$$

La elevación media de la cuenca

Alta del río Apurímac hasta la estación La Angostura es de 4647.4068 msnm.

3.2.9 Curva hipsométrica

Es la representación gráfica del relieve medio de una cuenca. Representa el estudio de la variación de la elevación de las diferentes superficies de la cuenca con referencia al nivel medio del mar. Esta variación puede ser indicada por medio de un gráfico que muestra el porcentaje del área de drenaje que existe por encima o por debajo de las diferentes elevaciones o cotas". (Mejía, 2006, p.50)

En función a la tabla de áreas acumuladas se obtuvo la curva hipsométrica para la cuenca alta del río Apurímac.

Tabla 2. Calculo Curva hipsométrica

Cota (msnm)		P	Área parcial (Km2)	% del total	% acumulado	% Acumulado por encima
	4150				0.00	100.00
4150	4350	4250.0	145.53	11.14	11.14	88.86
4350	4550	4450.0	339.67	25.99	37.13	62.87
4550	4750	4650.0	397.67	30.43	67.56	32.44
4750	4950	4850.0	278.22	21.29	88.85	11.15
4950	5150	5050.0	107.02	8.19	97.04	2.96
5150	5350	5250.0	33.38	2.55	99.59	0.41
5350	5550	5450.0	5.35	0.41	100.00	0.00
TOTAL			1306.84			

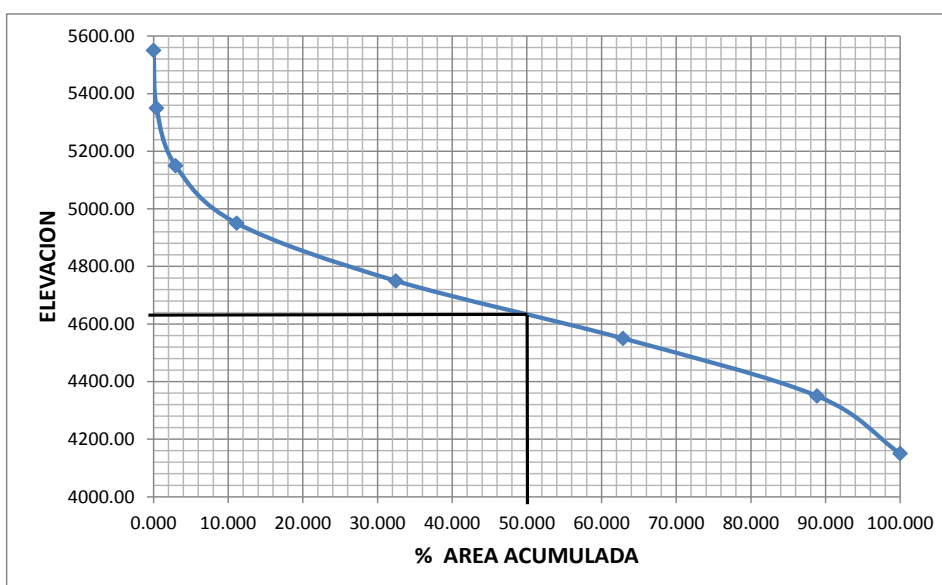


Figura 6. Curva hipsométrica cuenca alta del río Apurímac

A través de la gráfica de la curva hipsométrica podemos determinar que, la cuenca Alta del río Apurímac hasta la estación La Angostura, es una cuenca con valles extensos y cumbres escarpadas.

3.2.10 Pendiente del cauce principal

Cálculo de la pendiente S3 (Método de Taylor y Schwartz):

“La pendiente del cauce, mediante este método se calcula dividiéndose el cauce en tramos”. (Villón, 2002, p.56)

$$S = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{S_i^2}} \right]^2$$

S: Pendiente media del cauce

L_i : Longitud del tramo i

S_i : Pendiente del tramo i

Tabla 3.Cálculo de la pendiente S3 - Método de Taylor y Schwartz

PROGRESIVA	COTA (m)	DESNIVEL (m)	LONGITUD L (m)	PENDIENTE (S)	$\frac{1}{L/S^2}$
0 + 000	4147				
3+135.6715	4150	3	3135.6715	0.000956733	101376.01
8+141.0485	4200	50	5005.377	0.009989258	50080.67
10+496.0965	4250	50	2355.0479	0.021230991	16162.72
15+744.2304	4300	50	5248.1339	0.009527196	53767.81
19+018.7785	4350	50	3274.5481	0.015269283	26499.76
23+938.9558	4400	50	4920.1773	0.010162235	48807.45
27+985.2886	4450	50	4046.3328	0.012356868	36400.50
30+832.7071	4500	50	2847.4185	0.017559765	87.79992
35+721.7261	4550	50	4889.019	0.010227001	48344.55
39+183.7115	4650	100	3461.9854	0.028885159	20369.85
54+756.038	4700	50	15572.3265	0.003210824	274818.04
55+831.8315	4750	50	1075.7935	0.046477321	4990.089
56+756.9844	4800	50	925.1529	0.054045121	3979.56
57+726.1566	4850	50	969.1722	0.051590419	4266.93
58+955.5966	4900	50	1229.44	0.040668922	6096.43
59+917.1306	4950	50	961.534	0.052000241	4216.595
60+255.0247	5000	50	337.8941	0.147975357	878.3870
60+571.9903	5050	50	316.9656	0.157745825	798.055
60+828.0416	5100	50	256.0513	0.195273369	579.436
61+018.8073	5150	50	190.7657	0.262101625	372.619
		TOTAL	61018.807		724293.32

$$S_3 = \left(\frac{61018.807}{724293.3256} \right)^2$$

$$S_3 = 0.007097387$$

$$S_3 = 0.71 \%$$

Caylloma, Tisco, Yauri, Visuyo y Casca.

3.3 Pluviometría

3.3.1 Registro de Precipitación

mensual

Se muestra a continuación los registros de datos de precipitación del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), de las estaciones meteorológicas ubicadas en la cuenca de estudio y adyacentes a ésta. Habiéndose recopilado así información de las estaciones: La Angostura,

Tabla 4. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. La Angostura

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1982	192,20	96,90	96,90	57,70	0,00	0,10	0,10	3,40	64,70	106,80	146,70	50,20
1983	72,30	117,30	117,30	39,00	8,20	1,20	0,80	0,10	23,70	36,30	1,60	55,10
1984	279,80	267,20	267,20	55,20	3,80	7,50	1,20	6,90	0,20	116,00	153,80	190,00
1985	48,80	206,30	206,30	104,70	12,00	16,20	0,00	8,80	21,20	11,00	74,40	177,20
1986	109,30	199,90	199,90	122,20	11,10	0,00	0,00	26,50	17,70	10,70	26,50	207,40
1987	252,30	53,60	53,60	21,90	1,10	2,20	22,90	13,10	0,90	36,90	19,60	40,40
1988	270,90	143,80	143,80	103,10	3,10	0,00	0,00	0,00	1,90	18,00	7,30	75,20
1989	194,10	153,70	153,70	43,30	1,66	8,53	11,67	1,83	24,69	21,49	23,22	75,26
1990	85,54	136,76	117,57	49,26	18,24	7,16	12,37	3,77	6,30	6,72	186,10	113,12
1991	130,84	233,04	127,65	37,01	18,29	8,61	8,64	14,11	16,25	8,84	33,76	114,25
1992	96,40	103,40	103,40	3,50	0,00	7,20	1,70	61,10	4,80	34,10	23,10	95,90
1993	236,90	82,40	82,40	98,90	5,80	6,70	0,40	16,90	13,80	45,90	129,50	169,50
1994	280,80	226,30	226,30	43,50	7,80	0,00	125,50	0,00	9,00	8,80	39,60	128,40
1995	131,20	148,70	148,70	45,10	3,90	0,00	0,00	0,00	15,30	16,20	54,90	130,50
1996	222,10	258,60	258,60	67,70	4,90	3,90	0,60	8,80	11,40	9,10	30,90	123,60
1997	244,90	205,30	205,30	20,50	8,20	0,00	0,00	39,00	56,20	9,30	86,10	127,70
1998	210,40	96,90	96,90	14,60	0,00	1,60	0,00	0,00	0,10	10,40	43,90	129,10
1999	159,60	247,70	247,70	46,50	8,80	0,30	0,10	0,10	32,10	36,90	19,40	142,30
2000	245,10	233,70	233,70	13,10	19,30	4,10	0,50	17,40	2,80	83,80	29,00	116,40
2001	311,00	307,60	307,60	91,90	17,60	0,10	18,00	7,70	9,70	10,20	9,20	81,90
2002	143,80	251,10	251,10	90,60	10,10	5,60	16,70	0,00	18,20	52,10	100,80	111,00
2003	133,70	174,00	174,00	42,20	9,10	4,50	0,00	2,30	17,40	18,60	39,30	133,60
2004	148,64	143,30	143,30	56,80	1,80	3,50	23,90	18,00	10,90	8,90	14,30	54,30
2005	129,20	197,60	197,60	74,40	0,20	0,00	0,00	0,40	7,60	14,70	22,50	194,50
2006	271,10	159,30	159,30	58,10	1,30	49,00	0,00	0,80	18,60	63,10	93,10	105,90
2007	193,30	151,40	151,40	36,10	11,20	0,00	3,10	0,00	13,20	18,70	69,50	134,30
2008	222,10	148,90	148,90	2,40	0,90	0,00	0,80	0,00	0,00	36,00	8,10	147,90
2009	125,70	171,20	171,20	74,10	10,90	0,00	17,40	0,00	12,00	15,60	70,00	62,80
2010	202,30	202,30	60,90	37,50	9,40	0,20	1,90	0,20	3,00	25,20	6,20	78,40
2011	151,46	125,08	75,63	51,37	3,44	2,97	1,30	0,00	11,10	13,60	18,43	141,64

T= Traza precipitación inferior a 0.1mm

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología – SENAMHI

Tabla 5. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Caylloma

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABRIL	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1979	128,7	57,9	159,1	21,8	2	0	0	8,4	0	43,3	70,9	109,9
1980	110,7	66,8	224,2	23,8	0	0	8,6	2,2	2,5	59,7	8,1	77,6
1981	159,7	206,5	61	23,7	2	0	0	55,9	10,9	28,2	66,3	96,3
1982	150,7	112,7	207,5	124,1	0	0	0	4,8	55,8	90,4	238,1	61,2
1983	149,3	152,3	156,4	70	0	0	0	0	73,6	38,8	10	86,2
1984	327,6	383,4	352,8	35	13,1	2	2,5	11,5	0,5	114,3	239,9	203
1985	38,4	342,2	166,7	102,1	10,8	30,6	0	20,3	30,3	0	71,7	177,4
1986	265,5	230,8	186,9	105,8	11,3	0	0	14,2	4,8	12,5	32,5	193,7
1987	295,4	46,7	33,5	33,5	0	5,3	11,5	16,8	0,5	40,5	12,8	42,6
1988	260,5	126,4	255,2	95,2	23,2	0	0	0	0	54,3	0	87,72
1989	150,2	219,6	230,6	23,66	24,9	16,7	0	2,3	5,1	10,4	21,7	21,2
1990	187,2	45,8	81,8	43,2	17,5	51,5	3,1	13,2	19,7	69,8	146,4	223,5
1991	151,9	171,8	153,9	65,4	18,9	30,2	4,1	1,2	6,9	29,7	104,2	85,4
1992	96,1	67,5	28,7	9	0	6,6	1,2	47,7	2,6	32,3	28,1	104,4
1993	231,3	103,8	158	106,4	8,8	4,7	1,2	14,3	7,8	68,8	132,5	109,1
1994	295,2	223,1	93,3	56,1	2,5	1,5	0,6	0,8	10	1,3	33,3	111,4
1995	119,6	141	203,5	17,4	12,6	1,3	0,6	4	18,7	14,7	55,5	115,7
1996	224,3	256,6	99,7	48,6	4,2	7,1	0	13,9	9,8	11,5	27,4	102,6
1997	206,3	202,5	90,4	19	9,8	0	0	34,5	67,5	4	53,1	97,4
1998	225,3	120	93,5	13,4	0	1,1	0	6,8	0	2,2	35,8	111,7
1999	169,7	289,8	174,8	57,6	8,3	17,6	0	2,1	36,8	54,9	10,4	97,2
2000	247,7	216,9	167,2	22,2	15,7	2,6	0,8	13,4	7,7	69,2	33,6	125,9
2001	306,9	300,6	193	71,7	13,2	1,9	11,6	9,5	14,7	17,9	8,3	39,4
2002	105,8	219,8	132,6	88,4	10,9	3,4	20,2	0	14,8	85,5	90,5	124
2003	137,1	133,5	183,3	32,9	1,5	3,6	0,4	1	12,4	11,2	41	119,6
2004	197,8	187,1	91,5	50,3	0	1,1	22,5	12,4	6,3	8,9	6,8	59,9
2005	111,8	143,8	114,7	47,5	0	0	0	1,5	8,9	18,1	25,1	171
2006	240,4	206,1	265,5	46,4	2,2	0,2	2,4	1,6	15,8	34,8	81,6	76
2007	161,1	145,1	158,2	30,5	7,8	0	1,6	0	9,2	15,9	81,8	124,05
2008	196,9	129,8	77,2	2,2	1,7	0	0	0,6	0,5	35,4	12,9	150
2009	108,2	179,9	99,2	68,9	4,9	0	5,6	0	9,8	12,7	53,2	55,6
2010	205,9	151,1	55,9	26,2	9,8	0	2,4	0	5,1	25,9	15,1	107,7
2011	227,8	273,8	108,5	90	6,4	0	6,4	2,6	8,9	12,2	18,8	140,4

Fuente:
SENAMHI

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología -

Tabla 6. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Tisco

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAYO	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1982	217,91	160,09	141,44	55,75	6,73	7,18	13,24	0,40	19,98	39,32	85,89	81,60
1983	124,96	190,69	105,25	60,65	0,79	3,28	12,34	0,43	30,21	8,59	7,24	105,68
1984	182,10	143,82	83,14	51,19	7,38	9,19	5,99	1,98	4,24	11,49	61,37	61,43
1985	63,12	266,57	228,04	71,67	6,06	0,74	14,03	5,78	28,81	21,71	4,97	117,53
1986	147,96	170,59	58,74	66,49	4,39	1,09	29,92	3,14	4,25	38,86	67,34	123,06
1987	228,07	203,63	103,91	34,27	12,79	3,51	28,61	1,64	42,98	2,31	70,66	75,21
1988	231,14	209,22	148,51	39,98	1,83	5,08	13,49	2,18	0,44	13,35	20,61	96,21
1989	184,91	230,54	235,25	16,47	12,87	1,31	8,63	0,96	6,06	7,97	16,49	102,20
1990	234,63	157,54	203,93	19,21	77,17	6,60	20,07	0,24	29,63	58,07	39,99	39,94
1991	210,16	260,93	149,00	63,50	6,56	0,84	2,19	22,71	25,12	30,86	57,31	55,12
1992	247,35	222,47	129,21	38,40	16,14	2,13	8,09	40,12	25,73	16,54	11,68	185,44
1993	157,18	166,09	152,81	29,02	1,49	2,21	8,56	0,12	40,81	48,93	56,73	107,30
1994	120,01	250,30	153,52	35,82	1,04	0,45	10,47	1,33	13,82	20,65	73,90	49,94
1995	184,11	131,07	58,95	40,51	2,19	7,15	4,31	3,30	17,73	16,78	37,95	143,13
1996	187,30	156,80	83,00	61,60	12,00	0,00	0,30	14,10	11,70	10,60	41,30	146,60
1997	175,00	201,80	86,50	31,70	18,10	0,00	0,00	33,10	64,80	14,00	60,00	102,20
1998	271,10	114,90	96,60	15,90	0,50	3,00	0,00	0,80	0,50	9,50	48,50	75,90
1999	199,20	273,90	198,20	30,40	6,00	0,00	1,20	0,50	23,40	75,30	10,70	90,30
2000	194,30	242,50	157,20	21,40	28,70	7,70	0,30	11,30	1,60	70,90	22,10	97,90
2001	240,30	238,90	144,10	108,80	31,20	5,30	16,40	11,90	8,30	18,60	8,50	35,80
2002	123,50	241,60	186,80	134,80	17,30	7,90	31,70	0,40	19,00	44,60	68,90	111,00
2003	89,10	241,35	193,10	29,10	11,70	1,50	3,50	4,00	13,10	14,90	24,27	114,50
2004	208,60	176,30	138,50	39,30	2,40	0,40	20,20	14,80	15,30	3,10	29,51	72,60
2005	124,30	207,00	127,40	56,80	0,40	0,00	0,00	0,70	23,10	11,50	18,70	103,40
2006	202,00	200,30	195,40	62,30	6,10	4,00	0,00	7,60	25,50	29,30	61,50	60,10
2007	186,90	179,60	180,20	38,30	9,10	0,00	9,60	0,70	16,00	13,60	22,80	96,10
2008	257,80	123,50	69,90	5,40	3,20	2,60	0,00	0,60	1,60	17,00	4,90	95,60
2009	104,60	203,60	133,20	65,50	2,70	0,00	11,00	2,40	23,80	9,90	47,80	64,60
2010	162,10	165,20	82,90	57,20	18,30	2,00	2,20	1,00	6,20	21,10	13,30	148,30
2011	178,90	248,40	94,90	106,70	3,10	0,00	17,20	5,10	15,80	12,10	39,60	219,80

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI

Tabla 7. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Yauri

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1982	86,05	106,46	205,44	85,68	3,28	1,79	7,00	1,39	31,10	56,88	25,077	142,93
1983	186,59	190,76	177,75	61,58	2,78	1,16	5,94	3,82	32,27	37,49	16,639	118,79
1984	146,60	172,24	155,40	74,00	1,99	0,52	9,00	3,57	17,40	70,40	109,186	121,27
1985	113,80	171,65	198,44	100,20	4,39	2,68	3,13	11,85	6,37	12,49	71,022	151,18
1986	104,29	206,72	124,71	59,47	2,30	2,62	10,93	11,19	19,88	39,28	65,046	117,24
1987	320,51	216,50	166,33	67,14	3,23	0,52	6,64	0,41	0,06	94,17	34,579	109,95
1988	274,96	113,63	130,57	20,02	3,21	1,84	0,35	3,64	52,81	56,34	33,841	86,10
1989	258,17	177,16	214,73	43,70	2,80	0,53	1,26	18,28	1,44	13,62	96,825	90,42
1990	255,47	102,82	207,07	31,91	5,74	0,27	2,03	6,74	20,34	12,16	77,382	172,94
1991	222,08	169,91	92,76	58,46	15,04	0,94	0,96	0,93	0,02	29,08	98,630	150,12
1992	108,20	196,43	115,18	34,05	0,83	0,00	0,00	45,30	1,20	59,90	75,600	35,00
1993	269,30	107,20	134,60	107,30	5,50	0,00	0,80	15,00	7,70	93,70	156,700	157,10
1994	205,00	221,60	189,30	56,60	16,70	0,00	0,00	0,00	22,20	13,10	66,400	100,60
1995	165,80	141,20	209,40	81,70	2,70	0,00	0,00	2,80	10,80	53,80	37,600	110,20
1996	160,20	187,80	109,30	104,10	16,20	0,00	0,00	20,30	13,60	29,00	51,100	104,90
1997	246,50	209,70	115,60	67,50	3,20	0,00	0,00	26,20	38,40	14,60	91,600	122,60
1998	217,20	150,40	89,80	13,80	0,00	2,50	0,00	3,60	0,80	43,60	54,100	50,20
1999	125,70	235,90	159,80	129,10	3,60	3,60	0,00	0,00	47,30	52,90	45,300	145,70
2000	160,70	183,40	155,80	38,50	4,20	5,60	0,00	12,70	6,20	78,50	26,800	168,30
2001	285,40	230,50	260,30	99,50	32,00	0,90	4,30	4,80	4,20	30,70	15,600	67,50
2002	111,40	294,30	148,00	67,60	24,70	0,50	16,70	0,00	40,50	56,00	95,800	142,80
2003	171,10	230,00	193,30	36,90	5,70	0,80	0,00	5,50	34,80	11,10	73,400	129,20
2004	215,70	166,50	84,50	48,40	0,00	1,80	10,70	17,70	25,60	25,70	56,700	105,40
2005	114,30	176,50	123,20	43,10	1,10	0,00	0,00	4,80	5,60	55,90	41,900	162,20
2006	295,00	119,90	175,60	45,80	1,40	5,40	0,00	9,70	18,60	59,10	64,100	122,60
2007	129,70	133,60	108,10	58,60	4,60	0,00	3,40	0,00	16,30	36,30	43,500	117,70
2008	197,90	107,50	72,50	1,20	4,90	5,80	0,00	0,00	0,20	43,40	24,800	103,30
2009	129,70	133,60	108,10	58,60	4,60	0,00	3,40	0,00	16,30	36,30	43,600	117,70
2010	163,20	163,30	119,70	32,00	13,60	0,00	0,00	0,00	1,70	16,20	36,000	176,70
2011	123,60	252,60	137,80	74,70	10,00	0,00	1,90	10,60	36,10	16,90	75,100	137,60

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI

Tabla 8. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Visuyo

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1976	148,81	129,77	76,56	13,73	11,45	11,31	11,53	8,81	8,67	28,61	35,86	54,03
1977	137,36	184,82	64,20	155,77	13,66	3,63	1,18	13,54	39,02	4,90	3,62	125,79
1978	114,74	219,62	10,35	13,28	19,85	17,56	6,59	1,44	0,58	21,47	24,34	125,26
1979	95,33	145,88	101,96	74,19	0,31	22,69	3,28	2,89	54,00	31,31	27,45	121,76
1980	170,67	110,16	28,34	27,55	5,69	3,08	8,80	5,06	19,51	0,04	23,55	60,34
1981	234,14	56,46	201,41	15,34	5,70	2,51	4,87	2,74	0,16	33,05	36,84	37,49
1982	154,58	61,02	265,02	48,75	8,33	6,03	1,96	5,54	14,57	34,43	2,15	85,65
1983	30,40	61,50	66,50	42,10	11,30	1,80	0,10	1,91	24,30	16,20	0,00	20,70
1984	133,80	211,30	263,00	11,80	7,00	7,10	0,20	5,80	0,10	27,70	108,30	50,10
1985	14,80	188,70	75,40	65,30	0,10	25,20	0,00	2,30	42,00	0,90	45,70	101,10
1986	130,70	136,40	79,80	66,40	0,00	0,00	1,60	11,50	12,00	5,90	7,40	107,10
1987	212,90	31,00	21,00	14,20	6,60	9,50	22,70	6,20	4,36	38,92	29,10	70,02
1988	213,01	171,39	158,58	45,30	11,52	22,33	1,90	8,07	5,48	11,19	54,18	124,91
1989	148,26	191,10	72,29	77,95	4,46	8,42	1,98	6,02	0,13	9,05	28,36	49,81
1990	97,18	202,87	51,75	23,66	4,47	5,78	3,72	3,77	33,67	12,43	34,91	18,85
1991	185,84	8,21	222,33	53,93	12,16	2,73	9,99	7,70	36,46	4,00	134,53	95,59
1992	236,58	210,60	78,84	24,41	30,15	3,52	2,63	3,48	10,50	59,83	60,96	77,67
1993	239,89	116,07	145,35	9,23	1,02	0,10	14,79	12,44	0,13	5,73	63,34	0,90
1994	135,67	122,06	145,07	14,92	1,71	0,51	4,22	3,04	15,72	22,68	32,70	79,28
1995	261,25	156,68	97,11	31,36	4,74	10,68	4,96	10,20	24,66	5,46	6,73	71,04
1996	127,75	142,70	272,89	18,50	3,07	3,80	1,99	7,73	0,23	51,85	4,40	124,08
1997	142,49	169,35	113,58	36,75	3,40	3,11	3,35	1,51	10,38	15,88	23,04	91,72
1998	157,13	141,39	23,10	143,53	6,52	3,91	5,60	21,50	0,49	23,14	26,02	57,76
1999	172,31	257,75	182,71	105,13	1,78	2,78	0,41	2,58	2,50	13,55	10,11	63,02
2000	41,59	240,54	145,82	76,23	21,36	6,14	18,59	10,70	2,16	12,01	49,11	16,87
2001	47,97	119,18	97,77	41,41	4,20	1,36	10,95	26,59	0,74	57,65	17,77	9,93
2002	153,18	131,12	214,78	49,40	17,60	4,07	0,83	46,19	45,46	10,86	36,35	32,81
2003	65,31	53,02	184,64	16,99	6,49	3,73	4,28	18,93	0,35	40,58	27,61	80,58
2004	37,89	160,75	99,76	20,12	7,23	14,78	3,47	11,69	66,82	21,37	45,40	71,58
2005	115,65	224,22	158,29	26,02	8,47	2,29	21,02	15,38	51,25	25,98	39,97	117,72
2006	292,98	142,43	222,89	128,65	3,15	2,83	0,45	9,70	28,33	4,39	21,67	78,87
2007	135,19	160,34	174,56	49,12	6,75	7,74	4,36	3,44	21,95	7,95	5,88	20,57
2008	684,39	195,78	69,86	25,94	16,54	0,65	3,28	4,55	0,93	38,57	7,98	61,82
2009	137,78	148,67	189,16	39,82	20,64	5,93	18,28	2,18	53,28	24,94	18,94	75,06
2010	68,90	145,03	157,81	33,50	7,49	23,42	1,91	2,49	21,94	4,98	34,03	83,26
2011	208,54	204,91	66,42	14,41	2,63	0,66	2,77	105,13	12,33	8,55	19,70	88,24

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología – SENAMHI

Tabla 9. Registro de Precipitación Total Mensual (mm) – Est. Casca

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1977	220,23	131,33	139,30	44,60	1,10	1,90	1,73	14,43	22,80	26,40	122,00	85,20
1978	374,50	91,00	89,60	70,70	1,30	7,60	0,00	0,00	5,40	35,60	121,10	109,40
1979	167,30	114,30	173,40	28,80	1,20	0,00	1,50	5,90	0,00	47,90	80,20	103,80
1980	104,20	65,80	186,10	16,20	0,30	0,00	5,40	4,60	29,40	97,90	36,80	82,90
1981	234,90	254,20	108,10	62,70	1,60	0,00	0,00	47,20	23,10	52,80	79,37	98,70
1982	232,76	89,61	151,88	45,03	1,78	0,93	1,35	3,35	6,74	29,71	76,89	82,17
1983	175,45	68,49	95,35	34,00	1,19	2,03	0,97	5,05	20,82	85,65	102,80	76,67
1984	335,95	129,75	172,03	79,12	1,32	0,82	1,09	13,27	9,25	67,75	72,26	108,84
1985	220,06	77,74	147,68	58,30	0,44	2,18	1,49	17,90	15,54	44,31	121,86	87,25
1986	261,14	249,90	107,07	35,67	1,26	0,03	0,90	15,09	6,19	27,79	113,82	82,13
1987	335,95	167,60	104,80	95,75	1,55	0,55	3,03	5,46	8,75	57,61	78,90	95,86
1988	276,31	91,41	184,38	68,22	1,48	2,08	3,30	5,88	52,74	99,44	57,08	102,66
1989	139,23	281,25	118,14	42,88	0,83	0,86	5,04	13,95	10,44	87,53	80,62	116,15
1990	326,44	50,72	197,33	9,40	0,17	5,07	2,85	11,66	6,94	59,40	70,94	112,25
1991	146,22	106,96	148,60	13,89	0,99	9,74	3,76	9,98	37,91	29,60	38,94	81,37
1992	223,92	255,07	136,06	36,46	1,16	0,17	1,46	6,99	31,04	61,25	79,19	101,43
1993	85,71	229,70	151,25	2,96	0,38	0,62	1,03	4,26	8,45	77,50	92,60	97,11
1994	260,29	79,80	197,46	98,41	0,42	0,20	1,86	11,35	11,72	60,45	137,18	88,62
1995	275,27	80,18	136,91	50,37	1,56	1,70	3,08	34,15	32,05	38,00	96,58	82,70
1996	402,57	270,16	90,72	65,76	0,29	2,63	0,26	37,24	39,26	66,51	108,54	125,49
1997	68,78	65,87	173,34	35,29	1,45	3,45	2,38	2,56	16,53	49,61	125,90	96,80
1998	221,93	116,31	130,81	63,34	1,15	1,69	0,04	7,18	32,36	25,79	101,48	79,32
1999	202,24	165,60	163,73	15,54	1,33	4,27	4,06	27,04	18,24	92,96	107,23	92,90
2000	357,27	69,98	94,79	34,15	1,06	1,12	0,98	5,74	9,55	29,68	92,65	96,41
2001	175,69	129,81	122,47	30,01	1,04	8,22	2,48	19,90	18,69	28,74	58,06	104,71
2002	92,64	132,66	129,76	43,48	1,36	0,52	2,71	19,36	20,73	121,79	88,80	81,65
2003	176,20	80,89	88,69	8,83	1,49	1,08	2,40	3,86	50,74	19,55	130,43	103,73
2004	282,63	89,80	68,02	39,36	1,66	0,53	1,84	16,28	20,32	55,60	75,71	96,47
2005	225,47	198,28	169,68	46,48	0,86	2,25	3,02	6,08	6,64	70,87	104,73	87,41
2006	207,21	115,83	191,32	72,21	0,80	1,40	0,24	7,36	7,72	35,86	151,34	94,26
2007	208,78	201,06	174,02	33,15	1,83	0,23	3,48	11,75	26,01	25,15	88,27	107,86
2008	61,36	86,47	139,92	24,87	0,70	1,85	1,51	7,52	18,68	81,19	58,63	115,98
2009	212,84	97,74	172,59	76,43	1,53	2,76	0,26	69,55	17,75	76,90	76,01	101,63
2010	129,40	100,58	149,53	44,83	0,70	0,62	2,72	2,51	10,53	56,48	41,42	81,93
2011	278,27	73,36	141,18	42,24	1,28	5,18	0,83	9,22	15,11	32,94	38,28	111,19

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología – SENAMHI

3.4 Temperatura

Se presenta la información de Temperatura media mensual de las estaciones Caylloma, La Angostura y Yauri registrada por el SENAMHI,

información que figura en un estudio realizado por el Instituto de Manejo de Agua y Medio Ambiente (IMA) denominado “Evaluación de Recursos Naturales parte alta de la cuenca del río Apurímac PACRA”.

Tabla 10. Registro de Temperatura media mensual (C°)

ESTACION	ALTITUD msnm.	MES												
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Media
CAYLLOMA	4420	6,40	6,60	6,10	5,60	3,90	2,60	1,70	2,60	4,50	5,40	6,10	6,30	4,82
ANGOSTURA	4155	7,20	7,40	7,20	6,70	4,80	2,70	2,20	3,30	5,60	6,80	7,60	7,60	5,76
YAURI	3927	9,30	9,00	8,90	8,20	6,50	5,00	4,90	5,60	6,90	8,60	9,40	9,50	7,65

Fuente: SENAMHI – Evaluación de Recursos Naturales parte alta de la cuenca del rio Apurímac PACRA – IMA 1999

4. RESULTADOS

4.1 Análisis y regionalización de la precipitación

4.1.1. Histogramas

El análisis visual se realizó teniendo en cuenta que, la información incompleta de la

serie debe ser completada con el promedio mensual, para tal fin construyó un histograma de las Estaciones Angostura, Caylloma, Tisco y Yauri, para observar si presentan un mismo comportamiento.

Tabla 11. Precipitación anual (mm) Est. Angostura, Caylloma, Tisco, Yauri

Año	Estación			
	Angostura	Caylloma	Tisco	Yauri
1996	826,6	805,7	725,3	796,5
1997	944,7	784,5	787,2	935,9
1998	608,1	609,8	637,2	626
1999	864	919,2	909,1	948,9
2000	968,3	922,9	855,9	840,7
2001	1076,3	988,7	868,1	1035,7
2002	977,3	895,9	987,5	998,3
2003	796,3	677,5	727,25	891,8
2004	571,75	644,6	722,75	758,7
2005	804,8	642,4	673,3	728,6
2006	1026,8	973	854,1	917,2
2007	791,7	743,4	752,9	651,8
2008	652,2	607,2	582,1	561,5
2009	690,2	598	669,1	651,9
2010	552,7	605,1	679,8	722,4
2011	786,7	895,8	941,6	876,9

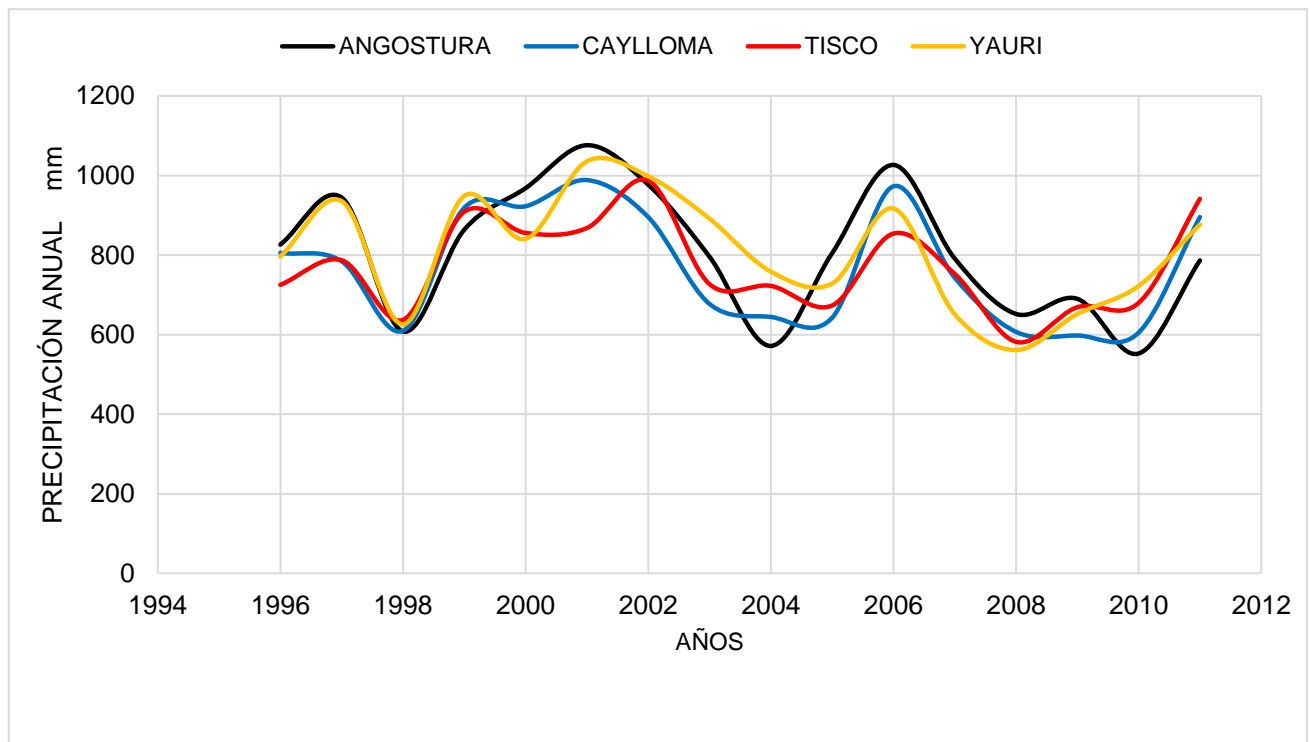


Figura 7. Histograma Est. Angostura, Caylloma, Tisco, Yauri

4.1.2. Ubicación de las estaciones meteorológicas y centroide de la cuenca

Tabla 12. Coordenadas de estaciones meteorológicas

N°	Estación	Coordenadas UTM		Altitud msnm	Distrito	Provincia	Departamento
		Datum WGS 1984					
		X (m)	Y (m)				
1	La Angostura	215316,089	8320071,385	4155	Caylloma	Caylloma	Arequipa
2	Caylloma	202687,765	8319484,331	4420	Caylloma	Caylloma	Arequipa
3	Visuyo	206573,939	8295540,856	4814	Caylloma	Caylloma	Arequipa
4	Casca	213917,848	8280868,864	5149	Coporaque	Caylloma	Arequipa
5	Yauri	239873,172	8360516,923	3927	Yauri	Espinar	Cusco
6	Tisco	236941,136	8301441,462	4175	Tisco	Caylloma	Arequipa

Fuente: Elaboración propia - Información SENAMHI

Tabla 13. Centroide de la cuenca

Centroide de la cuenca							Cota media	Distrito	Provincia	Departamento
Geográficas			Coordenadas UTM							
Latitud			Longitud			Datum 186 WGS 1984		msnm		
°	'	"	°	'	"	X (m)	Y (m)			
15	17	0	71	44	50	204802,00	8308520,00	4647,41	Caylloma - Lari	Arequipa

Fuente: Elaboración propia - Información SENAMH

4.1.3. Análisis de regresión Altura Vs. Precipitación

Para calcular la precipitación media de la cuenca de estudio, fue necesario partir de

un análisis de regresión altura - precipitación de las seis estaciones seleccionadas inicialmente como se muestra a continuación:

Tabla 14. Análisis de regresión H vs P: Est. La Angostura, Caylloma, Yauri, Tisco, Visuyo, Casca

Estación	Altitud (m.s.n.m)	Precipitación Media Anual (mm)
La Angostura	4155	819,35
Caylloma	4420	820,68
Yauri	3927	830,27
Tisco	4175	776,99
Visuyo	4814	664,20
Casca	5149	818,65

Fuente: Elaboración Propia

Los datos de **Altura Vs Precipitación** se introdujeron al software **Table Curve 2D**, previamente descargado desde

<http://tablecurve-2d.software.informer.com/5.1/> para poder buscar ecuaciones de regresión que se ajusten a la relación antes descrita.

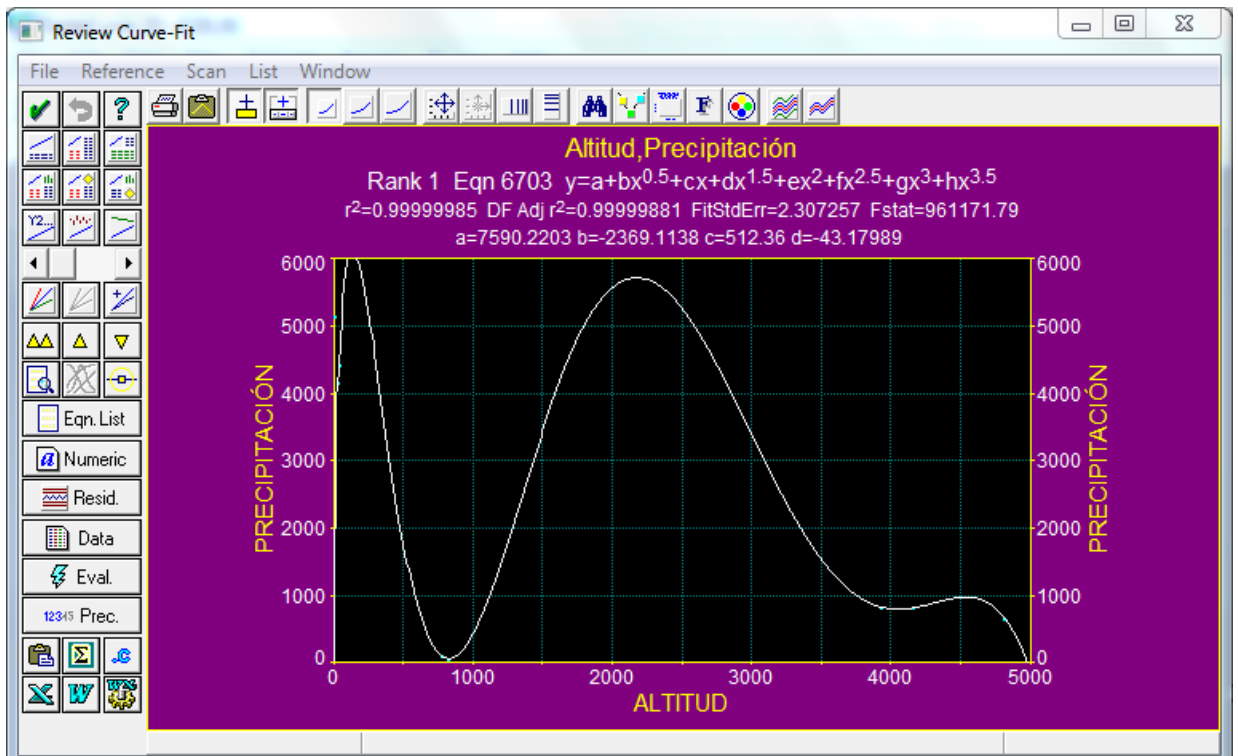


Figura 8. Regresión para 06 estaciones con Table Curve 2D

Una vez introducidos los valores de la precipitación y altura, obtuvimos un listado de 2831 ecuaciones de regresión con sus respectivos coeficientes de determinación (r^2), así debemos de elegir la ecuación que tenga un buen coeficientes de determinación, pero al mismo tiempo también que represente en comportamiento físico de la precipitación.

2831 Equations [Rank, r², FP, Eq#, Eqn]					
File	Edit	List	Filter	Sort	
1	0.9999998514	17	6703	$y=a+bx^{0.5}+cx+dx^{1.5}+ex^2+fx^{2.5}+gx^3+hx^{3.5}$	
2	0.9999997318	24	6305	$y=a+b\ln x+c(\ln x)^2+d(\ln x)^3+e(\ln x)^4+f(\ln x)^5+g(\ln x)^6+h(\ln x)^7$	
3	0.9999997289	17	6203	$y=a+bx+c/x+dx^2+e/x^2+fx^3+g/x^3+hx^4$	
4	0.9999997241	26	6404	$y=a+b\ln x+c\ln x+d(\ln x)^2+e/(\ln x)^2+f(\ln x)^3+g/(\ln x)^3+h(\ln x)^4$	
7	0.9999978640	22	6304	$y=a+b\ln x+c(\ln x)^2+d(\ln x)^3+e(\ln x)^4+f(\ln x)^5+g(\ln x)^6$	
8	0.9999958814	24	6403	$y=a+b\ln x+c\ln x+d(\ln x)^2+e/(\ln x)^2+f(\ln x)^3+g/(\ln x)^3$	
9	0.9999929219	15	6202	$y=a+bx+c/x+dx^2+e/x^2+fx^3+g/x^3$	
10	0.9999923948	19	6303	$y=a+b\ln x+c(\ln x)^2+d(\ln x)^3+e(\ln x)^4+f(\ln x)^5$	
11	0.9999915104	21	6606	$y=a+b\ln x+c/(\ln x)^2+d/(\ln x)^3+e/(\ln x)^4+f/(\ln x)^5+g/(\ln x)^6+h/(\ln x)^7$	
12	0.9999898408	19	6605	$y=a+b\ln x+c/(\ln x)^2+d/(\ln x)^3+e/(\ln x)^4+f/(\ln x)^5+g/(\ln x)^6$	
17	0.9999177822	22	6402	$y=a+b\ln x+c\ln x+d(\ln x)^2+e/(\ln x)^2+f(\ln x)^3$	
18	0.9998715237	14	6857	Chebyshev=>Std Polynomial Order 7	
19	0.9998715237	31	6807	Chebyshev Polynomial Order 7	
20	0.9998715237	14	6057	High Precision Polynomial Order 7	
21	0.9998715237	14	6004	$y=a+bx+cx^2+dx^3+ex^4+fx^5+gx^6+hx^7$	
24	0.9997411484	17	6604	$y=a+b\ln x+c/(\ln x)^2+d/(\ln x)^3+e/(\ln x)^4+f/(\ln x)^5$	
25	0.9995671067	24	4950	$y=a+bx+c(\ln x)^2+d\ln x+e/x$	
26	0.9994202521	31	4855	$y=a+bx+cx^{0.5}\ln x+d(\ln x)^2+ex/\ln x$	
27	0.9992457055	12	6503	$y=a+b/x+c/x^2+d/x^3+e/x^4+f/x^5$	
28	0.9992456099	14	6504	$y=a+b/x+c/x^2+d/x^3+e/x^4+f/x^5+g/x^6$	
29	0.9992159264	10	6502	$y=a+b/x+c/x^2+d/x^3+e/x^4$	
30	0.9991749732	23	5023	$y=a+bx+cx^{0.5}+d\ln x+e\ln x/x$	
31	0.9991180467	19	5031	$y=a+bx+cx^{0.5}+d\ln x+e/x$	
32	0.9989353577	13	6201	$y=a+bx+c/x+dx^2+e/x^2+fx^3$	
33	0.9989079274	27	4866	$y=a+bx+cx^{0.5}\ln x+dx/\ln x+ex^{0.5}$	
35	0.9987691398	30	4887	$y=a+bx+cx^{0.5}\ln x+d\ln x+e\ln x/x$	
36	0.9986845735	28	4987	$y=a+bx+cx/\ln x+d\ln x+e\ln x/x$	
37	0.9986317489	26	4895	$y=a+bx+cx^{0.5}\ln x+d\ln x+e/x$	
38	0.9985085761	24	4995	$y=a+bx+cx/\ln x+d\ln x+e/x$	
39	0.9983512900	15	6603	$y=a+b\ln x+c/(\ln x)^2+d/(\ln x)^3+e/(\ln x)^4$	
40	0.9983094011	28	4138	$y=a+bx+cx\ln x+d\ln x+e\ln x/x$	
41	0.9983071340	24	4340	$y=a+bx+cx^2+dx^2\ln x+ee^{-x}$	
43	0.9982964078	20	4339	$y=a+bx+cx^2+dx^2\ln x+e/x^2$	
44	0.9982803471	24	4146	$y=a+bx+cx\ln x+d\ln x+e/x$	
45	0.9982759553	21	4337	$y=a+bx+cx^2+dx^2\ln x+e/x^{1.5}$	
46	0.9982759467	26	4204	$y=a+bx+cx^{1.5}+dx^2\ln x+ee^{-x}$	
47	0.9982725701	23	4219	$y=a+bx+cx^{1.5}+dx^{2.5}+ee^{-x}$	
48	0.9982673171	20	4188	$y=a+bx+cx^{1.5}+dx^2+ee^{-x}$	
49	0.9982660432	22	4203	$y=a+bx+cx^{1.5}+dx^2\ln x+e/x^2$	
50	0.9982623132	19	4218	$y=a+bx+cx^{1.5}+dx^{2.5}+e/x^2$	

Figura 9. Ecuaciones de regresión para 6 estaciones obtenidas con Table Curve 2D

De las regresiones en función a 6 estaciones se obtienen bajos coeficientes de determinación como se muestra a continuación en las Figuras 8, 9, 10, 11 y 12:

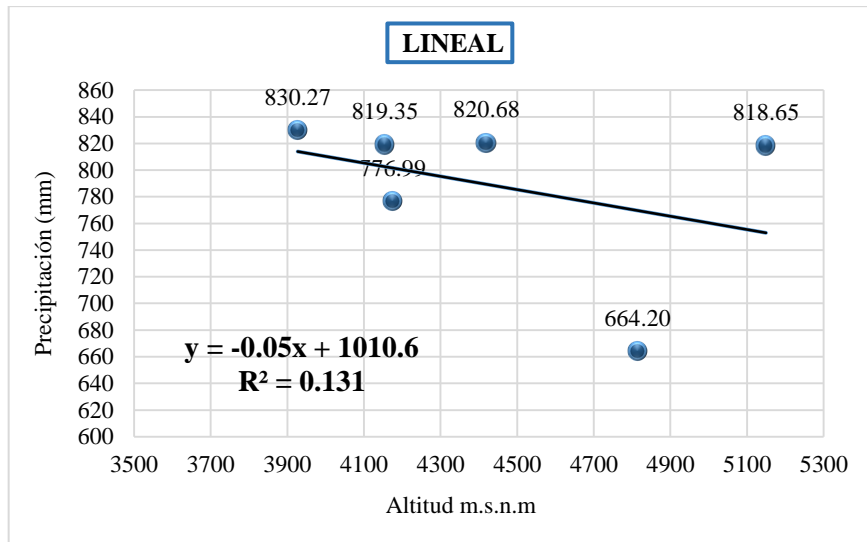


Figura 10. Regresión lineal (Est. La Angostura, Caylloma, Yauri, Tisco, Visuyo, Casca)

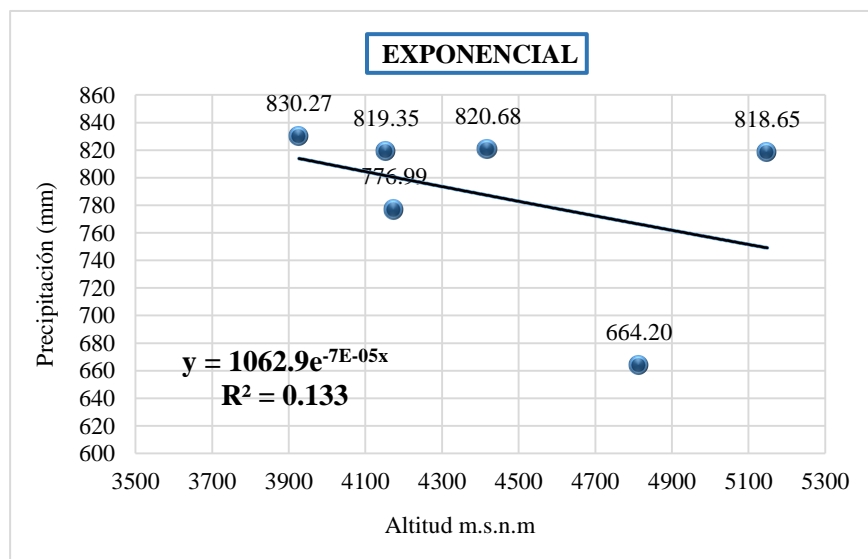


Figura 11. Regresión Exponencial (Est. La Angostura, Caylloma, Yauri, Tisco, Visuyo, Casca)

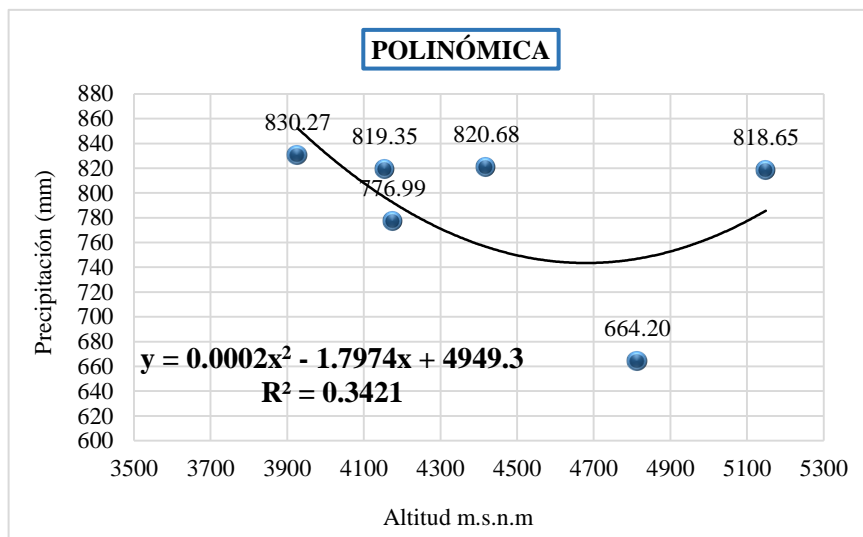


Figura 12. Regresión Polinómica (Est. La Angostura, Caylloma, Yauri, Tisco, Visuyo, Casca)

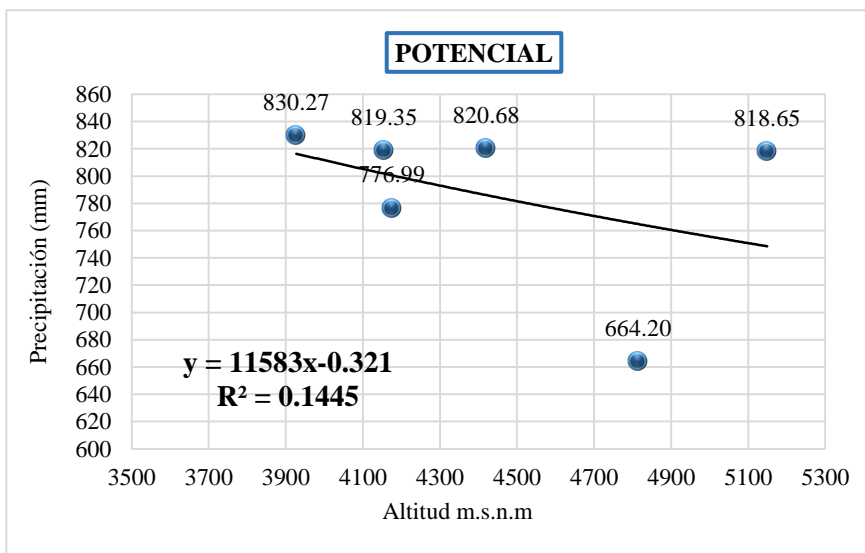


Figura 13. Regresión Potencial (Est. La Angostura, Caylloma, Yauri, Tisco, Visuyo, Casca)

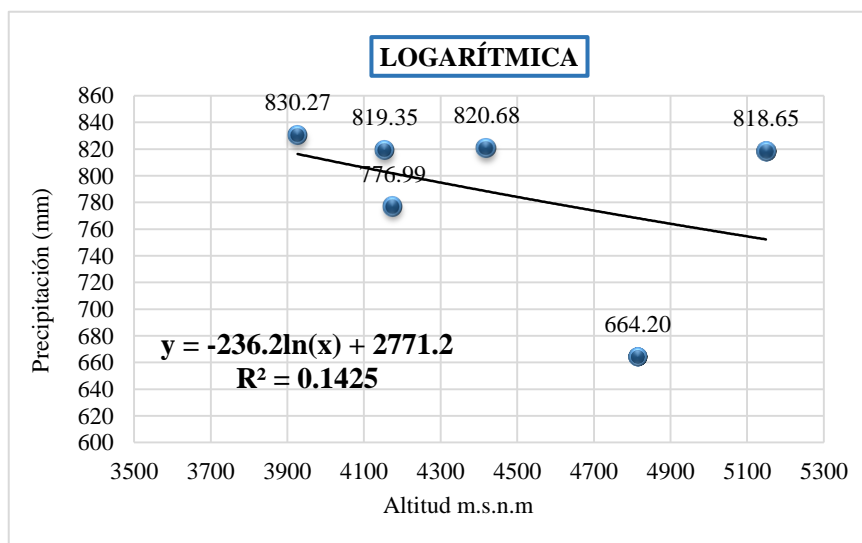


Figura 14. Regresión Logarítmica (Est. La Angostura, Caylloma, Yauri, Tisco, Visuyo, Casca)

Por lo cual procedemos a buscar el mejor ajuste combinando estaciones hasta encontrar un coeficiente de determinación

r^2 superior al 85% por lo cual ya se puede utilizar para hacer cálculos las estaciones de La Angostura, Caylloma y Visuyo.

Tabla 15. Análisis de regresión H vs P: Est. La Angostura, Caylloma, Visuyo

Estación	Altitud (m.s.n.m)	Precipitación media anual (mm)
La Angostura	4155	819.35
Caylloma	4420	820.68
Visuyo	4814	664.20

Para lo cual empleamos el Table Curve 2D para buscar mejor ajuste pero garantizando

que guarde relación con el fenómeno físico precipitación - Altura.

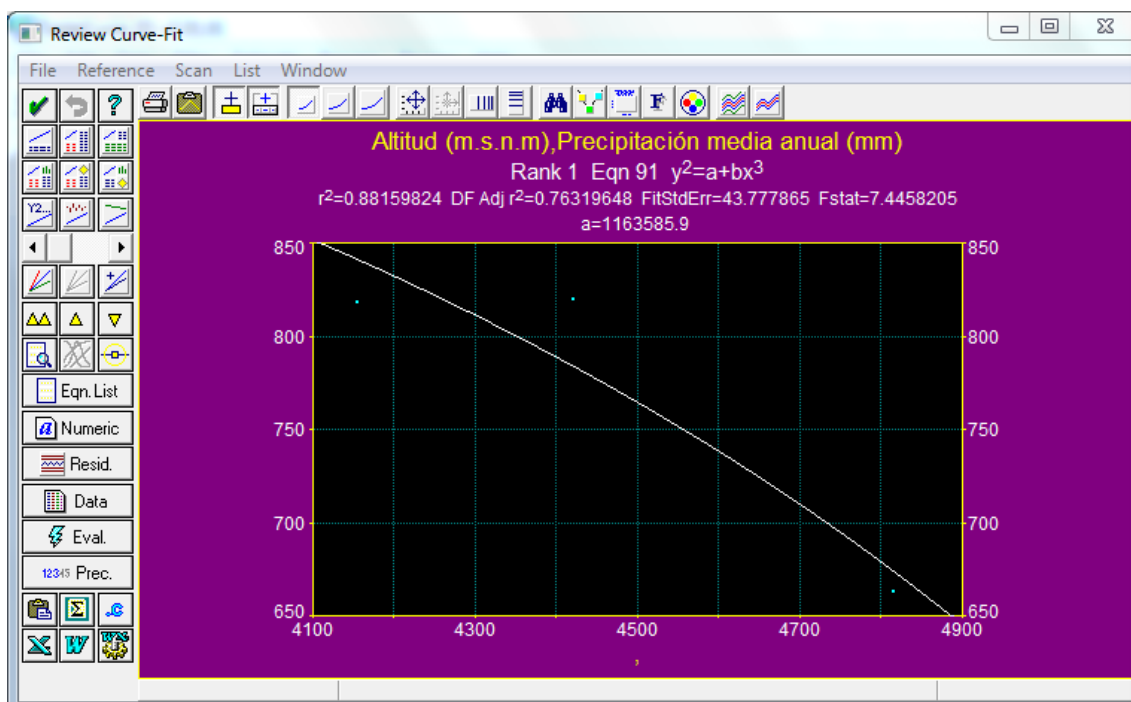


Figura 15. Análisis de regresión para las estaciones de La Angostura, Caylloma y Visuyo.

Se obtuvo un listado de 109 ecuaciones de

regresión con sus respectivos coeficientes de determinación (r^2).

109 Equations [Rank, r ² , FP, Eq#, Eqn]					
File	Edit	List	Filter	Sort	
1	0.8815982421	7	91	$y^2=a+bx^3$	
2	0.8753921905	9	90	$y^2=a+bx^{2.5}$	
3	0.8704281476	12	89	$y^2=a+bx^2\ln x$	
4	0.8689650523	5	88	$y^2=a+bx^2$	
5	0.8633558323	4	7	$y=a+bx^3$	
6	0.8623178002	8	87	$y^2=a+bx^{1.5}$	
7	0.8569307888	11	86	$y^2=a+b\ln x$	
8	0.8565464771	7	6	$y=a+bx^{2.5}$	
9	0.8554521849	4	85	$y^2=a+bx$	
10	0.8540118155	11	95	$y^2=a+bx/\ln x$	
11	0.8533494808	5	70	$y^{0.5}=a+bx^3$	
12	0.8511230293	10	5	$y=a+bx^2\ln x$	
13	0.8497489316	13	93	$y^2=a+bx^{0.5}\ln x$	
14	0.8495284137	3	4	$y=a+bx^2$	
15	0.8483707607	7	96	$y^2=a+bx^{0.5}$	
16	0.8462422194	8	69	$y^{0.5}=a+bx^{2.5}$	
17	0.8428322415	11	94	$y^2=a+b(\ln x)^2$	
18	0.8427074651	11	28	$\ln y=a+bx^3$	
19	0.8423056398	5	3	$y=a+bx^{1.5}$	
20	0.8410769042	10	97	$y^2=a+b\ln x$	
21	0.8405935244	11	68	$y^{0.5}=a+bx^2\ln x$	
22	0.8389346801	4	67	$y^{0.5}=a+bx^2$	
23	0.8375308158	11	98	$y^2=a+b/\ln x$	
24	0.8364783729	9	2	$y=a+bx\ln x$	
25	0.8353007429	13	27	$\ln y=a+bx^{2.5}$	
26	0.8348829760	2	1	$y=a+bx$	
27	0.8348829760	2	8160	Line(a,b) Robust None	
28	0.8335748274	8	99	$y^2=a+b/x^{0.5}$	
29	0.8333304972	9	11	$y=a+bx/\ln x$	
30	0.8314321877	7	66	$y^{0.5}=a+bx^{1.5}$	
31	0.8294257207	17	26	$\ln y=a+bx^2\ln x$	
32	0.8287453745	11	9	$y=a+bx^{0.5}\ln x$	
33	0.8279714480	11	100	$y^2=a+b\ln x/x$	
34	0.8277023332	10	25	$\ln y=a+bx^2$	
35	0.8272660623	4	12	$y=a+bx^{0.5}$	
36	0.8258695834	6	101	$y^2=a+b/x$	
37	0.8253924133	10	65	$y^{0.5}=a+bx\ln x$	
38	0.8238982749	11	8114	Decay.5_(a,b)	
39	0.8237408533	3	64	$y^{0.5}=a+bx$	
40	0.8221345468	10	74	$y^{0.5}=a+bx/\ln x$	
41	0.8213358975	9	10	$y=a+b(\ln x)^2$	

Figura 16. Ecuaciones de regresión para 4 estaciones obtenidas con Table Curve 2D

De los cuales las funciones más conocidas dan coeficientes de determinación como sigue:

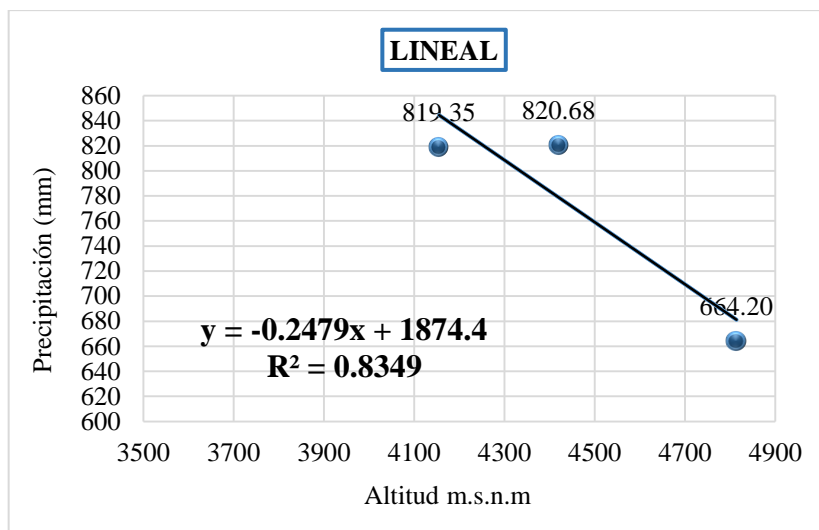


Figura 17. Regresión lineal (Est. La Angostura, Caylloma, Visuyo)

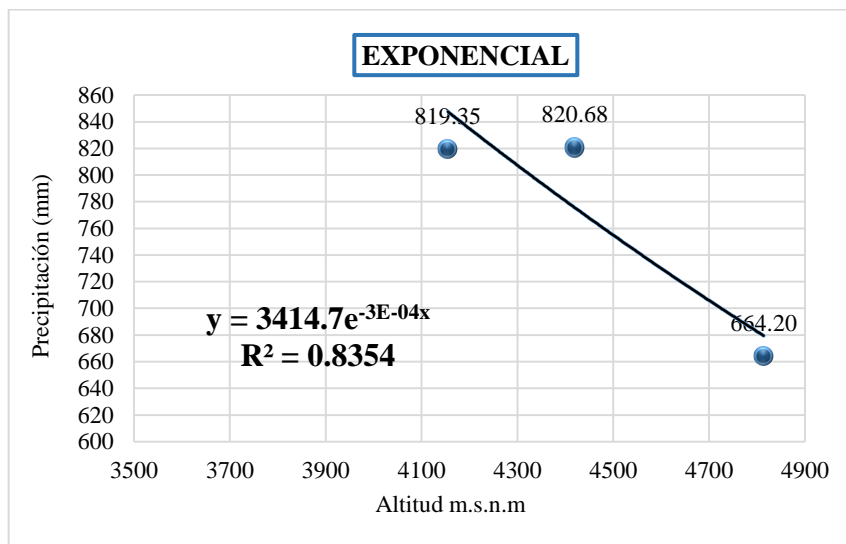


Figura 18. Regresión exponencial (Est. La Angostura, Caylloma, Visuyo)

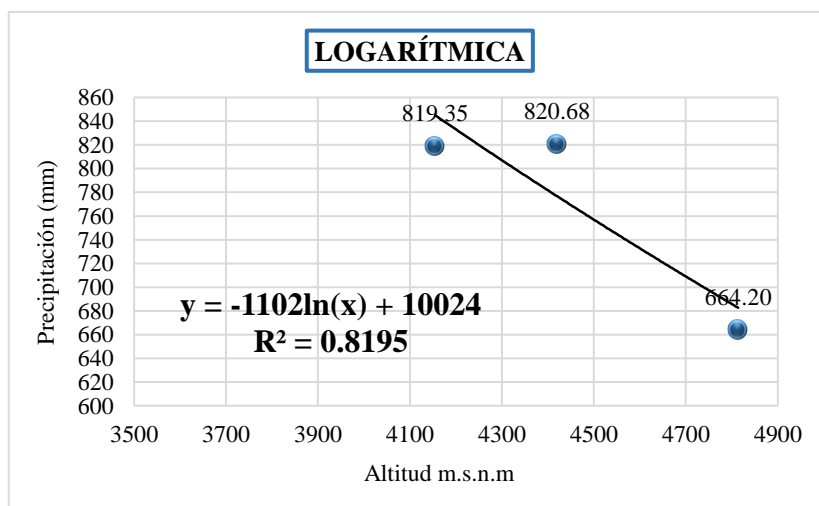


Figura 19. Regresión logarítmica, polinómica y potencial (Est. La Angostura, Caylloma, Visuyo)

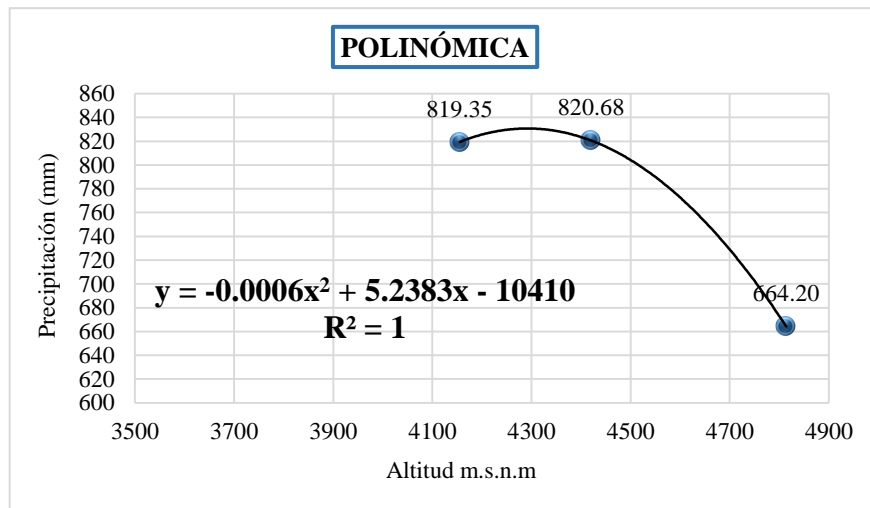


Figura 20. Regresión Polinómica, polinómica y potencial (Est. La Angostura, Caylloma, Visuyo)

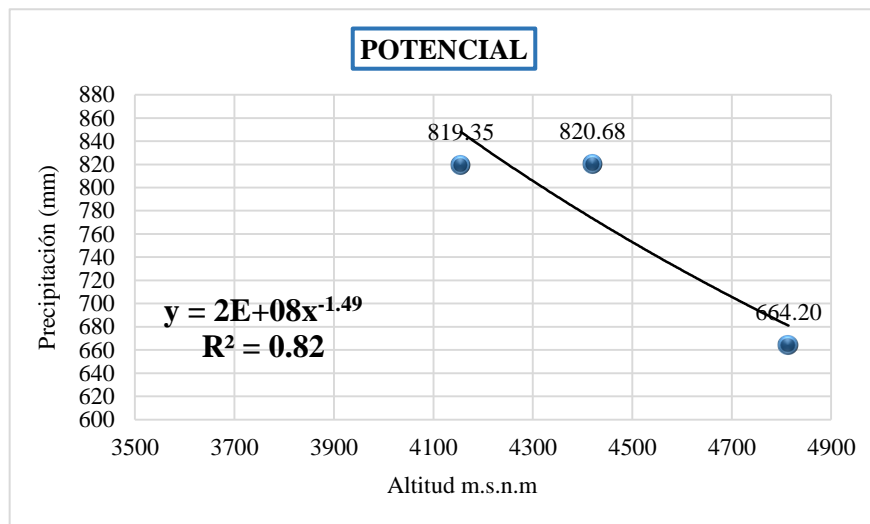


Figura 21. Regresión potencial, polinómica y potencial (Est. La Angostura, Caylloma, Visuyo)

De igual forma, se observó que la correlación calculada anteriormente es correcta, ya que ese patrón también fue hallado al ser calculado por el programa New LocClim 1.10, desarrollado por la

FAO, es así que se muestra en la Figura 20 la correlación entre la precipitación vs. Altura.

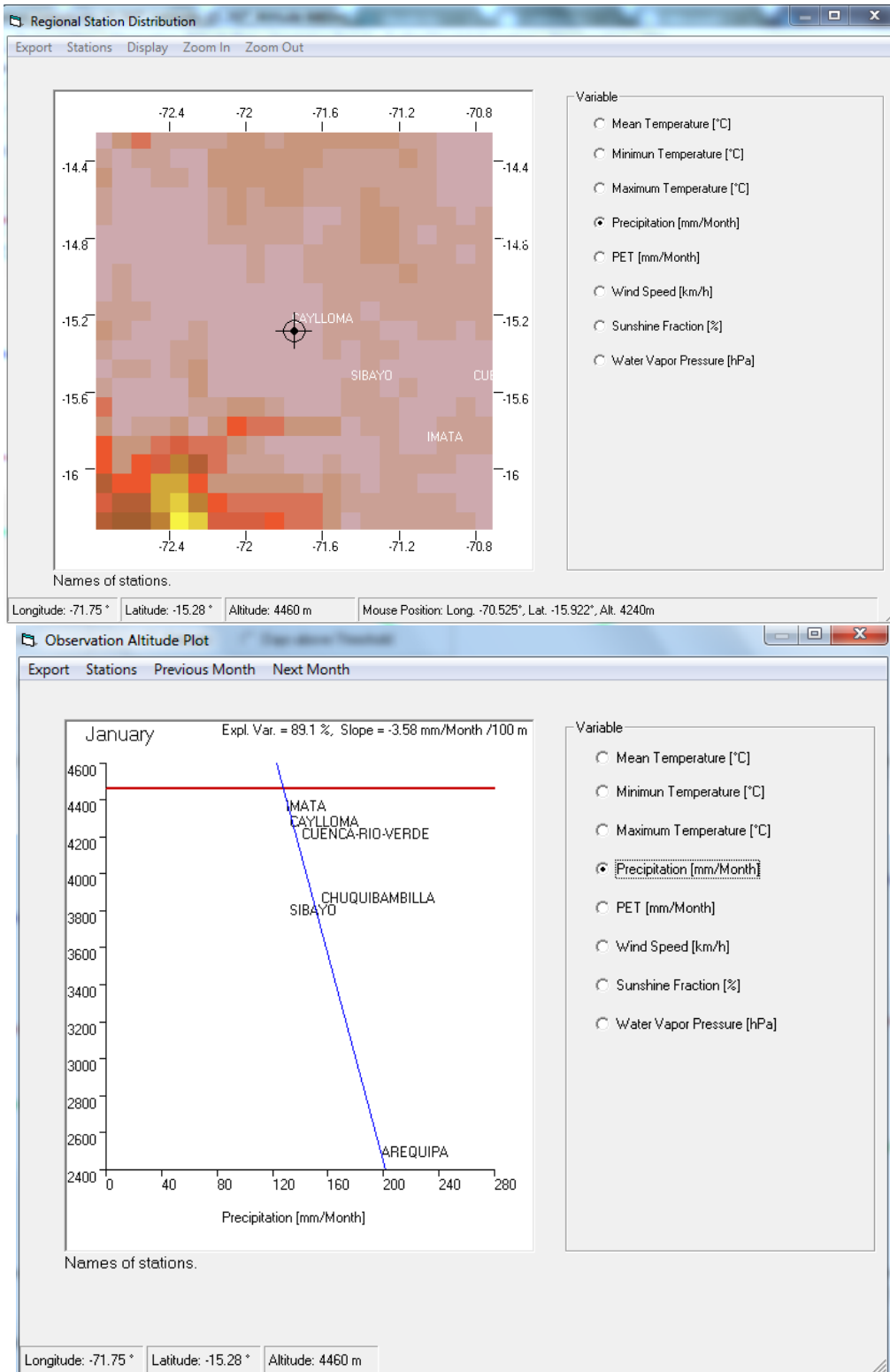


Figura 22. Visor Climatico New Loc Clim 1.1

4.1.4. Cálculo de la precipitación media anual en la cuenca

A continuación, se muestra la obtención de la precipitación media anual de la cuenca de

estudio, en función de la precipitación de las estaciones seleccionadas y de la altura a partir de la ecuación de Regresión Lineal: $P = -0,2479H + 1874,4$ que fue la que mejor se ajustó con 03 estaciones.

Tabla 16. Análisis regional de precipitación - Ecuación de Regresión altitud – precipitación

ESTACION	ALTITUD (m.s.n.m)	PRECIPITACION MEDIA ANUAL (mm)
La Angostura	4155	819,35
Caylloma	4420	820,68
Visuyo	4814	664,2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 17. Tipos de regresión de mejor ajuste con 03 estaciones

Variables	1	2	3	4	5
	Lineal	Exponencial	Logarítmico	Polinómica	Potencial
	$y = a x + b$	$y = a e^{bx}$	$y = a \ln(x) + b$	$y = a x^2 + b x + c$	$y = a x^b$
a	-0,2479	3414,7	-236,2	-6,00E-04	2,00E+08
b	1874,4	-0,0003	2771,2	5,2383	-1,49
c				-10410	
Parámetros de Regresión					
r	0,9137	0,9140	0,3775	1,0	0,9055
R²	0,8349	0,8354	0,1425	1	0,82

Fuente: Elaboración propia

La ecuación lineal es la que mejor se ajusta a las precipitaciones de las estaciones por

ende se corrige la precipitación de éstas en función a dicha ecuación.

Tabla 18. Precipitaciones corregidas

ESTACIÓN	PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL CORREGIDA (mm)
La Angostura	844,38
Caylloma	778,68
Visuyo	681,01

Fuente: Elaboración propia

De igual forma se calculó la precipitación total mensual (mm) para la cota media de la cuenca alta del río Apurímac, y también

para toda la matriz de precipitación teniendo como resultado la siguiente tabla N°1.

Tabla 19: Precipitación total mensual de la cuenca en base a factores de influencia altura – distancia

CUENCA DE ESTUDIO				Latitud :		15°17'00"		S		Departamento :		Arequipa		
				Longitud :		71°44'50"		W		Provincia :		Caylloma		
				Altitud :		4647,41		msnm		Distrito :		Caylloma - Lari		
N° REG.	Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Total
1	1982	155,2	82,8	204,2	73,4	3,7	2,7	0,9	4,7	37,3	65,6	107,4	67,7	805,6
2	1983	76,4	99,9	103,5	49,1	6,6	1	0,2	0,9	39,5	26,9	3,6	48,1	455,7
3	1984	220,9	271,1	284	27,4	8,1	5,3	1,1	7,7	0,2	72,3	156,4	125,6	1180,1
4	1985	28,6	235,7	128,1	82,7	5,9	24,3	0	9,4	32,6	2,5	58,2	137,3	745,5
5	1986	166	174,9	135,4	87,8	5,9	0	0,7	14,9	10,3	8,8	19,1	151,2	775
6	1987	240,1	39,4	30,7	21,5	3,1	6,4	18,3	10,8	2,3	37,7	20,9	52,8	484
7	1988	232,3	145,3	181,7	71,3	13,3	9,9	0,8	3,6	2,8	26,2	25,4	98,7	811,4
8	1989	152,6	186,4	137,4	50,7	10,4	10,9	3,2	3,8	6,5	11,6	24,2	43,7	641,4
9	1990	120,9	131,5	72,6	34,2	11,3	20,8	5,1	6,7	22,6	29,6	99,6	103,5	658,4
10	1991	157,5	105,2	173,7	52,5	15,1	12,8	7,4	6,6	21,6	13,2	100,3	92,5	758,4
11	1992	155	135,5	64,5	14,4	13,4	5,1	1,9	29	6,4	43,7	40,7	87,2	597
12	1993	228,1	101,4	132,1	58,2	4,5	2,9	7	13,5	5,3	34	96,6	69,1	752,7
13	1994	211,4	171,1	138,9	33,4	3,1	0,7	26,5	1,6	12	12,2	33,1	96,6	740,6
14	1995	180,4	144,5	138,5	28,4	7	5,2	2,4	5,8	20	10,4	31,8	94,7	669,2
15	1996	173,2	197,5	203,9	37,3	3,7	4,8	1	9,7	5,5	28,5	16,9	112,6	794,6
16	1997	178,3	181,3	119,9	26,5	6,3	1,4	1,5	19,5	37,6	10,2	44,3	97,4	724,1
17	1998	184,3	120,8	59,7	70,8	2,9	2,4	2,5	11,8	0,2	13	31,8	87,3	587,4
18	1999	162,9	257,2	186,4	74,5	5,2	7	0,2	1,8	19,4	31,1	11,7	87,4	845
19	2000	147,2	223	164,8	43,6	18,4	4,4	8,6	12,5	4	44,3	38,4	71,3	780,5
20	2001	182,2	211	166,4	59,7	9,6	1,2	12,2	16,4	7	33,4	12,4	33,2	744,7
21	2002	130,5	178,9	187,4	68,4	13,3	4	10,2	20,5	28,5	42,9	65,3	76,7	826,8
22	2003	99,8	101	175,7	26,5	5,1	3,7	2	9,2	7,6	25,3	33,3	100,8	590,1
23	2004	110,4	160,3	102	36,4	3,6	7,6	13,6	12,7	33,8	14,1	25,1	61,9	581,6
24	2005	113	184,9	146,1	41,6	3,8	1	9,3	7,4	27,1	20,3	30,3	146	730,7
25	2006	261,2	161,5	216,6	83,5	2,4	10,9	1	5	21,3	25,6	54,4	80,4	923,9
26	2007	150,2	148	158,6	38,8	7,7	3,4	3,1	1,5	15,3	12,4	42,9	75,8	657,7
27	2008	410,9	158,2	85,2	12,7	8,1	0,3	1,6	2,2	0,6	35,7	9,3	105,3	830
28	2009	120,9	158,1	149,6	54,6	12,9	2,6	13,3	1	29,1	18,2	39,4	63,7	663,5
29	2010	137,3	153,1	100,1	30,7	8,4	10,4	2	1,1	12	15,6	21,2	87,4	579,2
30	2011	196,4	204,7	79,6	45,8	3,9	0,9	3,6	47,4	10,5	10,4	18,5	112,6	734,4
Media		169,5	160,8	140,9	47,9	7,6	5,8	5,4	10	16	25,9	43,8	89	722,31
Desv. Estándar		67,94	51,72	54,27	21,26	4,24	5,78	6,27	9,75	12,51	16,49	35,36	28,69	138,78
Coef. Variación		0,4	0,32	0,39	0,44	0,56	1	1,17	0,98	0,78	0,64	0,81	0,32	0,19

Fuente: Elaboración propia

En función a la ecuación $P = -0,2479H + 1874,4$ se construyó este mapa de

Isoyetas para la cuenca alta del río Apurímac

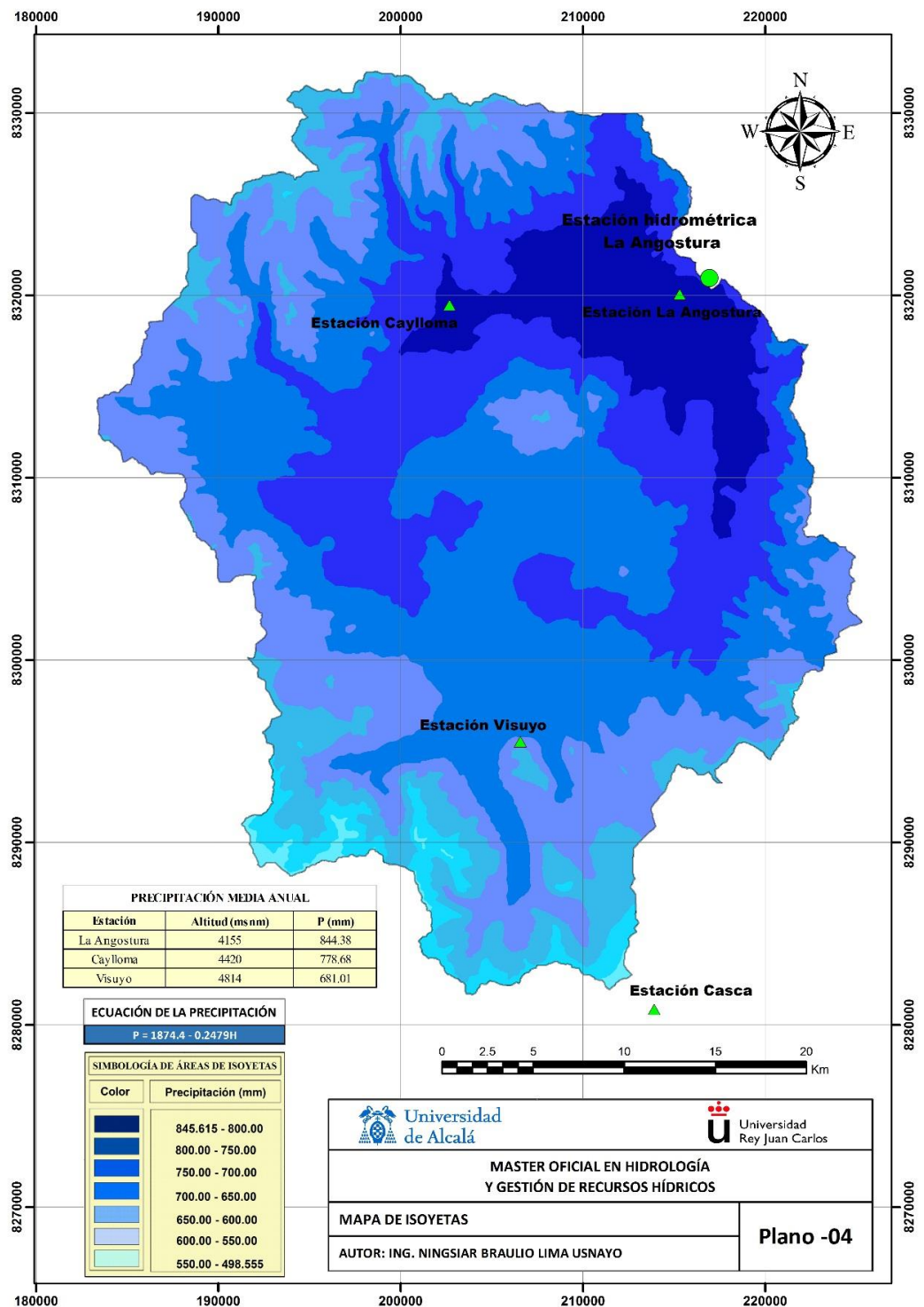


Figura 23. Isoyetas de la cuenca alta del río Apurímac (1982 – 2011) – elaborado con ArcGis 10.3

4.2 Análisis y regionalización de la temperatura

Se procedió a calcular la ecuación de temperatura a través de un análisis de

regresión, obteniendo a partir de ello la gradiente de temperatura y la temperatura media anual de la cuenca

Tabla 20. Regionalización de Temperatura - Temperatura media de la cuenca (C°)

ESTACION	ALTITUD msnm.	MES												
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic	Media
CAYLLOMA	4420	6,40	6,60	6,10	5,60	3,90	2,60	1,70	2,60	4,50	5,40	6,10	6,30	4,82
ANGOSTURA	4155	7,20	7,40	7,20	6,70	4,80	2,70	2,20	3,30	5,60	6,80	7,60	7,60	5,76
YAURI	3927	9,30	9,00	8,90	8,20	6,50	5,00	4,90	5,60	6,90	8,60	9,40	9,50	7,65
Promedio	4167.3	7,60	7,7	7,4	6,8	5,1	3,4	2,9	3,8	5,7	6,9	7,7	7,8	6,1
Desv. Estándar	246.7	1,50	1,2	1,4	1,3	1,3	1,4	1,7	1,6	1,2	1,6	1,7	1,6	1,4
Coficiente a		31,8267	27,7470	30,8974	28,6855	26,8344	23,2182	29,4679	28,8071	25,8737	33,8478	35,4793	34,6723	29,7798
Coficiente b		-0,0058	-0,0048	-0,0056	-0,0052	-0,0052	-0,0047	-0,0064	-0,0060	-0,0048	-0,0065	-0,0067	-0,0064	-0,005688
Coficiente r		-0,956	-0,973	-0,986	-0,991	-0,976	-0,863	-0,913	-0,942	-0,996	-0,993	-0,995	-0,989	-0,973
Cuenca de Estudio	4647.41	4,8	5,4	4,7	4,3	2,6	1,2	-0,1	1,0	3,3	3,8	4,5	4,7	3,34

Fuente: Elaboración propia

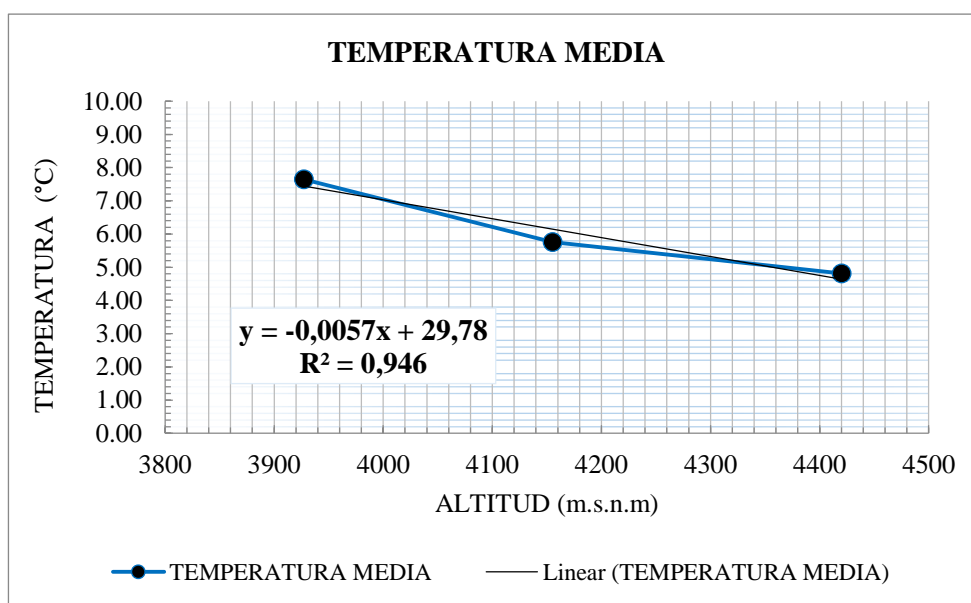


Figura 24. Temperatura media de la cuenca (°C)

$$\text{Ecuación de la temperatura: } T = 29,7798 - 0,005688 H$$

A partir de las cotas y la ecuación de la temperatura se construyó el mapa de

isotermas para la cuenca alta del río Apurímac.

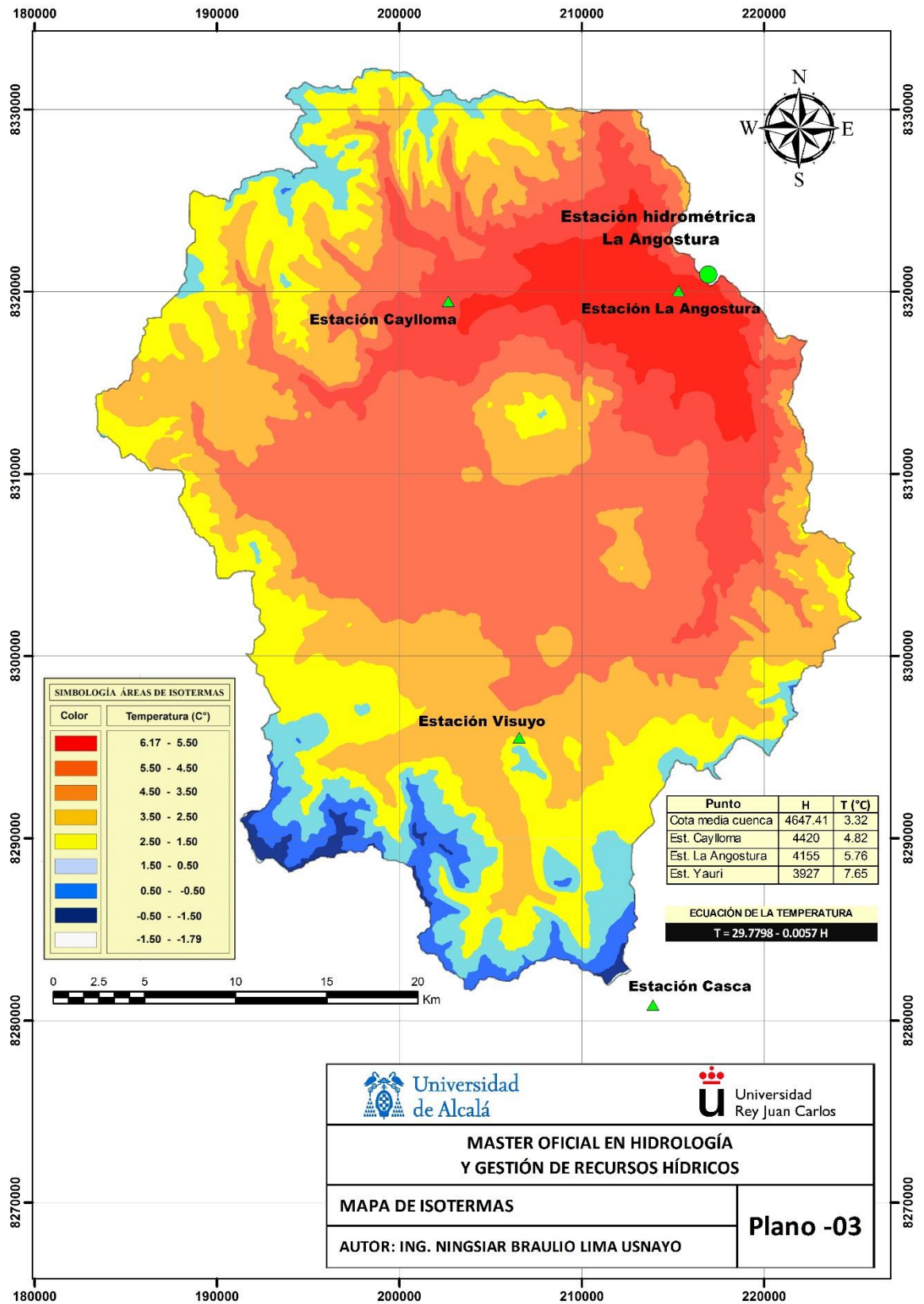


Figura 25. Isothermas de la cuenca de estudio (1982 – 2011) – elaborado con ArcGis 10.3

4.3 Modelación hidrológica de la cuenca alta del río Apurímac – Perú

La modelación hidrológica de una cuenca es una simulación de los procesos que ocurren durante un proceso de precipitación y su transformación de esta en escorrentía así como lo asociado a pérdidas iniciales, flujo base y otros.

Para la modelación hidrológica de la cuenca alta del río Apurímac se utilizó dos softwares diferentes, los cuales tienen un conjunto de sub modelos que simulan los fenómenos asociados a la hidrología, estos softwares son HEC-HMS 4.2 y RS MINERVE 2.3:

HEC-HMS: Permite realizar la simulación hidrológica de una cuenca generando caudales a partir de hietogramas y del cálculo de la precipitación efectiva, el HEC-HMS permite simular la respuesta hidrológica de la cuenca ante eventos de precipitación donde se representa la cuenca como un sistema interconectado de componentes hidrológicos e hidráulicos.

El **HEC HMS** se puede descargar desde la página oficial de sus creadores: <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/downloads.aspx>

RS-MINERVE: Es un software para la simulación del flujo libre de la escorrentía

superficial, formación y propagación, además determinados procesos hidrológicos tales como el derretimiento de nieve, glaciares, superficiales y subterráneos, elementos de control de flujo hidráulico como compuertas, aliviaderos, desvíos, cruces, turbinas y bombas también están incluidos.

El **RS-MINERVE** se puede descargar desde la página oficial de sus creadores: <http://www.crealp.ch/down/rsm/install2/archives.html>

4.3.1 Generación de Caudales con el modelo HEC-HMS

a) Modelo de la cuenca y cálculo de parámetros para HEC-HMS

Primero se definió el modelo de la cuenca, representándose así ésta de forma esquemática, reflejándose su morfología y las características de su red de drenaje, para lo cual se importó el mapa de la cuenca de ArcGIS 10.3 al HEC-HMS 4.2 para una mejor representación.

Luego se definió la estructura del modelo de la cuenca incorporándose los elementos hidrológicos tales como sub cuenca, embalse y unión, conectándose éstos desde aguas arriba hacia aguas abajo

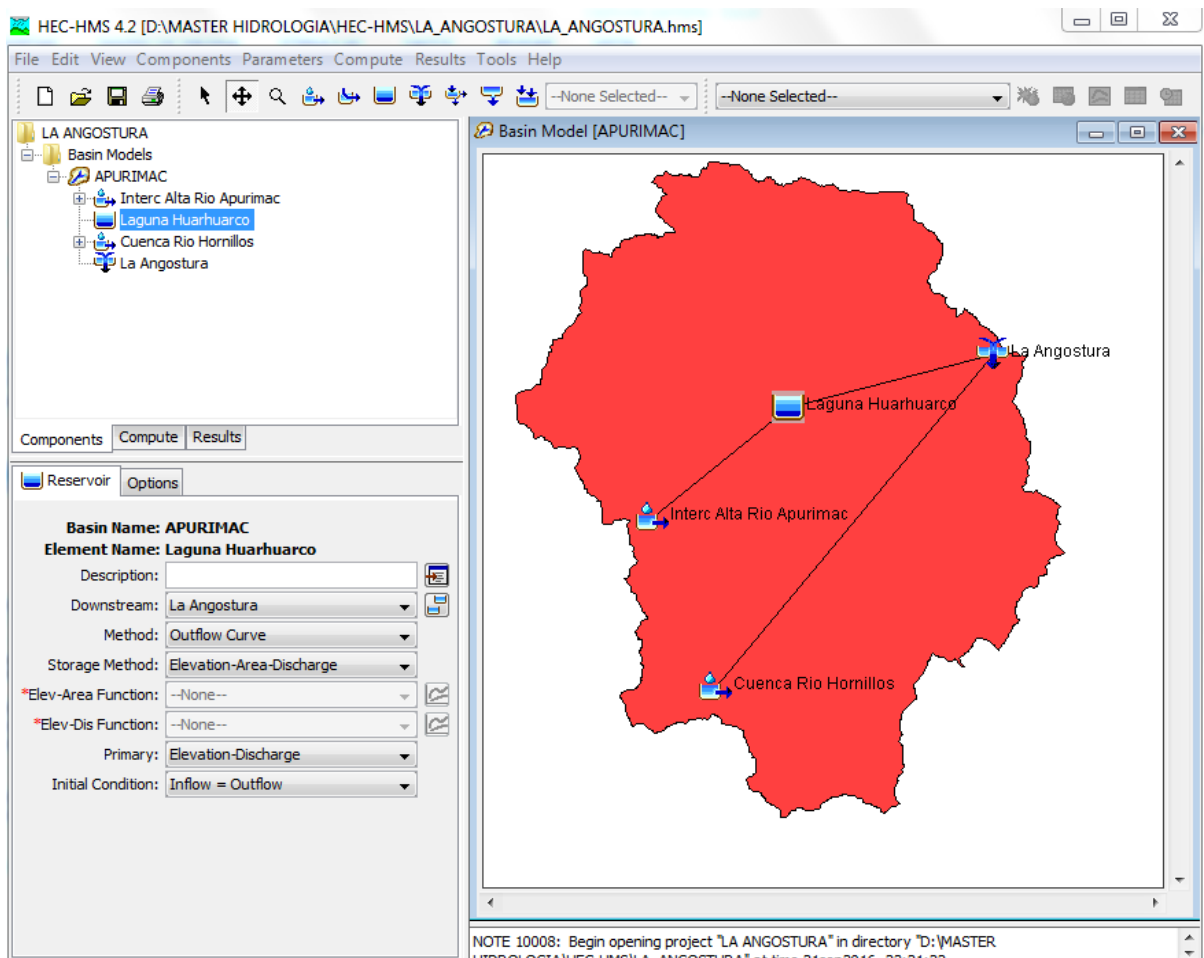


Figura 26. Representación del sistema de drenaje (elementos hidrológicos)-HEC HMS 4.2

Posteriormente se introdujo la información de las subcuencas “**Intercuenca Alta Apurímac**” y “**Cuenca río Hornillos**” definiéndose así para cada una el área, el método de estimación de pérdidas (Loss Method), el método de transformación precipitación neta a escorrentía (Transform Method), y el método de determinación del flujo base (Baseflow Method).

a) Selección de métodos:

Para la estimación de pérdidas (Loss Method) se empleó el método del Número de curva del SCS, siendo los datos de entrada para este método:

- Pérdidas iniciales (Initial Loss) (mm)
 - Número de Curva (CN)
 - % Área impermeable
- Para realizar la transformación de precipitación neta a escorrentía (Transform Method) se empleó el método de Hidrograma unitario sintético del SCS, siendo el dato de entrada:
- Lag time (Tiempo de retardo) (min)
- Para determinar el flujo base (Baseflow Method) se utilizó el método Constant Montly, introduciéndose los caudales base mensuales.

b) Cálculo de datos de entrada para el Modelo de la cuenca:

A continuación se presenta el cálculo de los datos de entrada requeridos para la generación de caudales en el HEC - HMS según los métodos escogidos para realizar los procesos anteriormente descritos:

b.1) Determinación del Número de Curva (CN):

Para determinar el número de curva primero se identificó los usos de suelos existentes en las subcuencas, y de acuerdo a la condición hidrológica y grupo hidrológico se determinó el valor de número de curva para el respectivo uso de suelo. Para la selección del CN se tuvo en cuenta los siguientes criterios de la Soil Conservation Service (SCS) sobre condición hidrológica:

- Cobertura vegetal > 75% del área: Condición hidrológica buena
- Cobertura vegetal entre 50% y 75% del área: Condición hidrológica regular
- Cobertura vegetal < 50% del área: Condición hidrológica pobre, determinándose de acuerdo a ello que las subcuencas presentan una condición hidrológica buena.

Además de tener en cuenta, que según Villón (2008), el grupo hidrológico del suelo está clasificado en los siguientes:

- Grupo A: Bajo potencial de escorrentía
- Grupo B: Moderado bajo potencial de escorrentía
- Grupo C: Moderado alto potencial de escorrentía
- Grupo D: Alto potencial de escorrentía.

Se determinó que el grupo hidrológico de las subcuencas corresponde al Grupo A, por tener un bajo potencial de escorrentía, presentando grandes áreas de bofedales y áreas de baja pendiente.

De acuerdo a los parámetros anteriormente estimados se determinó primero el número de curva CN para un uso de suelos de Pastizales o similares, a partir de la siguiente tabla de la SCS, la cual permite determinar el número de curva para diferentes prácticas agrícolas

Tabla 21. Valores de Número de curva CN

Cobertura			Número de curva			
Uso de la tierra	Tratamiento o práctica	Condición hidrológica	A	B	C	D
Descuidado, en descanso, sin cultivos	Surcos rectos	-----	77	86	91	94
Cultivos	Surcos rectos	Pobre	72	81	88	91
	Surcos rectos	Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	Curva de nivel y en terrazas	Pobre	66	74	80	82
	Curva de nivel y en terrazas	Buena	62	71	78	81
Pequeños granos	Surcos rectos	Pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Pobre	63	74	82	85
	Curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	Curva de nivel y en terrazas	Pobre	61	72	79	82
	Curva de nivel y en terrazas	Buena	59	70	78	81
Sembríos cerrados, legumbres o sembríos en rotación	Surcos rectos	Pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	Curva de nivel y en terrazas	Pobre	63	73	80	83
	Curva de nivel y en terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastizales o similares		Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	Pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	Regular	25	59	75	83
	Curvas de nivel	Buena	6	35	70	79
Pradera		Buena	30	58	71	78
Bosques		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Patios		-----	59	74	82	86
Camino, incluyendo derecho de vía	Cieno	-----	72	82	87	89
	Superficie firme	-----	74	84	90	92

Fuente: Villón, 2002

Para un uso de suelo de nevados, cuerpos de agua y bofedales - humedales se consideró un CN = 100, según lo indicado

en bibliografía de Ven Te Chow así como de acuerdo a la siguiente tabla.

Tabla 22. Valores de Número de curva para zonas húmedas

USO DE SUELO	A	B	C	D
Ríos y canales	100	100	100	100
Lagos	100	100	100	100
Embalses	100	100	100	100
Bahías y Estuarios	100	100	100	100
Humedales	100	100	100	100
Salinas	25	25	25	25
Playas	25	25	25	25
Arena de origen no marino	25	25	25	25
Afloramiento rocoso	98	98	98	98
Canteras, graveras, fosos	0	0	0	0
Áreas de transición	75	80	85	90
Tierras estériles	75	80	85	90

Fuente: (SCS, 1986. En negrita aparecen los valores añadidos por Smith y Maidment, 1995) (Ferrer, 2002)

A partir de lo anterior se obtuvo el número de curva ponderado para cada subcuenca:

- **Cuenca alta río Apurímac:** Área: 698.23 Km²

Tabla 23: Número de curva de la Intercuenca alta de la alta río Apurímac

Fuente: Elaboración propia

Uso de suelo	Área (Km ²)	%	Grupo hidrológico	CN (Número de curva)
Nevados (Superficies impermeables)	0,54	0,08	-	100
Cuerpos de agua (Lagunas)	6,151	0,88	-	100
Bofedales – humedales	6,78	0,97	-	100
Pastizales o similares (Buena)	684,76	98,1	A	39
			CN Ponderado	40

- **Cuenca del río Hornillos:** Área: 608.61 Km²

Tabla 24. Número de curva de la Cuenca del río Hornillos

Uso de suelo	Área (Km ²)	%	Grupo hidrológico	CN (Número de curva)
Nevados (Superficies impermeables)	1,702	0,28	-	100
Cuerpos de agua (Lagunas)	2,251	0,37	-	100
Bofedales - humedales	52,16	8,57	-	100
Pastizales o similares (Buena)	552,49	90,8	A	39
			CN Ponderado	45

Fuente: Elaboración propia

b.2) Determinación de pérdidas iniciales

(Ia):

Las pérdidas iniciales se calcularon a través de la siguiente expresión

$$Ia = 0,2 S$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Donde:

Ia: pérdidas o sustracciones iniciales (mm)

S: infiltración potencial máxima (mm)

CN: número de curva

Los valores de I_a (pérdidas iniciales) para las dos subcuencas se muestran en la siguiente tabla.

b.3) Determinación de los parámetros morfométricos para la “A. Intercuenca Alta Apurímac” y “Cuenca río Hornillos”:

Tabla 25. Parámetros morfométricos introducidos al HEC HMS

Cuenca	Área (km ²)	Max. Long. recorrido (m)	Cota inicio (m.s.n.m)	Cota fin (m.s.n.m)	ΔH (m)	C N	tc (min) (Kirpich)	Lag time (min)	Ia
I.A de la Alta del río Apurímac	698,23	48088,36	5000	4147	853	40	371,00	222,60	76,20
Cuenca del río Hornillos	608,61	61018,81	5150	4147	1003	45	458,93	275,36	62,09

Tabla 26. % Área impermeable - I.A de la Alta del río Apurímac

Área laguna y nevados (km ²)	6,691
Área cuenca (km ²)	1306,84
Área impermeable (%)	0,51

Tabla 27. % Área impermeable – Cuenca del río Hornillos

Área laguna y nevados (km ²)	3,953
Área cuenca (km ²)	1306,84
Área impermeable (%)	0,30

c) Introducción de datos al HEC- HMS:

En el gráfico siguiente se muestra los métodos elegidos para la estimación de

pérdidas, transformación precipitación neta a escorrentía y flujo base:

Subbasin	Loss	Transform	Baseflow	Options
Basin Name: APURIMAC				
Element Name: Interc Alta Rio Apurimac				
Description:	Cuenca Alta del rio Apurimac			
Downstream:	Laguna Huarhuarco			
*Area (KM2)	698,23			
Latitude Degrees:				
Latitude Minutes:				
Latitude Seconds:				
Longitude Degrees:				
Longitude Minutes:				
Longitude Seconds:				
Canopy Method:	--None--			
Surface Method:	--None--			
Loss Method:	SCS Curve Number			
Transform Method:	SCS Unit Hydrograph			
Baseflow Method:	Constant Monthly			

Figura 27. Métodos de cálculo – “Alta Intercuenca de la Alta Apurimac

Subbasin	Loss	Transform	Options	
Basin Name: APURIMAC				
Element Name: Cuenca Rio Hornillos				
Description:	Cuenca Rio Hornillos			
Downstream:	La Angostura			
*Area (KM2)	608,61			
Latitude Degrees:				
Latitude Minutes:				
Latitude Seconds:				
Longitude Degrees:				
Longitude Minutes:				
Longitude Seconds:				
Canopy Method:	--None--			
Surface Method:	--None--			
Loss Method:	SCS Curve Number			
Transform Method:	SCS Unit Hydrograph			
Baseflow Method:	--None--			

Figura 28. Métodos de cálculo – Cuenca del río Hornillos

A continuación se muestra los datos introducidos para la estimación de pérdidas

(Loss Method) mediante el método del Número de curva del SCS.

The screenshot shows the 'Loss' tab of a software interface. The 'Basin Name' is 'APURIMAC' and the 'Element Name' is 'Interc Alta Rio Apurimac'. The 'Initial Abstraction (MM)' is 76,20. The '*Curve Number' is 40. The '*Impervious (%)' is 0,51.

Parameter	Value
Basin Name	APURIMAC
Element Name	Interc Alta Rio Apurimac
Initial Abstraction (MM)	76,20
*Curve Number	40
*Impervious (%)	0,51

Figura 29. Estimación de pérdidas – A. Intercuencia de la Alta Apurímac

The screenshot shows the 'Loss' tab of a software interface. The 'Basin Name' is 'APURIMAC' and the 'Element Name' is 'Cuenca Rio Hornillos'. The 'Initial Abstraction (MM)' is 62,09. The '*Curve Number' is 45. The '*Impervious (%)' is 0,3.

Parameter	Value
Basin Name	APURIMAC
Element Name	Cuenca Rio Hornillos
Initial Abstraction (MM)	62,09
*Curve Number	45
*Impervious (%)	0,3

Figura 30. Estimación de pérdidas – Cuenca Hornillos

- En el gráfico se muestra el Lag time (Tiempo de retardo) introducido en el método de Hidrograma unitario sintético

del SCS para la transformación de la precipitación neta a escorrentía (Transform Method).

The screenshot shows the 'Transform' tab of a software interface. The 'Basin Name' is 'APURIMAC' and the 'Element Name' is 'Interc Alta Rio Apurimac'. The 'Graph Type' is 'Standard (PRF 484)'. The '*Lag Time (MIN)' is 222,6.

Parameter	Value
Basin Name	APURIMAC
Element Name	Interc Alta Rio Apurimac
Graph Type	Standard (PRF 484)
*Lag Time (MIN)	222,6

Figura 31. Transformación precipitación - A. Intercuencia de la Alta Apurímac

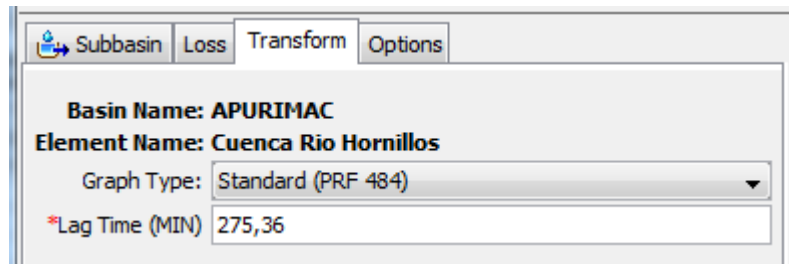


Figura 32. Transformación precipitación – Cuenca Hornillos

- A continuación se muestra los caudales Montly del cálculo de flujo base base introducidos en el método Constant (Baseflow Method).

Month	Flow (M3/S)
*January (M3/S)	0
*February (M3/S)	0
*March (M3/S)	0
*April (M3/S)	0
*May (M3/S)	2,4
*June (M3/S)	2,4
*July (M3/S)	2,4
*August (M3/S)	2,4
*September (M3/S)	2,4
*October (M3/S)	2,4
*November (M3/S)	2,4
*December (M3/S)	0

Figura 33. Flujo base - A. Intercuenca de la Alta Apurímac

Se consideró como flujo base el caudal mensual que aporta la represa Huarhuarco en época de estiaje con un valor promedio de 2.4 m³/s, valor que fue estimado por ENERGÍA PACASMAYO S.R.L.

b) Modelo Meteorológico de HEC HMS

Se suministró manualmente los datos de precipitación al HEC-HMS, introduciéndose la precipitación de la cuenca que anteriormente fue obtenida a partir del análisis de consistencia y regionalización de registros de precipitación (1982-2011).

Los datos de precipitación fueron introducidos de forma diaria (cada 12

horas), para lo cual la precipitación media mensual de la cuenca se distribuyó en forma diaria a partir de un patrón de comportamiento diario obtenido para cada mes, en base al análisis de precipitaciones diarias de la Estación Caylloma del año 2000,2001, 2010 y 2011.

A seguir se muestra la precipitación media mensual de la cuenca distribuida en un intervalo de tiempo de 12 horas introducida al HEC HMS.

Tabla 28. Precipitación media mensual de la cuenca distribuida cada 12 h - (mm)

Día	Hora	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
1	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,07	1,57	6,44	0,00	0,77	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,65	0,32	0,51	1,13	0,51	0,00
2	07:00 a.m	0,00	0,00	7,99	0,00	0,00	0,00	1,90	0,78	0,22	0,37	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	4,19	0,04	0,00	0,30	0,00
3	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,69	3,37	1,13	0,27	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,61	0,39	0,69	0,03	0,00	0,00
4	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,99	2,24	0,04	0,40	0,89	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,98	0,29	5,06	0,00	0,00	0,31
5	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,49	0,19	2,78	2,54	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,52	2,85	2,76	1,20	0,26	0,00
6	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,07	3,45	3,33	0,00	6,50	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,33	2,03	0,00	0,00	0,96	0,00	0,00
7	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,91	0,33	2,40	4,67	5,93	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,26	1,08	4,52	4,21	0,00	0,00
8	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,35	0,00	3,64	0,51	3,34	0,11	6,81	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	1,08	0,00	4,97	1,87	2,38	3,73	0,67	0,00	0,00
9	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	12,37	1,56	1,59	0,00	3,41	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,62	0,00	0,99	0,67	0,00	2,59	0,00	0,00	0,00
10	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,65	0,00	0,41	4,61	0,00	1,42	1,06	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	2,95	0,00	0,83	2,59	1,54	0,66	0,73	0,00	0,00
11	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	4,42	0,00	1,36	3,98	0,94	0,15	0,57	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,62	17,39	0,00	2,31	4,09	2,96	0,00	0,20	0,00
12	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,52	4,20	0,21	2,89	1,73	1,29	1,60	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	4,52	0,00	0,00	5,87	1,45	1,53	0,00	2,67	0,00
13	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	1,05	0,00	0,00	0,00	3,86	0,97	2,64	0,00	0,00
	07:00 p.m	2,35	1,78	0,00	0,87	0,00	0,00	0,51	7,42	1,23	0,00	1,09	0,00
14	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,19	5,97	11,72	0,00	0,46	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,21	0,00	0,00	11,13	0,41	3,51	0,00	0,86	0,00
15	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,14	8,90	0,98	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,67	0,00	0,77	0,00	0,00	0,07	4,41	6,15	0,00	0,00	0,00
16	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,48	0,00	5,53	2,84	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,67	0,00	2,30	0,00	0,00	0,55	0,08	2,05	1,78	0,00	0,00
17	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,92	0,52	1,27	3,91	4,52	0,00	0,00
	07:00 p.m	2,69	0,00	1,14	0,00	0,00	0,11	2,26	1,13	0,44	0,27	0,00	0,00
18	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,49	2,29	10,72	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	3,12	0,00	0,15	0,00	0,44	0,00	0,58	6,39	0,27	0,00	0,00
19	07:00 a.m	0,00	1,49	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	2,50	14,00	0,13	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,97	0,00	0,06	0,00	0,97	1,81	5,68	0,00	0,23	0,03	0,00
20	07:00 a.m	0,00	0,37	0,00	0,28	0,00	0,00	4,30	9,65	2,87	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,59	0,00	0,52	0,00	2,02	0,60	1,81	6,04	0,77	0,00	0,00
21	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	1,81	0,00	0,57	2,77	1,94	7,89	0,03	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,30	0,00	0,62	0,00	0,58	4,54	3,06	1,62	0,07	0,00	0,00
22	07:00 a.m	0,00	0,00	6,85	0,00	0,00	0,53	0,15	1,96	0,04	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,06	0,85	3,96	1,37	0,00	0,00	0,00
23	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,76	6,42	5,61	0,58	0,00	0,00	5,49
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,33	2,35	3,06	2,39	1,34	0,00	0,00	0,00
24	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,41	2,43	6,71	0,04	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,54	4,50	5,05	0,15	0,00	0,30	0,00
25	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,24	5,30	0,17	2,78	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	5,50	6,94	1,89	0,19	0,00	0,00	0,00
26	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,03	2,78	0,33	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,34	0,00	0,00	0,00	0,00	0,22	3,74	4,99	0,00	0,43	0,00	0,00
27	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	8,14	6,23	2,61	2,84	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,54	0,29	0,41	4,55	4,70	0,69	0,09	0,00	0,00
28	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,35	0,00	0,83	8,10	3,16	1,17	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,41	1,13	0,81	0,00	0,03	0,00	0,00
29	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,84	13,49		0,00	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	8,58	3,68	2,51		1,30	0,00	0,00	0,00
30	07:00 a.m	0,00	0,00	0,00	0,00	2,75	2,66	3,72		1,30	0,00	0,00	0,00
	07:00 p.m	0,00	0,00	0,00	0,00	10,22	1,99	2,90		1,23	0,00	0,00	0,00
31	07:00 a.m	0,00	0,00		0,00		3,18	3,03		5,58		0,00	
	07:00 p.m	0,00	0,00		0,00		2,14	1,90		0,00		0,00	
Total		5,37	9,95	15,97	25,86	43,75	88,96	169,48	160,81	140,91	47,89	7,55	5,80

En la Figura 34 se muestran los datos de precipitación ingresados y cargados al HEC HMS para su posterior guardado.

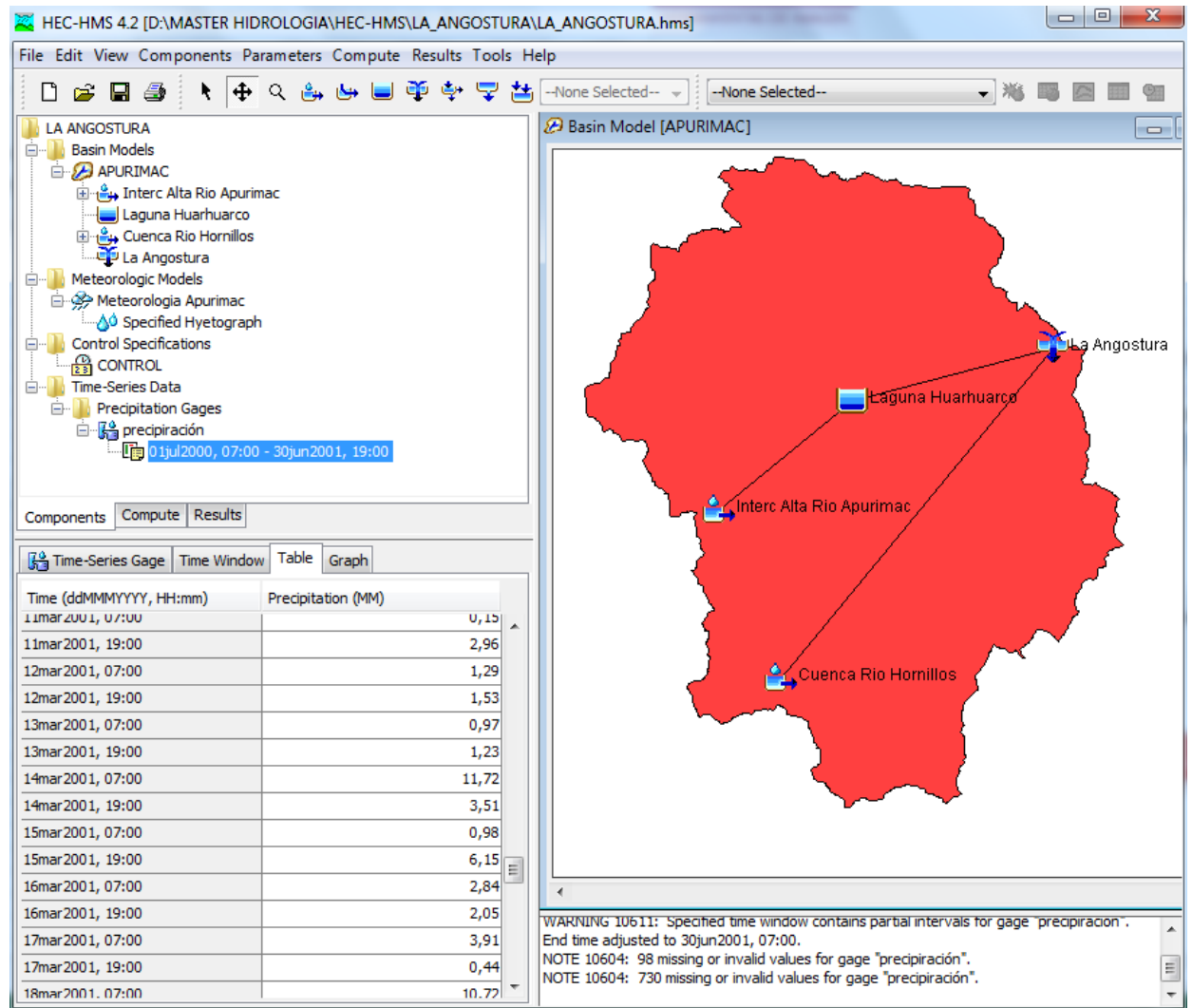


Figura 34. Datos de precipitación ingresados al HEC HMS 4.2

En la Figura 35 se muestra el hietograma cargado dentro del cuadro de visualización del HEC-HMS para su posterior simulación.

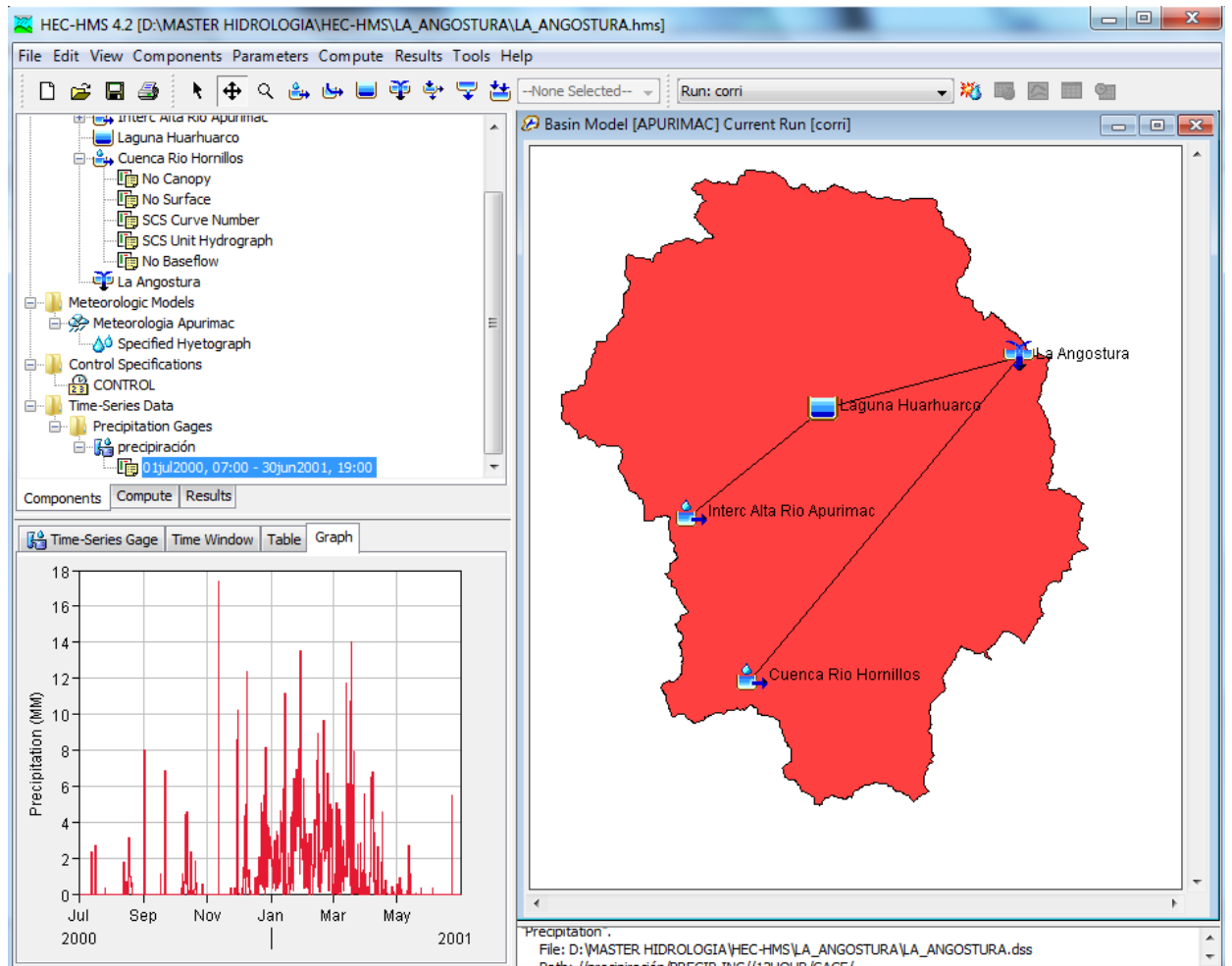


Figura 35. Hietograma ingresado al HEC HMS

Para las subcuencas “Alta Intercuenca alta Apurímac” y “Cuenca rio Hornillos” se aplicó el hietograma generado.

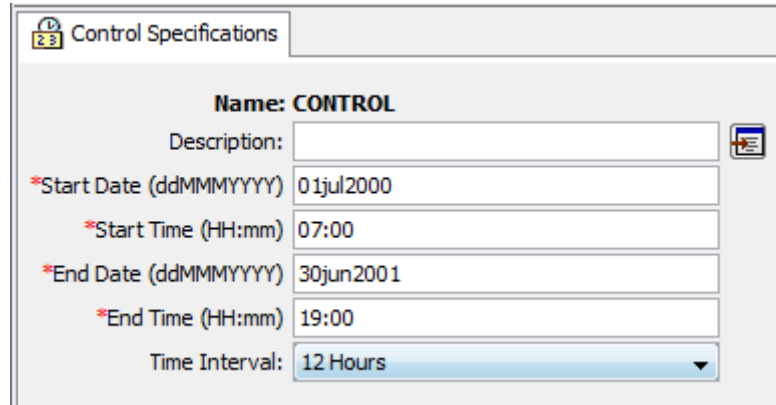
Specified Hyetograph	
Met Name: Meteorologia Apurimac	
Subbasin Name	Gage
Cuenca Rio Hornillos	precipiración
Interc Alta Rio Apurimac	precipiración

Figura 36. Asignación de hietograma

Especificaciones de control

En las especificaciones de control del HEC HMS se indicó el tiempo de inicio y final

de la simulación así como el intervalo de tiempo para el hidrograma de salida. En este caso iniciaremos el 01 de julio del 2000 solo para simulación.



Name:	CONTROL
Description:	
*Start Date (ddMMYYYY)	01jul2000
*Start Time (HH:mm)	07:00
*End Date (ddMMYYYY)	30jun2001
*End Time (HH:mm)	19:00
Time Interval:	12 Hours

Figura 37. Especificaciones de control

Resultados del HEC HMS

Tras realizar la simulación se obtuvo los caudales correspondientes a cada una de las

subcuencas, así como el caudal en el punto de análisis de este estudio La Angostura.

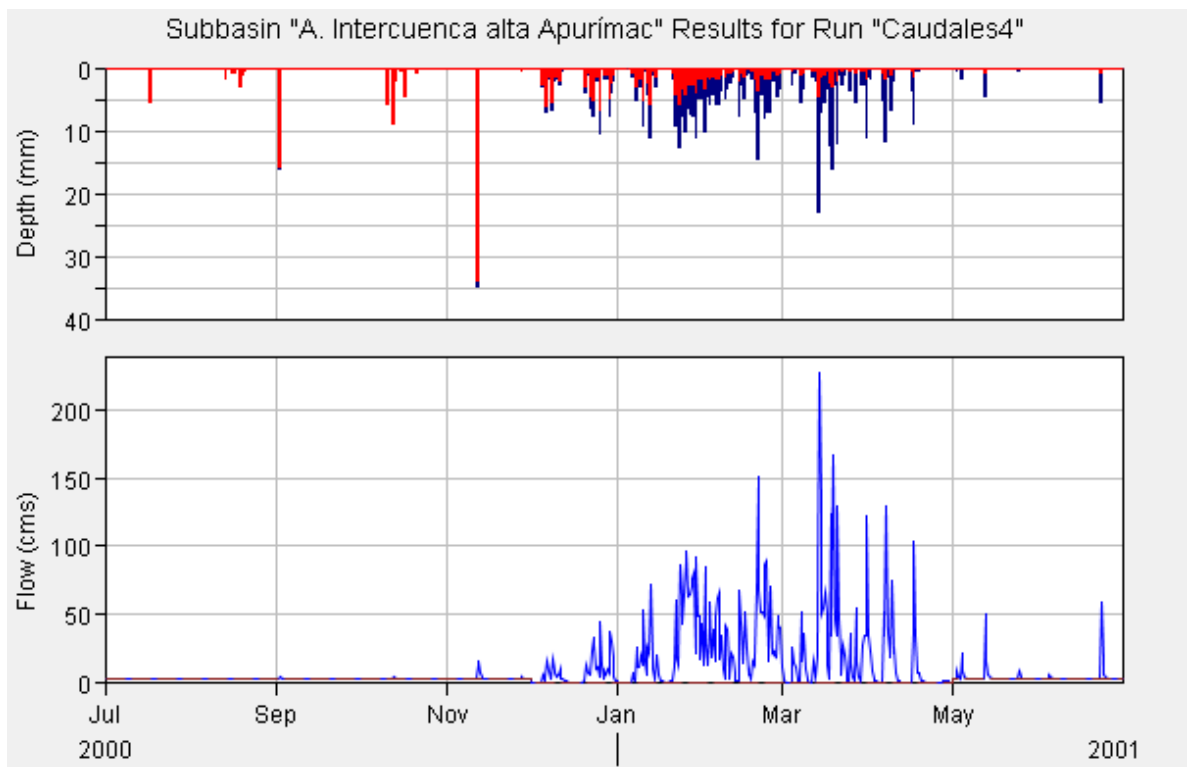


Figura 38. Caudales Intercuenca alta Apurímac

A continuación en la Figura 39 se observa los caudales generados por el HEC HMS en el punto de interés de este estudio, “La Angostura”, que viene a ser la suma de los

caudales provenientes de las subcuencas “Alta Intercuenca de la Alta Apurímac” y “cuenca río Hornillos”.

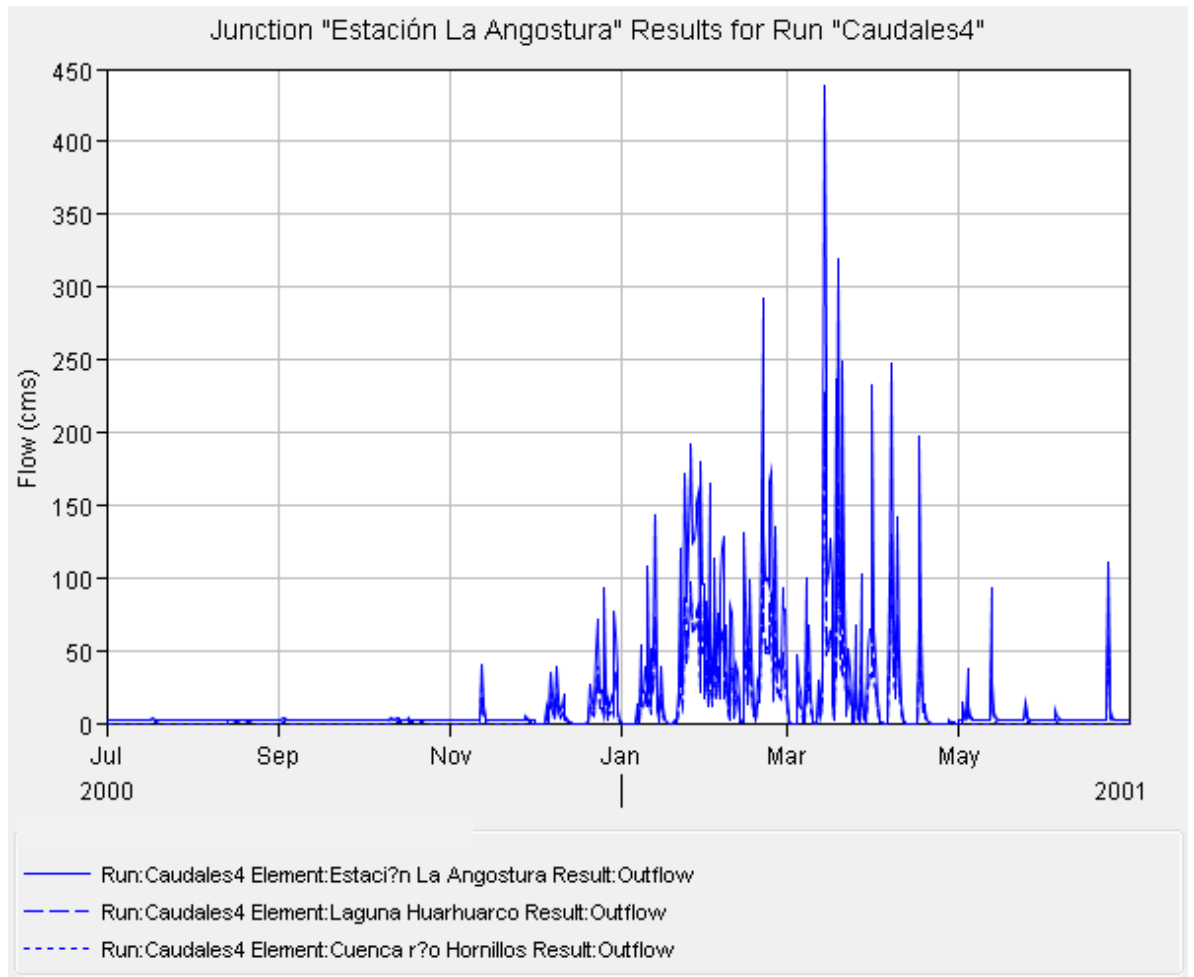


Figura 39. Caudales obtenidos en el punto La Angostura

Tabla 29. Caudales obtenidos con HEC – HMS

Date	Time	Outflow (m3/s)	Date	Time	Outflow (m3/s)	Date	Time	Outflow (m3/s)	Date	Time	Outflow (m3/s)
01-jul	07:00	2,4	01-ago	07:00	2,4	01-sep	07:00	2,4	01-oct	07:00	2,4
01-jul	19:00	2,4	01-ago	19:00	2,4	01-sep	19:00	2,4	01-oct	19:00	2,4
02-jul	07:00	2,4	02-ago	07:00	2,4	02-sep	07:00	3,9	02-oct	07:00	2,4
02-jul	19:00	2,4	02-ago	19:00	2,4	02-sep	19:00	2,8	02-oct	19:00	2,4
03-jul	07:00	2,4	03-ago	07:00	2,4	03-sep	07:00	2,5	03-oct	07:00	2,4
03-jul	19:00	2,4	03-ago	19:00	2,4	03-sep	19:00	2,4	03-oct	19:00	2,4
04-jul	07:00	2,4	04-ago	07:00	2,4	04-sep	07:00	2,4	04-oct	07:00	2,4
04-jul	19:00	2,4	04-ago	19:00	2,4	04-sep	19:00	2,4	04-oct	19:00	2,4
05-jul	07:00	2,4	05-ago	07:00	2,4	05-sep	07:00	2,4	05-oct	07:00	2,4
05-jul	19:00	2,4	05-ago	19:00	2,4	05-sep	19:00	2,4	05-oct	19:00	2,4
06-jul	07:00	2,4	06-ago	07:00	2,4	06-sep	07:00	2,4	06-oct	07:00	2,4
06-jul	19:00	2,4	06-ago	19:00	2,4	06-sep	19:00	2,4	06-oct	19:00	2,4
07-jul	07:00	2,4	07-ago	07:00	2,4	07-sep	07:00	2,4	07-oct	07:00	2,4
07-jul	19:00	2,4	07-ago	19:00	2,4	07-sep	19:00	2,4	07-oct	19:00	2,4
08-jul	07:00	2,4	08-ago	07:00	2,4	08-sep	07:00	2,4	08-oct	07:00	2,4
08-jul	19:00	2,4	08-ago	19:00	2,4	08-sep	19:00	2,4	08-oct	19:00	2,4
09-jul	07:00	2,4	09-ago	07:00	2,4	09-sep	07:00	2,4	09-oct	07:00	2,4
09-jul	19:00	2,4	09-ago	19:00	2,4	09-sep	19:00	2,4	09-oct	19:00	2,4
10-jul	07:00	2,4	10-ago	07:00	2,4	10-sep	07:00	2,4	10-oct	07:00	2,4
10-jul	19:00	2,4	10-ago	19:00	2,4	10-sep	19:00	2,4	10-oct	19:00	2,9
11-jul	07:00	2,4	11-ago	07:00	2,4	11-sep	07:00	2,4	11-oct	07:00	2,6
11-jul	19:00	2,4	11-ago	19:00	2,4	11-sep	19:00	2,4	11-oct	19:00	2,5
12-jul	07:00	2,4	12-ago	07:00	2,4	12-sep	07:00	2,4	12-oct	07:00	2,4
12-jul	19:00	2,4	12-ago	19:00	2,4	12-sep	19:00	2,4	12-oct	19:00	3,2
13-jul	07:00	2,4	13-ago	07:00	2,4	13-sep	07:00	2,4	13-oct	07:00	2,8
13-jul	19:00	2,4	13-ago	19:00	2,6	13-sep	19:00	2,4	13-oct	19:00	2,6
14-jul	07:00	2,4	14-ago	07:00	2,4	14-sep	07:00	2,4	14-oct	07:00	2,5
14-jul	19:00	2,4	14-ago	19:00	2,4	14-sep	19:00	2,4	14-oct	19:00	2,4
15-jul	07:00	2,4	15-ago	07:00	2,4	15-sep	07:00	2,4	15-oct	07:00	2,4
15-jul	19:00	2,4	15-ago	19:00	2,5	15-sep	19:00	2,4	15-oct	19:00	2,5
16-jul	07:00	2,4	16-ago	07:00	2,4	16-sep	07:00	2,4	16-oct	07:00	2,4
16-jul	19:00	2,4	16-ago	19:00	2,5	16-sep	19:00	2,4	16-oct	19:00	2,8
17-jul	07:00	2,4	17-ago	07:00	2,4	17-sep	07:00	2,4	17-oct	07:00	2,6
17-jul	19:00	2,9	17-ago	19:00	2,4	17-sep	19:00	2,4	17-oct	19:00	2,5
18-jul	07:00	2,5	18-ago	07:00	2,4	18-sep	07:00	2,4	18-oct	07:00	2,4
18-jul	19:00	2,4	18-ago	19:00	2,7	18-sep	19:00	2,4	18-oct	19:00	2,4
19-jul	07:00	2,4	19-ago	07:00	2,6	19-sep	07:00	2,4	19-oct	07:00	2,4
19-jul	19:00	2,4	19-ago	19:00	2,5	19-sep	19:00	2,4	19-oct	19:00	2,4
20-jul	07:00	2,4	20-ago	07:00	2,5	20-sep	07:00	2,4	20-oct	07:00	2,4
20-jul	19:00	2,4	20-ago	19:00	2,5	20-sep	19:00	2,4	20-oct	19:00	2,4
21-jul	07:00	2,4	21-ago	07:00	2,4	21-sep	07:00	2,4	21-oct	07:00	2,5
21-jul	19:00	2,4	21-ago	19:00	2,4	21-sep	19:00	2,4	21-oct	19:00	2,4
22-jul	07:00	2,4	22-ago	07:00	2,4	22-sep	07:00	2,4	22-oct	07:00	2,4
22-jul	19:00	2,4	22-ago	19:00	2,4	22-sep	19:00	2,4	22-oct	19:00	2,4
23-jul	07:00	2,4	23-ago	07:00	2,4	23-sep	07:00	2,4	23-oct	07:00	2,4
23-jul	19:00	2,4	23-ago	19:00	2,4	23-sep	19:00	2,4	23-oct	19:00	2,4
24-jul	07:00	2,4	24-ago	07:00	2,4	24-sep	07:00	2,4	24-oct	07:00	2,4
24-jul	19:00	2,4	24-ago	19:00	2,4	24-sep	19:00	2,4	24-oct	19:00	2,4
25-jul	07:00	2,4	25-ago	07:00	2,4	25-sep	07:00	2,4	25-oct	07:00	2,4
25-jul	19:00	2,4	25-ago	19:00	2,4	25-sep	19:00	2,4	25-oct	19:00	2,4
26-jul	07:00	2,4	26-ago	07:00	2,4	26-sep	07:00	2,4	26-oct	07:00	2,4
26-jul	19:00	2,4	26-ago	19:00	2,4	26-sep	19:00	2,4	26-oct	19:00	2,4
27-jul	07:00	2,4	27-ago	07:00	2,4	27-sep	07:00	2,4	27-oct	07:00	2,4
27-jul	19:00	2,4	27-ago	19:00	2,4	27-sep	19:00	2,4	27-oct	19:00	2,4
28-jul	07:00	2,4	28-ago	07:00	2,4	28-sep	07:00	2,4	28-oct	07:00	2,4
28-jul	19:00	2,4	28-ago	19:00	2,4	28-sep	19:00	2,4	28-oct	19:00	2,4
29-jul	07:00	2,4	29-ago	07:00	2,4	29-sep	07:00	2,4	29-oct	07:00	2,4
29-jul	19:00	2,4	29-ago	19:00	2,4	29-sep	19:00	2,4	29-oct	19:00	2,4
30-jul	07:00	2,4	30-ago	07:00	2,4	30-sep	07:00	2,4	30-oct	07:00	2,4
30-jul	19:00	2,4	30-ago	19:00	2,4	30-sep	19:00	2,4	30-oct	19:00	2,4
31-jul	07:00	2,4	31-ago	07:00	2,4	31-sep	07:00	2,4	31-oct	07:00	2,4
31-jul	19:00	2,4	31-ago	19:00	2,4	31-sep	19:00	2,4	31-oct	19:00	2,4

Date	Time	Outflow (m3/s)
01-nov	07:00	2,4
01-nov	19:00	2,4
02-nov	07:00	2,4
02-nov	19:00	2,4
03-nov	07:00	2,4
03-nov	19:00	2,4
04-nov	07:00	2,4
04-nov	19:00	2,4
05-nov	07:00	2,4
05-nov	19:00	2,4
06-nov	07:00	2,4
06-nov	19:00	2,4
07-nov	07:00	2,4
07-nov	19:00	2,4
08-nov	07:00	2,4
08-nov	19:00	2,4
09-nov	07:00	2,4
09-nov	19:00	2,4
10-nov	07:00	2,4
10-nov	19:00	2,4
11-nov	07:00	2,4
11-nov	19:00	40,4
12-nov	07:00	40
12-nov	19:00	12
13-nov	07:00	4,3
13-nov	19:00	2,7
14-nov	07:00	2,4
14-nov	19:00	2,4
15-nov	07:00	2,4
15-nov	19:00	2,4
16-nov	07:00	2,4
16-nov	19:00	2,4
17-nov	07:00	2,4
17-nov	19:00	2,4
18-nov	07:00	2,4
18-nov	19:00	2,4
19-nov	07:00	2,4
19-nov	19:00	2,4
20-nov	07:00	2,4
20-nov	19:00	2,4
21-nov	07:00	2,4
21-nov	19:00	2,4
22-nov	07:00	2,4
22-nov	19:00	2,4
23-nov	07:00	2,4
23-nov	19:00	2,4
24-nov	07:00	2,4
24-nov	19:00	2,4
25-nov	07:00	2,4
25-nov	19:00	2,4
26-nov	07:00	2,4
26-nov	19:00	2,4
27-nov	07:00	2,4
27-nov	19:00	4,5
28-nov	07:00	3
28-nov	19:00	2,5
29-nov	07:00	2,4
29-nov	19:00	2,4
30-nov	07:00	2,4
30-nov	19:00	2,4

Date	Time	Outflow (m3/s)
01-dic	07:00	0
01-dic	19:00	0
02-dic	07:00	0
02-dic	19:00	0
03-dic	07:00	0
03-dic	19:00	0
04-dic	07:00	0
04-dic	19:00	0
05-dic	07:00	11,4
05-dic	19:00	3,2
06-dic	07:00	9,4
06-dic	19:00	34,7
07-dic	07:00	18,5
07-dic	19:00	4,4
08-dic	07:00	5,9
08-dic	19:00	38
09-dic	07:00	17,6
09-dic	19:00	15,7
10-dic	07:00	9
10-dic	19:00	12,1
11-dic	07:00	20,3
11-dic	19:00	5,4
12-dic	07:00	3,7
12-dic	19:00	0,9
13-dic	07:00	0,1
13-dic	19:00	0
14-dic	07:00	0
14-dic	19:00	0
15-dic	07:00	0
15-dic	19:00	0
16-dic	07:00	0
16-dic	19:00	0
17-dic	07:00	0
17-dic	19:00	0
18-dic	07:00	0
18-dic	19:00	0
19-dic	07:00	0
19-dic	19:00	1,1
20-dic	07:00	0,3
20-dic	19:00	26,7
21-dic	07:00	14,7
21-dic	19:00	11,4
22-dic	07:00	9,8
22-dic	19:00	48,2
23-dic	07:00	71,1
23-dic	19:00	57
24-dic	07:00	20,5
24-dic	19:00	21,7
25-dic	07:00	9,1
25-dic	19:00	93,5
26-dic	07:00	26
26-dic	19:00	5,1
27-dic	07:00	16,1
27-dic	19:00	11,9
28-dic	07:00	18,3
28-dic	19:00	12,7
29-dic	07:00	76,9
29-dic	19:00	60,6
30-dic	07:00	36
30-dic	19:00	8,8
31-dic	07:00	1,6
31-dic	19:00	0,2

Date	Time	Outflow (m3/s)
01-ene	07:00	0
01-ene	19:00	0
02-ene	07:00	0
02-ene	19:00	0
03-ene	07:00	0
03-ene	19:00	0
04-ene	07:00	0
04-ene	19:00	0
05-ene	07:00	0
05-ene	19:00	0
06-ene	07:00	12,8
06-ene	19:00	5,1
07-ene	07:00	1,1
07-ene	19:00	53,4
08-ene	07:00	22,7
08-ene	19:00	20,8
09-ene	07:00	38,7
09-ene	19:00	24,7
10-ene	07:00	107,9
10-ene	19:00	29,7
11-ene	07:00	11,6
11-ene	19:00	51
12-ene	07:00	43
12-ene	19:00	143,6
13-ene	07:00	39,3
13-ene	19:00	19,3
14-ene	07:00	4,7
14-ene	19:00	38,6
15-ene	07:00	38,1
15-ene	19:00	11,6
16-ene	07:00	2,4
16-ene	19:00	0,4
17-ene	07:00	0
17-ene	19:00	0
18-ene	07:00	0
18-ene	19:00	0
19-ene	07:00	0
19-ene	19:00	1,8
20-ene	07:00	0,5
20-ene	19:00	1,9
21-ene	07:00	22,7
21-ene	19:00	120,4
22-ene	07:00	37
22-ene	19:00	23,7
23-ene	07:00	171,6
23-ene	19:00	126,7
24-ene	07:00	83,8
24-ene	19:00	126,8
25-ene	07:00	176,9
25-ene	19:00	191,9
26-ene	07:00	124,1
26-ene	19:00	126,3
27-ene	07:00	139,5
27-ene	19:00	151
28-ene	07:00	157,8
28-ene	19:00	40,7
29-ene	07:00	179,8
29-ene	19:00	95,9
30-ene	07:00	95,9
30-ene	19:00	32,1
30-ene	0,291667	84
30-ene	0,791667	22,9

Date	Time	Outflow (m3/s)
01-feb	07:00	165,2
01-feb	19:00	55,3
02-feb	07:00	23,7
02-feb	19:00	80,4
03-feb	07:00	113
03-feb	19:00	35,5
04-feb	07:00	75,4
04-feb	19:00	30
05-feb	07:00	94
05-feb	19:00	119,8
06-feb	07:00	128,6
06-feb	19:00	33,4
07-feb	07:00	67,1
07-feb	19:00	18,1
08-feb	07:00	3,3
08-feb	19:00	80,4
09-feb	07:00	75,6
09-feb	19:00	19,3
10-feb	07:00	3,8
10-feb	19:00	40,2
11-feb	07:00	33,9
11-feb	19:00	12,4
12-feb	07:00	2,8
12-feb	19:00	0,5
13-feb	07:00	0
13-feb	19:00	130,4
14-feb	07:00	81,5
14-feb	19:00	25,7
15-feb	07:00	88
15-feb	19:00	98,6
16-feb	07:00	45,7
16-feb	19:00	10,7
17-feb	07:00	13,1
17-feb	19:00	3,4
18-feb	07:00	28,9
18-feb	19:00	24,3
19-feb	07:00	34,4
19-feb	19:00	131,4
20-feb	07:00	292,7
20-feb	19:00	130,7
21-feb	07:00	98,4
21-feb	19:00	99,7
22-feb	07:00	94,2
22-feb	19:00	165,5
23-feb	07:00	172,7
23-feb	19:00	44,5
24-feb	07:00	29,6
24-feb	19:00	134,3
25-feb	07:00	40
25-feb	19:00	43,2
26-feb	07:00	38
26-feb	19:00	33,8
27-feb	07:00	92,8
27-feb	19:00	78,6
28-feb	07:00	77,6
28-feb	19:00	20

Date	Time	Outflow (m3/s)
01-mar	07:00	3,8
01-mar	19:00	0,6
02-mar	07:00	0
02-mar	19:00	0
03-mar	07:00	0
03-mar	19:00	0
04-mar	07:00	0
04-mar	19:00	47,4
05-mar	07:00	27,5
05-mar	19:00	20,8
06-mar	07:00	5,3
06-mar	19:00	0,9
07-mar	07:00	0,2
07-mar	19:00	99,7
08-mar	07:00	27,9
08-mar	19:00	67,5
09-mar	07:00	18,5
09-mar	19:00	3,4
10-mar	07:00	0,7
10-mar	19:00	0
11-mar	07:00	0
11-mar	19:00	0
12-mar	07:00	28,7
12-mar	19:00	8
13-mar	07:00	37,4
13-mar	19:00	55,8
14-mar	07:00	438,3
14-mar	19:00	252,3
15-mar	07:00	94,5
15-mar	19:00	104,2
16-mar	07:00	126,4
16-mar	19:00	96,5
17-mar	07:00	24,2
17-mar	19:00	4,6
18-mar	07:00	236,1
18-mar	19:00	65,9
19-mar	07:00	318,8
19-mar	19:00	88,2
20-mar	07:00	66,4
20-mar	19:00	248,2
21-mar	07:00	87,3
21-mar	19:00	36,3
22-mar	07:00	8,5
22-mar	19:00	51,1
23-mar	07:00	36,6
23-mar	19:00	11,5
24-mar	07:00	2,5
24-mar	19:00	0,4
25-mar	07:00	67,5
25-mar	19:00	26,4
26-mar	07:00	5,8
26-mar	19:00	1,2
27-mar	07:00	102,5
27-mar	19:00	28,7
28-mar	07:00	5,6
28-mar	19:00	1,1
29-mar	07:00	0
29-mar	19:00	50,1
30-mar	07:00	64,2
30-mar	19:00	64,5
31-mar	07:00	233
31-mar	19:00	63,7

Date	Time	Outflow (m3/s)
01-abr	07:00	42,3
01-abr	19:00	42,8
02-abr	07:00	15,9
02-abr	19:00	3,6
03-abr	07:00	0,6
03-abr	19:00	0,1
04-abr	07:00	0
04-abr	19:00	0
05-abr	07:00	0
05-abr	19:00	0
06-abr	07:00	98,2
06-abr	19:00	63,7
07-abr	07:00	246,8
07-abr	19:00	67,8
08-abr	07:00	39,1
08-abr	19:00	35,8
09-abr	07:00	142
09-abr	19:00	39
10-abr	07:00	49,4
10-abr	19:00	13,2
11-abr	07:00	2,3
11-abr	19:00	0,5
12-abr	07:00	0
12-abr	19:00	0
13-abr	07:00	0
13-abr	19:00	0
14-abr	07:00	0
14-abr	19:00	0
15-abr	07:00	0
15-abr	19:00	0
16-abr	07:00	0
16-abr	19:00	69,8
17-abr	07:00	197,4
17-abr	19:00	64,1
18-abr	07:00	13,5
18-abr	19:00	13
19-abr	07:00	8,4
19-abr	19:00	2,1
20-abr	07:00	0,4
20-abr	19:00	0,1
21-abr	07:00	0
21-abr	19:00	0
22-abr	07:00	0
22-abr	19:00	0
23-abr	07:00	0
23-abr	19:00	0
24-abr	07:00	0
24-abr	19:00	0
25-abr	07:00	0
25-abr	19:00	0
26-abr	07:00	0
26-abr	19:00	0
27-abr	07:00	0
27-abr	19:00	2,2
28-abr	07:00	0,6
28-abr	19:00	0,1
29-abr	07:00	0
29-abr	19:00	0
30-abr	07:00	0
30-abr	19:00	0

Date	Time	Outflow (m3/s)
01-may	07:00	2,4
01-may	19:00	2,4
02-may	07:00	2,4
02-may	19:00	14
03-may	07:00	5,7
03-may	19:00	3
04-may	07:00	37,4
04-may	19:00	12,2
05-may	07:00	4,3
05-may	19:00	2,8
06-may	07:00	2,4
06-may	19:00	2,4
07-may	07:00	2,4
07-may	19:00	2,4
08-may	07:00	2,4
08-may	19:00	2,4
09-may	07:00	2,4
09-may	19:00	2,4
10-may	07:00	2,4
10-may	19:00	2,4
11-may	07:00	2,4
11-may	19:00	2,4
12-may	07:00	2,4
12-may	19:00	93,1
13-may	07:00	27,8
13-may	19:00	7,4
14-may	07:00	3,4
14-may	19:00	2,4
15-may	07:00	2,4
15-may	19:00	2,4
16-may	07:00	2,4
16-may	19:00	2,4
17-may	07:00	2,4
17-may	19:00	2,4
18-may	07:00	2,4
18-may	19:00	2,4
19-may	07:00	2,4
19-may	19:00	2,4
20-may	07:00	2,4
20-may	19:00	2,4
21-may	07:00	2,4
21-may	19:00	2,4
22-may	07:00	2,4
22-may	19:00	2,4
23-may	07:00	2,4
23-may	19:00	2,4
24-may	07:00	2,4
24-may	19:00	14
25-may	07:00	5,7
25-may	19:00	3
26-may	07:00	2,5
26-may	19:00	2,4
27-may	07:00	2,4
27-may	19:00	2,4
28-may	07:00	2,4
28-may	19:00	2,4
29-may	07:00	2,4
29-may	19:00	2,4
30-may	07:00	2,4
30-may	19:00	2,4
31-may	0,291667	2,4
31-may	0,791667	2,4

Date	Time	Outflow (m3/s)
01-jun	07:00	2,4
01-jun	19:00	2,4
02-jun	07:00	2,4
02-jun	19:00	2,4
03-jun	07:00	2,4
03-jun	19:00	2,4
04-jun	07:00	2,4
04-jun	19:00	8,5
05-jun	07:00	4,1
05-jun	19:00	2,7
06-jun	07:00	2,5
06-jun	19:00	2,4
07-jun	07:00	2,4
07-jun	19:00	2,4
08-jun	07:00	2,4
08-jun	19:00	2,4
09-jun	07:00	2,4
09-jun	19:00	2,4
10-jun	07:00	2,4
10-jun	19:00	2,4
11-jun	07:00	2,4
11-jun	19:00	2,4
12-jun	07:00	2,4
12-jun	19:00	2,4
13-jun	07:00	2,4
13-jun	19:00	2,4
14-jun	07:00	2,4
14-jun	19:00	2,4
15-jun	07:00	2,4
15-jun	19:00	2,4
16-jun	07:00	2,4
16-jun	19:00	2,4
17-jun	07:00	2,4
17-jun	19:00	2,4
18-jun	07:00	2,4
18-jun	19:00	2,4
19-jun	07:00	2,4
19-jun	19:00	2,4
20-jun	07:00	2,4
20-jun	19:00	2,4
21-jun	07:00	2,4
21-jun	19:00	2,4
22-jun	07:00	2,4
22-jun	19:00	2,4
23-jun	07:00	110,8
23-jun	19:00	32,8
24-jun	07:00	8,4
24-jun	19:00	3,6
25-jun	07:00	2,4
25-jun	19:00	2,4
26-jun	07:00	2,4
26-jun	19:00	2,4
27-jun	07:00	2,4
27-jun	19:00	2,4
28-jun	07:00	2,4
28-jun	19:00	2,4
29-jun	07:00	2,4
29-jun	19:00	2,4
30-jun	07:00	2,4
30-jun	19:00	2,4

4.3.2 Generación de Caudales con el modelo RS MINERVE

a) Modelación con RS MINERVE

Se definió la cuenca representándose de forma esquemática, caracterizando su

morfología y así facilite el modelado teniendo de referencia la imagen de la cuenca e estudio.

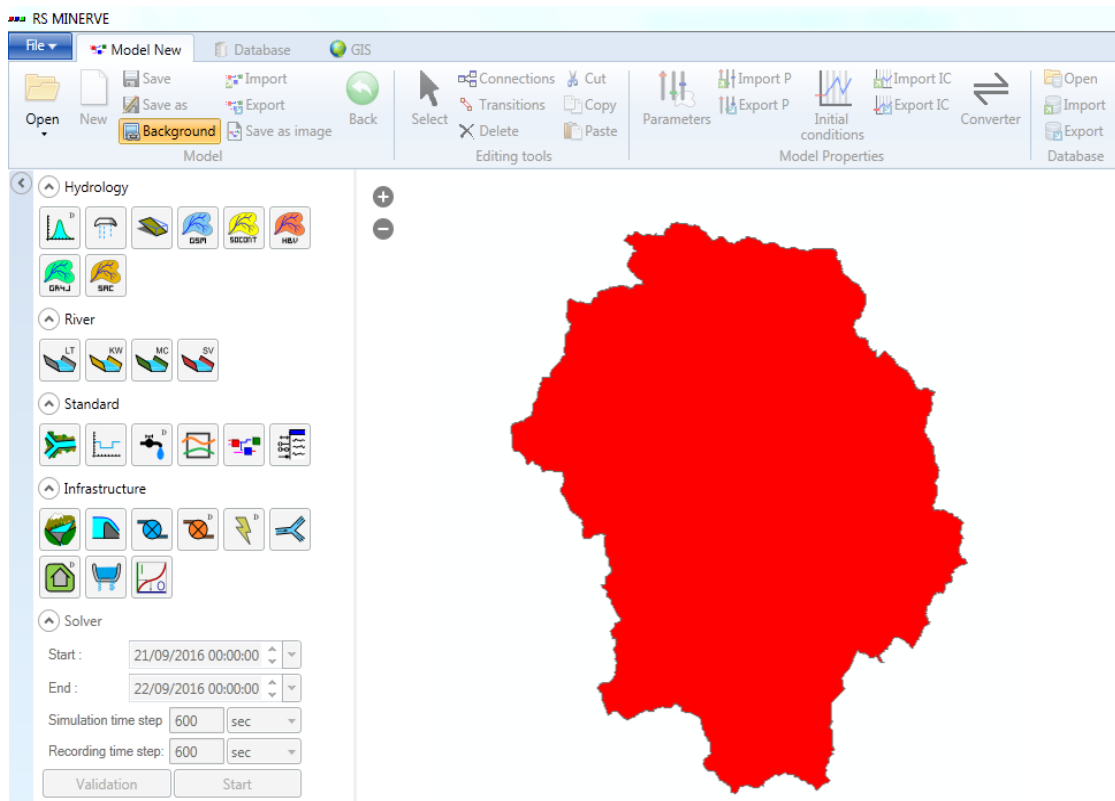


Figura 40. Esquematzación con RS MINERVE de la cuenca alta del rio Apurímac

En la Figura 41 se definió la estructura del modelo de la cuenca incorporándose los elementos hidrológicos tales como red de

drenaje, estación, sub cuenca, embalse y unión, conectándose éstos desde aguas arriba hacia aguas abajo.

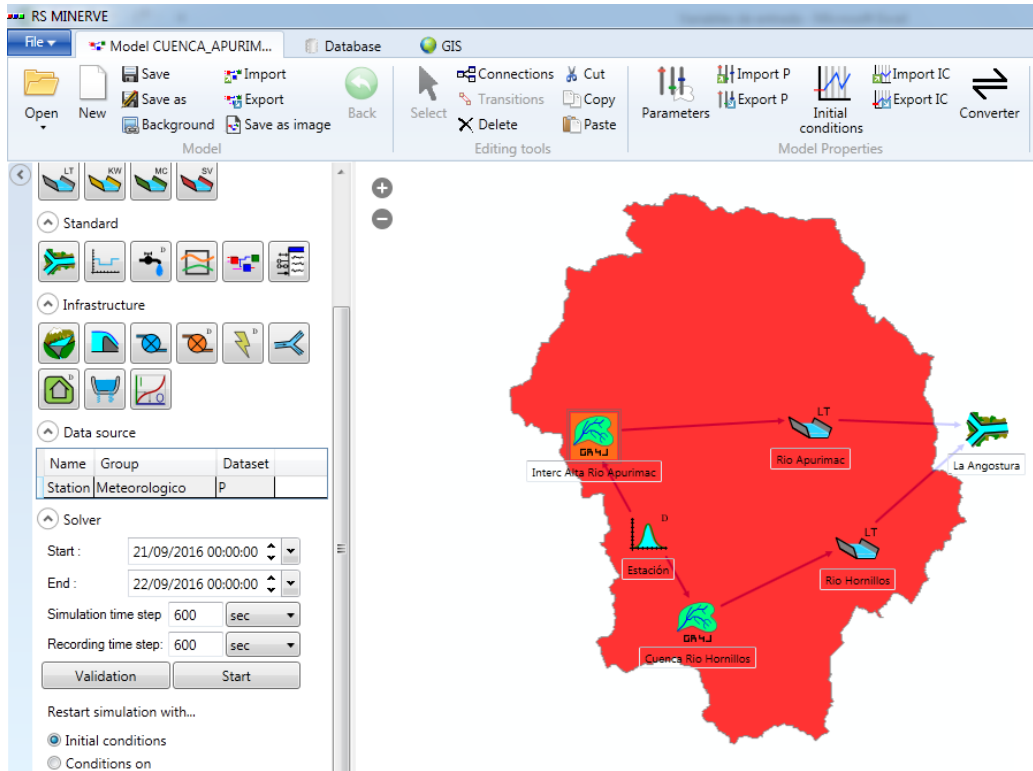


Figura 41. Incorporación de elementos hidrológicos y red de drenaje al esquema

En la Figura 42 se muestra data de precipitación que ha sido cargada a través

de la pestaña database, y seleccionando las unidades de la misma.

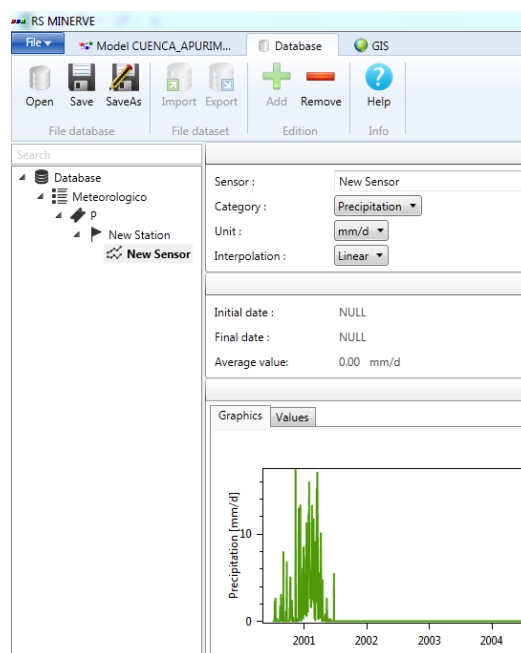


Figura 42. Hietograma cargado en el database de RS MINERVE

Cabe mencionar que para modelar la cuenca alta del río Apurímac fue representada con modelos GR4J de 4 parámetros de control, también con el método de Lag Time “tiempo de retardo” para simular en tránsito de caudales por los ríos, así mismo se colocó una estación dentro de la cuenca para representar la precipitación regionalizada.

En la Figura 43 se muestra los componentes o sub modelos del RS MINERVE y también muestra las especificaciones de control, lo cual se procede a poner durante el año hidrológico para el modelamiento.

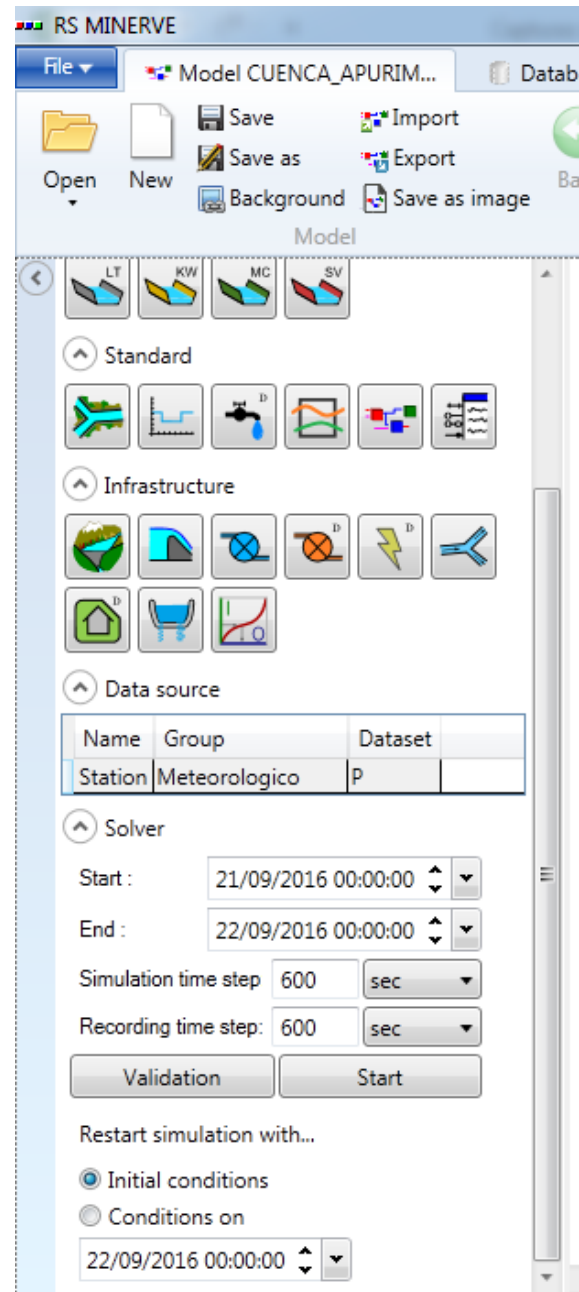


Figura 43. Especificaciones de control para modelamiento con RS MINERVE

En la Figura 44 se seleccionó el método de cálculo de evapotranspiración, mediante

Turc, también se seleccionó las unidades de precipitación, temperatura, evapotranspiración.

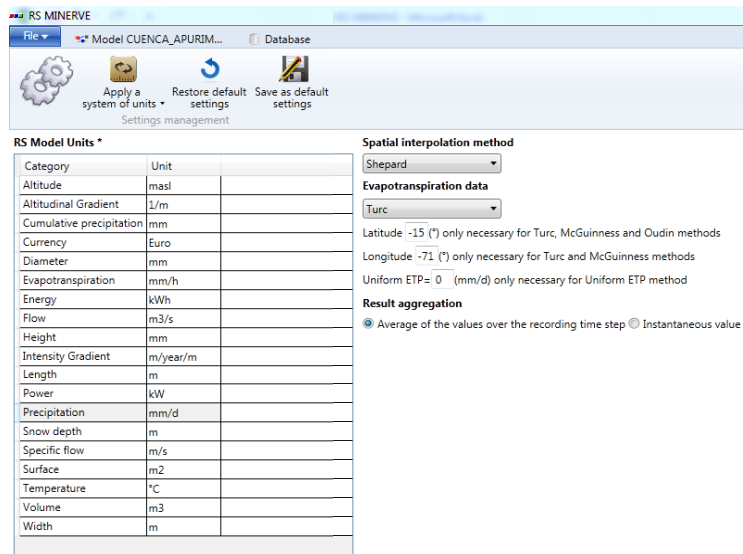


Figura 44. Selección del método de Turc para evapotranspiración y elección de unidades

Resultados del RS-MINERVE

Rs Minerve tiene un reporte de los caudales obtenidos del modelamiento para poder analizar y hacer otros cálculos, así como también hacer análisis estadísticos para determinar características de los datos generados con el RS MINERVE.

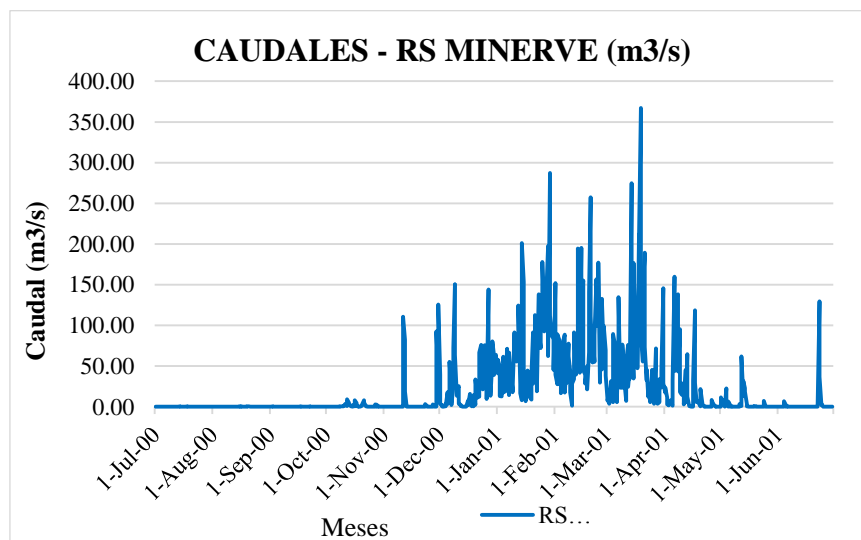


Figura 45. Hidrograma de salida del RS MINERVE

5. DISCUSIÓN

5.1. Caudales generados con HEC-HMS vs RS MINERVE

Los caudales generados con ambos fueron graficados en un histograma para ver

contrastar diferencias que pudieran tener, pero si hay que destacar que en ambos casos grafican los eventos máximos con ligeros saltos de caudales generados por RS MINERVE.

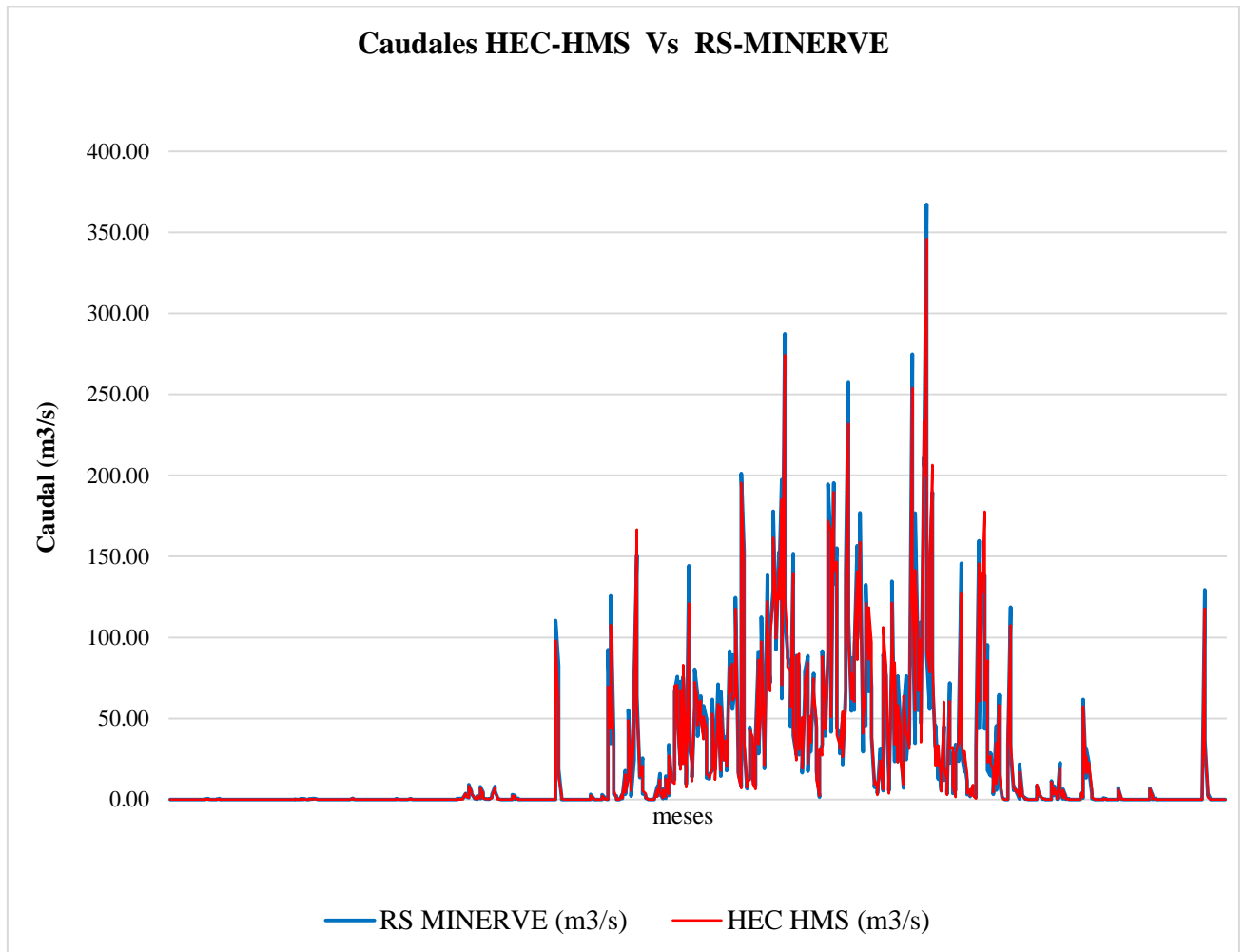


Figura 46. Caudales HEC-HMS vs RS MINERVE

5.2. Prueba t de student

Se realizó la prueba t de student para 2 muestras emparejadas mediante la herramienta estadística de Excel VBA y así determinar si existen diferencias

significativas entre los caudales generados con HEC-HMS y RS-MINERVE.

Tabla 30: Prueba t de student para muestras emparejadas

	RS MINERVE	HEC HMS
Media	22,35528121	22,55187241
Varianza	1911,773217	2024,195166
Observaciones	729	729
Coeficiente de correlación de Pearson	0,990351936	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	728	
Estadístico t	-0,843865248	
P(T<=t) una cola	0,199510954	
Valor crítico de t (una cola)	1,646949399	
P(T<=t) dos colas	0,399021907	
Valor crítico de t (dos colas)	1,963227931	

Entre los caudales generados con **RS-MINERVE** Vs. **HEC-HMS**, se afirma que no hay diferencia significativa por ser **P (0.399021)** mayor a 0,05.

Con la prueba t de student para 2 muestras emparejadas podemos tener clara idea que no existen variaciones significativas entre los valores de los caudales generados en la cuenca alta del río Apurímac.

6. CONCLUSIONES

- Si es posible generar caudales con RS MINERVE con poca data e información y tener buenos resultados utilizando el modelo GR4J en comparación con los obtenidos con el HEC-HMS que ya es un modelo más estándar y utilizado en la sierra peruana.
- De acuerdo a los valores de caudales obtenidos con HEC-HMS y RS-

MINERVE analizados mediante la prueba estadística t de student para muestras emparejadas, podemos concluir que el RS MINERVE tiene una correlación de Pearson de 0,990351936, por tal podemos emplearlo para modelar otras cuencas en la sierra peruana y así obtener buenos resultados.

- Recomendaría que se haga un estudio de sensibilidad de las variables de RS-MINERVE modelando una cuenca andina par así determinar sus ventajas y desventajas mediante análisis estadísticos.
- Se recomienda investigar el desempeño del RS-MINERVE en una cuenca con mayor área de drenaje y que tenga muchas agentes que intervengan y así determinar sus capacidades para modelar la hidrología en condiciones más complejas.

7. BIBLIOGRAFÍA

- ALA Chancay-Huaral. (2011). Evaluación de Recursos Hídricos superficiales en la Cuenca del Río Chancay – Huaral. Recuperado de http://www.ana.gob.pe:8094/media/38323/02.01%20erh_huaral2011_texto.pdf.
- Bateman, A. (2007). Características de una cuenca. En *Hidrología básica y aplicada*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Beltran-V., J., & Rangel-Ch., J. O. (2013). Modelacion hidrológica del humedal de jaboque--bogota, D.C. *Caldasia*, 35(1), 81.
- Carlos, L. J., & Valentijn, R. N. (2012). Desarrollo de modelos hidrológicos y modelación de procesos superficiales caso de estudio para vertientes de alta montaña. *Gestión y Ambiente*, 14(3)
- Caro Camargo, C.A. (2011). Modelación hidrológica distribuida con base en esquemas de volúmenes finitos. *Ingenio Magno*, 2(1)
- Crisci, M., Chreties, C., & Silveira, L. (2015). Simulación hidrológica continua en la cuenca del río cuareim con el modelo MGB-IPH. *Innotec*, (10), 40-48.
- Determinación de caudales de crecida para la cuenca del río Morochata mediante el Modelo hidrológico HEC-HMS. Recuperado de <http://www.umss.edu.bo/epubs/earsts/downloads/68.pdf>.
- Fernández-Soto, E., & Peña-Cortés, F. (2016). Aplicación de un modelo hidrológico espacialmente distribuido en dos cuencas costeras de la región de la araucanía (chile). *Estudios Geográficos*, 77(280), 35-56.
- Halwatura, D., & Najim, M. M. M. (2013). Application of the HEC-HMS model for runoff simulation in a tropical catchment. *Environmental Modelling & Software*, 46, 155-162. doi:10.1016/j.envsoft.2013.03.006
- IMA (1999). En *Evaluación de Recursos Naturales parte alta de la cuenca del río Apurímac PACRA*. Cusco.
- Lima, M. L., Escobar, J. F., Massone, H., & Martínez, D. (2012). modelación geoespacial exploratoria en cuencas de llanura: Caso de aplicación en la cuenca del arroyo dulce, buenos aires, argentina. *Tecnología y Ciencias Del Agua*, 3(2), 51.
- Marrero de León, N., & Rodríguez López, Y. (2011). Modelación hidrológica de avenidas: Caso de estudio cuenca del río zaza. Editorial Universitaria.

- Mejía, A. (2006). La Cuenca hidrográfica. En *Hidrología Aplicada* (pp.47 - 50). Lima: UNALM
- Moya, P., & M, R. (2011). Modelación hidrológica con hec-hms en cuencas montañosas de la región oriental de cuba. S.l.: D - Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría. CUJAE.
- Ocampo, O. L., & Vélez, J. J. (2014). Análisis comparativo de modelos hidrológicos de simulación continua en cuencas de alta montaña: Caso del río chinchiná. *Revista Ingenierías Universidad De Medellín*, 13(24), 43-58.
- Rave, J. P., Trujillo, M., Castro, G., & Gómez, G. (2015). Modelación multicriterio del nivel de prevención de contaminación por mercurio en entidades odontológicas/Multi-criteria modelling of mercury pollution prevention level in dental institutions. *Ingeniare : Revista Chilena De Ingenieria*, 23(1), 128.
- Rodríguez. (2011). E. Recopilación y Análisis de Datos hidrológicos. En curso *Hidrología general de la Universidad San Antonio Abad del Cusco, Perú*. Recuperado de <http://es.scribd.com/doc/225879106/Recopilacion-y-Analisis-de-Datos-Hidrologicos#scribd>
- Rodríguez López, Y. (2011). Modelación hidrológica de avenidas: Caso de estudio cuenca del río zaza. S.l.: Editorial Universitaria.
- Villón, M. (2008). Componentes de un proyecto en HEC-HMS. En *HEC-HMS Ejemplos* (pp. 38,39). Lima: Ediciones Villón.
- Zhang, H. L., Wang, Y. J., Wang, Y. Q., Li, D. X., & Wang, X. K. (2013). The effect of watershed scale on HEC-HMS calibrated parameters: A case study in the clear creek watershed in iowa, US. *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(7), 2735-2745. doi:10.5194/hess-17-2735-2013

UNIVERSIDAD DE ALCALÁ
Y
UNIVERSIDAD REY JUAN CARLOS



**MASTER OFICIAL EN HIDROLOGÍA
Y GESTIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS**

PROYECTO DE FIN DE MASTER

**DETERMINACIÓN DEL CAUDAL AMBIENTAL CON
ENFOQUE HIDROLÓGICO PARA DIFERENTES
SECTORES DEL RÍO BOGOTÁ**

AUTOR:

Lorena Lombana González

DIRECTOR:

Dra. Irene de Bustamante (UAH)

Alcalá de Henares, 16 de Mayo de 2016

ÍNDICE

RESUMEN	237	6. RESULTADOS Y ANÁLISIS	249
1. INTRODUCCIÓN.....	238	6.1. Estaciones hidrológicas y periodos de análisis.....	249
2. OBJETIVOS.....	239	6.2. Análisis exploratorio de los datos	254
2.1. Objetivo general	239	6.2.1. Distribución de los datos.....	254
2.2. Objetivos específicos.....	239	6.2.2. Detección de datos anómalos....	254
3. MARCO TEÓRICO	239	6.2.3. Completar datos faltantes.....	258
3.1. Zonificación hidrográfica en Colombia	239	6.2.4. Comprobación de hipótesis.....	264
3.2. Caudal ambiental.....	240	6.2.5. Resumen estadístico de los datos	267
3.3. Curva de duración de caudales	241	6.3. Curvas de duración de caudal	268
3.4. Índice de retención y regulación hídrica	241	6.4. Índices de regulación y retención hídrica y caudal ambiental	270
3.5. Análisis exploratorio de los datos.	242	7. CONCLUSIONES	275
3.5.1. Normalidad de los datos	242	8. RECOMENDACIONES.....	276
3.5.2. Datos anómalos	242	9. BIBLIOGRAFÍA	277
3.5.3. Datos faltantes y análisis de regresión lineal	243		
3.5.4. Pruebas y criterios estadísticos..	244		
4. METODOLOGÍA.....	244		
4.1.1. Definición del área de estudio e identificación de estaciones hidrológicas	245		
4.1.2. Selección de las series de tiempo de caudal	245		
4.1.3. Análisis exploratorio de los datos	246		
4.1.4. Cálculo del caudal ambiental.....	246		
4.1.5. Elaboración de las curvas de duración de caudales medios mensuales	247		
4.1.6. Estimación de los IRH.....	247		
5. AREA DE ESTUDIO.....	248		
5.1. Localización de la cuenca del río Bogotá	248		
5.2. Funcionamiento del sistema hídrico de la cuenca	249		

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa de localización hidrográfica del proyecto	240
Figura 2. Metodología general del estudio.	245
Figura 3. Metodología para la obtención de caudal ambiental (Adaptado de IDEAM, 2015).....	247
Figura 4 Zona de estudio (A partir de CAR, 2006).....	248
Figura 5 Estaciones empleadas en el estudio (A partir de CAR, 2015).....	251
Figura 6 Gráfica de secuencia- Estación Puente Cundinamarca.....	252
Figura 7 Serie de tiempo- Estación Puente Cundinamarca.....	252
Figura 8 Gráficos para la detección de datos anómalos- Estación Puente Cundinamarca (a-,Prueba Grubbs y Beck b-Gráfico Q-Q, c- <i>Box plot</i>)	256
Figura 9. Gráficas de dispersión- estaciones con datos completados.....	264
Figura 10 Curva de duración de caudales- estación Puente Cundinamarca.....	269
Figura 11 Curvas de duración de caudales adimensionales	270
Figura 12 IRH y caudal ambiental	271
Figura 13 Mapa IRH y Caudal Ambiental	272

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación del IRH (Tomado de IDEAM, 2010a)	242
Tabla 2 Embalses que regulan el río Bogotá (Adaptado de (CAR, 2007)	249
Tabla 3 Estaciones hidrológicas presentes en el área de estudio (A partir de CAR e IDEAM, 2015).	250
Tabla 4 Continuidad de los datos de caudal registrados y series seleccionadas	253
Tabla 5 Resultados del test de normalidad Kolmogorov-Smirnov	254
Tabla 6 Datos anómalos detectados... ..	257
Tabla 7 Coeficientes de correlación de Pearson (P: Coeficiente de correlación de Pearson, N: Número de datos correlacionados).....	259
Tabla 8 Datos completados	260
Tabla 9 Resultados de las pruebas estadísticas	266
Tabla 10 Resumen estadístico de los datos	268
Tabla 11 Resumen de resultados- CDCM	269
Tabla 12 Variación de los caudales obtenidos con respecto al POMCA (Fuente: Adaptado de CAR, 2006)	274

ABREVIATURAS

ENA: Estudio Nacional del Agua

IDEAM: Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales.

CDC: Curva de Duración de Caudales.

CDCM: Curva de Duración de Caudales Medios Mensuales.

IRH: Índice de Retención y Regulación Hídrica.

UNEP: *United Nations Environment Programme.*

CAR: Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca.

POMCA: Plan de Ordenación y Manejo de Cuencas Abastecedoras.

MAVDT: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

MADS: Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible.

ANLA: Autoridad Nacional de Licencias Ambientales.

OMM: Organización Meteorológica Mundial.

LM: Liminimétrica.

LG: Limnigráfica.

RAN: Limnigráfica automática.

R: Rechaza la hipótesis nula.

A: Acepta la hipótesis nula.

NS: Nivel de significancia.

PTAP: Planta de Tratamiento de Agua Potable.

RESUMEN

El conocimiento de la disponibilidad del recurso hídrico se considera un punto clave para su gestión, la cuenca del río Bogotá, en Colombia, como un eje integral para el desarrollo de la región es objeto de gestión por parte de las autoridades en el tema. Por tanto, en el presente estudio se desarrollan los procedimientos para determinar el caudal ambiental para diferentes sectores de esta cuenca, desde el enfoque hidrológico, de acuerdo a la disponibilidad series hidrológicas de fuentes oficiales, siguiendo pautas establecidas en el Estudio Nacional del Agua, 2014 elaborado por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM). Para lo anterior se realizó previamente el tratamiento y análisis estadístico de series de tiempo de caudales medios mensuales, se construyeron Curvas de Duración de Caudales Medios Mensuales (CDCM), a partir de las cuales se fijó el Índice de Retención y Regulación Hídrica (IRH) como criterio previo para el cálculo de los caudales ambientales. Se determinó que a nivel mensual el río Bogotá posee predominantemente un IRH alto, mayor a 0,75, influenciado directamente por el sistema de regulación artificial con que cuenta el sistema; presenta caudales ambientales que varían de 0,23 m³/s desde su nacimiento en el municipio de Villapinzón, hasta 26,29 m³/s antes de su desembocadura en el río Magdalena.

1. INTRODUCCIÓN

La gestión de los recursos hídricos como eje integral para el desarrollo sostenible supone de base el conocimiento del comportamiento de los mismos y por ende de las variables que lo modelan, tal como lo expone la UNEP (2012): *“Una gestión eficaz de los recursos hídricos debe basarse en el conocimiento y comprensión de la disponibilidad del propio recurso...”* (p. 4).

Colombia por su localización geográfica, clima y orografía posee una gran riqueza hídrica caracterizada por un rendimiento hídrico promedio de 63 L/s-km², superando seis veces el rendimiento promedio mundial (10 L/s-km²); no obstante, según los resultados del Estudio Nacional del Agua (ENA) de 2010, elaborado por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), en zonas del país, como la cuenca alta del río Magdalena la variabilidad climática, la presión sobre el recurso hídrico y la degradación de las cuencas hacen que la oferta disminuya. Dentro de las cuencas del alto Magdalena se encuentra la del río Bogotá, constituida como uno de los principales focos de desarrollo económico del país al concentrar aproximadamente al 19% de la población nacional (CAR, 2007).

Para el aprovechamiento racional del recurso hídrico es necesario calcular la oferta hídrica natural disponible, en lo cual es

imprescindible estudiar, entre otros, el caudal ambiental considerado parte fundamental de la gestión hídrica moderna (Villela y Banderas, 2015). El cálculo del caudal ambiental ha sido un tema tratado por un amplio número de autores (King, 2004), por lo cual existen diversas metodologías basadas en múltiples criterios entre los que se encuentran los de tipo hidrológico, hidráulico, ecológico y los holísticos. (Pinilla *et al.*, 2014).

Teniendo en cuenta lo anterior, el presente estudio desarrolla los procedimientos necesarios para el cálculo y obtención del caudal ambiental para diferentes sectores de la cuenca del río Bogotá, con un enfoque netamente hidrológico, a través de la aplicación de pautas establecidas por el IDEAM en el ENA 2014 empleando la CDCM, donde el resultado se considera una etapa inicial para la definición del caudal ambiental integral de la cuenca el cual debe contemplar además criterios de tipo ecológico, hidráulico, calidad de agua y socioeconómico.

El presente documento consta de 9 apartados, a través de los cuales se desarrolla un marco teórico donde se engloban los principales conceptos empleados, la metodología para el desarrollo del estudio, una descripción general de la cuenca del río Bogotá que incluye la localización, caracterización y funcionamiento del sistema hídrico; los

resultados obtenidos etapa por etapa y el análisis de los mismos teniendo en cuenta la dinámica natural y artificial de la cuenca, y por último la bibliografía empleada.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo general

Determinar el caudal ambiental, con enfoque hidrológico, para diferentes sectores del río Bogotá considerando pautas establecidas por el IDEAM en el ENA 2014.

2.2 Objetivos específicos

- Realizar el análisis y tratamiento estadístico de las series de tiempo de caudales medios mensuales registrados en cada una de las estaciones hidrológicas objeto de estudio empleando software estadístico.
- Construir las Curvas de Duración de Caudales Medios Mensuales (CDCM) a partir de los datos previamente tratados de cada una de las estaciones hidrológicas estudiadas.
- Determinar los Índices de Rendimiento Hídrico (IRH) para diferentes sectores del río Bogotá utilizando como base las CDCM obtenidas.
- Calcular el caudal ambiental para diferentes sectores del río Bogotá teniendo en cuenta los valores de los IRH previamente calculados y las CDCM según lo plantea el IDEAM en el ENA 2014.

3. MARCO TEÓRICO

3.1 Zonificación hidrográfica en Colombia

Actualmente, para fines de la planificación y ordenamiento del territorio, Colombia se encuentra zonificada hidrológicamente en Áreas que se dividen en Zonas y estas a su vez en Subzonas hidrográficas, estos niveles se caracterizan de la siguiente manera tal como lo estipula el IDEAM (2013) (Figura 1):

- Áreas hidrográficas: Regiones hidrográficas o vertientes que, en sentido estricto, son las grandes cuencas que agrupan un conjunto de ríos con sus afluentes que desembocan en un mismo mar. En Colombia se identifican las siguientes áreas: Caribe, Pacífico, Magdalena-Cauca¹, Orinoco y Amazonas.
- Zonas hidrográficas: Cuencas hidrográficas que entregan o desembocan sus aguas superficiales directamente de una área hidrográfica. Agrupan varias cuencas que se presentan como un subsistema hídrico con características de relieve y drenaje homogéneo y sus aguas tributan a través de un afluente principal hacia un área hidrográfica.
- Subzonas hidrográficas: Las cuencas que tributan sus aguas a su vez a las zonas

¹ Esta cuenca tributa y forma parte de la vertiente del Atlántico, no obstante se gestiona como un área independiente debido a su importancia socioeconómica.

hidrográficas se denomina subzonas hidrográficas.

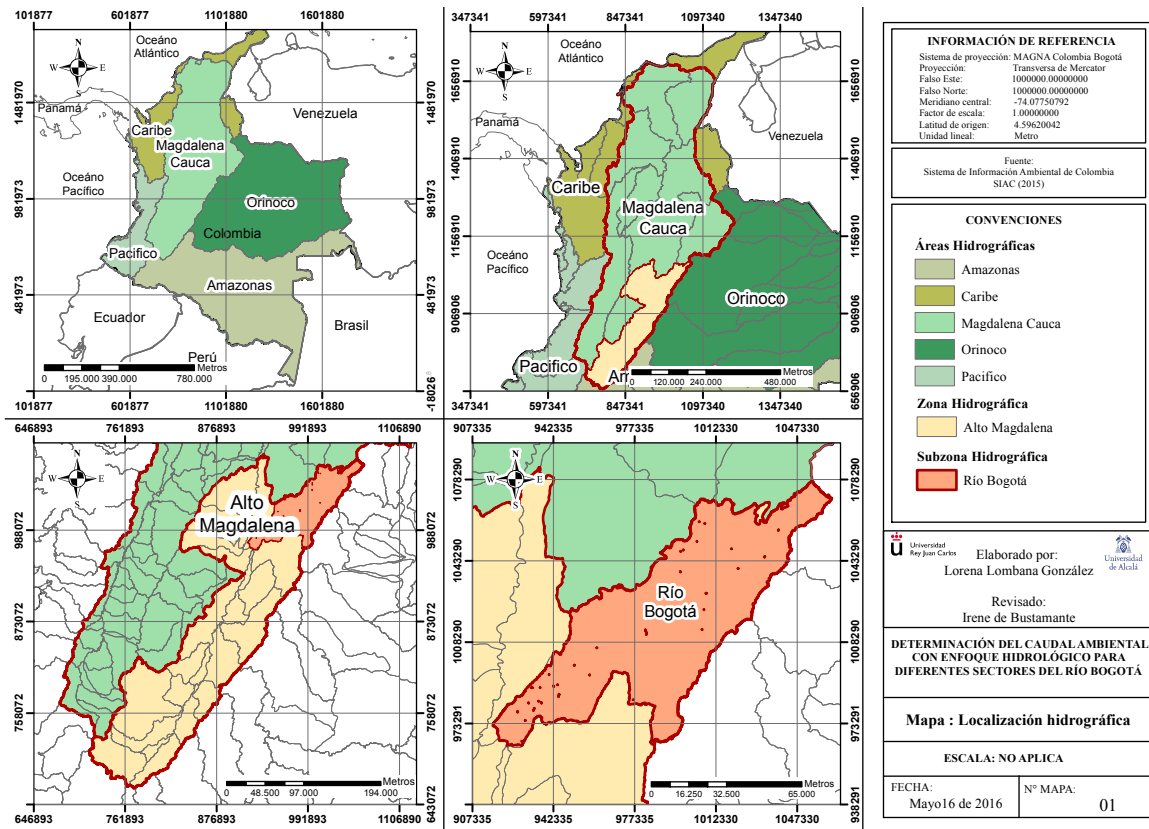


Figura 1 Mapa de localización hidrográfica del proyecto

3.2 Caudal ambiental

El Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT) de Colombia hoy en día Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible (MADS) a través del Decreto 3930 (2010) definió el caudal ambiental como: “*Volumen de agua necesario en términos de calidad, cantidad, duración y estacionalidad para el sostenimiento de ecosistemas acuáticos y para el desarrollo de actividades socioeconómicas de los usuarios aguas abajo de la fuente de la cual dependen los*

ecosistemas”.

Para la definición del caudal ambiental de una cuenca se han desarrollado diversos métodos que se pueden clasificar dentro de cuatro categorías: a) metodologías de tipo hidrológico, b) metodologías de tipo hidrológico e hidráulico con enfoque ecológico, c) metodologías de simulación de hábitat fluvial y d) metodologías holísticas o funcionales (Pinilla *et al.*, 2014).

En el caso de Colombia, para determinar el caudal ambiental la autoridad indica que se

debe contemplar una metodología holística, con criterios de tipo climatológico, hidrológico, hidráulicos, de calidad de agua, socioeconómicos y ecológicos (MADS y ANLA, 2013). El IDEAM en los ENA de 2010 y 2014 estima el caudal ambiental en las diferentes zonas hidrográficas del país a partir de las características del régimen hidrológico representadas en la Curva de Duración de Caudales (CDC), esto como una aproximación general, lo cual no reemplaza la evaluación integral que debe realizarse en cada una de las regiones (IDEAM, 2010a). Puntualmente, a partir de la CDC es posible calcular el IRH de la corriente objeto de estudio, si la cuenca posee una alta regulación hídrica el caudal ambiental puede constituirse como aquel que se repite el 85% de las veces, por el contrario, si la cuenca posee de moderada a baja regulación el caudal ambiental será el que se iguala o supera el 75% de las veces (IDEAM, 2015a).

3.3 Curva de duración de caudales

Las CDC son representaciones gráficas que indican el porcentaje de tiempo en que un caudal es igualado o excedido durante un periodo específico de tiempo (Searcy, 1969). Estas curvas tienen múltiples aplicaciones en el campo de la gestión de los recursos hídricos, entre estas se encuentran (OMM, 2011): el cálculo del potencial hidroeléctrico primario y secundario de una central, los estudios de sedimentación en ríos y embalses, la determinación de las necesidades de caudal ambiental para la gestión de los hábitats,

entre otros.

La CDC puede ser definida para caudales diarios, mensuales, anuales, cuyos extremos permiten deducir diversas características de sus cuencas hidrográficas (Monsalve, 1995).

3.4 Índice de retención y regulación hídrica

Según lo establecido por el IDEAM (2010a), el índice de Retención y Regulación Hídrica (IRH) mide la capacidad de retención de humedad de las cuencas, de manera tal que evalúa la capacidad de la cuenca para mantener un régimen de caudales. La ecuación para el cálculo del IRH es la siguiente:

$$IRH = \frac{V_p}{V_t}$$

Donde:

V_p = Volumen representado por el área que se encuentra por debajo de la línea de caudal medio en la curva de duración de caudales.

V_t = Volumen total representado por el área bajo la curva de duración de caudales.

De acuerdo a los resultados obtenidos los IRH se clasifican de la siguiente manera:

Tabla 1 Clasificación del IRH (Tomado de IDEAM, 2010a)

Rangos de valores del indicador	Calificación	Descripción
>0,85	Muy Alta	Muy alta retención y regulación de humedad
0,75-0,85	Alta	Alta retención y regulación de humedad
0,65-0,75	Moderada	Media retención y regulación de humedad
0,50-0,65	Baja	Baja retención y regulación de humedad
<0,50	Muy Baja	Muy baja retención y regulación de humedad

3.5 Análisis exploratorio de los datos

Previo al empleo de datos hidrológicos es necesario llevar a cabo un análisis exploratorio de los mismos, como lo indica Lobo (2004), (en Castro y Carvajal, 2010): *“El uso de la información sin previa evaluación de su estructura, consistencia, homogeneidad, etc., constituye un enfoque de caja negra que incrementa el grado de incertidumbre sobre la validez de los resultados obtenidos”* (p. 16). Por lo anterior, a continuación se referencian algunos procedimientos y pruebas que deben aplicarse a los datos hidrológicos.

3.5.1 Normalidad de los datos

Debido a que varias pruebas suponen que los datos se ajusta a una distribución normal es conveniente verificar primero este supuesto en las series estudiadas mediante la aplicación de pruebas tales como la de Kolmogorov- Smirnov y la de Shapiro Wilk, la primera aplicada a con un numero de datos superior a 30 y la última para un número de casos inferior, en estos tests la hipótesis nula

es que la muestra proviene de una variable normal (Delgado de la Torre, 2016).

3.5.2 Datos anómalos

Para establecer la consistencia de los datos se deben identificar posibles datos anómalos de valores elevados o bajos que pueden tener influencia dentro del análisis de una serie (OMM, 2011). Para la detección de datos anómalos se pueden emplear varios métodos gráficos como una aproximación inicial, entre estos se encuentran: los diagramas de caja (*box-plot*) que indican la presencia de los valores atípicos o *outliers* y atípicos extremos, y los gráficos Q-Q que permiten visualizar que datos se separan de manera significativa de una bisectriz de distribución normal (Luceño y González, 2005). Adicionalmente se pueden aplicar pruebas como la de Grubbs y Beck, recomendada por el *Water Resources Council* de Estados Unidos, la cual supone que los logaritmos de los valores se ajustan a la normalidad; mediante esta prueba se define un rango en el cual los logaritmos de los datos hidrológicos se deben ubicar, aquellos fuera del rango se

consideran anómalos (OMM, 2011).

Los datos anómalos identificados deben ser sometidos a un análisis riguroso para determinar si corresponden a eventos extremos, variabilidad climática o a errores aleatorios en la toma del dato (Arango *et al.*, 2012). Para el caso de Colombia, se debe resaltar que la variabilidad climática se relaciona con diversos factores como la ocurrencia de fenómenos ENSO (El Niño/Southern Oscillation), el cual consta de dos fases: El Niño, fase cálida, y La Niña, fase húmeda, los cuales tienen gran influencia en la ocurrencia de eventos hidrológicos extremos (IDEAM, 2010b). Para el análisis del fenómeno ENSO existen diversos índices entre los cuales se encuentra el ONI (Índice Oceánico El Niño) el cual evalúa las anomalías en la temperatura superficial del mar en la región (NOAA, 2015).

3.5.3 Datos faltantes y análisis de regresión lineal

Usualmente las series de datos hidrológicos son cortas y generalmente tienen datos incompletos, esto debido a diferentes causas como fallos en los equipos de medición, efectos de fenómenos naturales, diversos factores humanos, etc. De acuerdo a lo establecido por Elshorbagy *et al.* (2000) según la cantidad de datos perdidos estos se pueden clasificar en:

1. Datos de poca importancia: aplica para casos en que los datos perdidos son pocos y no consecutivos o datos perdidos en una serie de datos extensa. En estos casos se pueden aplicar métodos sencillos de completado de datos usando por ejemplo el promedio de la serie o empleando métodos de interpolación. Es importante tener en cuenta que los datos a completar no representen picos en la serie o valores extremos.
2. Datos fundamentales perdidos: Corresponden, por ejemplo, a largos segmentos de datos perdidos o gran cantidad de observaciones intermitentes donde no se puede identificar la tendencia de los datos a partir de los datos existentes, en cuyo caso ningún método de llenado de datos es confiable y por lo cual la serie debe excluirse.
3. Datos perdidos significativos: por ejemplo largos segmentos de datos perdidos consecutivos los cuales poseen gran importancia ya sea cualitativa o cuantitativa por lo que su completado merece el desarrollo de técnicas avanzadas que logren estimar los datos de la manera más exacta posible.

Para completar datos faltantes existen diversos métodos ya sean univariados (contemplan información contenida en el resto de la propia serie) o multivariados (desarrollados en función de series de la misma variable registradas en otras zonas

similares) (Barrera, 2004). Para el presente estudio se contempló un método multivariado que corresponde al análisis de regresión lineal, este consiste en el cálculo de los valores faltantes a través de una ecuación de regresión del tipo $y = a \cdot x + b$ obtenida de la relación de los datos entre dos estaciones por el ajuste a través del método de los mínimos cuadrados, siendo la variable dependiente (y) la estación con el dato faltante, y la variable independiente (x) la estación que contiene los datos completos, para aplicar este método de entrada debe cumplirse que los datos posean una alta correlación y que esta sea lineal.

3.5.4 Pruebas y criterios estadísticos

Teniendo en cuenta que las curvas de duración de caudales, en este caso mensuales, se emplean con el propósito de establecer un caudal ambiental y son básicamente un análisis de frecuencia, las series de datos empleadas deben ser analizadas bajo unos criterios estadísticos que son la aleatoriedad, independencia, homogeneidad y estacionalidad (OMM, 2011):

- Aleatoriedad: En el tema hidrológico indica que las variaciones en la variable observada se debe a causas naturales. Para este criterio no se poseen pruebas

estadísticas aplicables a series hidrológicas.

- Independencia: Ninguna de las observaciones de la serie influye en las observaciones posteriores. La dependencia varía según la serie analizada, entre valores sucesivos suele ser elevada, mientras que la dependencia entre valores extremos anuales suele ser pequeña. Para confirmar este supuesto se puede aplicar la prueba no paramétrica de Wald-Wolfowitz (Wald y Wolfowitz, 1943).
- Estacionalidad: Indica que la serie es invariante con respecto al tiempo, la no-estacionalidad consta de tendencias, saltos o ciclos. Para este criterio se puede aplicar la prueba no paramétrica de Mann-Kendall (Yue y Pilon, 2004).
- Homogeneidad: Todos los elementos de la serie de datos provienen de una misma población. Para este supuesto se puede aplicar la Prueba de Pettit la cual detecta cambios en la media (Pettit, 1979).

4. METODOLOGÍA

La metodología general para el desarrollo del presente estudio se muestra en la Figura 2, el detalle de cada una de las etapas se presenta en los siguientes numerales.

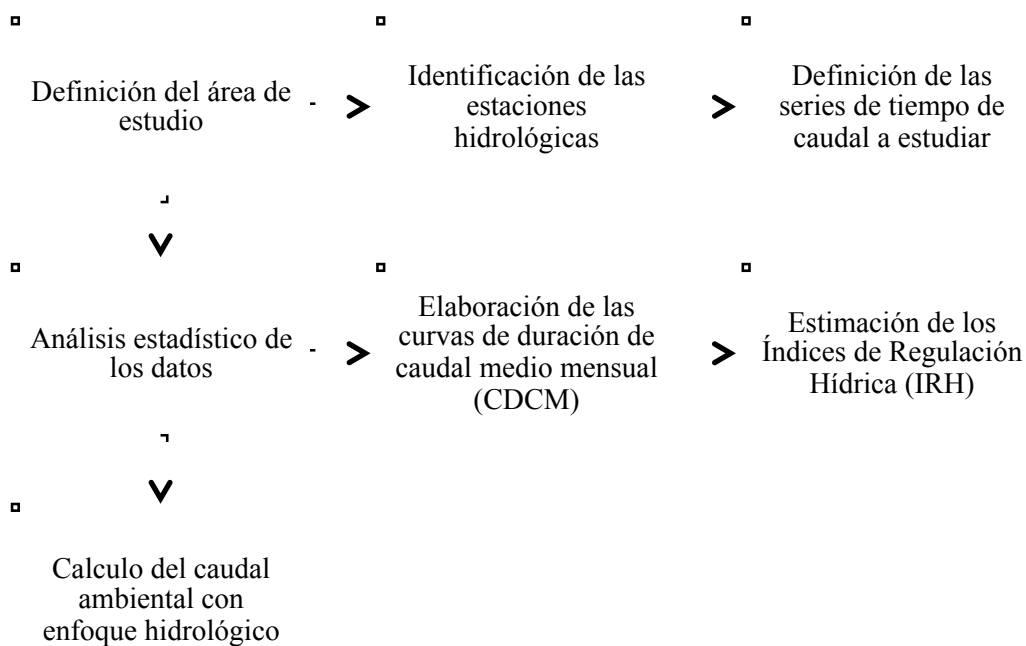


Figura 2. Metodología general del estudio

4.1.1 Definición del área de estudio e identificación de estaciones hidrológicas

Como se mencionó previamente el área objeto de estudio es la cuenca del río Bogotá (Figura 1), considerando que la cartografía base debe provenir de fuentes oficiales está fue obtenida del Plan de Ordenación y Manejo de la Cuenca Abastecedora (POMCA) del río Bogotá publicado en 2006 por la autoridad ambiental competente que para este caso es la Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca (CAR).

Con el área de estudio definida se procedió a identificar las estaciones hidrológicas de la zona, teniendo en cuenta que a nivel nacional existen varios operadores se procedió a consultar de las bases oficiales del IDEAM y

de la CAR.

4.1.2 Selección de las series de tiempo de caudal

De acuerdo a la disponibilidad de los datos hidrológicos para el presente estudio se emplearon las series de caudales medios mensuales reportadas por las estaciones previamente identificadas. Para seleccionar las series de caudal a emplear se consideraron dos aspectos principales: i) las series deben tener un periodo de registro de al menos 10 años procurando que el tramo seleccionado sea el más reciente (MADS y ANLA, 2013), ii) Considerando que la curva de duración de caudales es una curva de frecuencia acumulada que es independiente de la cronología de los caudales (Munro, 2010) los años pueden ser no consecutivos siempre y cuando representen periodos en los que las condiciones físicas de la cuenca hayan sido

básicamente las mismas (Searcy, 1969). Para el desarrollo de esta etapa se detectaron los años y/o meses con datos faltantes con apoyo de los gráficos de secuencia y series de tiempo de caudal.

4.1.3 Análisis exploratorio de los datos

Para el análisis de los datos se emplearon los siguientes paquetes: SPSS, R Studio y Excel, dicho análisis comprendió:

- Distribución de los datos: Se determinó si los datos se ajustaban a una distribución normal para ello se aplicó el test de Kolmogorov-Smirnov.
- Identificación de datos anómalos: Se elaboraron los gráficos Q-Q², los diagramas de caja de cada una de las series obtenidas y se aplicó la prueba de Grubbs y Beck³. Los datos identificados como anómalos fueron analizados de acuerdo a las épocas en que se manifestaron los fenómenos del niño y la niña según el índice ONI (NOAA, 2015) y los registros de precipitación y temperatura de la zona.
- Completado de datos faltantes: Se procedió al completado de los datos faltantes aplicando el análisis de

regresión lineal, para lo anterior se calcularon los índices de correlación entre todas las estaciones.

- Comprobación de hipótesis: Para el presente estudio se aplicaron las siguientes pruebas no paramétricas para la comprobación de hipótesis:
 - Prueba de independencia y estacionalidad de Wald-Wolfowitz.
 - Prueba para la detección de tendencias de Mann-Kendall
 - Prueba de Pettit para analizar la homogeneidad de la serie.

4.1.4 Cálculo del caudal ambiental

Para estimar el caudal ambiental del río Bogotá, de acuerdo a disponibilidad de datos y a la metodología del IDEAM (2015a) (ver numeral 3.2), se construyeron las CDCM de cada una de las estaciones en estudio y se determinó el IRH, dependiendo del valor obtenido se calculó el caudal ambiental, tal como se muestra en la Figura 3.

² Teniendo en cuenta que los datos de caudal no se ajustan a una distribución normal (según lo obtenido en el test aplicado) se hallaron los logaritmos de los datos y se procedió a elaborar las gráficas Q-Q.

³ Los logaritmos de los caudales anuales se ajustan a la distribución normal, por lo que fue posible emplear la prueba de Grubbs.

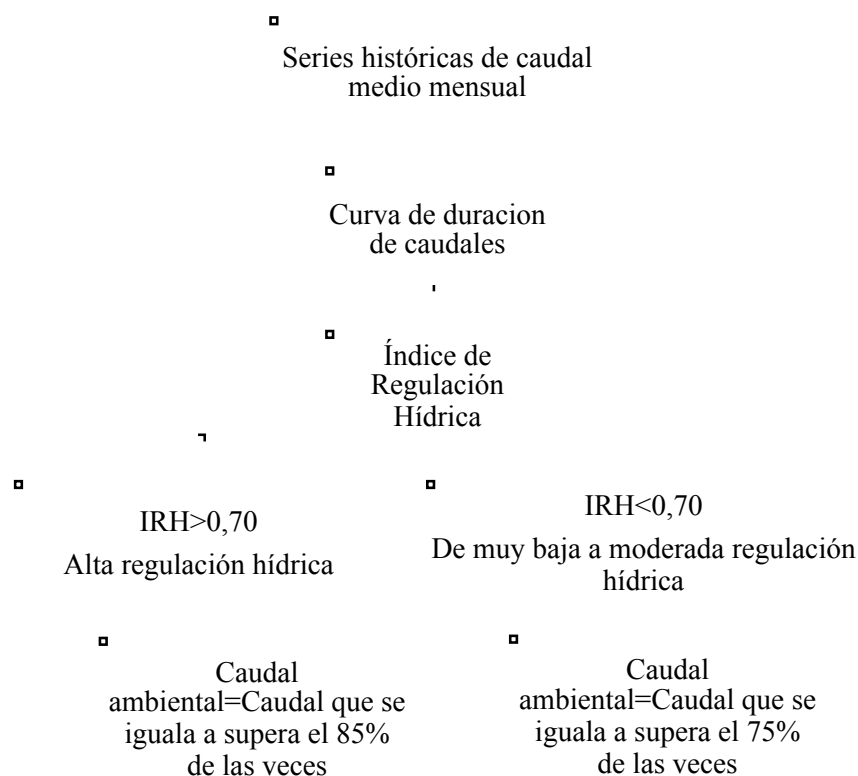


Figura 3. Metodología para la obtención de caudal ambiental (Adaptado de IDEAM, 2015).

4.1.5 Elaboración de las curvas de duración de caudales medios mensuales

Para la construcción de las CDCM se empleó el siguiente procedimiento (OMM, 2009):

- Organización de los datos de caudal medio mensual de mayor a menor valor y asignación del número de orden (i).
- Determinación de la probabilidad de que el valor medio mensual sea igualado o excedido empleando la fórmula de California ($P=i/n$)
- Graficación del valor de caudal (abscisas) contra la probabilidad de excedencia (ordenadas).

Una vez obtenidas todas las CDCM, con el fin de comparar los registros de las diferentes estaciones, se procedió a construir las curvas de duración de caudales adimensionales en las cuales el caudal graficado equivale a la relación entre el caudal medio mensual y el caudal medio de la serie.

4.1.6 Estimación de los IRH

Los IRH se calcularon a través de las CDCM según la formulación presentada en el numeral 3.4 del presente documento.

5. AREA DE ESTUDIO

5.1 Localización de la cuenca del río Bogotá

El presente estudio se localiza en Colombia, específicamente en la cuenca del río Bogotá catalogada como subzona hidrográfica, la cual hace parte de la zona hidrográfica del Alto Magdalena perteneciente a su vez al área Magdalena-Cauca (IDEAM, 2013) (Figura 1). La cuenca del río Bogotá se ubica en la zona central del país, posee un área aproximada de 5933 Km², se encuentra conformada por 45 municipios y el Distrito

Capital y a su vez se divide en 19 subcuencas (CAR, 2006) (Ver Figura 4). El río Bogotá nace a una altura aproximada de 3.300 m s.n.m. en el páramo de Guacheneque en el municipio de Villapinzón (en el departamento de Boyacá) y desemboca después de un recorrido de 380 Km en el río Magdalena sobre la cota 280 m s.n.m en el municipio de Girardot (departamento del Tolima).

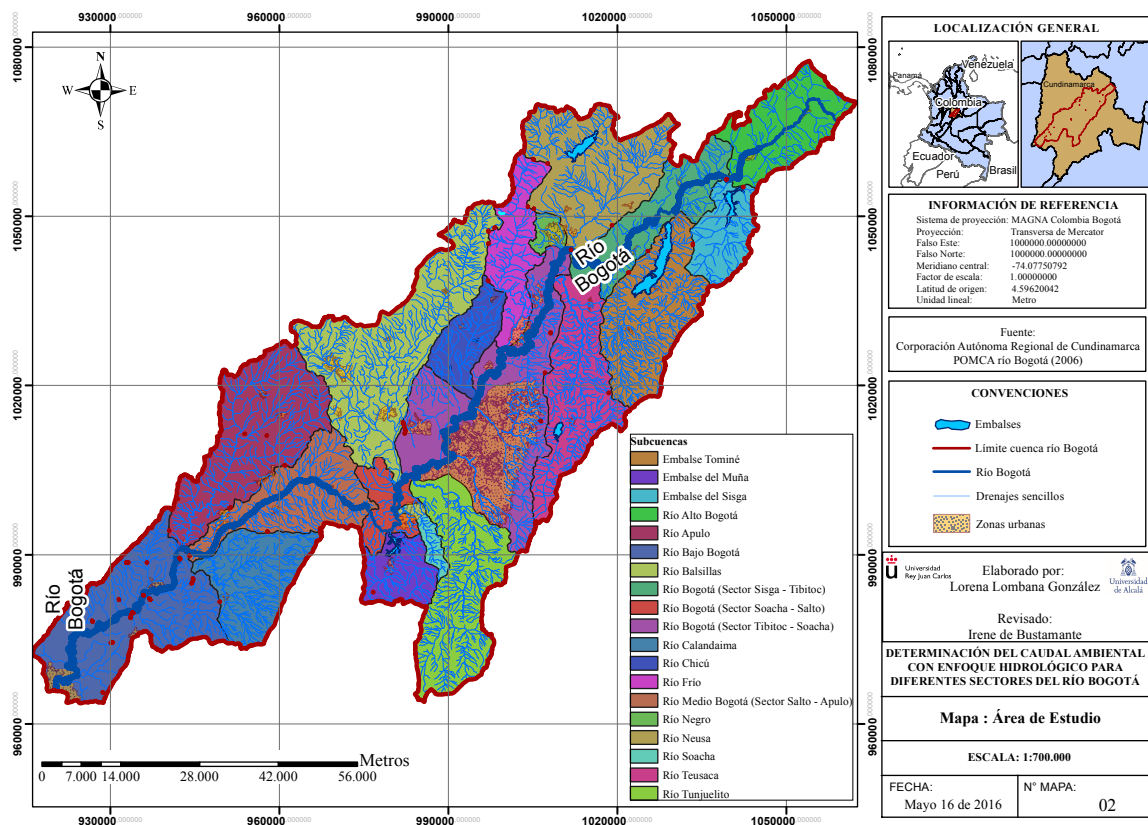


Figura 4 Zona de estudio (A partir de CAR, 2006)

5.2 Funcionamiento del sistema hídrico de la cuenca

El sistema hídrico de la cuenca del río Bogotá se encuentra regulado por nueve embalses: Tominé, Neusa, Sisga, Muña, La Regadera, San Rafael, Chisacá, Tunjos y Chuza, con una capacidad de almacenamiento de 1275,6 Mm³, y un distrito de riego: La Ramada (CAR, 2006). El sistema cuenta además con tres plantas de

tratamiento de agua potable de gran importancia: Tibitoc, Wiesner y El Dorado.

El embalse de Chuza se localiza en el macizo de Chingaza, cuenca del Orinoco; fue construido frente a la deficiencia de recursos hídricos (CAR, 2007) constituyéndose en un trasvase que surte de agua potable al 70% de la ciudad de Bogotá (Acueducto y Epam S.A, 2014), los ocho embalses restantes se ubican en la cuenca del río Bogotá. En la Tabla 2 se resumen las características de cada embalse.

Tabla 2 Embalses que regulan el río Bogotá (Adaptado de (CAR, 2007))

Embalse	Volumen total (Mm ³)	Funciones
Tominé	690	Regular aguas de la cuenca alta.
Neusa	102	Garantizar el suministro de agua potable.
Sisga	102	Garantizar el suministro para generación de energía eléctrica.
Regadera	3,3	Regular la parte alta del río Tunjuelo.
Chiscacá	6,7	Garantizar el consumo doméstico del suroriente del distrito capital.
Tunjos	2,4	
Chuza	257	Garantizar el suministro de agua potable.
San Rafael	71	
Muña	41,2	Generación de energía eléctrica.

6. RESULTADOS Y ANÁLISIS

6.1 Estaciones hidrológicas y periodos de análisis

Para el monitoreo del caudal del río Bogotá se cuenta con un total de 15 estaciones activas (ver

Tabla 3). La mayoría de estaciones son operadas por la CAR a excepción de la estación 21207960 (Puente Portillo) que se encuentra operada por el IDEAM.

Tabla 3 Estaciones hidrológicas presentes en el área de estudio (A partir de CAR e IDEAM, 2015).

Código estación	Nombre estación	Tipo de estación⁴	Serie de tiempo (años)	Fecha Instalación	Altitud (ms.n.m.)	Municipio
2120714	Puente Cundinamarca	LM	42	02/01/1956	2540	Bogotá
2120767	Puente Florencia	LG	41	07/01/1961	2544	Gachacipá
2120719	Saucio	RAN	41	11/01/1940	2618	Chocontá
2120920	La Campiña	LM	17	11/01/1992	425	Girardot
2120815	Villapinzón	LM	38	09/01/1972	2705	Villapinzón
2120882	El Portillo	LM	20	01/01/1988	390	Tocaima
2120792	Tocancipá	LG	41	05/01/1950	2549	Tocancipá
2120816	Santa Rosita	LM	38	09/01/1972	2575	Suesca
2120987	Refisal-Papel Familia	LM	2	17/03/2011	2625	Zipaquirá
2120734	Puente Vargas	LG	41	02/01/1946	2542	Cajicá
2120973	Puente La Virgen - Car	LM	5	03/01/1989	2560	Cota
2120793	El Espino	LG	41	06/01/1967	2548	Zipaquirá
2120742	Balsa La	LG	41	11/01/1939	2542	Chía
2120977	Puente Cacicazgo	LM	3	09/01/2006	2588	Suesca
21207960	Puente Portillo	LG	26	05/1965	361	Tocaima

⁴ LM: Limnimétrica.

LG: Limnigráfica.

RAN: Limnigráfica automática.

Para los análisis hidrológicos el MADS recomienda el empleo de series de datos de al menos 10 años de registro, teniendo en cuenta este criterio se eliminaron del estudio

las estaciones con series de datos de menor extensión (2120987, 2120973 y 2120977). En total se emplearon los datos de las 12 estaciones restantes cuya ubicación se muestra en la Figura 5.

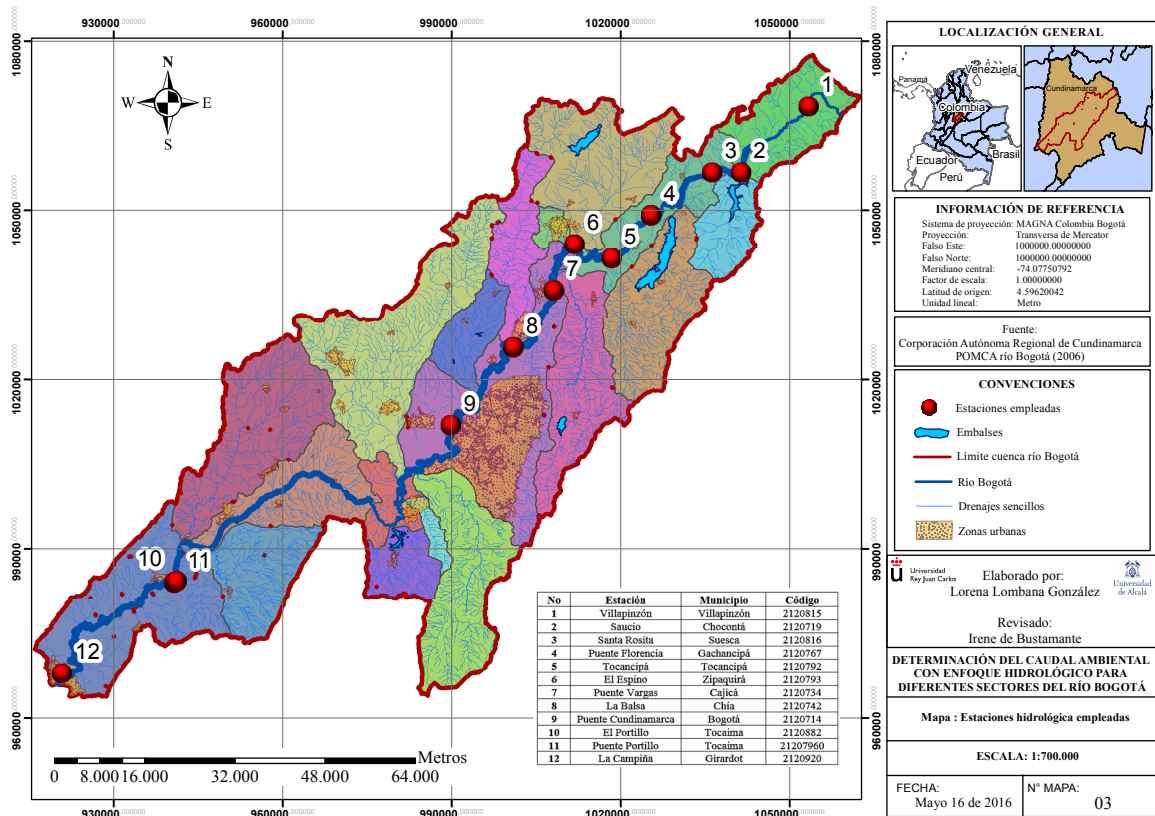


Figura 5 Estaciones empleadas en el estudio (A partir de CAR, 2015)

Para seleccionar los periodos de análisis se identificó la continuidad en los registros de caudal medio mensual de cada una de las estaciones. En la

y Figura 7 se muestran las gráficas de secuencia y de tiempo de la estación Puente Cundinamarca (para ver los gráficos de todas

las estaciones remitirse al Anexo 1: Gráficos de secuencia y series de tiempo). Con este insumo se procedió a seleccionar las series de registros de cada una de las estaciones con las que se elaboraron posteriormente las CDCM, para esto se tuvieron en cuenta los criterios presentados en el numeral 4.1.2. Las series seleccionadas se detallan en la Tabla 4.

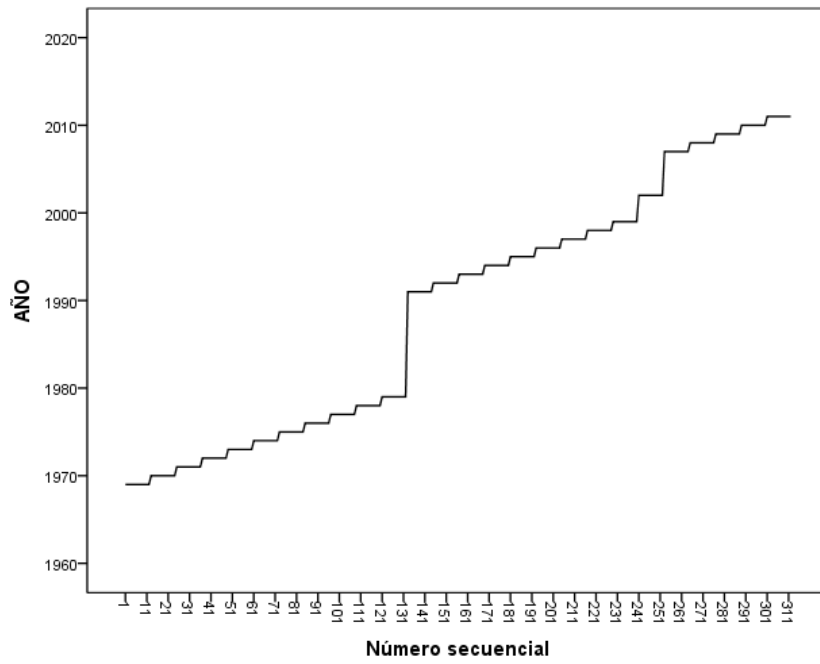


Figura 6 Gráfica de secuencia- Estación Puente Cundinamarca

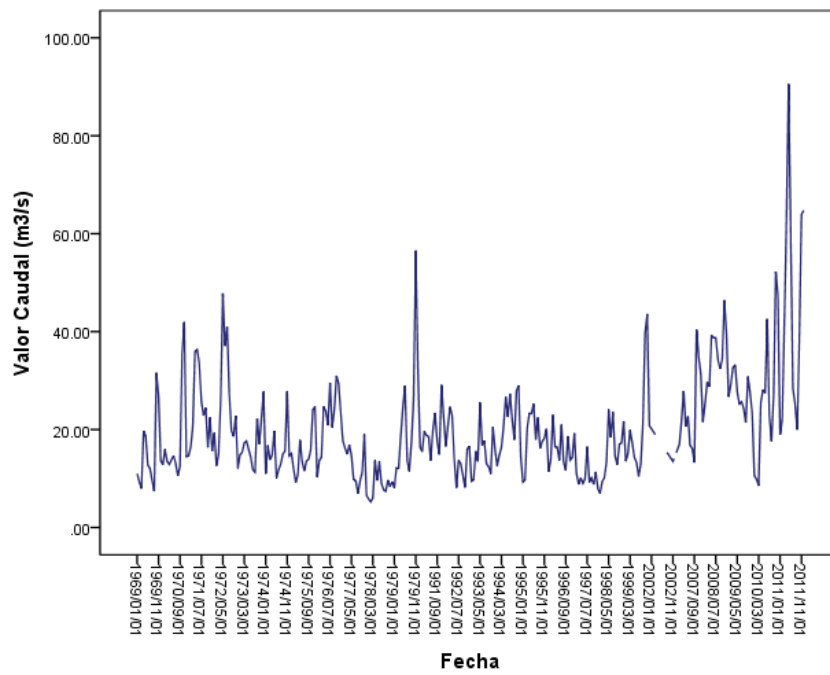


Figura 7 Serie de tiempo- Estación Puente Cundinamarca

Tabla 4 Continuidad de los datos de caudal registrados y series seleccionadas

No	Estación	Código	Periodos registrados	Serie seleccionada
1	Puente Cundinamarca	2120714	1969-1979 1991-1999 2007-2011	1969-2011
2	Saucio	2120719	1970-1980 1982-1984 1986-1990 1992-2003 2006-2011	1970-2011
3	Puente Vargas	2120734	1970-1979 1991-2011	1970-2011
4	La Balsa	2120742	1970-1979 1991-2004 2006-2011	1970-2011
5	Puente Florencia	2120767	1970-1983 1986-1989 1991-1999 2001-2011	1970-2011
6	Tocancipá	2120792	1970 1972-1980 1982-1984 1986-1988 1991 2008-2011 ⁵	1972-1991
7	El Espino	2120793	1970-1974 ⁶ 1977-1979 ⁵ 1991-2007 2008-2011	1991-2011
8	Villapinzón	2120815	1973-1976 ⁵ 1978-1979 ⁵ 1991-2011	1991-2011
9	Santa Rosita	2120816	1973-1980 ⁵ 1986-1989 ⁵ 1991-2011	1991-2011
10	El Portillo	2120882	1991-2011	1991-2011
11	La Campiña	2120920	1994-2011	1994-2011
12	Puente Portillo	21207960	1987-2013	1987-2010

⁵ No se incluyeron en el análisis porque el salto entre periodos es mayor a 15 años.

⁶ La continuidad de la serie no supera los 10 años y están separadas más de diez años del siguiente periodo más largo.

6.2 Análisis exploratorio de los datos

6.2.1 Distribución de los datos

Los resultados de la aplicación del test de Kolmogorov-Smirnov a cada una de las series de caudal definidas se muestran en la Tabla 5; de acuerdo a los p-valor obtenidos (ver columna p-valor Caudal) para un nivel de significación de 0,05 se concluye que los datos no se ajustan a la normalidad. Teniendo

en cuenta el resultado anterior, se calculó el logaritmo de cada uno de los caudales y se observó su distribución aplicando el mismo test (ver columna p-valor LOG Caudal) como resultado se determinó que estos valores si se ajustan a la normalidad (con niveles de significación de 0,05 y 0,01 en algunos casos); por tanto, para posteriores análisis en los que se requirió cumplir este supuesto se emplearon los logaritmos de los caudales.

Tabla 5 Resultados del test de normalidad Kolmogorov-Smirnov

Estación	Código	Test de Kolmogorov	
		p-valor Caudal	p-valor LOG Caudal
Puente Cundinamarca	2120714	0,00	0,20
Saucio	2120719	0,00	0,18
Puente Vargas	2120734	0,00	0,20
La Balsa	2120742	0,00	0,20
Puente Florencia	2120767	0,00	0,15
Tocancipá	2120792	0,00	0,20
El Espino	2120793	0,00	0,01
Villapinzón	2120815	0,00	0,20
Santa Rosita	2120816	0,00	0,03
El Portillo	2120882	0,00	0,20
La Campiña	2120920	0,00	0,01
Puente Portillo	21207960	0,00	0,20

6.2.2 Deteccion de datos anómalos

Se aplicó la prueba de Grubbs y Beck a cada una de las series obtenidas y se graficaron los box plot y gráficos Q-Q, un ejemplo se muestra en la Figura 8 (para ver los gráficos de cada una de las estaciones remitirse al Anexo 2: Detección de datos anómalos). Como se muestra para la estación Puente Cundinamarca se detectó un valor anómalo para el mes de mayo del año 2011 el cual corresponde a una época de alta precipitación en la zona por lo cual no fue eliminado de la serie.

Los datos que fueron identificados en la prueba de Grubbs y Beck y contrastados con el gráfico Q-Q y box plot fueron analizados de manera puntual, el resumen se muestra en la Tabla 6, como se observa se registraron varios datos anómalos; no obstante, la mayoría de ellos se relacionan con periodos del fenómeno ENSO (según el ONI- *Oceanic Niño Index*) (NOAA, 2015), y/o con épocas de alta o baja precipitación relacionados con fenómenos climatológicos locales (verificado con las series de precipitación de la zona y periodo específicos) por lo que se consideró no eliminarlos de las series estudiadas. Por

otro lado, los valores de 0 m³/s y los que no se relacionaron con fenómenos climáticos fueron eliminados del análisis y se procedió a completarlos como se indicará en el numeral 6.2.3.

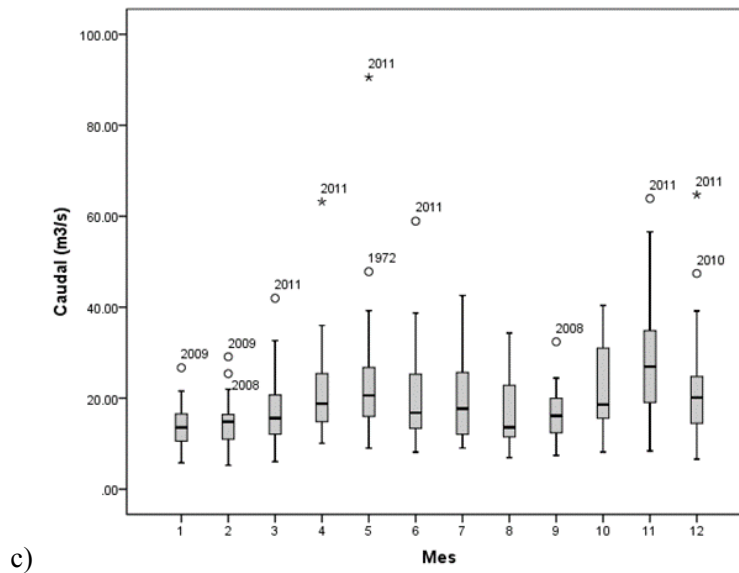
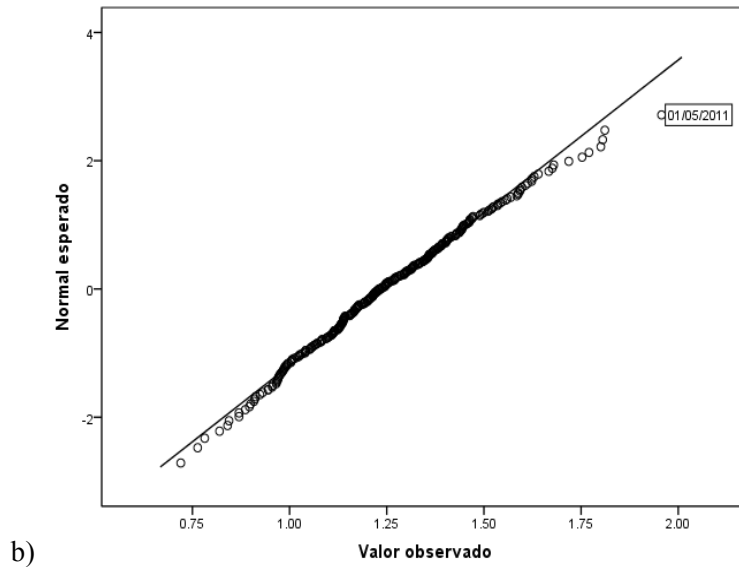
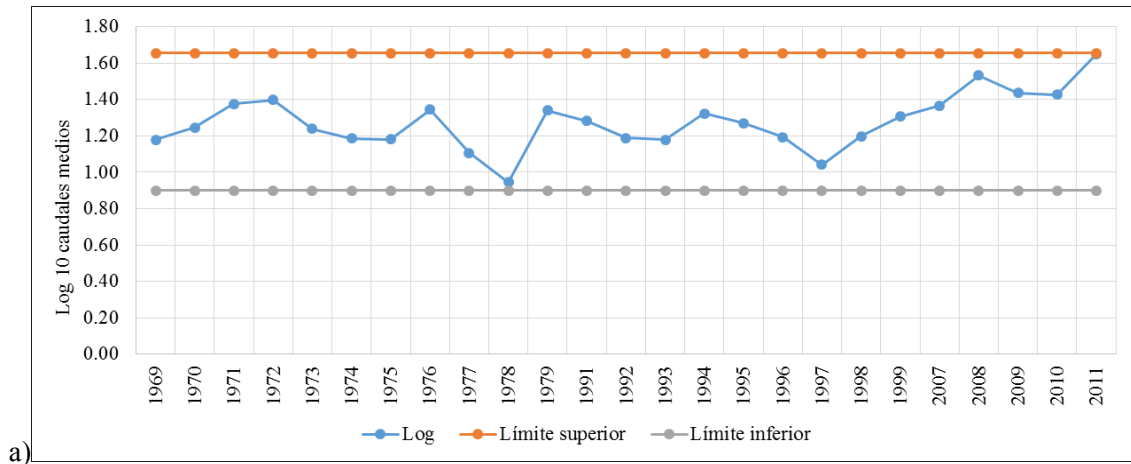


Figura 8 Gráficos para la detección de datos anómalos- Estación Puente Cundinamarca (a-,Prueba Grubbs y Beck b-Gráfico Q-Q, c- *Box plot*)

Tabla 6 Datos anómalos detectados

Estación	Grubbs y Beck		Caudal l cero	Gráficos Q-Q	Box Plot	ONI		Precipitación		
	Año mín.	Año máx.		Año-Mes	Año-Mes	Niño	Niña	Alta	Baja	
Puente Cundinamarca	2011	-	-	2011-05	2011-05	-	-	x	-	
La Balsa	2011	-	-	2011-05	2011-05	-	-	x	-	
El Espino	-	-	2005-6	2004-1 2004-2	-	-	-	-	x	
Villapinzón	2011	1995	-	2000-2	-	-	-	-	-	
				2000-4	-	-	-	-	-	
				1999-1 1999-3	1995-9	-	-	-	-	x
				1995-1 1995-2	-	x	-	-	-	-
				-	2011-3 2011-4 2011-10 2011-11 2011-12	-	-	x	-	-
				-	2011-5	-	-	-	-	x
Santa Rosita	2011	-	-	1999-1 - -	- 2011-5 2011-12	- - -	- - x	- x -	x - -	
El Portillo	-	-	-	1998-1 2010-11	- 2010-7	x -	- x	- -	- -	
La Campiña	2011	-	1999-10	2010-3	-	x	-	-	-	
				2010-11	2010-11	-	-	-	-	
				2010-12	2010-12	-	-	-	-	
				2011-4	2011-4	-	x	-	-	
				2011-11	2011-11	-	-	-	-	
				2011-12	2011-12	-	-	-	-	
Puente Portillo	2007	-	-	2011-5	2011-5	-	-	x	-	
				1998-1	-	x	-	-	-	
				2007-01	-	-	-	-	-	
				2007-02	-	-	-	-	-	
				2007-03	-	-	-	-	-	
				2007-05	-	-	-	-	-	
2007-06	-	-	-	-	-					
2007-07	-	-	-	-	-					
2007-08	-	-	-	-	-					
2007-09	-	-	-	-	x	-	-			
2007-10	-	-	-	-	-	-	-	-		

6.2.3 Completar datos faltantes

Para completar los datos faltantes en las series seleccionadas se procedió a determinar la correlación existente entre los datos de caudal registrados en las diferentes estaciones. Como se mencionó anteriormente los datos reportados no se ajustan a la distribución normal (ver numeral 6.2.1) por tanto se emplearon los logaritmos de los caudales, con los valores resultantes se hallaron los coeficientes de correlación de Pearson (ver Tabla 7). Para determinar el mejor ajuste entre series se tuvo en cuenta no solo el coeficiente obtenido sino también la cantidad de datos que se correlacionan⁷ y la proximidad geográfica de las estaciones.

⁷ Cuantos más datos tengan en común las series más acertada será la correlación encontrada (Barrera, 2004).

Tabla 7 Coeficientes de correlación de Pearson (P: Coeficiente de correlación de Pearson, N: Número de datos correlacionados)

Estación	Dato	Puente Cundinamarca	Saucio	Puente Vargas	La Balsa	Puente Florencia	Tocancipá	El Espino	Villapinzón	Santa Rosita	El Portillo	La Campiña	Puente Portillo
Puente Cundinamarca	P	-	0,44	0,68	0,80	-0,06	0,19	0,53	0,55	0,51	0,77	0,73	0,80
	N	-	276	274	288	247	108	249	168	167	160	125	138
Saucio	P	0,44	-	0,50	0,48	-0,20	-0,24	0,21	0,86	0,71	0,30	0,32	0,30
	N	276	-	305	320	357	180	273	199	198	192	159	205
Puente Vargas	P	0,68	0,50	-	0,89	0,32	0,57	0,72	0,61	0,48	0,37	0,35	0,55
	N	274	305	-	340	266	101	294	244	241	224	189	212
Balsa La	P	0,80	0,48	0,89	-	0,20	0,43	0,71	0,64	0,54	0,50	0,53	0,70
	N	288	320	340	-	280	108	297	235	232	215	177	203
Puente Florencia	P	-0,06	-	0,32	0,20	-	0,89	0,44	0,00	0,12	-0,17	0,01	-0,14
	N	247	357	266	280	-	168	230	159	157	149	125	163
Tocancipá	P	0,19	-	0,57	0,43	0,89	-	0,77	-0,78	-	-0,32	-	-0,21
	N	108	180	101	108	168	-	83	12	12	12	0	36
Espino El	P	0,53	0,21	0,72	0,71	0,44	0,77	-	0,33	0,38	0,36	0,52	0,49
	N	249	273	294	297	230	83	-	214	213	200	154	195
Villapinzón	P	0,55	0,86	0,61	0,64	0,00	-0,78	0,33	-	0,71	0,34	0,33	0,35
	N	168	200	244	235	159	12	214	-	249	232	189	219
Santa Rosita	P	0,51	0,71	0,48	0,54	0,12	-0,62	0,38	0,71	-	0,30	0,38	0,29
	N	167	198	241	232	157	12	213	249	-	229	186	217
El Portillo	P	0,77	0,30	0,37	0,50	-0,17	-0,32	0,36	0,34	0,30	-	0,54	0,75
	N	160	192	224	215	149	12	200	232	229	-	173	204
Campiña La	P	0,73	0,32	0,35	0,53	0,01	-	0,52	0,33	0,38	0,54	-	0,63
	N	125	159	189	177	125	0	154	189	186	173	-	158
Puente Portillo	P	0,80	0,30	0,55	0,70	-0,14	-0,21	0,49	0,35	0,29	0,75	0,63	-
	N	138	205	212	203	163	36	195	219	217	204	158	-

Teniendo en cuenta que algunas estaciones poseen una alta correlación se procedió a llenar los datos a través del análisis de regresión lineal. Las series a completar, los datos calculados y las ecuaciones de regresión empleadas se resumen en la Tabla 8 y en la Figura 9 se muestran algunos los gráficos de dispersión obtenidos (para ver la

totalidad de los gráficos remitirse al Anexo 3: Gráficos de dispersión). Para el caso de la estación Puente Florencia los datos faltantes se completaron con el promedio del mes respectivo puesto que aunque poseía correlación con la estación Tocancipá esta no tenía registros de los meses faltantes en Pte Florencia.

Tabla 8 Datos completados

Estación dependiente	Estación independiente	Ecuación de regresión (y=mx+b)			Año-Mes	X	Log X	Log Y	Y
		m	b	R ²					
Saucio	Villapinzón	0,655	0,511	0,734	2006-1	0,31	-0,51	0,18	1,50
					2006-2	0,29	-0,55	0,15	1,43
					2006-3	0,36	-0,45	0,22	1,65
					2006-12	0,44	-0,36	0,28	1,89
Puente Vargas	La Balsa	0,922	0,01	0,799	1977-2	20,86	1,32	1,23	16,84
					1977-3	17,50	1,24	1,15	14,00
					1977-4	20,52	1,31	1,21	16,21
					1977-5	14,01	1,15	1,06	11,40
					1977-6	9,64	0,98	0,91	8,08
					1977-7	6,68	0,82	0,76	5,76
					1977-8	4,47	0,65	0,60	3,98
					1992-8	9,47	0,98	0,90	7,95
					1993-5	14,07	1,15	1,06	11,45
					1993-6	10,29	1,01	0,93	8,58
1993-7	11,47	1,06	0,98	9,48					
1993-9	6,69	0,83	0,76	5,77					
1993-10	5,68	0,75	0,7	4,96					

Estación dependiente	Estación independiente	Ecuación de regresión (y=mx+b)			Año-Mes	X	Log X	Log Y	Y
		m	b	R ²					
							0		
					1993-11	9,61	0,98	0,91	8,06
					2003-1	3,05	0,48	0,61	4,09
					2003-2	4,43	0,65	0,75	5,66
La Balsa	Puente Vargas	0,867	0,192	0,799	2003-3	4,30	0,63	0,74	5,51
					2003-4	6,66	0,82	0,91	8,06
					2003-5	5,01	0,70	0,80	6,29
					2003-7	8,57	0,93	0,68	4,84
					2003-8	8,86	0,95	0,70	4,97
El Espino	Puente Vargas	0,76	-0,024	0,524	2003-10	8,42	0,93	0,68	4,78
					2003-11	8,78	0,94	0,69	4,93
					2004-3	9,02	0,96	0,70	5,03
					2004-4	7,80	0,89	0,65	4,51
					2004-9	12,80	1,11	0,82	6,57
					2005-1	6,19	0,79	0,58	3,78
El Espino	Puente Vargas	0,76	-0,024	0,524	2005-2	9,41	0,97	0,72	5,20
					2005-3	8,70	0,94	0,69	4,90
					2005-6	13,06	1,12	0,82	6,67
					2005-12	11,91	1,08	0,79	6,22
					2008-10	8,03	0,90	0,66	4,61
					2008-12	9,86	0,99	0,73	5,39
Villapinzón	Saucio	1,122	-0,682	0,735	2002-2	0,796	-0,10	-0,7	0,16
					2006-11	0,90	-0,05	0,79	6,23
Santa Rosita	Villapinzón	0,378	0,813	0,5	2006-12	0,44	-0,36	0,68	4,76
					2008-9	0,53	-0,28	0,7	5,11

Estación dependiente	Estación independiente	Ecuación de regresión (y=mx+b)			Año-Mes	X	Log X	Log Y	Y
		m	b	R ²					
El Portillo	Puente Portillo	0,874	0,183	0,556	1993-2	36,90	1,57	1,55	35,69
					1993-8	18,70	1,27	1,29	19,71
	Puente Cundinamarca	0,939	0,385	0,6	1998-5	43,50	1,64	1,62	41,21
					1998-8	14,55	1,16	1,48	29,99
	La Campiña 2000_2010	0,612	0,675	0,60	2003-7	29,10	1,46	1,46	29,00
					2003-8	22,00	1,34	1,36	22,71
					2003-9	22,00	1,34	1,36	22,71
					2004-7	25,30	1,40	1,41	25,66
					2004-8	28,80	1,46	1,46	28,74
					2004-9	25,33	1,40	1,53	34,20
					2004-10	55,90	1,75	1,71	51,31
					2004-11	79,60	1,90	1,84	69,89
					2004-12	37,70	1,58	1,56	36,37
					2006-1	25,40	1,40	1,41	25,75
					2006-2	19,20	1,28	1,30	20,17
					2006-3	44,50	1,65	1,62	42,04
	La Campiña 2000_2010	0,612	0,675	0,60	2009-11	50,02	1,70	1,71	51,87
					2010-1	22,20	1,35	1,50	31,55
					2010-2	21,60	1,33	1,35	22,35
					2010-6	70,30	1,85	1,80	62,70
La Campiña	Puente Portillo	0,673	0,576	0,4	1994-7	37,60	1,58	1,64	43,26
					1995-6	48,90	1,69	1,71	51,63
					1996-11	48,10	1,68	1,7	51,06

Estación dependiente	Estación independiente	Ecuación de regresión (y=mx+b)			Año-Mes	X	Log X	Log Y	Y
		m	b	R ²					
La Campiña	Puente Portillo	0,673	0,576	0,4	1997-2	32,50	1,51	1,59	39,22
					1997-3	29,50	1,47	1,57	36,74
					1998-1	7,50	0,88	1,16	14,62
					1999-10	62,40	1,80	1,78	60,84
					2004-2	17,40	1,24	1,26	17,99
					2004-3	21,80	1,34	1,35	22,26
Puente Portillo	El Portillo	0,638	0,576	0,558	1998-7	46,90	1,67	1,64	43,87
	Puente Cundinamarca	0,813	0,555	0,647	1998-8	14,55	1,16	1,50	31,65
	El Portillo	0,638	0,576	0,556	2002-4	42,10	1,62	1,61	40,95
	La Campiña 2000-2010	0,64	0,579	0,60	2004-9	25,33	1,40	1,48	30,01
	El Portillo	0,638	0,576	0,556	2009-10	61,50	1,79	1,72	52,16
	La Campiña 2000-2010	0,64	0,579	0,60	2009-11	50,02	1,70	1,67	46,39
	El Portillo	0,638	0,576	0,556	2009-12	66,90	1,83	1,74	55,03
	La Campiña 2000-2010	0,64	0,579	0,60	2010-1	22,20	1,35	1,44	27,58

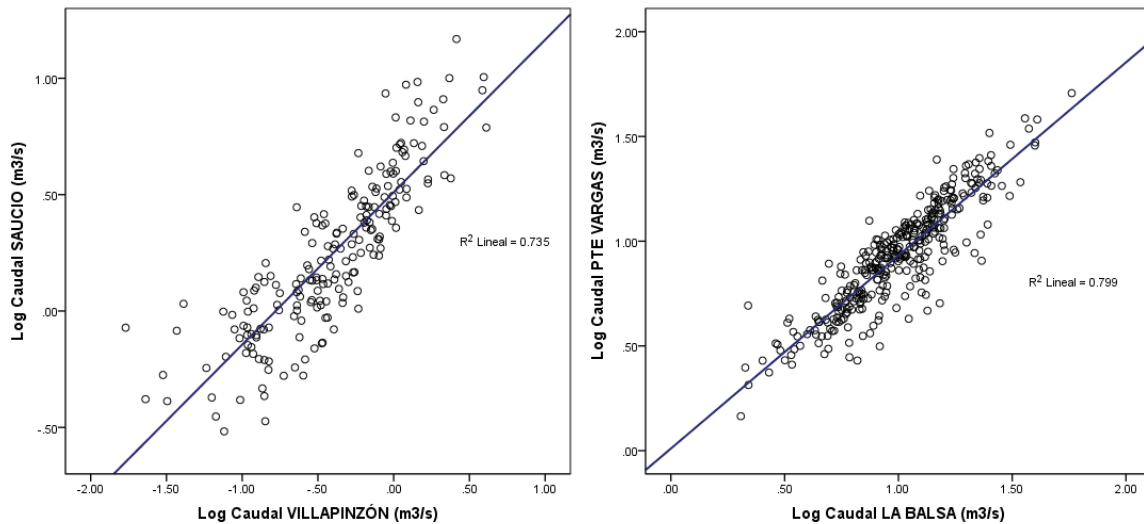


Figura 9. Gráficas de dispersión- estaciones con datos completados.

6.2.4 Comprobación de hipótesis

Los resultados de las pruebas aplicadas a cada una de las series se muestran en la Tabla 9. Acorde a los resultados obtenidos en la prueba de Wald-Wolfowitz, los datos son dependientes entre si por lo cual se puede establecer que un dato de caudal obtenido para un mes puede tener influencia en la observación del siguiente, este comportamiento es usual cuando se analizan intervalos sucesivos cortos en series hidrológicas (OMM, 2011).

A medida que avanza el río, se observa el siguiente comportamiento:

En Villapinzón en el periodo de 1991-2011, se presentó una tendencia creciente, detectándose un aumento en el promedio de caudal marcado en abril de 2003; la misma

tendencia se detectó en la estación Santa Rosita, cuyo punto de cambio fue identificado en el mes de julio de 2005, siendo los aumentos detectados equivalentes al 53% y 37%, respectivamente. Aunque la estación Saucio se localiza entre Villapinzón y Santa Rosita no se realiza una comparación entre las estaciones puesto que el periodo de estudio de esta empieza desde 1970, lo cual infiere en que no se detecten tendencias marcadas ni puntos de cambio en el promedio de los datos.

En Puente Florencia se detecto una tendencia decreciente y una disminución en el promedio cuyo punto de cambio identificado fue el mes de mayo de 1988, con un descenso de aproximadamente el 26%. Por otro lado para la estación Tocancipá se aceptó la hipótesis nula de la no tendencia de los datos; no obstante, se presentó un punto de cambio en

mayo de 1977, el riesgo de rechazar la hipótesis nula es bajo (p valor $0,09=9\%$), por lo que sería posible que Tocancipá los caudales también estén tendiendo a la disminución.

Para el caso de la estación El Espino no se detectó una tendencia; sin embargo, es relevante indicar que el resultado de la prueba fue no significativo (p valor $= 0,09$); por otro lado Puente Vargas presentó una tendencia decreciente, donde se identificó una disminución del caudal medio en el mes de mayo de 1977, equivalente al 30%. Si bien en la estación La Balsa no se registró una tendencia, también se registró el cambio en el promedio para el mes de mayo de 1977, por lo cual la causa que afectó el promedio en Puente Vargas podría ser la misma que lo produjo en La Balsa.

Por otro lado, Puente Cundinamarca evidenció una tendencia creciente, registrando un punto de cambio en el mes de agosto de 1999. Puente Portillo y El Portillo presentaron también tendencias crecientes, donde se detectaron aumentos significativos de caudal para el mes de febrero de 2006. En La Campiña aunque se aceptó la hipótesis nula de no tendencia, esta fue no significativa (el riesgo de rechazarla comprende un 16%) por lo cual es importante observar gráficamente que en los últimos años, al igual

que en las estaciones de El Portillo y Puente Portillo, los caudales mensuales del río han aumentado, lo que se manifiesta en el punto de cambio detectado en el mes de febrero de 2006, lo cual haría suponer que las causas que afectan los cambios en las tendencias de los caudales en estas estaciones son similares.

El comportamiento no estacional del caudal generado en la cuenca de estudio es esperado, toda vez que el sistema es abierto y se encuentra influenciado por múltiples variables de origen antropico y natural. Resultados de detección de tendencias en los caudales del río Bogotá se han presentado también en otros estudios, como el de Díaz-Granados y Camacho (2012), de cuyo trabajo es importante resaltar que el comportamiento de las series está relacionado con diversos factores, no solo con cambios en la magnitud y periodos de precipitación (variabilidad y/o cambio climático), sino también cambios con los usos del suelo (como lo es el aumento de zonas urbanizadas y por ende disminución de la cobertura vegetal) y del agua, incluyendo aumento de la demanda, vertimientos y el funcionamiento del sistema de regulación artificial del río.

Tabla 9 Resultados de las pruebas estadísticas

Estación	Wald-Wolfowitz		Mann – Kendall (MK)			Prueba de Pettit		Punto de cambio	Observaciones Promedio
	p	R ⁸ /A ⁹	Z	p	R/A	p	R/A		
Villapinzón	3,20E-23	R,NS ¹⁰ :1%	3,79	0,000154	R,NS:5%	<0,0001	R,NS:1%	Abril-2003	Aumenta
Saucio	9,83E-34	R,NS:1%	0,15	0,877	A,NS:5%	0,402	A,NS:5%	-	-
Santa Rosita	1,10E-25	R,NS:1%	3,76	0,000169	R,NS:5%	<0,0001	R,NS:1%	Julio-2005	Aumenta
El Espino	2,04E-22	R,NS:1%	1,66	0,0969	A,NS:5%	0,002	R,NS:1%	Agosto-1999	Aumenta
Puente Florencia	2,05E-41	R,NS:1%	-5,37	<0,0001	R,NS:5%	<0,0001	R,NS:1%	Mayo-1988	Disminuye
Tocancipá	2,79E-21	R,NS:1%	-1,65	0,0994	A,NS:5%	0,002	R,NS:1%	Mayo-1977	Disminuye
Puente Vargas	4,08E-94	R,NS:1%	-3,12	0,002	R,NS:5%	<0,0001	R,NS:1%	Mayo-1977	Disminuye
La Balsa	3,55E-34	R,NS:1%	-0,18	0,854	A,NS:5%	0,001	R,NS:1%	Mayo-1977	Disminuye
Puente Cundinamarca	1,12E-32	R,NS:1%	4,99	6,18E-07	R,NS:5%	<0,0001	R,NS:1%	Agosto-1999	Aumenta
El Portillo	5,09E-35	R,NS:1%	8,05	<0,0001	R,NS:5%	<0,0001	R,NS:1%	Febrero-2006	Aumenta
Puente Portillo	3,44E-29	R,NS:1%	3,36	0,001	R,NS:5%	<0,0001	R,NS:1%	Febrero - 2006	Aumenta
La Campiña	8,93E-19	R,NS:1%	1,41	0,160	A,NS:5%	<0,0001	R,NS:1%	Febrero - 2006	Aumenta

⁸ R: Rechaza la hipótesis nula

⁹ A: Acepta la hipótesis nula

¹⁰ NS: Nivel de significancia

6.2.5 Resumen estadístico de los datos

Una vez procesadas las series de caudales, se calcularon los principales estadísticos, los cuales se muestran en la Tabla 10. A medida que aumenta el número de tributarios al río Bogotá el caudal del mismo va aumentando, pasando en su nacimiento de una mediana de $0,42 \text{ m}^3/\text{s}$ (promedio $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$) en el municipio de Villapinzón (ver Figura 5) a $47,1 \text{ m}^3/\text{s}$ (promedio $54,02 \text{ m}^3/\text{s}$) en el municipio de Girardot (estación La Campiña) previa a su desembocadura al río Magdalena. En este sentido es importante resaltar que el aumento del caudal del río no es continuo, en el municipio de Zipaquirá (estación El Espino) el caudal es $5,36 \text{ m}^3/\text{s}$ menor que el registrado aguas arriba en Tocancipá, lo que se debe a la captación que se realiza en el río Bogotá en la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) de Tibitoc, para el abastecimiento de parte de la población del distrito capital. A la altura del municipio de Chía (estación La Balsa), el caudal del río

alcanza nuevamente una mediana próxima a los $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

El valor mínimo de caudal correspondió a $0,02 \text{ m}^3/\text{s}$ registrado en la estación de Villapinzón, por el contrario el máximo fue de $237,07 \text{ m}^3/\text{s}$ en la estación La Campiña durante el fenómeno de La Niña en noviembre de 2010. La mayor desviación estándar de los datos se presentó en la estación La Campiña ($36,38$) y la menor en Villapinzón ($0,6$); no obstante, los coeficientes de variación en ningún caso superaron la unidad lo que se considera normal para series hidrológicas (Castro y Machado, 2008).

En su mayoría las curtosis fueron positivas lo que indica una concentración de los datos entorno a la media, de acuerdo a los valores de asimetría obtenidos, los valores se concentran hacia la derecha.

Tabla 10 Resumen estadístico de los datos

Estación	Mediana (m ³ /s)	Mediana (m ³ /s)	Desviación n (m ³ /s)	Coefficiente de variación	Mínimo (m ³ /s)	Máximo (m ³ /s)	Asimetría	Curtosis
Villapinzón	0,60	0,42	0,60	1,00	0,02	4,09	2,74	10,86
Saucio	2,54	1,84	2,30	0,90	0,11	15,91	2,03	5,92
Santa Rosita	5,24	4,47	2,95	0,56	1,12	18,23	1,59	3,20
Puente Florenia	10,03	8,88	4,70	0,47	2,87	32,59	1,38	2,50
Tocancipá	10,78	9,49	4,77	0,44	2,73	27,91	0,95	0,64
El Espino	4,82	4,13	2,99	0,62	0,48	22,09	2,38	8,29
Puente Vargas	10,19	8,72	6,38	0,63	1,46	50,90	1,95	6,53
La Balsa	11,64	10,04	7,08	0,61	2,03	57,75	2,00	6,92
Puente Cundinamarca	20,11	17,01	11,13	0,55	5,25	90,54	2,12	7,28
El Portillo	42,53	37,27	21,28	0,50	5,44	109,00	0,77	-0,07
Puente Portillo	43,25	37,68	23,09	0,53	7,50	158,10	2,01	5,40
La Campiña	54,02	47,10	36,38	0,67	14,62	237,07	2,70	9,16

6.3 Curvas de duración de caudal

Las CDCM se obtuvieron según el procedimiento estipulado en el numeral 4.1.4. En la Figura 10 se muestra la CDCM obtenida para la estación Puente Cundinamarca para el periodo 1969-2011 y en la Tabla 11 el resumen de resultados (para ver las CDCM por estación dirigirse al Anexo 4: Curvas de duración de caudal medio mensual).

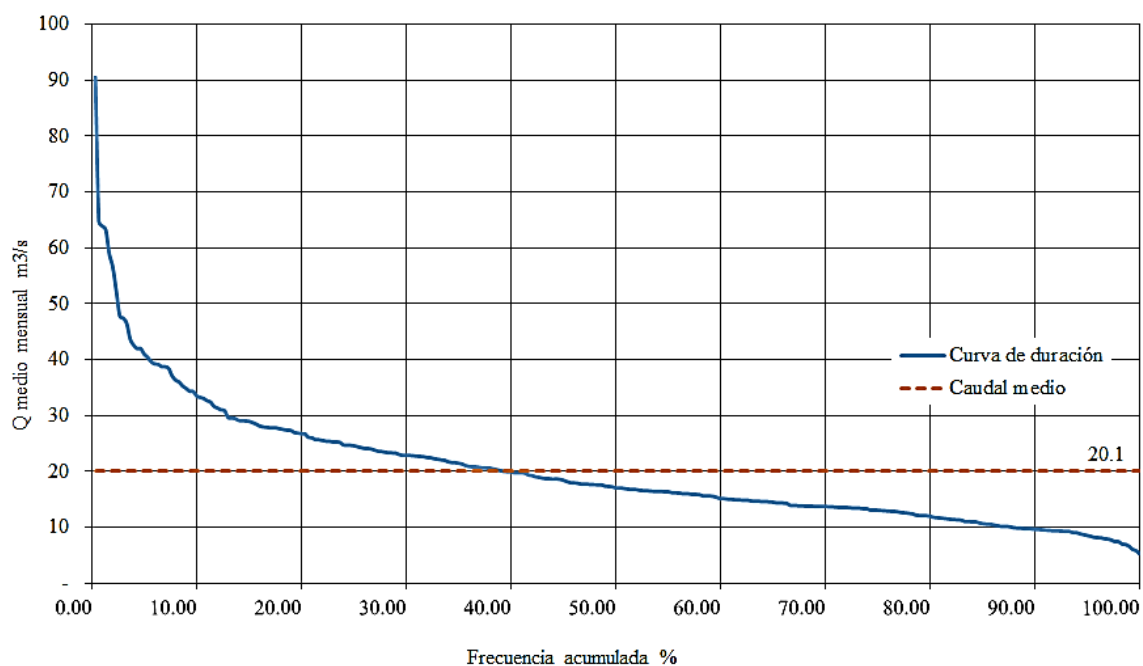


Figura 10 Curva de duración de caudales- estación Puente Cundinamarca

Tabla 11 Resumen de resultados- CDCM

Estación	Caudal (m ³ /s)				
	Porcentaje del tiempo en que los caudales son igualados o excedidos				
	10	25	50	75	85
Villapinzón	1,22	0,79	0,42	0,23	0,13
Saucio	5,44	3,44	1,85	0,95	0,70
Santa Rosita	8,55	6,70	4,49	3,22	2,81
Puente Florencia	16,70	12,11	8,88	6,76	5,84
Tocancipá	17,93	13,81	9,50	7,34	6,35
El Espino	8,66	5,52	4,14	3,15	2,64
Puente Vargas	18,28	12,65	8,74	5,58	4,49
La Balsa	20,87	14,41	10,047	6,813	5,62
Puente Cundinamarca	33,51	24,58	17,03	13,03	10,65
El Portillo	75,45	55,28	37,30	26,42	21,86
Puente Portillo	70,28	50,94	37,71	28,64	24,79
La Campiña	92,08	60,16	47,23	31,47	26,29

A manera de resumen en la Figura 11 se muestran las curvas de duración adimensionales, como es de esperar son similares puesto que representan una misma corriente; sin embargo, se evidencian algunas

variaciones específicamente en la parte alta de la cuenca, estaciones Villapinzón (2120815) y Saucio (2120719), donde las curvas se prolongan en la parte superior y poseen mayor pendiente en la parte inferior, autores como Leopold (1994) y Munro

(2010) indican que este comportamiento en curvas adimensionales es un reflejo de una menor regulación en la cuenca; por lo cual, en este sector se pueden esperar mayores variaciones en el caudal del río con respecto a otras estaciones analizadas, tal como lo indicó anteriormente el coeficiente de variación (ver Tabla 10). Al analizar las curvas obtenidas en cada una de las estaciones, a medida que va

aumentando el recorrido del río Bogotá desde su nacimiento, las curvas en su parte superior se van desplazando hacia abajo y en la parte inferior se desplazan hacia arriba; es decir, las CDCM se aplanan, lo que se considera un comportamiento propio de ríos regulados, en los cuales la frecuencia de caudales muy altos y/o muy bajos se reduce (Fattorelli y Fernández, 2011).

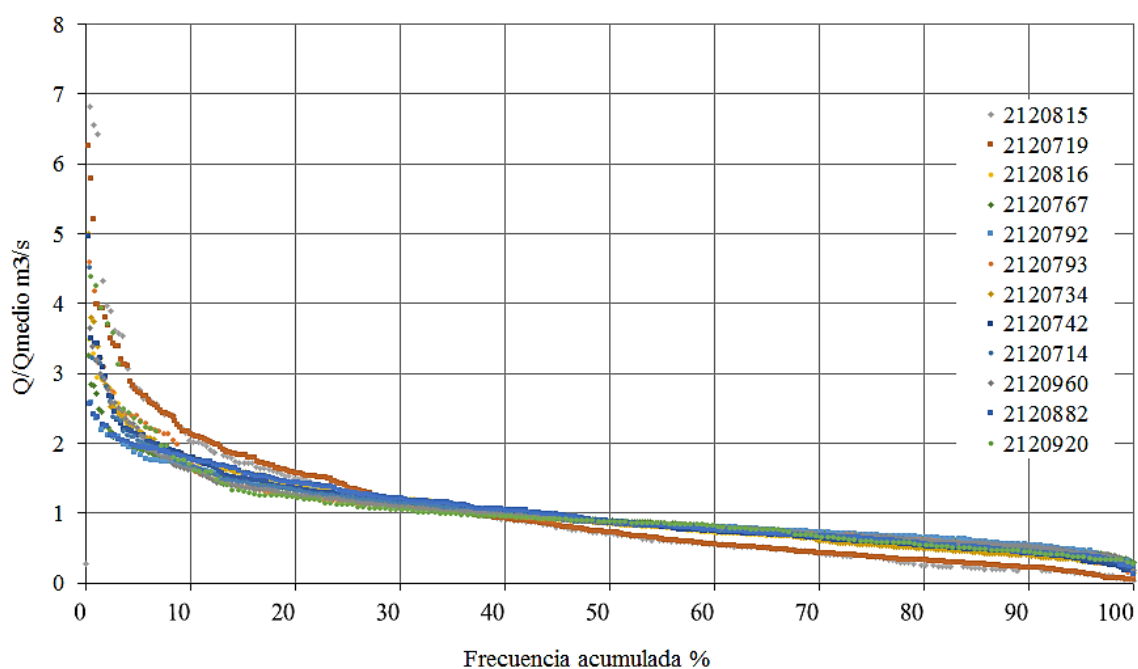


Figura 11 Curvas de duración de caudales adimensionales

6.4 Índices de regulación y retención hídrica y caudal ambiental

A partir de las CDCM se calcularon los IRH el caudal ambiental de cada una de las estaciones de monitoreo, los resultados se muestran en la Figura 12 y su representación cartográfica en la Figura 13

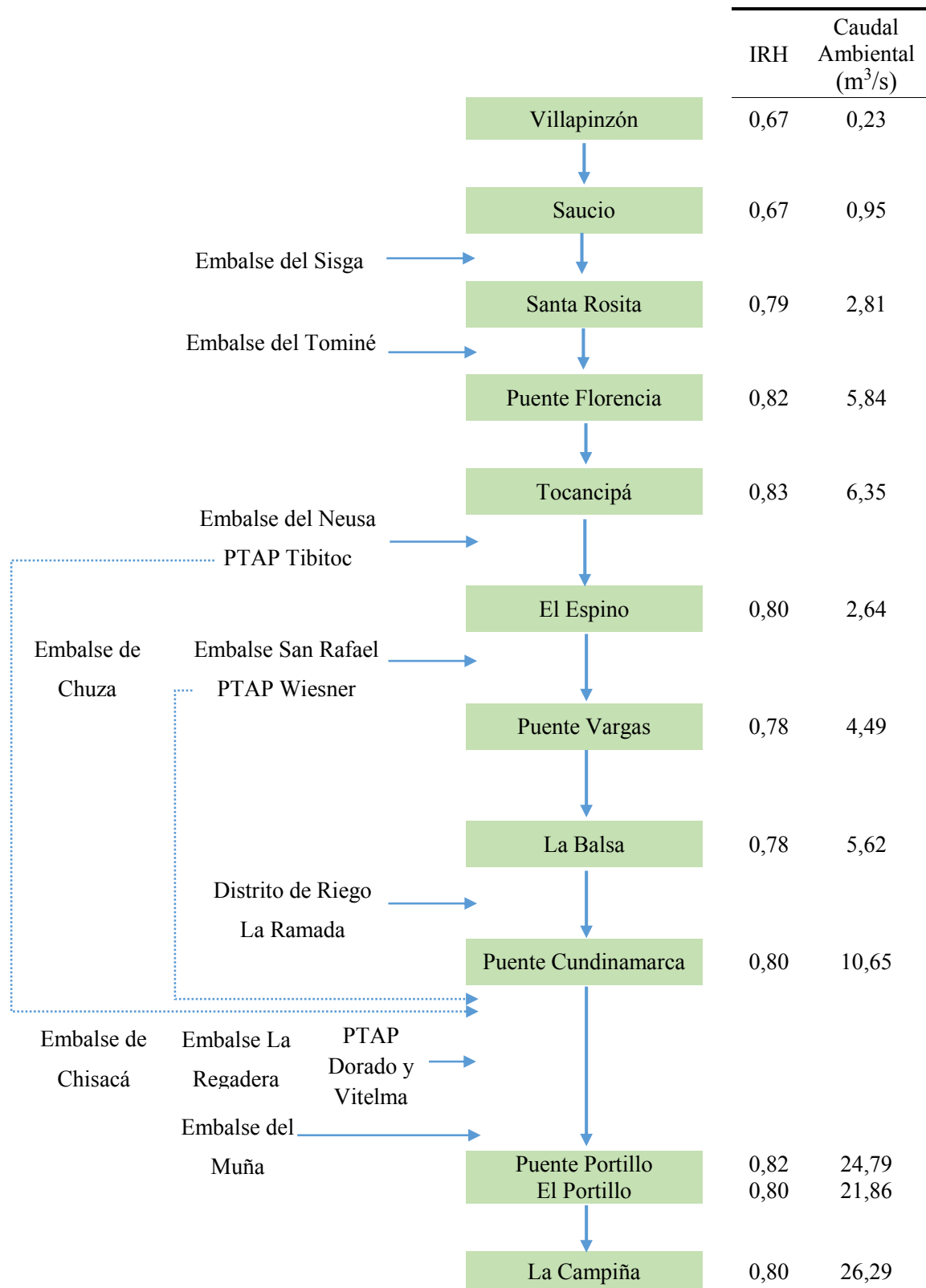


Figura 12 IRH y caudal ambiental

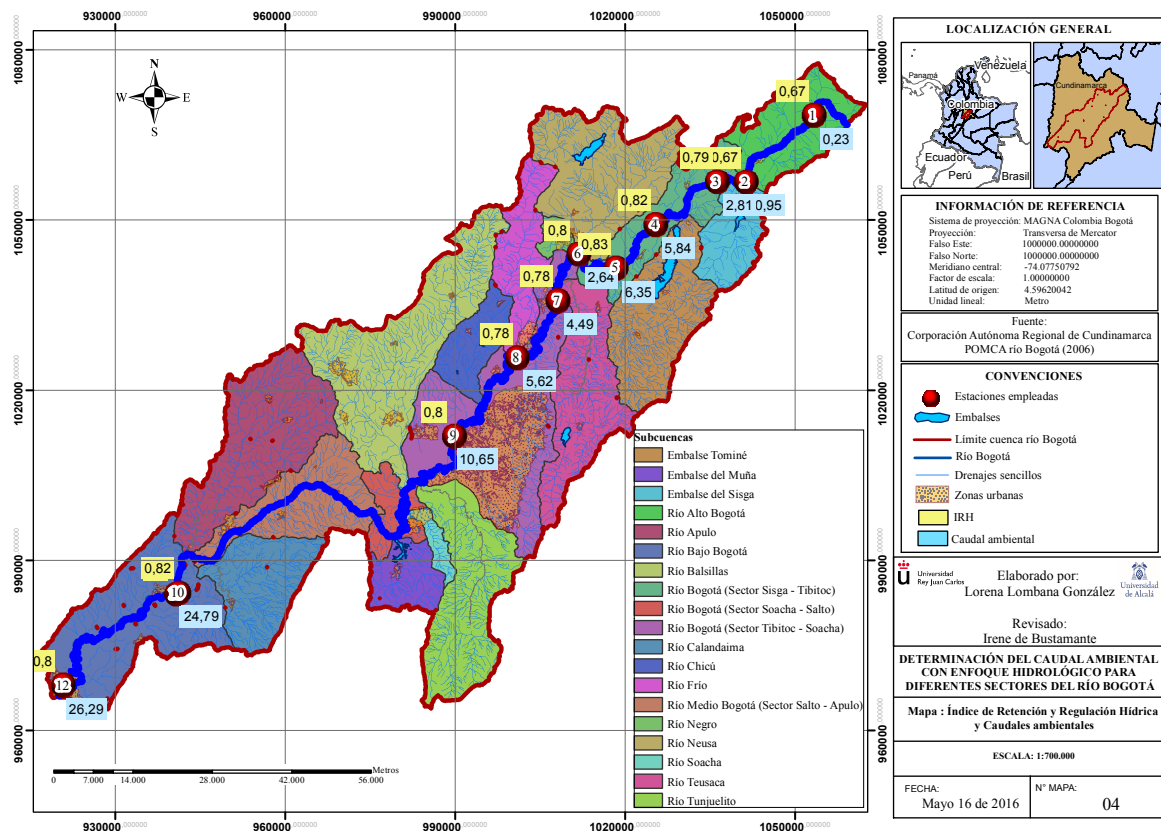


Figura 13 Mapa IRH y Caudal Ambiental

Como se puede observar, salvo en las estaciones de Villapinzón y Saucio, el IRH determinado para cada sector del río es mayor a 0,75, por lo cual se considera que bajo este parámetro, la cuenca posee una alta retención y regulación hídrica. Con respecto al comportamiento de Villapinzón y Saucio se pueden realizar dos apreciaciones: i) características morfométricas de la cuenca: las dos estaciones se ubican en la parte alta de la cuenca, específicamente en la subcuenca denominada río Alto – Bogotá, en la cual el caudal no supera los 2,5 m³/s, según lo establecido en el POMCA, el tiempo de concentración en esta subcuenca es menor en

comparación con las otras subcuencas sobre las que se encuentra el cauce del río Bogotá, por lo que es más susceptible a crecidas y disminuciones de caudal (mayor frecuencia de caudales máximos y mínimos como se observa también en las CDCM), lo que hace que tenga una menor retención y por ende regulación de caudales ii) sistema de regulación: en las estaciones de Villapinzón y Saucio, a diferencia de las estaciones ubicadas aguas abajo, aún no se encuentra presente ningún elemento del sistema de regulación artificial del río.

Para el ENA 2014, a una escala de estudio diario la cuenca del río Bogotá se localiza en

una zona de moderada a baja retención y regulación hídrica ($IRH \approx 0,63$); a escala mensual, en el presente estudio se puede apreciar, como ya se mencionó que en general la cuenca tiene una alta regulación. Es importante indicar en este punto que para contrastar los resultados del presente estudio con el ENA es necesario emplear datos diarios de caudales los cuales no se encuentran disponibles a través de la plataforma de servicios de las autoridades e instituciones competentes en el tema.

Con respecto al caudal ambiental hidrológico calculado, en el tramo entre Villapinzón y Saucio el caudal calculado aumenta de $0,23 \text{ m}^3/\text{s}$ a $0,95 \text{ m}^3/\text{s}$, con la influencia de los municipios de Villapinzón y Chocontá y la desembocadura de quebradas como la Guanguita, San Pedro, Grande y el río Tejar. Posteriormente se localiza la estación Santa Rosita donde el caudal aumenta a $2,81 \text{ m}^3/\text{s}$, en este sector se encuentra el embalse del Sisga el cual regula afluentes al río Bogotá con un caudal de $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (río San Francisco y Quebrada Granadillo) (CAR, 2007).

En Puente Florencia el caudal aumenta a $5,84 \text{ m}^3/\text{s}$, se cuenta ya con la presencia de los municipios de Suesca y Guasca y la influencia del embalse de Tominé el cual funciona de dos formas: como regulador de las aguas provenientes del río Tominé

(confluencia de los ríos Siecha y Aves) hacia el río Bogotá, y receptor del caudal del río Bogotá por bombeo en épocas de alto caudal para el control de inundaciones (compuerta de control de Achury); el caudal regulado por este embalse corresponde a $4,68 \text{ m}^3/\text{s}$ (EAAB, 2012). De este punto hacia la estación Tocancipá, pasando el municipio de Gachancipá, el caudal aumenta $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

En el siguiente tramo se encuentra el embalse del Neusa que regula la entrada del río Cubillos y las quebradas Llano Chiquito, Guanquica y Chapinero. Como anteriormente se mencionó, con respecto a la estación Tocancipá, en la estación El Espino el caudal calculado disminuye $3,7 \text{ m}^3/\text{s}$, pasando a ser de $2,64 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que se debe a la PTAP Tibitoc, ubicada en el municipio de Tocancipá, la cual capta entre $4 \text{ m}^3/\text{s}$ y $6 \text{ m}^3/\text{s}$ del río Bogotá (compuerta El Espino) (EAAB, 2013).

Aguas abajo el caudal se va recuperando alcanzando un valor de $4,49 \text{ m}^3/\text{s}$ en la estación Puente Vargas donde ya se encuentra la desembocadura del río Teusacá y la intervención del sistema de embalses de San Rafael y Chuza localizado en la cuenca del Orinoco constituyéndose en un trasvase que abastece el 70% del distrito capital (Acueducto y Epam S.A, 2014). Entre Puente Vargas y la Balsa el caudal aumenta $1,13 \text{ m}^3/\text{s}$ alcanzando un valor de $5,62 \text{ m}^3/\text{s}$, donde

es importante indicar el aporte de la cuenca del río Torca.

Hacia Puente Cundinamarca han desembocado varios drenajes entre los que cabe resaltar los ríos Frío, Chicú y Salitre; adicionalmente se encuentra el distrito de riego de La Ramada, el cual capta un aproximado de 0,4 a 0,78 m³/s (CAR, 2007), en esta estación el caudal aumenta a un valor de 10,65 m³/s. En Puente Portillo el caudal es de 21 m³/s, en esta zona han intervenido los embalses de Chisacá y La Regadera (caudal regulado 0,66 m³/s) y las PTAP del Dorado y Vitelma (caudal tratado aproximado de 1,15 m³/s) (CAR, 2007), finaliza la intervención del distrito Capital (principales ríos: San Francisco, Fucha, Tunjuelito y Soacha) y la influencia del embalse del Muña el cual

bombea un caudal medio de 28,48 m³/s (CAR, 2007).

Finalmente previo a su desembocadura al río Magdalena en la estación La Campiña el caudal que se repite el 85% de las veces corresponde a 26,3 m³/s, donde ya se han recibido a los aportes de los ríos Calandaima y Apulo.

Como se indica en la Tabla 12, los caudales ambientales hidrológicos anteriormente presentados varían significativamente con respecto al caudal ecológico establecido en el POMCA del río Bogotá, lo anterior se debe a que para dicho plan se consideró como caudal ecológico el valor mínimo registrado en las series de tiempo medio mensual en cada subcuenca.

Tabla 12 Variación de los caudales obtenidos con respecto al POMCA (Fuente: Adaptado de CAR, 2006)

Subcuenca	Estación	Caudal (m ³ /s)	
		POMCA	Estudio
Río Alto Bogotá	Villapinzón Saucio	0,04	0,23 – 0,95
Sector Sisga- Tibitoc	Santa Rosita Puente Florencia Tocancipá	0,11	2,82 - 6,35
Sector Tibitoc- Soacha	El Espino Puente Vargas La Balsa Puente Cundinamarca	2,27	2,64 – 10,65
Río Bajo Bogotá	El Portillo Puente Portillo La Campiña	5,4	21,86 – 26,29

7. CONCLUSIONES

Mediante la aplicación de la prueba de Mann-Kendall se detectaron tendencias significativas en siete de las doce series de caudales medios mensuales estudiadas en el río Bogotá, de las estaciones restantes cuatro aceptaron la hipótesis de no tendencia; sin embargo la prueba en este caso no fue significativa. De acuerdo a la prueba de Pettit; a excepción de la estación Saucio, en todas las series se detectaron puntos de cambio; para más del 60% de las estaciones el cambio representa un aumento del caudal. Acorde a lo anterior, es importante estudiar los factores que generan estos cambios, los cuales pueden estar relacionados con variabilidad climática, cambios en el uso del suelo y del recurso hídrico y el funcionamiento del sistema de regulación.

Las CDCM obtenidas a medida que avanza el río Bogotá permiten observar un aplanamiento de las curvas que refleja una reducción en la frecuencia de aparición de caudales muy altos o muy bajos, indicando el aumento en la capacidad de regulación del río. Ratificando este comportamiento, los valores de los IRH obtenidos (mayores a 0,75), salvo en las estaciones Villapinzón y Saucio, suponen una alta regulación del caudal de la cuenca; sin embargo, es necesario tener en cuenta que esto está relacionado con la regulación artificial que ya

es propia del sistema del río (sistema de embalses y transvases cuyo objetivo es controlar los caudales en épocas de alta precipitación y abastecer los principales usos del agua en épocas de estiaje), las captaciones y vertimientos.

Los caudales ambientales obtenidos varían de 0,23 m³/s en el nacimiento del río Bogotá, próximo al municipio de Villapinzón, hasta 26,29 m³/s previo a la desembocadura en el río Magdalena en la estación La Campiña, observándose estación por estación la influencia de los municipios, principales ríos aferentes y como se mencionó, el sistema de embalses, transvases y captaciones. Por lo anterior, con respecto a los caudales ambientales definidos en el POMCA de 2006, los resultados del presente estudio suponen caudales más altos, producto de un análisis más riguroso del comportamiento del caudal del río Bogotá a través del tiempo y la distancia recorrida, el cual es evidencia de los diferentes cambios que se han presentado en la cuenca como sistema.

Para el ordenación de cuencas abastecedoras es importante realizar estudios no solo por subcuencas sino el río por tramos según la distribución de los factores que mayor influencia tienen sobre su comportamiento, entre estos, los elementos del sistema de regulación, las captaciones y vertimientos de

mayor orden y los principales ríos o quebrada aferentes.

Según las relaciones encontradas en el presente estudio, y la actual disponibilidad de información, una visión general de los tramos a estudiar podría ser: Estación Villapinzón-Saucio, estaciones Puente Vargas-La Balsa, estación El Espino, estaciones Tocancipá y Puente Florencia, estación Puente Cundinamarca, estaciones Puente Portillo, El Portillo-La Campiña.

El caudal ambiental definido en el presente estudio debe considerarse como un caudal ambiental de partida el cual debe afinarse teniendo en cuenta variables hidráulicas y de calidad de agua del río (con el fin, de mantener tiempos de viaje y factores de asimilación necesarios), relaciones con variables biológicas poblacionales para el mantenimiento y conservación de hábitats, condiciones socioeconómicas (contemplando también los usos y usuarios del recurso hídrico para, por ejemplo, asegurar el caudal de consumo humano); las cuales varían y requieren un estudio al detalle para cada uno de los tramos del río Bogotá.

Para estudios posteriores, es necesario aunar esfuerzos para contar con los registros diarios de caudal de cada una de las estaciones de

monitoreo con que cuenta el sistema de información hidrológica de la región con el fin de estudiar a detalle las variaciones que se tienen a nivel intramensual en el caudal del río Bogotá y observar que tanto puede variar el IRH y por ende el caudal ambiental de la cuenca con respecto a la escala mensual.

8. RECOMENDACIONES

Las curvas de duración de caudales adimensionales obtenidas en el presente estudio pueden ser objeto de análisis con el fin de establecer curvas regionalizadas para sectores del río Bogotá donde no se cuenta con aforos de caudales.

Se deben dedicar esfuerzos para estudiar el impacto ecológico que tienen las captaciones en el río Bogotá, especialmente aquellas que hacen que el caudal del río disminuya drásticamente, como lo evidenció la PTAP Tibitoc.

Para posteriores estudios se recomienda evaluar a escala mensual y diaria el IRH y caudal ambiental de los principales tributarios del río Bogotá, identificando las principales captaciones y vertimientos localizados sobre el río Bogotá y el origen de las aguas consumidas.

9. BIBLIOGRAFÍA

- Arango, C., Dorado, J., Guzmán, D., y Ruiz, J. (2012). Cambio climático más probable para Colombia a lo largo del siglo XXI respecto al clima presente. *Grupo de Modelamiento de Tiempo, Clima y Escenarios de Cambio Climático. Subdirección de Meteorología – IDEAM*.
- Barrera Escoda, A. (2004). Técnicas de completado de series mensuales y aplicación al estudio de la influencia de la NAO en la distribución de la precipitación en España. *Trabajo para la obtención del Diploma de Estudios Avanzados. Programa de doctorado de Astronomía y Meteorología. Universidad de Barcelona, Barcelona*.
- CAR, Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca. (2006). Elaboración del Diagnóstico, Prospectiva y Formulación de la Cuenca Hidrográfica del río Bogotá. CAR, Bogotá D.C.
- CAR, Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca. (2007). Evaluación ambiental y plan de gestión ambiental. En *Río Bogotá: Adecuación hidráulica y recuperación ambiental* (Vol. I, pág. 17).
- CAR, Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca. (2015). SICLICA: Sistema de Información Climatológica e Hidrológica. Bogotá D.C.
- Castro Gama, M., y Machado Hernández, L. E. (2008). Análisis regional de caudales medios mensuales de la cuenca del río Patía. *Boletín Científico CCCP*(15), 123-138.
- Castro, L., y Carvajal, Y. (2010). Análisis de tendencia y homogeneidad de series climatológicas. *Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente*(9), 15-25.
- Delgado de la Torre, R. (21 de Enero de 2016). *Probabilidad y estadística para ciencias e ingenierías*. Barcelona: Delta. Obtenido de <http://www.uclm.es/actividades0708/cursos/estadistica/>
- Díaz-Granados, M. A., y Camacho, L. (2012). Valoración de cambios hidrológicos en la cuenca del río Bogotá. *Revista de Ingeniería*(36), 77-85.
- EAAB, Empresa de Acueducto y Alcantarilado de Bogotá. (2013). Sistema de acueducto: Agregado norte Tibitoc. Recuperado el 16 de Enero de 2016, de <http://www.acueducto.com.co/wpsv61/wps/portal/!ut/p/c5>

- EAAB, Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. (2012). Enfrentando el desafío histórico del abastecimiento de agua en Bogotá. EAAB: Bogotá. D.C.
- Elshorbagy, A., Panu, U., y Simonovic, S. (2000). Group-based estimation of missing hydrological: I. Approach and general methodology. *Hydrological Sciences Journal*, 45(6), 849-866.
- Acueducto, empresa de agua, alcantarillado y aseo de Bogotá, Epam S.A, estudios y proyectos ambientales y mecánicos (2014). Levantamiento y análisis de la línea base de información en los componentes oferta, demanda, calidad, riesgos, gestión social, ambiental y del sistema de información del recurso hídrico para la región Bogotá- Cundinamarca y las cuencas abastecedoras. Bogotá D.C.
- Fattorelli, S., y Fernández, P. C. (2011). *Diseño Hidrológico* (Segunda ed.). Edición digital.
- IDEAM, Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales. (2010a). Capítulo 3: Agua Superficial. En *Estudio Nacional del Agua 2010*. IDEAM: Bogotá D.C.
- IDEAM, Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales. (2010b). Capítulo 7: Alteraciones del régimen hidrológico y de la oferta hídrica por variabilidad y cambio climático. En *Estudio Nacional del Agua 2010*. IDEAM: Bogotá: D.C.
- IDEAM, Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales. (2013). Zonificación y codificación de unidades hidrográficas e hidrogeológicas de Colombia. En *Zonificación y Codificación de Cuencas Hidrográficas*. IDEAM: Bogotá D.C.
- IDEAM, Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales. (2015). Sistema de Información Nacional Ambiental. Bogotá D.C.
- IDEAM, Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales. (2015a). Capítulo 2: Agua superficial. En *Estudio Nacional del Agua 2014* (pág. 54). IDEAM: Bogotá D.C.
- King, J. (2004). Environmental Flows for Fluvial Maintenance and Conservation. *Proceedings of Fifth International Symposium on Ecohydraulics* (págs. 25-37). Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Luceño Vázquez, A., y González Ortiz, F. (2005). *Métodos estadísticos para medir, describir y controlar la variabilidad*. Santander: Universidad

de Cantabria.

MADS y ANLA, Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible y Autoridad Nacional de Licencias Ambientales. (2013). Metodología para la estimación y evaluación del caudal ambiental de proyectos que requieren licencia ambiental. MADS y ANLA: Bogotá D.C.

Monsalve Saenz, G. (1995). Hidrología en la ingeniería. Bogotá D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Munro, S. (2010). El río y la forma: Introducción a la geomorfología fluvial. Santiago de Chile, Chile: RiL.

NOAA's National Weather Service. (2015). *Historical El Nino/ La Nina episodes (1950-present)*. Recuperado de: http://www.cpc.noaa.gov/products/analysis_monitoring/ensostuff/ensoyears.shtml

OMM, Organización Meteorológica Mundial. (2009). Manual on Low-flow. Estimation and prediction. En *Operational hidrology report No 50* (pág. 51).

OMM, Organización Meteorológica Mundial. (2011). Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas. En *Guía de prácticas hidrológicas* (Sexta ed., Vol. II).

OMM.

Pettit, A. (1979). A non-parametric approach to the change-point problem. *Appl. Statis*, 28(2), 126-135.

Pinilla Agudelo, G., Rodriguez Sandoval, E., y Camacho Botero, L. (2014). Propuesta metodológica preliminar para la estimación de caudal ambiental en proyectos licenciados por el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible (MADS), Colombia. *Acta biológica colombiana*, 19(1), 43-60.

Presidencia de la república de Colombia (2010). Decreto 3930 de 2010 por el cual se reglamenta parcialmente el Título I de la Ley 9ª de 1979, así como el capítulo II del Título VI- parte III-libro II del Decreto Ley 2811 de 1974 en cuanto a usos del agua y residuos líquidos y se dictan otras disposiciones. Diario oficial 47873 de octubre 25 de 2010.

Searcy, J. (1969). Flow Duration Curves, Manual of hydrology: Part 2. Low-Flow Techniques, Geological Survey Water-Supply Paper 1542-A, Methods and practices of the Geological Survey. USA: Geological Survey.

UNEP. (2012). The UN-Water Status Report on the Application of Integrated Approaches to Water Resources

Management.

- Villela, R., y Banderas, A. (2015). Metodologías para el cálculo de caudales ecológicos y ambientales en ríos regulados por presas. Jiutepec, Morelos: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Wald, A., y Wolfowitz, J. (1943). An exact test for randomness in the non-parametric case based on serial correlation. *Annual Mathematical Statistics*, 14, 378-388.
- Yue, S., y Pilon, P. (2004). A comparison of the power of the t test, Mann-Kendall and bootstrap tests for trend detection. *Hydrological Sciences*, 49(1), 21-37.

UNIVERSIDAD DE ALCALÁ
Y
UNIVERSIDAD REY JUAN CARLOS



**Universidad
de Alcalá**



**Universidad
Rey Juan Carlos**

**MASTER OFICIAL EN HIDROLOGÍA
Y GESTIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS**

PROYECTO DE FIN DE MASTER

**BASES DE DATOS GEOGRÁFICA DE LOS
HUMEDALES ARTIFICIALES CONVENCIONALES
EN PEQUEÑAS COMUNIDADES: REINO UNIDO**

AUTOR:

Lucía Fernanda Proaño Hidalgo

DIRECTOR:

Francisco Carreño (URJ)

Abraham Esteve (UAH)

Alcalá de Henares, 6 de Junio de 2016

ÍNDICE

RESUMEN.....	285
1. INTRODUCCIÓN.....	286
2. OBJETIVO.....	288
2.1.Objetivo general.....	288
2.2. Objetivos específicos.....	288
3. MATERIALES Y MÉTODOS.....	288
3.1 Revisión de información.....	289
3.1.1 Humedales construidos.....	289
3.1.2 Análisis de las condiciones operativas básicas de los humedales artificiales.....	289
3.1.3. Cartografía base. La cartografía base para la elaboración del proyecto se presenta en la Tabla I, junto a la fuente del recurso:.....	290
3.2. Geolocalización de humedales.....	290
3.3. Eficiencia de eliminación de contaminantes.....	291
3.3.1. Selección de parámetros químicos.....	291
3.3.2. Cálculo de la eficiencia de eliminación de contaminantes.....	292
3.4. Análisis de parámetros ambientales.....	292
3.5. Diseño de la base de datos.....	293
3.6. Establecimiento de correlaciones.....	294
4. RESULTADOS.....	295
4.1. Geolocalización de humedales.....	296
4.2. Eficiencia de eliminación de contaminantes.....	299
4.3. Análisis de parámetros ambientales.....	304
4.3.1. Temperatura.....	304
4.3.2. Precipitación.....	305
4.3.3. Altitud.....	306
4.4. Diseño de la base de datos.....	306
4.5. Establecimiento de correlaciones.....	309
4.5.1. Eficiencia humedales vs. condiciones ambientales.....	309
4.5.2. Eficiencia humedales vs. condiciones operativas.....	314
5. DISCUSIÓN.....	316
5.1. Análisis eficiencia de remoción de contaminantes.....	316
5.2. Rendimiento vs. parámetros ambientales.....	319
5.2.1. Temperatura.....	319
5.2.2. Precipitación.....	321
5.2.3. Altitud.....	322
5.3. Rendimiento Vs. tipo de operación.....	322
5.4. Base de datos.....	323
5.5. Selección de humedales (aproximación).....	324
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	326
6.1. Conclusiones.....	326
6.2. Recomendaciones.....	328
7. BIBLIOGRAFÍA.....	328

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Metodología de análisis sobre humedales artificiales.....	288
Figura 2. Esquema del modelo relacional para generación de bases de datos.....	294
Figura 3. Mapa situación de humedales en Inglaterra y Gales	297
Figura 4. Mapa situación de humedales en Escocia e Irlanda	298
Figura 5. Número humedales artificiales registrados por temperatura media anual	304
Figura 6. Número humedales artificiales registrados por temperatura mínima anual	304
Figura 7. Número humedales artificiales registrados por temperatura máxima anual	305
Figura 8. Número humedales artificiales registrados por precipitación media anual	305
Figura 9. Número humedales artificiales registrados por altitud.....	306
Figura 10. Ejemplo de la salida gráfica de la base de datos global	307
Figura 11. Ejemplo de la salida gráfica de la base de datos de aguas municipales y domésticas.....	307
Figura 12. Esquema rendimiento DBO5 vs. temperatura media anual.....	308
Figura 13. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de DBO5 vs. variables ambientales.....	309
Figura 14. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de la DQO vs. variables ambientales	310
Figura 15. Análisis exploratorio de la relación de remoción de Nitrógeno Total (NT) vs. variables ambientales.....	310
Figura 16. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de Amoniaco (NH3) vs. variables ambientales	311
Figura 17. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de Fosfatos (PO4) vs. variables ambientales	311
Figura 18. Análisis exploratorio de la relación de eficiencias de remoción de Sólidos Totales Suspendedos (TSS) vs. variables ambientales.....	312
Figura 19. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de Patógenos (PAT) vs. variables ambientales.	312

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Información geográfica utilizada	290
Tabla 2 Tipos de humedales en Reino Unido.....	295
Tabla 3 Tipo de agua residual tratada	296
Tabla 4 Eficiencias calculadas para humedales en el Reino Unido	300
Tabla 5 Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: humedales entre 0 y 85 mnsn.....	313
Tabla 6 Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: humedales entre 84 y 170 mnsn.....	313
Tabla 7 Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: humedales entre 170 y 225 mnsn.....	313
Tabla 8 Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: Humedales y flujo superficial	314
Tabla 9. Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: Humedales de flujo subsuperficial horizontal	314
Tabla 10 Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: Humedales de flujo subsuperficial vertical	314
Tabla 11. Rendimientos DBO5 por tipo de sistema.....	315
Tabla 12. Rendimientos DQO por tipo de sistema.....	315
Tabla 13 Rendimientos NT por tipo de sistema.....	315
Tabla 14. Rendimientos NH3 por tipo de sistema.....	315
Tabla 15 Rendimientos PO4 por tipo de sistema.....	315
Tabla 17. Rendimientos patógenos por tipo de sistema.....	316
Tabla 18. Eficiencias esperadas para humedales artificiales.....	319
Tabla 19. Humedales preseleccionados en función del rendimiento global	326

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

CIAT: International Center for Tropical Agriculture (Centro Internacional de Agricultura Tropical).
CSI: Consortium for Spatial Information (Consortio de Información Espacial)
CWA: Constructed Wetland Association (Asociación de Humedales Artificiales).
DBO ₅ : Demanda Biológica de Oxígeno (medida a los 5 días).
DEM: Digital elevation model (Modelo digital del terreno).
DQO: Demanda Química de Oxígeno.
IMDEA: Instituto Madrileño de Estudios Avanzados.
IWA: International Water Association (Asociación Internacional del Agua).
Km: Kilómetros.
KML: Keyhole Markup Language.
MET: Integrating Microbial Electrochemical Technologies
NT: Nitrógeno Total.
NH ₃ : Amoniac.
NO ₂ ²⁻ : Nitrito.
NO ₃ : Nitrato.
mm: Milímetros.
msnm: Metros sobre el nivel del mar.
OS: Open Service (
P: Fósforo.
pH: Potencial Hidrógeno.
PO ₄ ²⁻ : Fosfatos.
SHP: Shapefile (formato vectorial de datos espaciales desarrollado por la compañía ESRI).
SIG: Sistemas de Información Geográfica.
SRTM: Shuttle Radar Topography Mission (Misión Topográfica Shuttle Radar).
TKN: Nitrógeno total kjeldahl.
TSS: Solidos totales en suspensión.
UK: United Kingdom (Reino Unido).

RESUMEN

La Comisión Europea a través del **proyecto iMETland, del programa Horizonte 2020** apoyará la implementación a escala real de una nueva generación de humedales artificiales, denominados bioelectrogénicos, para el tratamiento de aguas residuales. El presente Trabajo de Fin de Máster tiene por objeto elaborar una base de datos georreferenciada de los humedales artificiales convencionales en Reino Unido, para la identificación de aquellos que podrían transformarse en METlands con modificaciones pequeñas y de bajo coste.

Para ello, se ha considerado el análisis de las variables temperatura, precipitación y altitud, así como el tipo de operación de los humedales; se ha utilizado como referencia la información de la Asociación de Humedales Artificiales (CWA, por sus siglas en inglés).

La base de datos se ha elaborado utilizando la eficiencia de eliminación de contaminantes calculada a partir de la información de la CWA, junto las variables climáticas temperatura, precipitación y altitud obtenida de información cartográfica de medios libres. La información cartográfica fue tratada en el software ArcGis 10.2 y es el programa donde se despliega la base de datos.

Una vez diseñada la base de datos se procedió a correlacionar los parámetros

ambientales con el tipo de humedales y sus eficiencias depurativas, con la finalidad de conocer en qué condiciones se presentan los mejores rendimientos.

El resultado de la investigación muestra una baja dependencia de los rendimientos de eliminación de contaminantes con respecto a la temperatura, precipitación y altitud. Por otra parte, se evidencia que los humedales de flujo subsuperficial presentan mejores eficiencias en Reino Unido.

Por tanto, se realizó una aproximación a la selección de posibles humedales con potencial para ser transformados, a partir de los datos de eficiencia de eliminación de contaminantes y el tipo de humedal; en este caso humedales de flujo subsuperficial vertical que tienen rendimientos aceptables, amplias posibilidades de operar en condiciones anóxicas y ocupan menor superficie en el terreno por lo que los cambios estructurales podrían ser menos costosos.

1 INTRODUCCIÓN.

Uno de los principales desafíos a los que la humanidad se enfrenta en este milenio, es el de resolver la crisis del agua¹, puesto que el recurso hídrico resulta indispensable para la salud y el bienestar humanos así como para la preservación del medio ambiente. La crisis del agua se encuentra enfocada en diversos aspectos que atañen a una incorrecta gestión de este recurso y para mitigarlos se han planteado diferentes metas que permitan la mejora en las condiciones de disponibilidad y calidad de este recurso. Estas metas se establecieron como parte del “Decenio Internacional para la Acción «El agua, fuente de vida» (2005-2015)”, entre las principales se recogen las siguientes (World Water Assessment Programme, 2003):

- Asegurar el acceso al agua y a servicios de saneamiento en calidad y cantidad suficientes.
- Uso más eficaz del agua.
- Administrar el agua de manera responsable.
- Promover una industria más limpia y respetuosa de la calidad del agua y de las necesidades de otros usuarios.
- Evaluar el papel fundamental del agua en la producción de energía.

Por lo anteriormente expuesto, la importancia del recurso hídrico ha obligado a la búsqueda de tecnologías innovadoras que permitan el tratamiento de las aguas residuales de forma

que éste alcance un alto nivel de rendimiento, a la vez que sea económicamente viable y pueda ser trasladado al mercado mundial.

Es así, que la Comisión Europea a través del **proyecto iMETland, del programa Horizonte 2020** impulsará la implementación a escala real de una nueva generación de humedales artificiales, denominados bioelectrogénicos, para el tratamiento de aguas residuales. El proyecto ha seleccionado cinco zonas geográficas distintas con condiciones climáticas diferentes: España, Dinamarca, Inglaterra, Argentina y México (IMDEA Agua, 2015).

En primera instancia es importante introducir el concepto de humedales artificiales; se trata de una tecnología utilizada ampliamente para el tratamiento de aguas residuales principalmente domésticas, aunque también han funcionado para aguas de origen industrial. Estos sistemas se componen principalmente de los siguientes elementos (Romero et al., 2009):

- Sustrato: sirve de soporte para las plantas y fijación para los microorganismos.
- Plantas: principalmente emergentes (espadañas, carrizos y juncos), su función es absorber los nutrientes disponibles en el agua, suministrar oxígeno a los microorganismos y filtración de partícula.
- Microorganismos: degradan la materia orgánica, transforman los compuestos nitrogenados y de fósforo existentes en

¹ Como ha sido denominada por el World Water Assessment Programme de las Naciones Unidas, dentro del Decenio Internacional para la Acción «El agua, fuente de vida»

aguas residuales. Los microorganismos son fundamentales para el proceso de depuración.

Existen dos tipos de humedales artificiales, los humedales de flujo superficial que son sistemas lagunares donde el agua circula sobre la superficie del sustrato; es decir, se asemeja a lagunas donde la vegetación puede ser emergente o flotante o estar sembrada al lecho; y humedales de flujo subsuperficial donde el agua circula bajo la superficie del terreno, en este caso atraviesa el sustrato de arena o grava, por lo que las raíces de las plantas deben atravesar todo el sustrato (Lara, 1999).

Por otra parte, las desventajas de este sistema dependen del tipo de humedal que se ha instalado (flujo superficial o flujo subsuperficial); no obstante, a manera de resumen se indican a continuación algunas de las principales desventajas identificadas en la literatura: requieren un área extensa en comparación con los sistemas mecánicos convencionales de tratamiento, elementos como el fósforo, los metales y algunos compuestos orgánicos no eliminados se acumularán en el sedimento, en climas fríos las bajas temperaturas durante el invierno reducen la tasa de remoción de materia orgánica y por último deben utilizarse de forma conjunta con otro tratamiento (Giácoman et al., 2010).

Retomando la visión del **proyecto iMETland**, el mismo busca integrar las Tecnologías Electroquímicas Microbianas (MET, por sus siglas en inglés) con el biofiltro utilizado en los humedales artificiales, lo cual supone una mejora en su funcionamiento con una tasa de depuración 10 veces mayor que la obtenida con las técnicas habituales (IMDEA Agua, 2015).

Esta tecnología se basa en la bioelectrogénesis (electrogénesis microbiana) que ocurre gracias a la capacidad de algunos microorganismos para respirar un electrodo polarizado, como el grafito (Borjas, 2012). Cuando las bacterias actúan como donadores de electrones frente al sustrato se puede generar energía eléctrica a partir de la oxidación de la materia orgánica presente en las aguas residuales (Aqualectra, 2013).

El bajo coste de esta técnica es uno de los puntos a su favor, debido al reducido coste de operación ante la falta de aireación externa requerida. Además esta tecnología utiliza los pulsos generados por las bacterias productoras de electricidad como una señal que permite controlar el proceso de forma remota desde un dispositivo portátil (IMDEA Agua, 2015).

En el presente trabajo se analizan los principales factores ambientales y tipo de operación de los diferentes humedales artificiales, lo cual permitirá identificar

aquellos sitios en los que resulta más idónea la aplicación del sistema. Los resultados de las correlaciones se presentan de forma gráfica a través de mapas georreferenciados.

A continuación se presentan los objetivos a alcanzar con el presente Trabajo de Fin de Máster.

2 OBJETIVO.

2.1 Objetivo general.

Elaborar una base de datos georreferenciada de los humedales artificiales convencionales en Reino Unido, para la identificación de aquellos que podrían transformarse en MET con modificaciones pequeñas y de bajo costo.

2.2 Objetivos específicos.

- Analizar las condiciones de operación de los humedales artificiales en Reino Unido

mediante el estudio de variables como la temperatura, la precipitación y la altura de la zona.

- Correlacionar los diferentes factores ambientales, tipo de sistema y rendimientos operativos de los humedales para el establecimiento de zonas favorables con mayores oportunidades de integración de la tecnología MET.
- Identificar los emplazamientos en los que la aplicación del proyecto **iMETland** es viable dentro del territorio del Reino Unido.

3 MATERIALES Y MÉTODOS.

En el presente acápite se establece el procedimiento llevado a cabo para la ejecución del proyecto. En la Figura 1 se presenta un esquema general de la metodología utilizada.

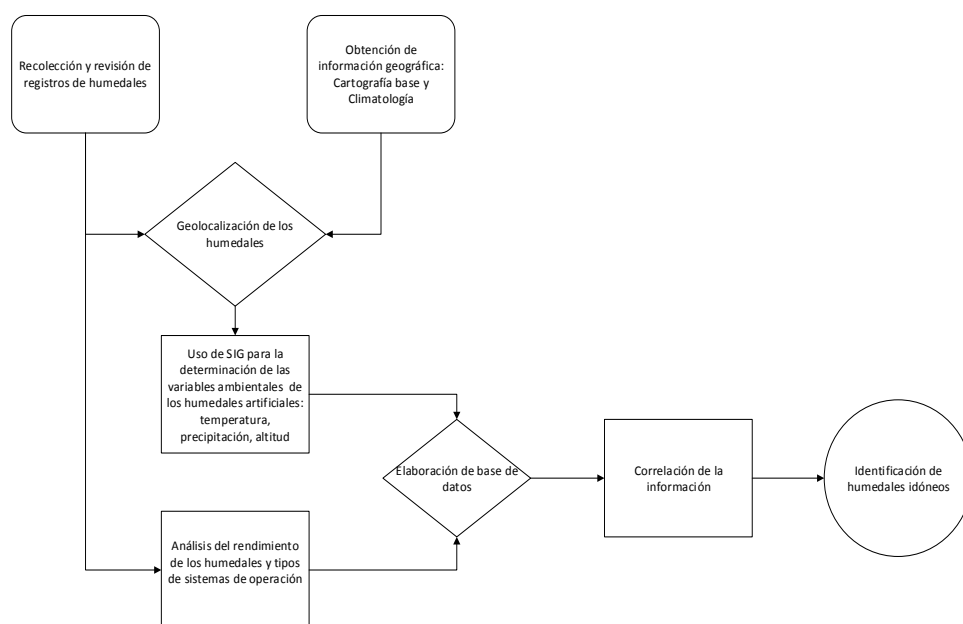


Figura 1. Metodología de análisis sobre humedales artificiales.

3.1 Revisión de información.

3.1.1 Humedales construidos.

El Reino Unido cuenta con un registro de humedales artificiales utilizados para el tratamiento de aguas residuales desde el año 2000 con actualizaciones hasta 2011. La recopilación fue realizada por la Asociación de Humedales Artificiales (CWA, por sus siglas en inglés), la cual se conformó con la finalidad de promover el uso de los humedales artificiales como sistemas de tratamiento de aguas residuales (Cooper, 2007).

La información entregada presenta un registro de sistemas de humedales, de flujo vertical y horizontal, utilizados como tratamiento para diferentes tipos de agua residual. El presente trabajo se ha realizado utilizando la última actualización de dicho registro. La información entregada consiste en dos hojas de cálculo cuyo contenido relevante se indica a continuación:

- Archivo “Sites” (Sitios)
 - Código identificador
 - Nombre l
 - Tipo
 - Ubicación (expresado como dirección, o referencia de localización)
 - Estado y Condado
 - Área y número de celdas del sistema
- Archivo “Cells” (Celdas)
 - Código identificador

- Código celdas de tratamiento
- Nombre
- Tipo de humedal, dimensiones, tipo de agua tratada
- Monitoreos de concentración de entrada y salida de contaminantes

3.1.2 Análisis de las condiciones operativas básicas de los humedales artificiales.

En función de la información indicada en el acápite anterior se realizó un desglose de los datos existentes a fin de cuantificar los datos en términos de: tipo de humedal, tipo de agua que trata y si se encuentra o no en funcionamiento.

Durante esta revisión se observaron inconsistencias en la codificación de los humedales que fueron corregidas asignándoles un nuevo número en el listado, de esta forma se evita la sobreposición de los sistemas de humedales.

Es importante mencionar que si bien el estudio se enfoca en el tratamiento de aguas residuales de pequeñas comunidades, se ha trabajado con el total de humedales artificiales independiente del tipo de agua que trata, y se presenta por separado al final del documento la información al respecto de los humedales que tratan aguas en comunidades, puesto que resulta interesante conocer el desempeño de cada uno, en dado

caso que se quisiera seleccionar otro tipo de sistema para transformarlo en iMETland.

3.1.3 Cartografía base. La cartografía base para la elaboración del proyecto se presenta en la **Tabla** , junto a la fuente del recurso:

Tabla 1. Información geográfica utilizada.

Cobertura	Fuente	Licencia
Límites administrativos: Reino Unido	UK Data Service Census Support boundary https://census.ukdataservice.ac.uk/use-data/guides/boundary-data	Licencia de gobierno abierta
Districtos principales	Google Earth Gallery http://maps.google.com/gallery?hl=es-419	Uso libre
Cuerpos hídricos	Ordnance Survey OpenData Mapping data and geographic information	Licencia de gobierno abierta
Curvas de nivel	https://www.ordnancesurvey.co.uk/opendatadownload/products.html	
Temperatura Precipitación	WorldClim - Global Climate Data, datos de condiciones actuales (1950-2000), formato raster resolución 1km. http://www.worldclim.org/current	Uso libre
Elevación	CIAT-CSI SRTM, SRTM 90m DEM resolución 90 m http://srtm.csi.cgiar.org	Uso libre

3.2 Geolocalización de humedales.

La localización espacial de los humedales se realizó a través de geolocalización o georreferenciación, el cual se define como el posicionamiento de un objeto representado mediante un punto, vector, área y/o volumen, en un sistema de coordenadas (González et al., 2013).

Para su ejecución, se utilizó las referencias especificadas en la hoja de datos de los humedales artificiales registrados en Reino Unido, los cuales facilitan información acerca de los distritos (en algunos casos pueblos), en los cuales estos se ubican. Además, se utilizaron las imágenes de satélite y el sistema buscador que ofrece de forma

gratuita el software Google Earth Pro. Es importante mencionar que al tratarse exclusivamente de referencias, no se pudo ubicar el sitio específico de emplazamiento de los humedales artificiales, alcanzando a identificar zonas cercanas a la ubicación de los mismos.

El listado de direcciones fue organizado considerando la información de particular a general e ingresado al software, desde donde se realizó la ubicación de los humedales artificiales utilizando la herramienta importar. En aquellos casos en los que la función no arrojó las ubicaciones correspondientes, se procedió a localizarlas punto por punto; en el caso de referencias ambiguas se complementó la

busqueda con información web sobre los sitios y descripción.

Los humedales artificiales ubicados fueron etiquetados con el código identificador correspondiente y a partir de ellos se extrajo el archivo en formato geográfico (KML), que finalmente fue cargado en el software ArcGis 10.2 para ejecutar los análisis posteriores.

3.3 Eficiencia de eliminación de contaminantes.

La eficiencia de eliminación de contaminantes de un humedal artificial varía en función de diferentes procesos que ocurren tanto al interior como al exterior de su sistema. La variación se asocia a cambios estacionales intranuales e interanuales, cambios en las comunidades vegetales, cargas hidráulicas o las condiciones meteorológicas (Kadlec y Wallace, 2009).

La información existente en Reino Unido cuenta con mediciones de diversos contaminantes realizados tanto a la entrada como a la salida de los sistemas de humedales artificiales. De forma general, se aprecia que las mediciones no se han realizado de forma continua ni secuencial y se encuentran en un rango temporal que varía de 1986 a 2007. Al respecto de los parámetros de medición, los análisis de rutina realizados son: DBO₅, DQO, NH₃, NO₃, NO₂, TSS, TKN, Nitrógeno Total, PO₄, Fósforo

Total, pH, metales pesados y análisis microbiológicos, aunque es importante mencionar que estos análisis no se han ejecutado en todos los sistemas e incluso se registran algunos en los que no se llevó a cabo ninguna campaña de monitoreo.

3.3.1 Selección de parámetros químicos.

La selección de los parámetros químicos y biológicos de los cuales se requiere conocer el rendimiento, se realizó considerando las principales características de lo que se denomina una “pequeña población”, que si bien en el ámbito legal europeo no existe una definición para esta denominación, en la Unión Europea cuando se habla de pequeñas aglomeraciones urbanas se suele hacer referencia a aquellas con una población inferior a los 2.000 habitantes equivalentes (h-e), así mismo, en el congreso sobre depuración llevado a cabo en abril de 2010 en pequeñas poblaciones de la Asociación Internacional del Agua (IWA, por sus siglas en inglés), se empleó también el límite de 2.000 h-e para hacer referencia a este tipo de poblaciones (Ortega et al., 2010).

Los principales contaminantes que se pueden identificar en las aguas residuales de pequeños núcleos urbanos son: objetos gruesos, arenas, grasas y aceites, materia orgánica y otros compuestos oxidables, nutrientes y agentes patógenos. Es así, que los parámetros que permiten caracterizar este

tipo de agua y que han sido seleccionados para el análisis son: sólidos en suspensión, DBO₅, DQO, Nitrógeno, Fósforo y Patógenos² (Martín et al., 2006).

3.3.2 Cálculo de la eficiencia de eliminación de contaminantes.

Se denomina remoción a la capacidad del sistema para eliminar parte de la concentración de contaminantes que se encuentra en el agua residual a tratar. En este estudio, para el cálculo del porcentaje de la remoción hidráulica, se utilizó la siguiente ecuación (Romero Aguilar et al., 2009):

$$\% \text{ Eliminación} = \frac{(c_i - c_f)}{c_i} \times 100$$

(1)

Donde, Ci= Concentración inicial

Cf= Concentración final

Una vez realizado el cálculo de los porcentajes de eliminación, se procedió a realizar el tratamiento estadístico de los datos mediante el análisis univariado de los mismos, es decir, obtención de datos estadísticos básicos como la media, mediana, desviación estándar y análisis gráficos. Este

² Se excluye del análisis grasas y aceites debido a que no se cuenta con monitoreo de estos parámetros.

proceso se realizó con ayuda del software RStudio.

Es importante señalar que la depuración del agua al interior de un humedal ocurre por la interacción de diferentes elementos. El análisis de eliminación realizado, si bien representa de forma general la eficiencia del sistema, deja de lado otros parámetros importantes como las condiciones de diseño del humedal artificial, su estado operativo y la actividad biológica que ocurre dentro del mismo (Kadlec y Wallace, 2009); no obstante, no se cuenta con información detallada al respecto de estos dos últimos parámetros por lo que no se han considerado dentro de el análisis de rendimiento .

3.4 Análisis de parámetros ambientales.

Como se ha mencionado anteriormente el entorno físico y químico de los humedales influye sobre el proceso biológico que se desarrolla en su interior, el dimensionamiento y características físicas del humedal construido dependen de diferentes variables, entre ellas las condiciones climáticas del entorno (Arias y Brix, 2003).

Con la finalidad de evaluar la importancia de estos parámetros, específicamente, temperatura, precipitación y altitud, sobre los porcentajes de remoción observados en cada humedal construido, se procedió con el análisis de la información en formato

vectorial (shapefile .shp) y ráster, presentada previamente en el acápite 3.1.3, Tabla .

Utilizando el programa ArcGis 10.2, se realizó el tratamiento de dichas capas con la información ambiental, a partir de las cuales se extrajo la siguiente información:

- Temperatura media, máxima, mínima mensuales y anuales para cada humedal.
- Precipitación media mensual y anual, para cada humedal.
- Alturas a las que se ubican los humedales.

3.5 Diseño de la base de datos.

En función del análisis realizado tanto a la información bibliográfica como de los humedales se procedió a elaborar el diseño de la base de datos, a continuación se presentan los pasos ejecutados (Nieto y Blas, 2009).

1. Modelo conceptual: Es parte de la descripción textual del problema y

permitirá elaborar una relación para la creación de la base de datos. Para el presente trabajo se ha considerado una premisa principal: ¿Cuáles son las características principales de los humedales artificiales convencionales analizados? y, más específicamente, se han considerado las siguientes cuestiones adicionales: ¿Cuál es su rendimiento?, ¿qué condiciones ambientales los afectan?, ¿qué diseño tienen?

2. Modelo lógico: Se elaboró un diagrama relacional a partir de nuestra pregunta base, desarrollando un diagrama con las posibles relaciones. Para ello se han identificado como entidad principal: humedales artificiales convencionales y las relaciones son: tipo de sistema, factores ambientales, rendimiento. El diagrama de datos relacional utilizado se presenta a continuación:

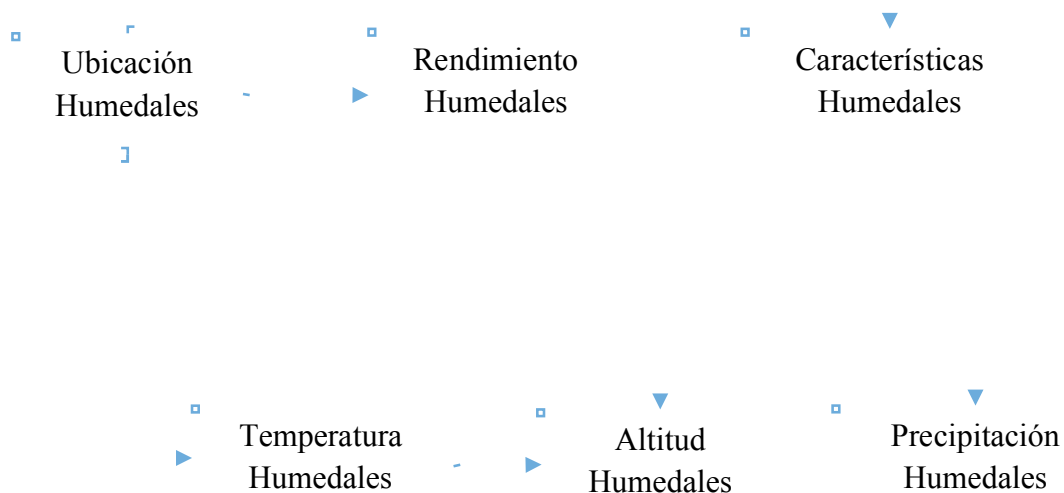


Figura 2. Esquema del modelo relacional para generación de base de datos.

3. Modelo físico: generación de la base de datos realizada a partir del esquema anterior, utilizando la información extraída en los acápite anteriores se establecen las siguientes relaciones: humedales artificiales y su rendimiento, humedales artificiales y temperatura, humedales artificiales y precipitación, humedales artificiales y altitud, humedales artificiales por tipo de sistema. La información ha sido cargada en el programa ArcGis 10.2 y correlacionada.

3.6 Establecimiento de correlaciones.

Se aplicó un análisis bivariado entre los productos indicados anteriormente, a fin de conocer el grado de correlación que presentan estas variables, de modo que no solo se pueda observar gráficamente su relación sino que podamos observar su comportamiento y determinar objetivamente el grado de relación entre las variables. Este análisis nos permitirá conocer el grado de dependencia que presentan los humedales en

Reino Unido a las condiciones ambientales y tratamientos aplicados.

El análisis bivariado se realizó utilizando la información ya compilada en la base de datos y el software RStudio para correr la correlación. En primera instancia se efectuó un análisis exploratorio de la totalidad de la información; no obstante, debido a la extensión de los datos, se observó necesario dividir en grupos los humedales artificiales que cuentan con datos de eficiencia de remoción de contaminantes, de esta forma se puede hacer un análisis exploratorio de la variabilidad de los datos en un volumen más manejable.

El establecimiento de los grupos se realizó en función de la altitud a la que se encuentran los humedales. Se seleccionaron tres rangos de altitud de 0 msnm a 85 msnm, 85 msnm a 170 msnm y de 170 msnm a 255 msnm. Se ha escogido la altitud considerando que es la variable independiente fija del sistema y porque es conocida la estrecha relación

existente entre la temperatura y la altitud, expresada a través del gradiente térmico.

Por otra parte, a partir de la base de datos se obtuvo un desglose de las eficiencias de eliminación calculadas frente al tipo de humedal y se realizó una correlación para observar la tendencia generada en cada caso.

El análisis de la eficiencia respecto al tipo de operación se realizó considerando los principales grupos de humedales: de flujo superficial, de flujo subsuperficial horizontal y de flujo subsuperficial vertical.

4 RESULTADOS.

Se contabilizó el número de sistemas de humedales existentes en el área de estudio

Tabla 2. Tipos de humedales en Reino Unido (Adaptado de CWA Database, 2011).

Tipo	Cantidad
Flujo subsuperficial horizontal	1.225
Flujo subsuperficial vertical	107
Flujo superficial horizontal	58
Híbridos	17
No definido	5
Total	1.412

En referencia al agua tratada, los humedales artificiales se caracterizan por tener un sin número de aplicaciones, en el caso del Reino Unido los sistemas han sido

(Anexo 1. Cartografía, Mapa 1), registrándose un total de 939, cada sistema posee su propia configuración de funcionamiento y en este sentido cada uno cuenta con diferentes lechos o celdas, en total se contabilizaron 1.425 celdas individuales, de éstas un total de 1.412 se encuentran activas. Las unidades fuera de uso fueron descartadas del análisis posterior.

La mayor parte de los sistemas instalados en Reino Unido corresponden a humedales de flujo subsuperficial horizontal y humedales de flujo subsuperficial vertical. A continuación, en la Tabla se presenta un resumen con los principales tipos de sistemas identificados.

implementados especialmente para el tratamiento de aguas residuales municipales, como se presenta en la

Tabla .

Tabla 3. Tipo de agua residual tratada (Adaptado de CWA Database, 2011).

Tipo	Cantidad
Municipal	1.079
No especificado	152
Agua proveniente de minería	55
Agua industrial	29
Efluente doméstico	27
Lixiviados de vertedero	27
Agua de escorrentía	27
Agua residual de agricultura	10
Combinados (minería, residuales normales y centros turísticos)	2
Agua subterránea	2
Agua de estanque	1
Agua potable	1
Total	1.412

A continuación se presenta de forma sistemática los resultados obtenidos por cada etapa del proceso.

4.1 Geolocalización de humedales.

La ubicación de los humedales se realizó conforme a lo descrito en el punto 3.2 y en la **Figura 3** y **Figura 4** se presenta un esquema con los humedales localizados. Se ubicaron un total de 892 sistemas de humedales artificiales, con 1.383 celdas de tratamiento individuales, de los cuales se 1.079 se encuentran en Inglaterra, 202 en Escocia, 94

en Gales y 8 en Irlanda del Norte, se debe indicar que debido a las limitaciones de la información no se pudo geolocalizar un total de 29 humedales artificiales, en el Anexo 1 Cartografía: Mapas 2 y 3, se presenta la ubicación de los mismos.

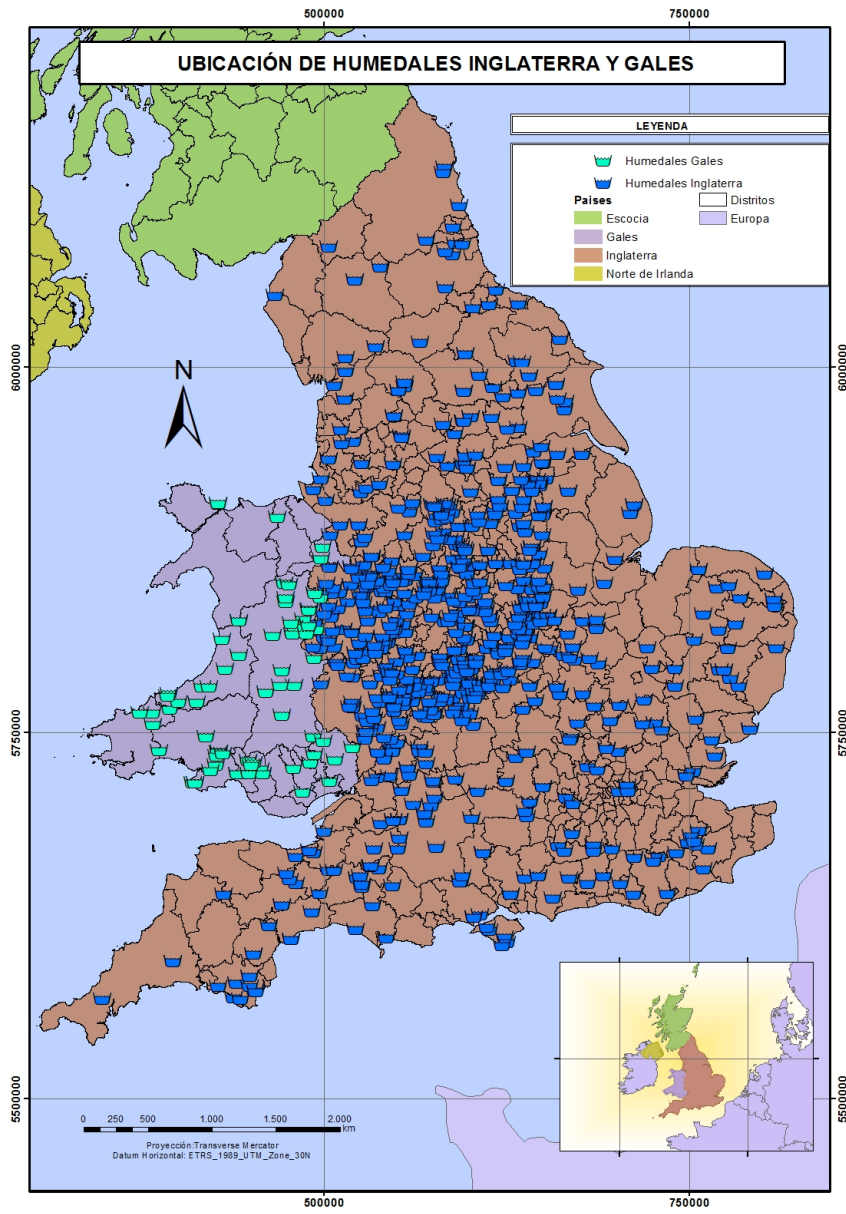


Figura 3. Mapa situación de humedales en Inglaterra y Gales (Adaptado de CWA Database, 2011).

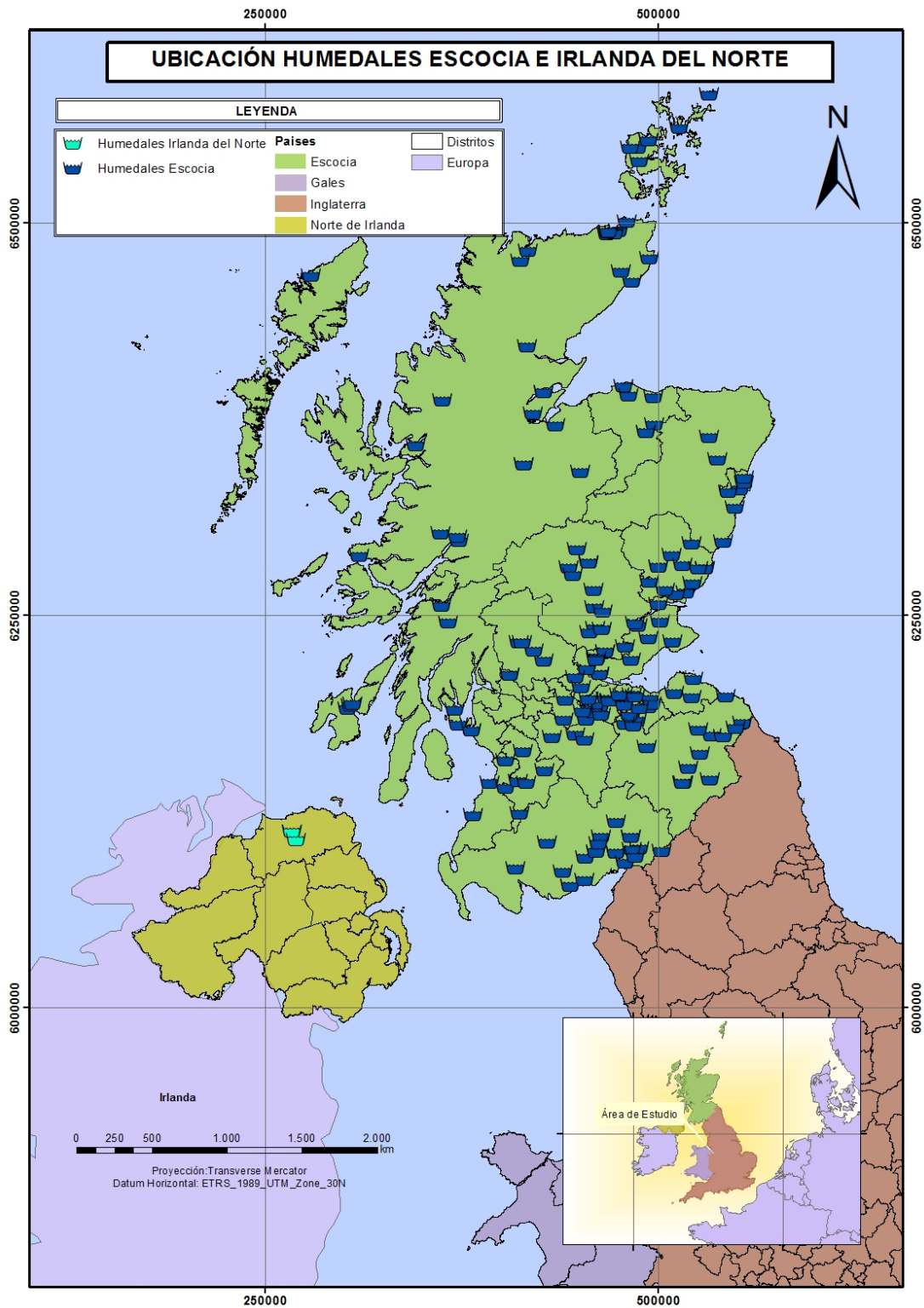


Figura 4. Mapa situación de humedales en Escocia e Irlanda (Adaptado de CWA Database, 2011).

4.2 Eficiencia de eliminación de contaminantes.

Aplicando la metodología señalada en el punto 3.3, se obtuvo la eficiencia de eliminación de contaminantes anuales para DBO₅, DQO, NH₃, NT, TSS, PO₄ y

patógenos, los cuales se presentan en la Tabla 4. Como se indicó anteriormente no todos los humedales artificiales cuentan con monitoreos que permitieran el análisis, en total se obtuvo la eficiencia de 94 humedales.

Tabla 4. Eficiencias calculadas para humedales de Reino Unido (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NH₃: Amoníaco, NT: Nitrógeno Total, PO₄: Fosfatos, TSS: Solidos Totales Suspendidos, PAT.: Patógenos. Adaptado de CWA Database, 2011).

ID	Celda	Humedal	DBO ₅ (%)	DQO (%)	NT (%)	NH ₃ (%)	PO ₄ (%)	TSS (%)	PAT. (%)
5	a	Acle	57,47	9,67	32,55	38,40	20,12	56,14	-
10		Airton	89,24	-	-	46,14	-	78,23	-
25	a	Ashby Folville	78,10	40,73	27,00	51,88	-	76,64	-
39	a	Audlem (bed 1)	74,62	59,81	-	21,38	21,77	54,20	-
39	b	Audlem (bed 2)	51,10	52,67	97,23	12,61	9,36	86,71	-
39	c	Audlem (bed 3)	68,95	51,03	97,44	33,32	19,24	51,11	-
39	d	Audlem (bed 4)	52,83	52,82	97,44	13,28	8,67	78,48	-
39	e	Audlem (bed 5)	67,86	57,78	97,44	13,53	-	63,87	-
39	f	Audlem (bed 6)	83,87	72,78	-	21,87	31,17	72,90	-
39	g	Audlem (bed 7)	72,81	64,38	97,44	21,16	52,57	87,57	-
39	h	Audlem (bed 8)	-	56,74	97,23	22,85	21,71	51,15	-
39	i	Audlem (bed 9)	-	47,76	97,23	13,08	21,28	85,80	-
39	j	Audlem (bed 10)	51,58	54,80	97,00	28,64	30,84	88,46	-
134	a	Broxted (lower bed)	58,92	-	61,19	59,87	26,21	49,20	-
134	b	Broxted (upper bed)	83,78	-	-	96,95	88,69	84,46	-
143		Bushton	91,16	-	-	52,84	-	84,70	-
157	a	Castleroe (bed 1)	79,16	57,44	-	42,72	29,33	75,03	-
157	b	Castleroe (bed 2)	73,45	61,95	-	23,90	28,54	73,50	95,76
157	c	Castleroe (bed 3)	80,08	67,12	-	28,39	40,32	63,76	-
157	d	Castleroe (bed 4)	77,35	54,58	-	32,17	39,23	59,53	99,18
157	e	Castleroe (gravel bed)	83,32	-	-	27,79	53,42	58,92	-
157	f	Castleroe (horizontal flow peat bed)	87,10	46,50	-	31,28	28,70	77,98	-
157	g	Castleroe (peat bed)	93,38	77,78	-	72,08	31,01	70,07	99,19
168		Cherry Burton	49,57	-	28,08	16,16	4,08	67,85	65,24
182		Claverley	79,17	-	30,58	70,66	-	65,53	-

Tabla 4. Eficiencias calculadas para humedales de Reino Unido (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NH₃: Amoníaco, NT: Nitrógeno Total, PO₄: Fosfatos, TSS: Solidos Totales Suspendidos, PAT.: Patógenos. Adaptado de CWA Database, 2011).

ID	Celda	Humedal	DBO ₅ (%)	DQO (%)	NT (%)	NH ₃ (%)	PO ₄ (%)	TSS (%)	PAT. (%)
225		Culcrow	89,75	66,18	8,50	61,74	-	77,56	-
244		Ditton Priors	76,09	36,73	-	67,25	-	75,73	-
256	a	Drointon (1st stage vertical flow)	45,95	29,38	-	23,71	17,53	26,41	-
256	b	Drointon (2nd stage vertical flow)	49,55	27,08	-	17,77	19,17	19,17	-
256	c	Drointon (horizontal flow)	51,24	49,30	-	34,49	29,57	53,35	-
269	a	Earlswood	71,62	37,55	20,39	62,02	-	71,33	-
274	a	East Haddon (bed 1)	82,25	-	75,00	56,65	32,29	81,16	-
274	b	East Haddon (bed 2)	81,70	-	75,00	42,45	29,51	79,92	-
274	c	East Haddon (bed 3)	78,03	-	-	59,55	-	80,91	-
328		Freethorpe	57,44	63,50	44,77	47,02	35,91	41,44	-
330	a	Gailey	85,71	47,69	19,78	68,59	-	51,71	-
403	b	Hilton Stratford Lane	76,65	52,30	89,33	47,80	-	78,64	-
404	a	Himley (bed 1)	90,64	62,86	94,14	6,25	-	85,54	-
407	b	Hodthorpe	77,82	32,65	52,71	52,71	-	67,14	-
413		Holt Heath	80,65	52,85	67,26	26,14	36,35	83,33	83,86
433		Peterborough	36,28	-	-	34,43	-	55,22	-
453	b	Kineton	-	-	-	21,12	29,70	73,98	-
463	b	Kirklington	68,78	-	91,29	16,53	38,66	76,84	-
487		Leeds	81,29	36,27	25,77	46,97	-	77,11	-
491		Lighthorne	71,29	30,97	-	55,73	-	61,72	-
499		Little Hucklow	92,84	60,60	-	59,23	63,77	55,13	-
500	h	Little Stretton	61,61	-	25,07	56,95	25,07	63,47	-
523	a	Luddington	86,77	28,55	-	58,26	21,17	77,81	-
527	b	Mainetti	44,45	-	-	23,66	-	40,17	-
539		Meadowsweet Farm	71,06	-	-	73,74	-	58,43	-

Tabla 4. Eficiencias calculadas para humedales de Reino Unido (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NH₃: Amoníaco, NT: Nitrógeno Total, PO₄: Fosfatos, TSS: Sólidos Totales Suspendidos, PAT.: Patógenos. Adaptado de CWA Database, 2011).

ID	Celda	Humedal	DBO ₅ (%)	DQO (%)	NT (%)	NH ₃ (%)	PO ₄ (%)	TSS (%)	PAT. (%)
540		Meas Y Helig	46,72	-	-	51,78	-	42,82	-
541	g	Medmenham	80,41	-	-	60,88	-	75,85	-
542		Meltham	91,83	77,67	74,24	45,09	74,24	86,30	-
544	a	Middleton (Shropshire)	72,82	45,35	33,11	77,08	24,55	70,31	-
572	b	Napton on the Hill	68,64	30,25	26,76	75,36	30,54	63,85	-
600	b	Northend	71,29	-	20,39	51,69	-	69,49	-
603		Norton Lindsey	65,54	-	24,97	25,28	27,88	67,48	76,41
604		Norton Malreward	80,95	71,32	33,33	47,54	-	62,76	-
605		Nun Monkton	66,47	58,30	20,11	95,74	-	63,63	-
606	a	Oaklands Park (1st stage vertical flow)	55,86	42,48	53,48	75,29	-	60,95	-
606	b	Oaklands Park (2nd stage vertical flow)	53,53	29,50	43,83	45,98	-	49,76	-
606	c	Oaklands Park (horizontal flow bed 1)	62,55	-	-	82,90	-	-	-
697	a	Rugeley (1st stage vertical flow)	41,15	17,23	-	17,31	25,78	38,74	-
697	b	Rugeley (2nd stage vertical flow)	32,10	18,89	-	18,35	11,02	25,91	-
697	c	Rugeley (horizontal flow)	71,09	42,80	-	35,38	30,42	77,04	-
737		Slingsby	69,14		37,19	40,18	10,65	65,13	-
752	a	Southwick (bed 1)	81,56	74,42	-	-	-	78,06	-
752	b	Southwick (bed 2)	79,37	-	-	84,53	-	79,07	-
752	c	Southwick (bed 3)	81,77	-	-	78,39	-	77,34	-
770	a	Stockley (bed 1)		43,75	-	50,64	-	59,44	-
770	b	Stockley (bed 2)	31,39	-	-	49,10	-	69,24	-
770	c	Stockley (bed 3)	38,06	-	-	67,20	-	68,51	-
771	a	Stogursey	47,30	-	-	49,21	-	54,67	-
813	a	Thorpe Satchville	81,63	48,69	38,73	56,01	-	75,12	-
832		Tupton	39,28	-	-	57,63	-	33,58	-

Tabla 4. Eficiencias calculadas para humedales de Reino Unido (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NH₃: Amoníaco, NT: Nitrógeno Total, PO₄: Fosfatos, TSS: Solidos Totales Suspendidos, PAT.: Patógenos. Adaptado de CWA Database, 2011).

ID	Celda	Humedal	DBO ₅ (%)	DQO (%)	NT (%)	NH ₃ (%)	PO ₄ (%)	TSS (%)	PAT. (%)
863	a	Wentworth castle (bed 1)	62,33	-	-	52,17	-	78,78	-
863	b	Wentworth castle (bed 2)	60,33	-	-	60,33	-	69,41	-
863	c	Wentworth castle (bed 3)	46,89	-	-	47,16	-	41,71	-
863	d	Wentworth castle (bed 4)	44,21	-	-	59,29	-	59,68	-
872	a	Westow (bed 1)	73,73	-	-	18,99	27,15	77,15	-
872	b	Westow (bed 2)	70,74	-	-	16,42	15,52	74,73	-
875	a	Wetwang (bed 1)	84,41	-	66,34	53,13	25,11	88,32	-
875	b	Wetwang (bed 2)	86,47	-	78,82	32,74	15,00	88,09	-
875	c	Wetwang (bed 3)	82,33	-	79,06	27,59	21,15	87,62	-
876		Wetwood	89,14	64,95	66,70	44,05	-	82,27	-
893		Wigmore	73,09		15,05	70,54	-	65,77	-
894		Wildfowl and Wetlands Trust, Slimbridge Millenium	69,04	-	-	-	38,37	44,26	-
897		Will's Barn	98,51	91,55	-	91,71	72,44	95,95	-
935	a	Valleyfield (bed 1)	79,49	76,72	-	28,51	60,37	87,27	-
935	b	Valleyfield (bed 2)	88,34	84,15	-	39,79	79,58	90,78	-
935	c	Valleyfield (bed 3)	88,97	82,95	-	32,49	83,20	83,05	-
935	d	Valleyfield (bed 4)	79,71	78,23	-	38,29	59,35	89,62	-
936		Wildfowl and Wetlands Trust Slimbridge Banrock	65,38	-	72,50	76,73	52,20	55,19	86,23
937		Wildfowl and Wetlands Trust Slimbridge South Finger	-	-	30,42	55,22	72,44	79,33	-

4.3 Análisis de parámetros ambientales.

4.3.1 Temperatura.

El análisis de temperatura media, máxima y mínima a la que se encuentran los 1383 humedales artificiales, fue realizado a partir del tratamiento de datos en ArcGis 10.2. En las Figura 5, 6 y 7, se presenta de manera

resumida el número de humedales registrado por rangos de temperatura. La información en su totalidad se presenta incluida en la base de datos presentada en el Anexo 2. Base de Datos, así mismo en el Anexo 1. Cartografía Mapas 3. 4 y 5, se presenta la ubicación espacial de los mismos.

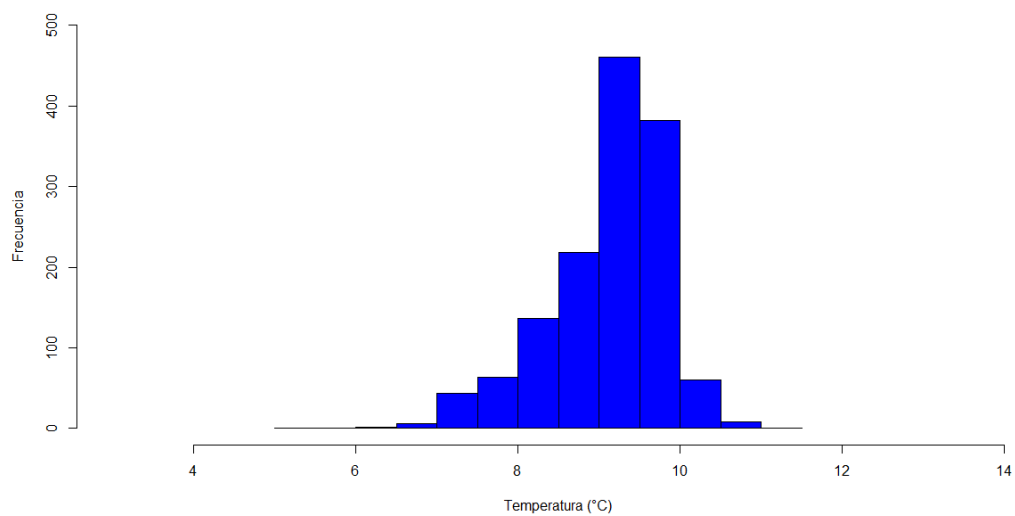


Figura 5. Número humedales artificiales registrados por temperatura media anual (°C: Grados Centígrados. Adaptado de WorldClim - Global Climate Data, 2016).

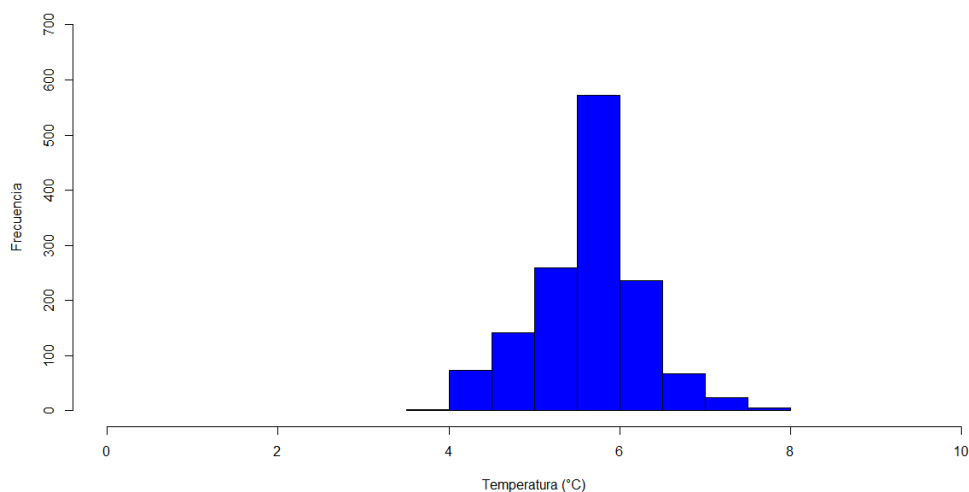


Figura 6. Número humedales artificiales registrados por temperatura mínima anual (°C: Grados Centígrados. Adaptado de WorldClim - Global Climate Data, 2016).

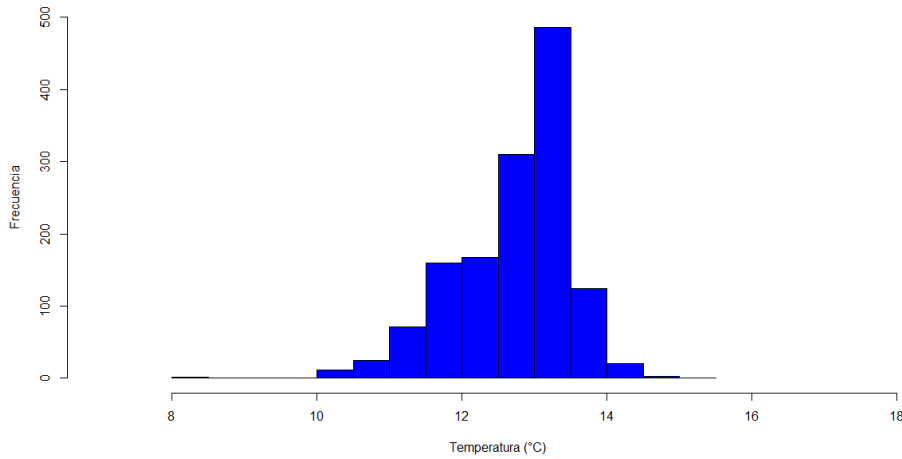


Figura 7. Número humedales artificiales registrados por temperatura máxima anual (°C: Grados Centígrados. Adaptado de WorldClim - Global Climate Data, 2016).

4.3.2 Precipitación.

A continuación, en la Figura 8, se presenta de forma resumida la distribución de humedales por precipitación media anual identificadas luego del análisis de las capas

raster. En el Anexo 1. Cartografía, Mapa 6 se observa la distribución espacial de los humedales con respecto a la precipitación. La información tabulada en su totalidad se encuentra en el Anexo 2. Base de Datos.

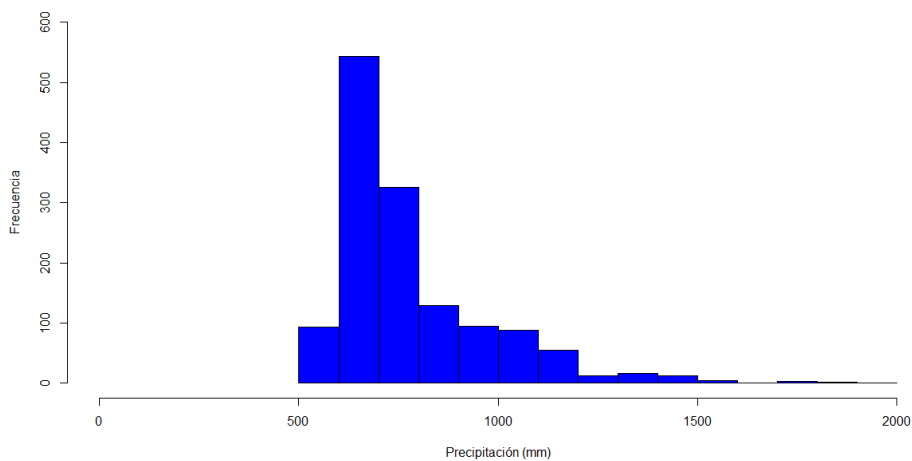


Figura 8. Número humedales artificiales registrados por precipitación media anual (mm: milímetros. Adaptado de WorldClim - Global Climate Data, 2016).

4.3.3 Altitud.

De forma similar a los parámetros anteriores, en la Figura 9 se presenta la distribución de humedales con respecto a su altitud, la

distribución espacial de la información se encuentra en el Anexo 1. Cartografía. Mapa 7 y la información tabulada se presenta en el Anexo 2. Base de Datos.

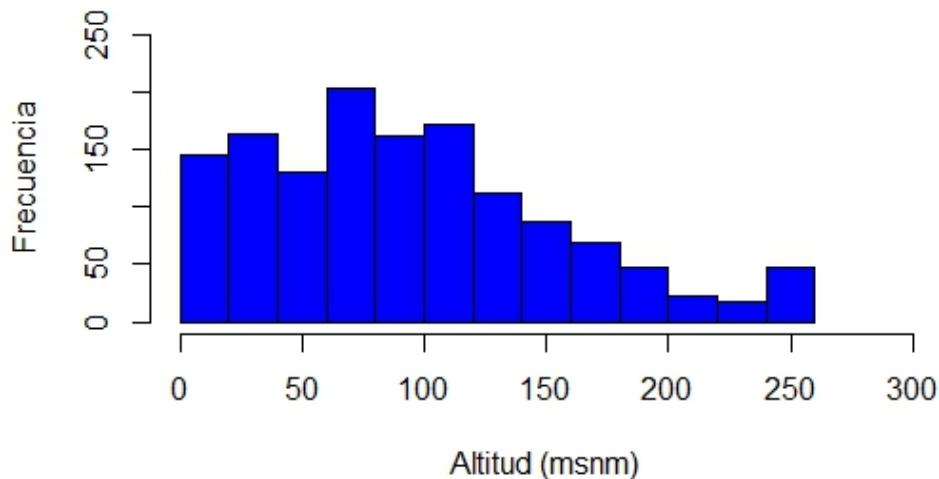


Figura 9. Número humedales artificiales registrados por altitud (msnm: metros sobre el nivel del mar. Adaptado de WorldClim - Global Climate Data, 2016).

4.4 Diseño de la base de datos.

El diseño de la base de datos se realizó conforme a lo establecido en el numeral 3.5. Se ha generado una base de la información de la totalidad de los humedales artificiales y otra específica sobre aquellos sistemas que

tratan aguas residuales domésticas y municipales. Por la extensión de estas tablas solo se presentan en el Anexo 2. Base de datos. A continuación, en las Figura 10 y Figura 11, se presenta un esquema de las salidas gráficas de cada una de las bases generadas.

FID	Shape *	ID	CELDA	NOMBRE HUM	LOCACIÓN	E	N	País	ALTITUD	TMEDIAANUA	TM
0	Point	1	a	Abberley Common 1		542477	5795225	Inglaterra	145	8,941667	
1	Point	1	b	Abberley Common 2		542477	5795225	Inglaterra	145	8,941667	
2	Point	1	c	Abberley Common 3		542477	5795225	Inglaterra	145	8,941667	
3	Point	2		Aberdeen		554799	6334416	Escocia	20	8,3	
4	Point	3		Aberuthven	Perth Region,	459625	6242144	Escocia	36	8,275	
5	Point	4		Achmore	Achmore, Isle	345642	6358416	Escocia	28	8,366667	
6	Point	5	a	Acle	Acle, near Nor	807856	5841759	Inglaterra	3	10,1	
7	Point	5	b	Acle	Acle, near Nor	807856	5841759	Inglaterra	3	10,1	
8	Point	6		Acomb	Coal Authority,	622690	5980358	Inglaterra	25	9,241667	
9	Point	7		Adbaston	Adbaston, near	543692	5855285	Inglaterra	101	8,983333	
10	Point	8		Adforton		508270	5798364	Inglaterra	151	8,95	
11	Point	9		Admington	Admington, du	588449	5774177	Inglaterra	73	9,458333	
12	Point	10		Airton		555580	5987269	Inglaterra	173	8,6	
13	Point	11		Aldborough Gas Ser	Aldborough Ga	606093	5994970	Inglaterra	25	9,266667	
14	Point	12	a	Alderton	Alderton STW,	568700	5761341	Inglaterra	58	9,641667	
15	Point	12	b	Alderton	Alderton STW,	568700	5761341	Inglaterra	58	9,641667	
16	Point	13	a	Alderton FTS	Rear of Manor	553117	5710606	Inglaterra	125	9,283333	
17	Point	13	b	Alderton FTS	Rear of Manor	553117	5710606	Inglaterra	125	9,283333	
18	Point	14		Aldridge Brickworks	Aldridge Brickw	573515	5829557	Inglaterra	172	8,975	
19	Point	15	a	Alford	Alford STW, ne	712215	5906236	Inglaterra	6	9,65	
20	Point	15	b	Alford	Alford STW, ne	712215	5906236	Inglaterra	6	9,65	
21	Point	16		Alltrodyn Arms		412775	5771089	Wales	157	9,316667	
22	Point	17	a	Alrewas	Alrewas, Staffo	584764	5843418	Inglaterra	56	9,575	

Figura 10. Ejemplo de la salida gráfica de la base de datos global.

FID	Shape *	ID	CELDA	NOMBR	LOCACIÓN	E	N	País	TIPO DE AG	ALTITUD
1	Point	1	b	Abberley		542477	5795225	Inglaterra	Municipal	
2	Point	1	c	Abberley		542477	5795225	Inglaterra	Municipal	
3	Point	2		Aberdee		554799	6334416	Escocia	Municipal	
4	Point	3		Aberuthv	Perth Region, Scott	459625	6242144	Escocia	Municipal	
5	Point	4		Achmore	Achmore, Isle of Le	345642	6358416	Escocia	Municipal	
6	Point	5	a	Acle	Acle, near Norwich,	807856	5841759	Inglaterra	Municipal	
7	Point	5	b	Acle	Acle, near Norwich,	807856	5841759	Inglaterra	Municipal	
8	Point	7		Adbaston	Adbaston, near Telf	543692	5855285	Inglaterra	Municipal	
9	Point	8		Adforton		508270	5798364	Inglaterra	Municipal	
10	Point	9		Adminto	Admington, due So	588449	5774177	Inglaterra	Municipal	
11	Point	10		Airton		555580	5987269	Inglaterra	Municipal	
12	Point	12	a	Alderton	Alderton STW,	568700	5761341	Inglaterra	Municipal	
13	Point	12	b	Alderton	Alderton STW,	568700	5761341	Inglaterra	Municipal	
14	Point	13	a	Alderton	Rear of Manor Far	553117	5710606	Inglaterra	Municipal	
15	Point	13	b	Alderton	Rear of Manor Far	553117	5710606	Inglaterra	Municipal	
16	Point	15	a	Alford	Alford STW, near Y	712215	5906236	Inglaterra	Municipal	
17	Point	15	b	Alford	Alford STW, near Y	712215	5906236	Inglaterra	Municipal	
18	Point	17	a	Alrewas	Alrewas, Staffordsh	584764	5843418	Inglaterra	Municipal	
19	Point	17	b	Alrewas	Alrewas, Staffordsh	584764	5843418	Inglaterra	Municipal	
20	Point	18		Alstonefi	Alstonefield, STW,	579912	5883731	Inglaterra	Municipal	
21	Point	19		Alveley		543808	5812193	Inglaterra	Municipal	
22	Point	20		Amisfield	Dunfries Region, S	463815	6109293	Escocia	Municipal	
23	Point	21	a	Anston	Anston, SE of Roth	548764	5821164	Inglaterra	Municipal	

Figura 11. Ejemplo de la salida gráfica de la base de datos de aguas municipales y domésticas.

La información contenida en las bases de datos, junto con la información cartográfica recogida nos permite gestionar opciones visuales en donde se pueda observar la relación entre las variables consideradas: rendimiento vs. temperatura (media, máxima

y mínima), rendimiento vs. precipitación, rendimiento vs. tipo de sistema, rendimiento vs. rango altitudinal. Se han elaborado salidas gráficas tanto para la totalidad de los humedales como para los humedales que específicamente tratan aguas residuales

domésticas y municipales. A continuación, en la Figura 12, se presenta a manera de

ejemplo un esquema de las salidas gráficas generadas. Los mapas se presentan en el Anexo 1. Cartografía, mapas del 9 - 55.

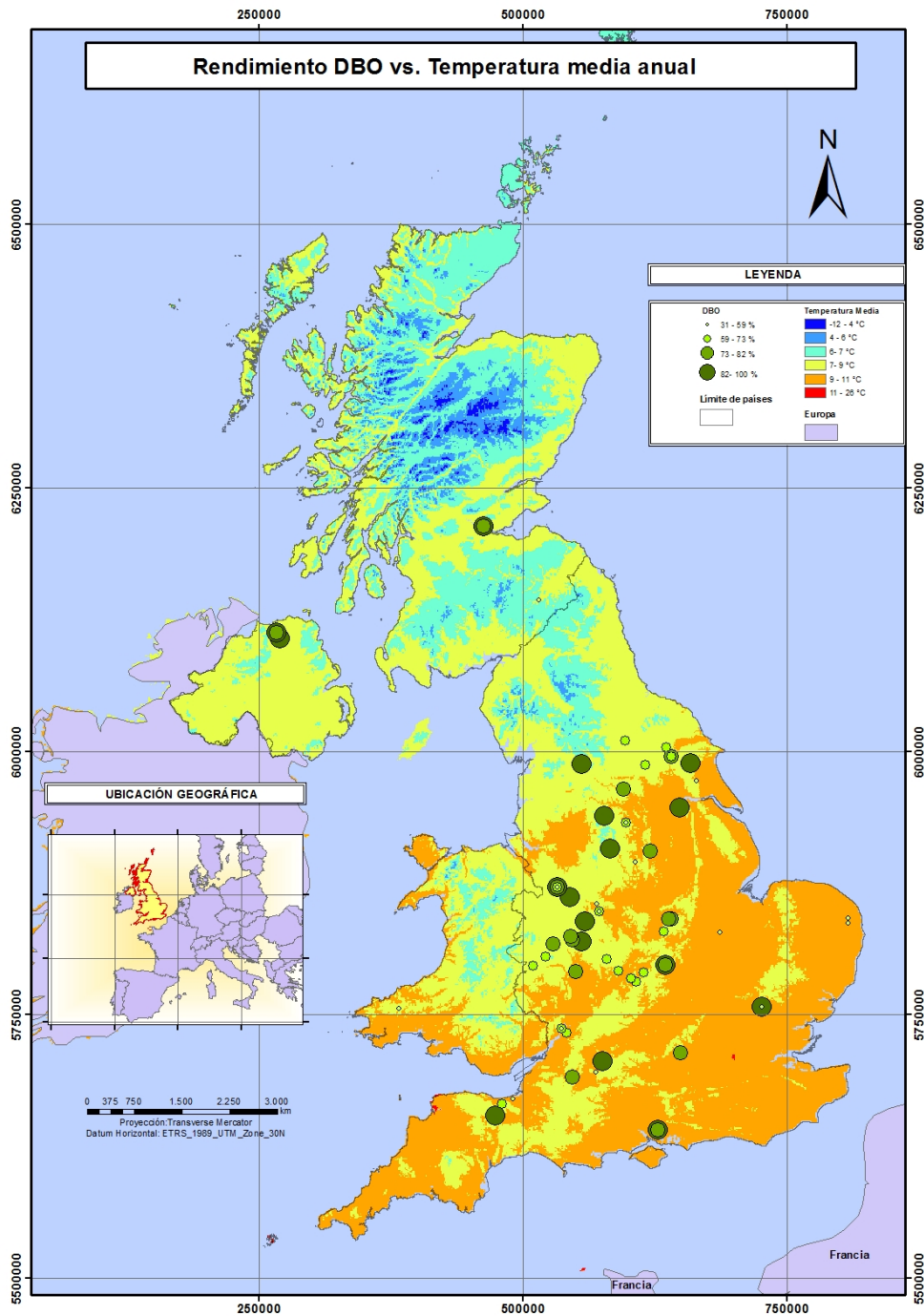


Figura 12. Esquema rendimiento DBO₅ vs. Temperatura media anual

4.5 Establecimiento de correlaciones.

4.5.1 Eficiencia humedales vs. condiciones ambientales.

A continuación, en las Figuras de la 13 a la 19 se presentan las gráficas obtenidas del

análisis exploratorio realizado al respecto de la eficiencia de los humedales artificiales frente a la temperatura, precipitación y altitud.

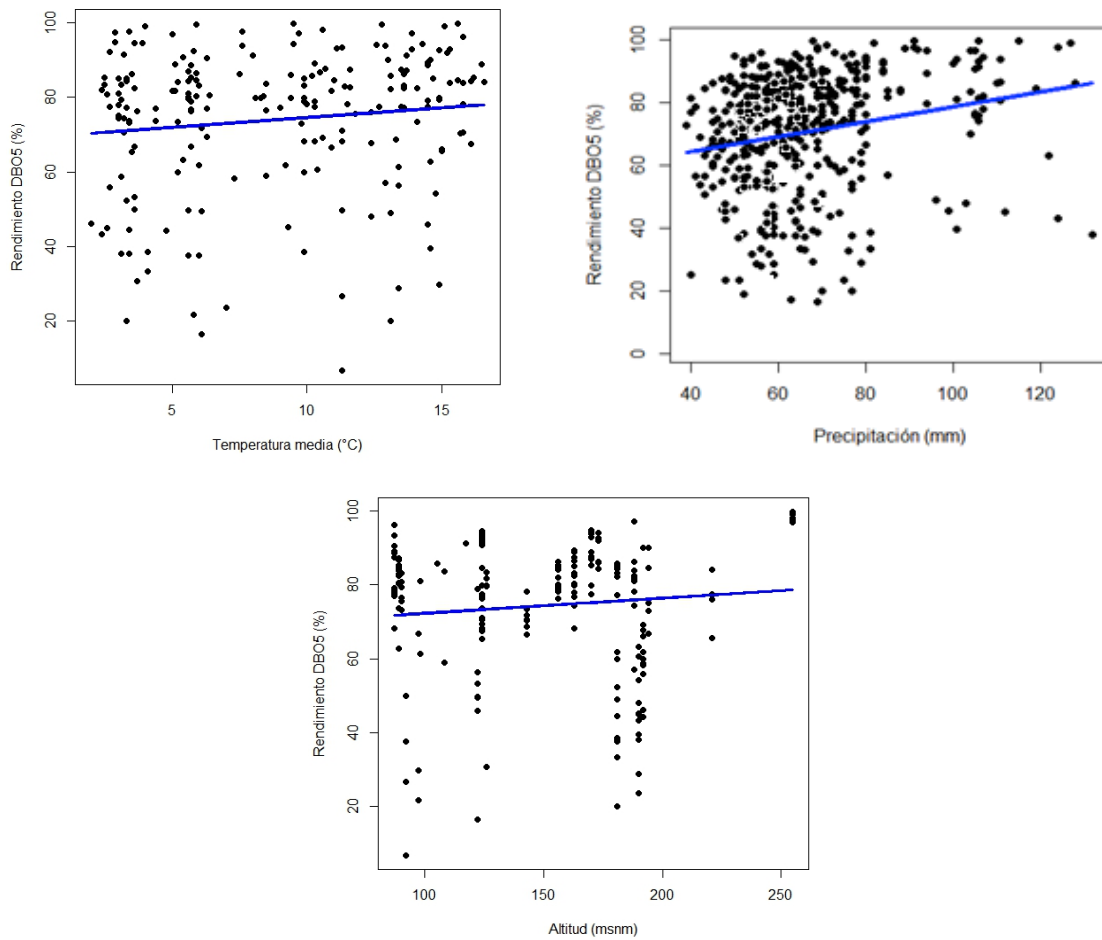


Figura 13. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de DBO₅ vs. variables ambientales.

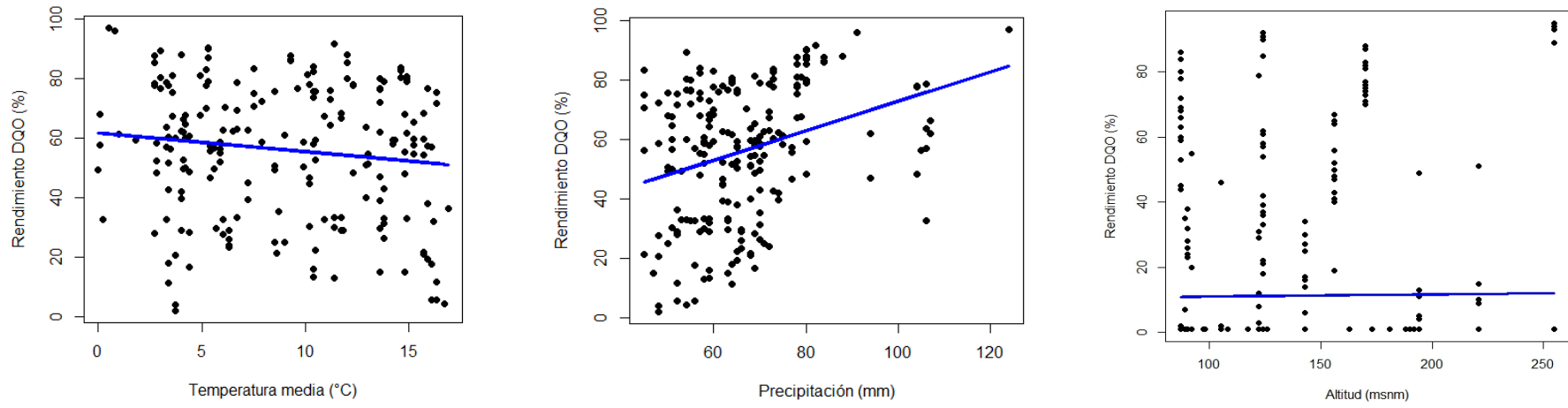


Figura 14. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de DQO vs. variables ambientales.

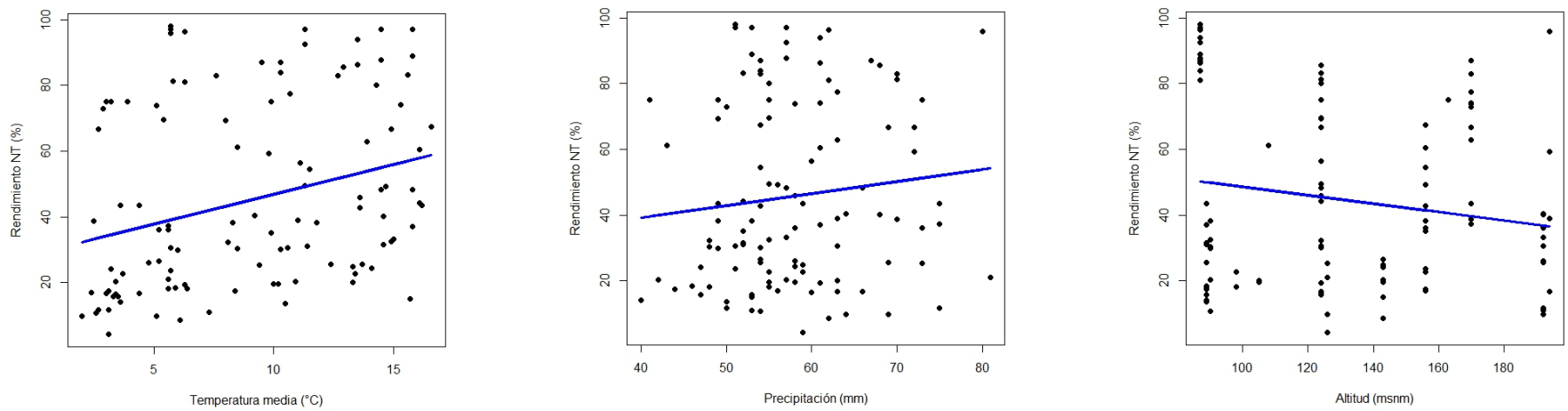


Figura 15. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de Nitrógeno Total (NT) vs. variables ambientales.

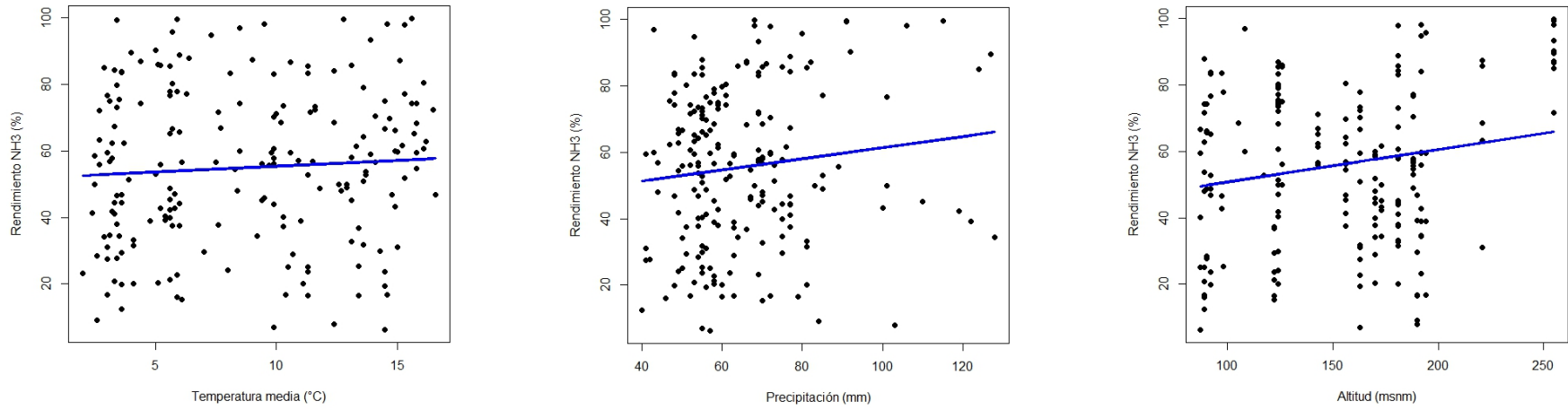


Figura 16. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de Amoníaco (NH₃) vs. variables ambientales.

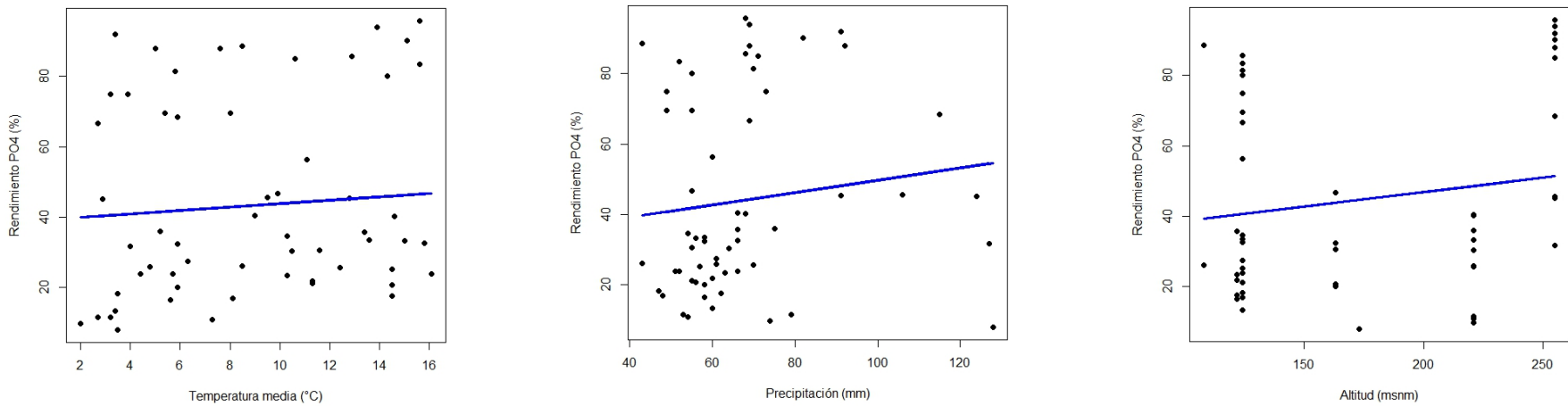


Figura 17. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de Fosfatos (PO₄) vs. variables ambientales.

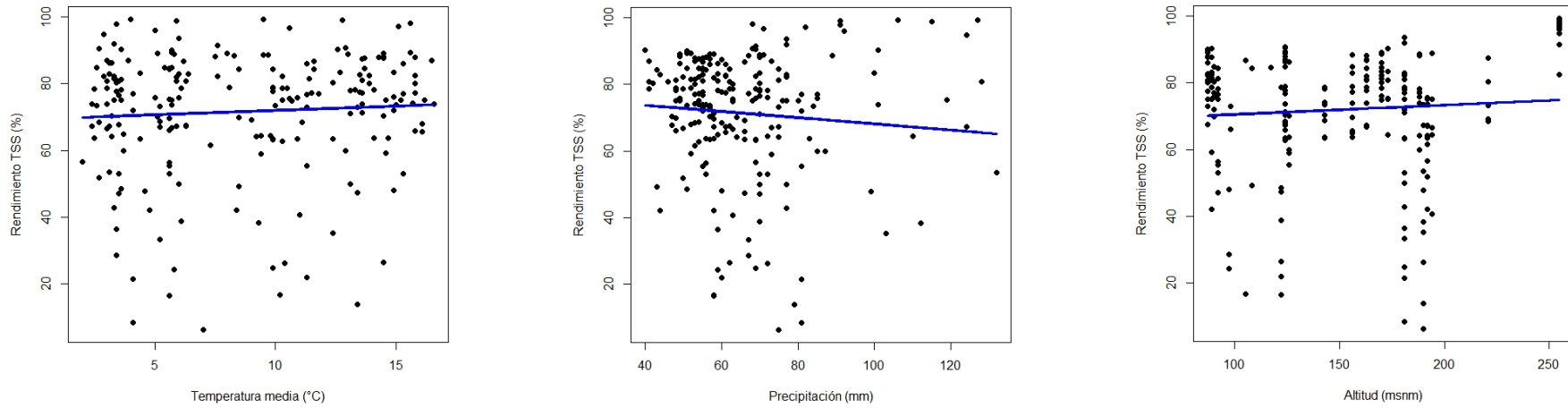


Figura 18. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de Sólidos Totales Suspendedos (TSS) vs. variables ambientales.

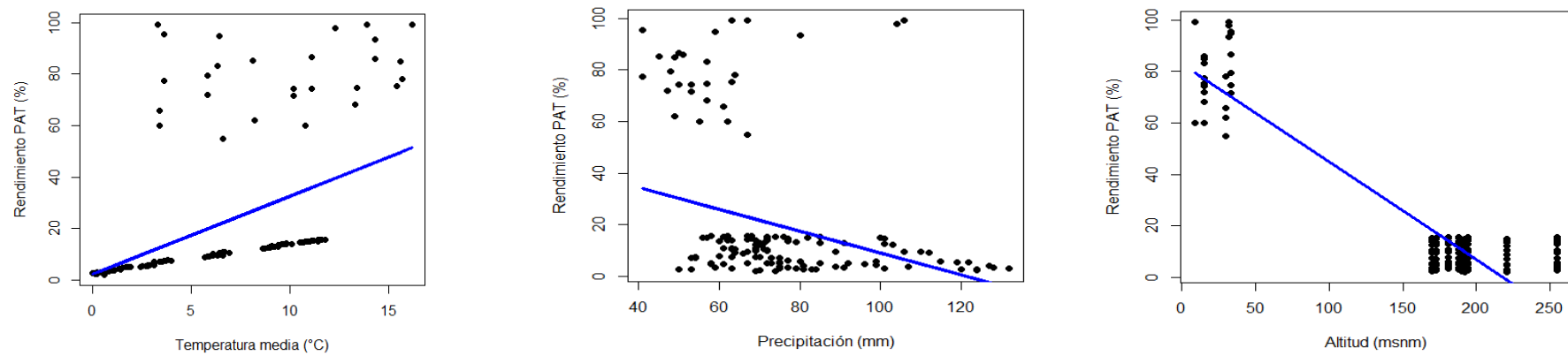


Figura 19. Análisis exploratorio de la relación eficiencias de remoción de Patógenos (PAT.) vs. variables ambientales.

Conforme a lo indicado en el acápite 3.6 se optó por realizar una correlación separando humedales por rangos altitudinales, a

continuación, en las Tablas V, VI y VII se evidencian las correlaciones realizadas para cada grupo.

Tabla 5. Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: humedales entre 0 y 85 msnm (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NT: Nitrógeno Total, NH₃: Amoniaco, PO₄: Fosfatos, TSS: Solidos Totales Suspendidos, PAT.: Patógenos; T med.: temperatura media, T mín.: temperatura mínima, T máx.: temperatura máxima, Precip.: precipitación.).

	%DBO ₅	%DQO	%NT	%NH ₃	%PO ₄	%TSS	%PAT.
T med.	-0,09	-0,14	0,03	0,02	-0,03	-0,09	0,13
T mín.	-0,09	-0,15	-0,01	0,03	-0,05	-0,09	0,13
T máx.	-0,09	-0,13	0,01	0,03	-0,003	0,16	0,14
Precip.	0,26	0,29	-0,03	0,02	0,16	0,16	0,44
Altitud	-0,17	-0,64	0,32	0,01	-0,54	0,16	0,44

Tabla 6. Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: humedales entre 84 y 170 msnm (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NT: Nitrógeno Total, NH₃: Amoniaco, PO₄: Fosfatos, TSS: Solidos Totales Suspendidos, PAT.: Patógenos; T med.: temperatura media, T mín.: temperatura mínima, T máx.: temperatura máxima, Precip.: precipitación.).

	%DBO ₅	%DQO	%NT	%NH ₃	%PO ₄	%TSS	%PAT.
T med.	0,09	0,02	0,28	0,02	-0,05	0,04	-
T mín.	0,10	0,02	0,29	0,02	-0,02	0,05	-
T máx.	0,08	0,02	0,27	0,02	-0,07	0,03	-
Precip.	-0,12	-0,08	0,10	0,08	0,09	-0,25	-
Altitud	0,16	0,01	-0,21	0,05	-0,20	0,07	-

Tabla 7. Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: humedales entre 170 y 225 msnm (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NT: Nitrógeno Total, NH₃: Amoniaco, PO₄: Fosfatos, TSS: Solidos Totales Suspendidos, PAT.: Patógenos; T med.: temperatura media, T mín.: temperatura mínima, T máx.: temperatura máxima, Precip.: precipitación.).

	%DBO ₅	%DQO	%NT	%NH ₃	%PO ₄	%TSS	%PAT.
Tmed.	0,19	-0,05	0,34	0,17	0,39	0,10	-
Tmín.	0,19	-0,03	0,32	0,19	0,39	0,10	-
Tmáx.	0,18	-0,07	0,33	0,15	0,38	0,12	-
Precip.	0,04	0,45	0,09	0,12	0,05	0,10	-
Altitud	0,34	0,23	-0,63	0,57	0,77	0,10	-

Por otra parte, se realizó un análisis de los rendimientos considerando de forma independiente los diferentes tipos de humedal para ello se consideró los principales grupos

de humedales: de flujo superficial, de flujo subsuperficial horizontal y de flujo subsuperficial vertical, los cuales se presentan de las Tablas VIII a la X

Tabla 8. Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: Humedales de flujo superficial (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NT: Nitrógeno Total, NH₃: Amoníaco, PO₄: Fosfatos, TSS: Solidos Totales Suspendidos, T med.: temperatura media, T mín.: temperatura mínima, T máx.: temperatura máxima, Precip.: precipitación).

	%DBO ₅	%DQO	%NT	%NH ₃	%PO ₄	%TSS
Tmed.	0,08	0,51	0,08	-0,01	0,01	0,10
Tmin	0,04	0,54	0,08	0,00	0,01	0,11
Tmáx	0,09	0,48	0,08	-0,01	0,01	0,10
Precipitación	-0,08	0,32	0,01	0,07	0,01	-0,13
Altitud	-0,06	0,79	0,53	0,29	0,86	-0,25

Tabla 9. Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: Humedales de flujo subsuperficial horizontal (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NT: Nitrógeno Total, NH₃: Amoníaco, PO₄: Fosfatos, TSS: Solidos Totales Suspendidos, PAT.: Patógenos; T med.: temperatura media, T mín.: temperatura mínima, T máx.: temperatura máxima, Precip.: precipitación).

	%DBO ₅	%DQO	%NT	%NH ₃	%PO ₄	%TSS	%PAT
Tmed.	-0,01	-0,06	0,14	0,03	0,03	-0,04	0,17
Tmin	-0,01	-0,06	0,13	0,02	0,01	-0,05	0,18
Tmáx	-0,003	-0,06	0,14	0,04	0,06	-0,03	0,16
Precipitación	0,03	0,30	0,01	-0,09	0,06	0,01	0,35
Altitud	0,03	-0,50	-0,004	0,22	-0,39	-0,01	0,14

Tabla 10. Correlación rendimientos y variables ambientales analizadas: Humedales de flujo subsuperficial vertical (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, NT: Nitrógeno Total, NH₃: Amoníaco, PO₄: Fosfatos, TSS: Solidos Totales Suspendidos, T med.: temperatura media, T mín.: temperatura mínima, T máx.: temperatura máxima, Precip.: precipitación).

	%DBO ₅	%DQO	%NT	%NH ₃	%PO ₄	%TSS
Tmed.	-0,06	-0,14	-0,09	0,03	0,09	-0,09
Tmin	-0,03	-0,12	-0,13	0,05	0,12	-0,07
Tmáx	-0,08	-0,16	-0,07	0,01	0,07	-0,11
Precipitación	0,47	0,49	-0,07	0,38	0,38	0,55
Altitud	0,34	0,38	-0,42	0,31	0,72	0,48

4.5.2 Eficiencia humedales vs. condiciones operativas.

de contaminante clasificadas por tipo de sistema.

A continuación, en las Tablas de la XI a la XVII, se presenta las eficiencias de remoción

Tabla 11. Rendimientos DBO₅ por tipo de sistema (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno. Adaptado de CWA Database, 2011).

DBO ₅ (%)	Subsuperficial horizontal	Flujo subsuperficial vertical	Flujo superficial	Híbrido
0-25	0	0	0	0
25-50	4	5	5	0
50-75	26	4	3	1
75-100	29	6	5	1

Tabla 12. Rendimientos DQO por tipo de sistema (DQO: Demanda Química de Oxígeno. Adaptado de CWA Database, 2011).

DQO (%)	Subsuperficial horizontal	Flujo subsuperficial vertical	Flujo superficial
0-25	1	2	0
25-50	13	6	1
50-75	22	1	0
75-100	4	2	1

Tabla 13. Rendimientos NT por tipo de sistema (NT: Nitrógeno Total. Adaptado de CWA Database, 2011).

NT (%)	Subsuperficial horizontal	Flujo subsuperficial vertical	Flujo superficial
0-25	6	1	0
25-50	11	2	1
50-75	7	1	2
75-100	11	0	2

Tabla 14. Rendimientos NH₃ por tipo de sistema (NH₃: Amoniaco. Adaptado de CWA Database, 2011).

NH ₃ (%)	Subsuperficial horizontal	Flujo subsuperficial vertical	Flujo superficial	Híbrido
0-25	16	4	0	0
25-50	20	5	7	0
50-75	18	4	6	1
75-100	8	2	0	0

Tabla 15. Rendimientos PO₄ por tipo de sistema (PO₄: Fosfatos. Adaptado de CWA Database, 2011).

PO ₄ (%)	Subsuperficial horizontal	Flujo subsuperficial vertical	Flujo superficial	Híbrido
0-25	11	3	3	
25-50	19	3	1	1
50-75	6	2	1	
75-100	3	0	0	

Tabla 16. Rendimientos TSS por tipo de sistema (TSS: Sólidos Suspendidos Totales. Adaptado de CWA Database, 2011).

TSS (%)	Subsuperficial horizontal	Flujo subsuperficial vertical	Flujo superficial	Híbrido
0-25	0	1	0	0
25-50	4	4	2	1
50-75	26	8	6	0
75-100	32	1	6	1

Tabla 17. Rendimientos patógenos por tipo de sistema (PAT: Patógenos. Adaptado de CWA Database, 2011).

PAT (%)	Subsuperficial horizontal	Flujo subsuperficial vertical
0-25	0	0
25-50	0	0
50-75	1	0
75-100	5	1

5 DISCUSIÓN.

5.1 Análisis eficiencia de remoción de contaminantes.

En el presente estudio se realizó la geolocalización de un total de 892 sistemas de humedales artificiales, que contienen un total de 1.383 celdas de tratamiento individuales. En función de la disponibilidad de la información, únicamente se pudo obtener la eficiencia de remoción de contaminantes para un total de 94 humedales artificiales.

Es importante mencionar las dificultades identificadas al momento de obtener este parámetro, puesto que los humedales no habían sido monitoreados de forma constante, o al menos considerando un patrón en el muestreo. Se trató más bien de

mediciones aisladas realizadas dentro de un periodo de tiempo que variaba según el humedal por lo que no se contaba con una cantidad de datos equivalentes para cada uno de ellos.

Es fundamental señalar que el uso de extrapolaciones entre humedales distintos para obtener eficiencias de los mismos debe realizarse con cautela y especialmente cuando se cuenta con una base de información sólida, además debe considerar variables externas para este efecto, como la climatología, el tiempo de funcionamiento del humedal, procesos internos de colmatación, vegetación, la cinética de la actividad bacteriana propia del lecho, entre otros (Kadlec y Wallace, 2009).

Por otra parte, el uso de conjuntos de datos de diferentes humedales artificiales permiten identificar valores medios para diferentes tratamientos; no obstante, no son útiles a la hora de predecir el comportamiento individual de los humedales (Kadlec y Wallace, 2009). En este sentido, la obtención de rendimientos realizada debe ser considerada con precaución debido a las deficiencias en la calidad de los datos y la falta de información que hubiese permitido obtener un mejor análisis de la eficiencia real de los humedales de estudio.

En cuanto a los rendimientos calculados que se presentan en la Tabla 4, se observa lo siguiente:

- Para DBO₅, la eficiencia se presenta entre el 9% y el 91%, con una media de alrededor del 70%. El rendimiento máximo se observa para el humedal 897 Will's Barn, ubicado en Somerset, Inglaterra, a una temperatura media de 8,89°C y precipitaciones del orden de 1.105 mm anuales, se trata de un sistema de flujo subsuperficial vertical que recibe aguas de tipo doméstico. El rendimiento mínimo, en cambio, se observó en el humedal 5 Acle, ubicado en Somerset, Inglaterra, a una temperatura media de 10,1°C y precipitaciones del orden de 611 mm anuales, es un sistema de flujo subsuperficial horizontal, que trata aguas de tipo municipal.
- Para DBO₅, la eficiencia se presenta entre el 31% y 99%, con una media de alrededor del 75%. El rendimiento máximo se observa para el humedal 897 Will's Barn, ubicado en Somerset, Inglaterra, a una temperatura media de 8,89°C y precipitaciones del orden de 1.105 mm anuales, es un sistema de flujo subsuperficial vertical, que trata aguas de tipo doméstico. Por otra parte, el rendimiento mínimo se observa para el humedal 770 Stockley (bed 2), ubicado en Wiltshire, Inglaterra, a una temperatura media de 9,48°C y precipitaciones del orden de 715 mm anuales, es un sistema de flujo superficial horizontal, que trata aguas de tipo municipal.
- Para NT, la eficiencia se encuentra entre el 8% y el 97%, con una eficiencia media del 56%. El rendimiento máximo se observa para el humedal 39 Audlem, ubicado en Audlem, Inglaterra, a una temperatura media de 9,09°C y precipitaciones del orden de 728 mm anuales, se trata de un sistema de flujo subsuperficial horizontal, que depura aguas de tipo municipal. El rendimiento mínimo se observa para el humedal 770 Culcrow, ubicado en Culcrow, Irlanda del Norte, a una temperatura media de 8,64°C y precipitaciones de 1.020 mm anuales, es un sistema de flujo superficial horizontal que recibe aguas de tipo municipal.

- Para NH₃, el rendimiento mínimo se encuentra alrededor del 6% y fue registrado en el humedal 404 Himley, ubicado en Staffordshire, Inglaterra, con una temperatura media de 9,33 °C y 676 mm de precipitación, se trata de un sistema de tipo subsuperficial horizontal que trata aguas municipales. Por otra parte, la eficiencia máxima de remoción se registró en 97% aproximadamente, el cual se observó en el humedal 134 Broxton, ubicado en Broxton, Essex, Inglaterra, con una temperatura media de 9,49 °C y precipitaciones de 593 mm, es también un humedal de flujo subsuperficial horizontal que trata aguas municipales. La eficiencia media del grupo de humedales la media para este parámetro es del 46%.
- Para PO₄, se registró un rendimiento mínimo de 4% y un máximo de 89%, con una media de eficiencia de remoción del 35%. El rendimiento máximo se registra en el humedal 134 Broxton, ubicado en Broxton, Essex, Inglaterra, con una temperatura media de 9,49 °C y precipitaciones de 593 mm, se trata de un humedal de flujo subsuperficial horizontal, que depura aguas municipales. El rendimiento mínimo 168 Cherry Burton, ubicado en la población del mismo nombre en el condado de Yorkshire en Inglaterra, la temperatura media es de 9,39°C y la precipitación se encuentra alrededor de 682 mm. Se trata de un sistema de flujo subsuperficial horizontal, que recibe aguas de tipo municipal.
- En lo referente a TSS, el rendimiento se encuentra entre 19% y 95%, con una eficiencia media de 68% para el grupo de humedales. El rendimiento máximo se observa para el humedal 897 Will's Barn, ubicado en Somerset, Inglaterra, a una temperatura media de 8,89°C y precipitaciones del orden de 1.105 mm anuales, es un sistema de Flujo subsuperficial vertical, que trata aguas de tipo doméstico. Mientras que el rendimiento mínimo se ubicó en el humedal 256 Drointon, ubicado en la comunidad del mismo nombre en Staffordshire, Inglaterra. Se observa para el área del humedal una temperatura media de 9,32°C y precipitaciones de alrededor de 755 mm. El sistema de tratamiento es de tipo subsuperficial vertical y se trata agua proveniente de agricultura.
- En cuanto a patógenos se debe mencionar que es el parámetro con menor registro de información por lo que este se debe considerar únicamente como referencial. El rendimiento registrado se encuentra entre 65% y 86%. El máximo rendimiento se registró en el humedal 157 Castleroe (peat bed), ubicado cerca de Londonderry, Irlanda del norte. Se registra una

temperatura media de 8,49°C y precipitación media anual de 1.049 mm. Se trata de un sistema de flujo subsuperficial vertical, que recibe aguas de tipo municipal. Por otra parte, el rendimiento mínimo se observó en el humedal 168 Cherry Burton, ubicado en la población del mismo nombre en el condado de Yorkshire en Inglaterra, la temperatura media es de 9,39°C y la precipitación se encuentra alrededor de

682 mm. Se trata de un sistema de flujo subsuperficial horizontal, que depura aguas de tipo municipal.

En la bibliografía existente a menudo se citan valores de eliminación de contaminantes para cada sistema de tratamiento, a continuación, en la Tabla 18 se presenta un resumen que incorpora la información propuesta por algunos autores.

Tabla 18. Eficiencias esperadas para humedales artificiales (DBO₅: Demanda Biológica de Oxígeno, DQO: Demanda Química de Oxígeno, TSS: Solidos Totales Suspendidos, NT: Nitrógeno Total, P: Fósforo).

Parámetro	Flujo superficial horizontal	Flujo subsuperficial horizontal	Flujo subsuperficial vertical
DBO ₅	80-90	90-95	90-95
DQO	75-85	80-90	80-90
TSS	-	90-95	90-95
NT	35-50	20-30	60-70
P	20-35	20-30	20-30
Coliformes	99-99,9	95 ¹ -99	95 ¹ -99
Referencias	(Bastian y Hammer, 1993)	(Ortega et al., 2010) (Greenway, 2005) ¹	(Ortega et al, 2010) (Greenway, 2005) ¹

En forma general, se aprecia que los humedales artificiales en estudio presentan eficiencias de remoción de contaminantes se encuentran dentro de los rangos esperados; es decir, se registran rendimientos importantes en la remoción de DBO₅ y DQO, rendimientos medios a bajos para remoción de nutrientes. Los humedales de Reino Unido se comportan conforme a lo esperado considerando los criterios establecidos en la bibliografía.

5.2 Rendimiento vs. parámetros ambientales.

5.2.1 Temperatura.

La temperatura ambiente, así como los cambios estacionales son elementos que afectan al desempeño de tratamiento de los humedales artificiales. La temperatura afecta al funcionamiento del humedal ya que este influye sobre la actividad biológica y microbiológica de los humedales; la variaciones estacionales afectan la remoción de los diferentes contaminantes,

especialmente sobre el nitrógeno (Kadlec y Wallace, 2009).

De igual forma, aquellos humedales que operan mediante flujo superficial suelen ser los más afectados a cambios de temperatura por estar el agua expuesta a la atmósfera. Por otra parte, los humedales artificiales de flujo subsuperficial, no se ven fuertemente afectados por la temperatura puesto que el agua no circula en contacto con la superficie y a su vez se encuentra protegido por biomasa muerta que se deposita sobre el lecho filtrante (Ortega et al., 2010).

En lo referente al análisis realizado para los humedales de Reino Unido, que se observa tanto en las Figuras de la 13 a la 19, como en las Tablas V, VI y VII se aprecia que no existe una marcada relación entre estos dos factores, de hecho los humedales parecen tener una eficiencia constante frente a la temperatura. Los coeficientes de correlación de eficiencia frente a temperatura se muestran poco significativos, lo cual no nos permite asegurar que exista una relación entre ellos.

La ocurrencia del fenómeno puede darse debido dos factores importantes; el primero de ellos se basa en que si bien la bibliografía señala la estrecha relación entre estos componentes, también nos indica que especialmente humedales que operan en condiciones de tipo subsuperficial se ven

escasamente afectados por alteraciones climáticas, en este sentido se contabiliza un total de 80 humedales artificiales (de los 94 en análisis) que operan bajo estas condiciones. También se debe considerar que la viabilidad del funcionamiento de los sistemas durante el invierno depende de la temperatura del agua en el interior del depósito y que generalmente la temperatura del agua residual es bastante estable, esta se encuentra entre 15° y 20°C, lo que facilita el desarrollo de los microorganismos a lo largo del año (Martín et al., 2006), por supuesto, la temperatura del agua se asemejará a la temperatura ambiente, dependiendo de la distancia que recorre el agua residual desde el punto de descarga hasta el sistema de tratamiento.

En cuanto a los humedales que poseen un flujo de tipo superficial, según Ortega et al. (2010), 2010, existen condiciones operativas bajo las cuales puede reducirse el efecto térmico, por ejemplo, incrementar el espesor de la lámina de agua a objeto de minimizar la posibilidad de que llegue a congelarse toda la masa de agua.

Así mismo, existen estudios que indican que la variación estacion estacional en humedales artificiales depende en mayor medida del tipo de vegetación que posee y que la temperatura en si mismo no es un predictor fiable de la eficiencia de remoción de los contaminantes (Stein y Hook, 2010). Según Kadlec y Reedy (2001), no se observa una mejora en la eficiencia de remoción de DBO₅ en

humedales artificiales al incrementar la temperatura, de hecho en algunos casos se ha observado descensos, por lo cual se indica que la temperatura como único factor no puede ser considerado para interpretar la eficiencia de un humedal artificial.

En este sentido en función de las condiciones operativas de cada humedal es posible que efectivamente para este grupo de humedales la temperatura ambiente no constituya el factor determinante en la eficiencia de su operación.

Debe considerarse también, las limitaciones al respecto de los registros de monitoreo existentes ya mencionadas en el acápite anterior ya que la calidad de los datos generará inevitablemente una influencia sobre los resultados obtenidos.

Por lo expuesto anteriormente podríamos indicar los humedales de Reino Unido trabajan independientemente de la temperatura y esto puede deberse a sus condiciones operativas particulares; no obstante, no se cuenta con evidencia de las maniobras específicas de su operación por lo que no es posible ampliar el análisis.

5.2.2 Precipitación.

La precipitación constituye uno de los criterios principales en el dimensionamiento de los humedales artificiales, puesto que la

selección de la lluvia de diseño permite determinar el tamaño del humedal y su volumen (Peña y Lara, 2012). Dentro del humedal la lluvia puede causar diversos efectos sobre la eficiencia de los mismos, entre los principales se encuentran: acorte del tiempo de retención hidráulica, dilución de la concentración de los contaminantes (Peña et al., 2003) y condiciona la capacidad de adaptación de las plantas vegetales a los sistemas (Quintero, 2014)

Así mismo, según Kadlec y Wallace (2009), es importante considerar el ingreso de agua lluvia al sistema, especialmente cuando esta puede venir cargada con contaminantes que el sistema trataría adicionalmente al flujo de entrada normal .

La eficiencia de remoción de contaminantes frente a la precipitación se aprecia más variable, en general, se observa una tendencia ligera a que la remoción aumenta en sitios donde se registra mayor precipitación, excepto para el caso de NT³, esto podría darnos una idea de ocurrencia de dilución al interior del sistema, lo cual representa una mejora en los niveles de eficiencia de remoción de contaminante de los humedales. Sin embargo, el análisis individualizado presenta una correlación variable no importante (entre 0,02 y 0,44), lo cual no

³ Es importante recordar que la información referente a patógenos se encuentra sesgada por lo cual no se ha tomado para la discusión, a pesar de que se ha calculado su correlación.

permite asegurar que su funcionamiento realmente se vea influenciado por este parámetro.

Los resultados, tal cual se encuentran expuestos indican que la precipitación tiene un efecto ligeramente positivo sobre la operación del humedal; no obstante, esto se encuentra ligado nuevamente a las condiciones operativas del día a día a las que se encuentran sometidos los sistemas, así como a los criterios de diseño que fueron utilizados al momento de la construcción de cada humedal, de esta forma si los humedales fueron diseñados considerando el caudal de agua lluvia, este parámetro no ofrecerá un efecto negativo sobre el sistema.

5.2.3 Altitud.

La literatura existente al respecto de humedales artificiales no establece una relación visible entre la eficiencia de remoción de los contaminantes y la altitud a la que estos se encuentran; no obstante, esta variable se encuentra relacionada con la temperatura a través del gradiente térmico vertical, el cual establece que al aumentar la altura disminuye la temperatura del aire.

De cumplirse esta relación, se debería observar un comportamiento inverso al establecido en la variable temperatura en los humedales de análisis. Sin embargo, como se puede observar en las Figuras de la 13 a la 19 y en las Tablas V, VI y VII, la altitud no refleja algún tipo de tendencia con respecto al

rendimiento de los humedales, al igual que ocurre con la temperatura, este parece trabajar de forma independiente. Nuevamente la explicación a este fenómeno estaría relacionado a que los humedales artificiales en análisis, especialmente de tipo subsuperficial, operan de forma independiente a la temperatura, por lo que no se aprecian modificaciones importantes a causa de estos dos parámetros. Es así que la eficiencia de los humedales se mantiene en niveles sobre el 75% en la mayor parte de los casos.

5.3 Rendimiento Vs. tipo de operación.

Los humedales artificiales independientemente del tipo de operación, presentan niveles de remoción de contaminantes importantes, a pesar de ello existen diferentes tipos de sistemas, y la selección de los mismos depende del área de emplazamiento (Arias y Brix, 2003). En el caso de estudio Reino Unido, se observa en especial la existencia de 4 tipos de humedales: flujo superficial, flujo subsuperficial horizontal, flujo subsuperficial vertical y sistemas híbridos.

Los humedales de flujo superficial, son válidos para todo tipo de climas, pero en invierno la capa de hielo que se forma sobre ellos puede influir de forma negativa sobre la operación del humedal y el rendimiento de remoción de contaminantes puede ser menor que con otros sistemas (Hoffman et al., 2011).

Por otra parte, los humedales de flujo subsuperficial pueden trabajar en condiciones más frías que los humedales de flujo superficial presentando mejores rendimientos. Este tipo de sistemas suele presentar deficiencias en la oxidación de amonio debido a la baja capacidad en el transporte de oxígeno a lo largo del sistema, por lo que requiere un sistema de aireación bien diseñado. También requieren espacios amplios por lo que son más costosos (Ortega et al., 2010).

En cuanto a los humedales de flujo subsuperficial vertical, son sistemas versátiles que pueden aplicarse de distintas formas, una de las más comunes es la modalidad llenado y vaciado, lo cual permite una mayor oxigenación del sistema mejorando la oxidación de amonio creando un ambiente aerobio y anóxico a la vez, también se puede ingresar el agua desde el fondo para generar un ambiente anóxico lo cual es útil en la remoción de metales y materiales halogenados (Kadlec y Wallace, 2009).

Los sistemas híbridos, por su parte, son combinaciones de diferentes tipos de humedales con el fin de lograr una mayor eficacia en el tratamiento, en especial para la eliminación de nitrógeno y patógenos. En este caso, las ventajas de los sistemas se

combinan para complementarse entre sí. (Hoffman et al., 2011).

En el caso de los humedales analizados, se puede apreciar en las Tablas de la VIII a la XIV, que Reino Unido ha optado mayoritariamente por el uso de humedales de flujo subsuperficial horizontal, que a su vez son los que mayores rendimientos presentan comparados con otros sistemas aplicados, especialmente para el parámetro DBO_5 , DQO, TSS, esta tendencia no se observa en los parámetros NT, NH_3 y PO_4 , los cuales presentan mayor número de casos con eficiencias de remoción comprendidas entre el 20 y el 50%.

En lo que respecta al uso de humedales artificiales de flujo subsuperficial vertical, se aprecia remociones interesantes únicamente para DBO_5 , y para el resto de parámetros las eficiencias se concentran entre el 25% y 75%, esto se ve influenciado en gran medida por la escasez de datos al respecto de los rendimientos de este tipo de humedal en Reino Unido. Algo similar ocurre con los humedales de flujo superficial, en donde nuevamente DBO_5 , es el parámetro con mayor remoción, sin que se pueda establecer una tendencia clara sobre si esto se puede ajustar al desarrollo del resto de humedales.

5.4 Base de datos.

La base de datos georreferenciada de los humedales artificiales en Reino Unido

incorpora componentes de tipo cartográfico y alfanumérico. La base alfanumérica contempla las 15 variables de análisis utilizando los valores anuales de cada una de ellas. Además de la representación espacial de estos datos, se incluye capas geográficas de las variables fisiográficas: altitud, temperatura media, máxima y mínima y precipitaciones.

La representación de las variables ambientales en las salidas gráficas se ha realizado utilizando el método de desviación estándar el cual nos permite crear rangos de temperatura separados de la media en una desviación estándar hacia cada extremo.

Por otra parte, para la representación de los rendimientos se ha utilizado el criterio de clasificación por cuantiles (4), puesto que de esta forma agrupamos los datos de forma equiparable, lo cual nos permite conocer en que rangos de eficiencia se encuentra el 25%, 50%, 75% y 100% de los datos.

La información presentada de forma gráfica en el Anexo 1 se corresponde con la información calculada en el punto 4.5.1. En el módulo de visualización se puede observar que los mejores rendimientos se presentan a diferentes rangos de temperatura y precipitación, de hecho un mismo sistema humedal conformado por diferentes celdas puede presentar distintos rendimientos dependiendo de la celda en la que se han

realizado las mediciones, lo cual coincide con las representaciones estadísticas realizadas anteriormente.

La base de datos está disponible para su uso a través del programa ArcGis 10.2 y los resultados expresados a lo largo del informe pueden ser visualizados en formato A3 de forma que en función de los requerimientos específicos existentes se pueda seleccionar la información apropiada y, posteriormente, permitir la toma de decisiones al respecto de los humedales artificiales y sus características específicas.

5.5 Selección de humedales (aproximación).

La selección de aquellos humedales artificiales operativos que puedan transformarse a los sistemas MET a partir de modificaciones pequeñas y de bajo costo, requiere del conocimiento de diferentes variables tanto ambientales como operativas de los humedales.

La información que se ha extraído en el presente informe nos habla de rendimientos medios, condiciones ambientales y características básicas de los sistemas existentes. No se cuenta con información específica de su operación, grado de colmatación, mantenimientos, modificaciones importantes, cinética bacteriana, tiempo de operación, que serían parámetros indispensables a hora de conocer

con cuál de ellos se requeriría menores costos a fin de poner en marcha el proyecto como tal.

En primera instancia se conoce que los sistemas iMETland trabajan utilizando bacterias electrógenicas como *Geobacter spp.*, las cuales son capaces de reducir materiales insolubles, como los óxidos metálicos a través del contacto directo, y con ello obtiene una importante ventaja competitiva en lugares donde los aceptores finales de electrones solubles son inexistentes (De Gregoris et al., 2015), es por ello que para que su funcionamiento se dé apropiadamente y la bacteria pueda generar electricidad requiere de un ambiente anóxico (Logan, 2005).

En este sentido, los sistemas operativos registrados en Reino Unido especialmente sistemas de flujo superficial y subsuperficial horizontal, que funcionan de forma aerobia, no serían apropiados para la incorporación de los nuevos sistemas. Las modificaciones que se realicen en los mismos deben incluir la eliminación todas las fuentes de oxígeno existentes, la incorporación del material conductor y cambios estructurales en humedales de áreas extensas lo cual *a priori* generaría un coste mayor.

En el caso de los humedales subsuperficiales de flujo vertical, se observa mayores posibilidades de usarlos como sistemas anóxicos dependiendo del tipo de operación

que manejen. Según Kadlec y Wallace (2009), existen aplicaciones de estos humedales funcionando de esta forma para la reducción de metales y compuestos halógenos, en estos casos el flujo de agua se circula de forma inversa de manera que el humedal se llena de agua desde el fondo expulsando el oxígeno hacia la superficie, también se debe considerar que tienen áreas operativas menores y los cambios estructurales podrían ser menos costosos.

Visto de esta forma, son estos los humedales que deberían tener prioridad al momento de seleccionar aquellos que requieran menores modificaciones, es importante mencionar que no se ha incurrido en un análisis de costos y diseño por lo que no se puede conocer de forma certera el esfuerzo y recursos que se requieren.

Considerando las condiciones ambientales que se identificaron en el estudio, otro factor para la selección de los humedales artificiales que pueden transformarse en sistemas MET, es el rendimiento. Teniendo en cuenta que las eficiencias de remoción de contaminantes para cada humedal no presenta una estrecha relación con las condiciones ambientales del medio, no se puede tomar como punto de quiebre de decisión a alguna de estas variables; sin embargo, y a futuro en caso de ser requerido se podrá consultar la base generada y seleccionar humedales en los que se observa los máximos rendimientos a distintas escalas de temperatura.

En función de lo anteriormente expuesto se sugiere en la Tabla 19 un listado con aquellos humedales que tratan aguas

municipales o domésticas, que operan mediante un flujo subsuperficial vertical y que presentan mejores rendimientos globales.

Tabla 19. Humedales preseleccionados en función del rendimiento global

ID	Humedal
897	Will's Barn
157	Castleroe
330	Gailey
604	Norton Malreward

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1 Conclusiones.

Reino Unido cuenta con un registro importante de información al respecto de los humedales artificiales existentes. El registro de humedales fue realizado a través de la CWA y la última actualización corresponde a 2011. Del análisis del registro facilitado se desprende que existen un total de 939, cada sistema posee su propia configuración de funcionamiento y cada uno cuenta con diferentes lechos o celdas, en total se contabilizaron 1.425 celdas individuales. La mayor parte de los sistemas instalados corresponden a humedales de flujo subsuperficial horizontal y humedales de flujo subsuperficial vertical y el uso principal de los mismos se enfoca en el tratamiento de aguas municipales.

En cuanto a los aspectos climáticos en los que los humedales operan se puede indicar que la mayor parte de estos se ubican en zonas en donde la temperatura media

ambiente oscila entre los 8°C y 10°C, la temperatura mínima se encuentra entre los 5°C y 7°C, mientras que la temperatura máxima varía entre los 12°C y 14°C. En lo referente a precipitación la mayor parte de humedales se ubican en zonas donde la precipitación media anual se encuentra alrededor del 600 mm y 700 mm; y al respecto de la altitud, estos se encuentran ampliamente distribuidos a lo largo del territorio por lo que su distribución es bastante homogénea hasta los 150 msnm.

Los humedales artificiales de Reino Unido presentan eficiencias de remoción que se ajustan a los rangos esperados dentro de la bibliografía, se registran rendimientos importantes en la remoción de DBO₅ y DQO de alrededor del 70% y rendimientos medios a bajos para remoción de nutrientes con valores cercanos al 40%.

Del análisis realizado se concluye que no existe una relación marcada entre la eficiencia del humedal y la temperatura

ambiente, la ocurrencia de este fenómeno puede deberse a que humedales de tipo subsuperficial, que son los más abundantes en Reino Unido, se ven escasamente afectados por alteraciones climáticas, también se debe considerar que el agua residual tiene una temperatura bastante estable que permite el desarrollo de los microorganismos que cooperan en la degradación de los compuestos a lo largo del año. Por otra parte, existen condiciones operativas bajo las cuales se puede reducir el efecto térmico en humedales de flujo superficial lo cual reduce el efecto de la temperatura ambiente sobre los mismos.

Se puede indicar que la temperatura en si no es un predictor fiable de la eficiencia de remoción de los contaminantes para el caso de Reino Unido.

Con respecto a la precipitación, en función de los resultados obtenidos para los humedales de Reino Unido permiten concluir que la precipitación tiene un efecto ligeramente positivo sobre la operación del humedal; no obstante, en todo momento esta ligado a las condiciones operativas que se manejen en cada humedal.

En cuanto a altitud, esta variable no refleja algún tipo de tendencia con respecto al rendimiento de los humedales, así mismo en la bibliografía existente no establece una relación visible entre la eficiencia de

remoción de los contaminantes y la altitud. Por lo que no se recomienda su uso para un futuro análisis de eficiencia de humedales.

Teniendo en cuenta que las eficiencias de remoción de contaminantes para cada humedal no presentan una estrecha relación con las condiciones ambientales del medio, no se puede tomar como punto de quiebre de decisión a alguna de estas variables.

En cuanto a la eficiencia por tipo de operación, se concluye que los humedales con mejores eficiencias en Reino Unido son los de flujo subsuperficial vertical y horizontal, los cuales se ajustan a las características climáticas imperantes en la zona.

Debido a la falta de información al respecto de características operativas específicas de los humedales se realizó una aproximación a la selección de los humedales en los que podría probarse la nueva tecnología. En este sentido se han seleccionado humedales subsuperficiales de flujo vertical que tienen rendimientos aceptables, amplias posibilidades de usarse sin oxígeno y ocupan áreas menores por lo que los cambios de estructurales podrían ser menos costosos. Se sugieren los humedales presentados en la Tabla 19.

6.2 Recomendaciones.

Es importante señalar que una de las dificultades identificadas al momento de obtener las eficiencias de remoción de contaminantes, fue la falta de periodicidad de muestreo al interior de los registros facilitados, puesto que los humedales no habían sido monitoreados de forma constante, y se evidencia diferente cantidad de registros para cada humedal, así como distintos periodos monitoreados en cada caso. Extrapolar los resultados entre humedales distintos para obtener eficiencias de los mismos no es seguro puesto que se debe tener en cuenta el funcionamiento interno de cada uno.

En función de lo expuesto anteriormente, se recomienda que en humedales pilotos a ser utilizados, se contemple un plan de monitoreo de remoción de contaminantes que se encuentre homologado, así también se debe mantener un registro de las condiciones ambientales imperantes y un monitoreo de las condiciones internas del humedal, como temperatura del agua, grado de colmatación, entre otros.

Por otra parte, es interesante conocer como varía la eficiencia de estos sistemas en función de los cambios en la temperatura del agua al ingresar al sistema, de esta forma se podría verificar si la eficiencia del sistema se encuentra ligado estrechamente a esta

variable. Por lo que se recomienda el análisis de la misma.

7 BIBLIOGRAFÍA

- Aquaelectra. (Febrero de 2013). *Aquaelectra*. Recuperado el 28 de 12 de 2015, de Aquaelectra:
http://www.aquaelectra.es/RETEMA_164_Enero-Febrero2013_18_19.pdf
- Arias, C., & Brix, H. (2003). Humedales artificiales para el tratamiento de aguas residuales. *Revista Ciencia e Ingeniería Neogranadina*(13), 17-24.
- Bastian, R., & Hammer, D. (1993). The use of constructed wetland for wastewater treatment and recycling. *Constructed Wetlands for Water Quality Improvement*, 59-65.
- Borjas , Z. (2012). *Biodegradación electrogénica del acetato en pilas de combustible microbiano*. Alcalá de Henares: Universidad de Alcalá y Universidad Rey Juan Carlos.
- CGIAR - Consortium for Spatial Information. (19 de Agosto de 2008). SRTM 90m Digital Elevation Data. Recuperado el 14 de Febrero de 2016, de <http://srtm.csi.cgiar.org/>
- Constructed Wetland Association. (2011). *Constructed Wetland Association UK Database*.
- Cooper, P. (2007). The constructed wetland association UK database of constructed

- wetland systems. *Water Science & Technology*, 56(3), 1-6.
- De Gregoris, T., Barroeta, B., & Esteve, A. (2015). La columna bioelectrogénica: una herramienta para introducir conceptos de ecología microbiana y electroelectroquímica. *Revista Eureka sobre Enseñanza y Divulgación de las Ciencias*, 12(3), 529-535.
- Giácoman, G., Tapia, P., & Ponce, M. (Septiembre de 2010). *FomixCampeche*. Recuperado el 28 de 12 de 2015, de http://www.fomixcampeche.gob.mx/documentos/articulos_05/FOCARE%205_humedales.pdf
- Gomez Biedna, S., Vivó, M., & Soria, E. (2001). Pruebas de significación en Bioestadística. *Rev Diagn Biol [online]*, 50(4), 207-218. Recuperado el 07 de 03 de 2016, de http://scielo.isciii.es/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0034-79732001000400008&lng=es&nrm=iso.
- González Lorente, P., Goienetxe, A., Istúriz, A., Biurrun, J., Casadamón, L., & Pascual, M. (2013). Nuevo sistema de geolocalización en Navarra para disminuir los tiempos de respuesta en aviso urgente en zonas de montaña y de gran dispersión. *Anales Sis San Navarra [online]*, 13(1), 47-55. Recuperado el 03 de 2016, de http://scielo.isciii.es/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1137-66272013000100005&lng=es&nrm=iso. ISSN 1137-6627.
- <http://dx.doi.org/10.4321/S1137-66272013000100005>
- Greenway, M. (01 de Diciembre de 2005). The role of constructed wetlands in secondary effluent treatment and water reuse in subtropical and arid Australia. *Ecological Engineering*, 25(5), 501-509.
- Hoffman, H., Platzer, C., Winker, M., & von Muench, E. (2011). *Revisión Técnica de Humedales Artificiales de flujo subsuperficial para el tratamiento de aguas grises y aguas domésticas*. Eschborn: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania, GIZ.
- IMDEA Agua. (2015). *IMDEA Agua*. Recuperado el 28 de 12 de 2015, de <http://www.agua.imdea.org/noticias/2015/imdea-agua-coordina-proyecto-europeo-imetland-una-nueva-generacion-de-humedales>
- Kadlec, R., & Reedy, K. R. (Septiembre/Octubre de 2001). Temperature Effects in Treatment Wetlands. *Water Environment Research*, 73(5), 543-557.
- Kadlec, R., & Wallace, S. (2009). *Treatment Wetlands* (Segunda Edición ed.). New York: Taylor & Francis Group, LLC.
- Lara, J. A. (Mayo de 1999). Depuración de Aguas Residuales Municipales con Humedales Artificiales. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Logan, B. (2005). Simultaneous wastewater treatment and biological electricity

- generation. *Water Science & Technology*, 52(1-2), 31-37.
- Martín, I., Betancort, J. R., Salas, J. J., Peñate, B., Pidre, J. R., & Sardón, N. (2006). *Guía sobre tratamientos de aguas residuales urbanas para pequeños núcleos de población*. España: ITC.
- Nieto, A., & Blas, R. (2009). Diseño de bases de datos geográficos y creación de un visualizador para la gestión de programas de desarrollo rural. *GeoFocus. Revista Internacional de Ciencia y Tecnología de la Información Geográfica*, 9, 126-149.
- Ortega, E., Ferrer, Y., Salas, J. J., Aragón, C., & Real, Á. (2010). *Manual para la implantación de sistemas de depuración en pequeñas poblaciones*. Madrid: Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino.
- OS OpenData. (Marzo de 2015). OS Open Rivers. Inglaterra. Recuperado el 14 de Febrero de 2016, de <https://www.ordnancesurvey.co.uk/opendataatdownload/products.html>
- Peña Guzmán, C. A., & Lara Borrero, J. (Diciembre de 2012). Tratamiento de aguas de escorrentía mediante humedales artificiales: Estado del arte. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 22-2, 39-61.
- Peña, M., Van Ginneken, M., & Madera, C. (2003). Humedales de Flujo Subsuperficial: Una Alternativa Natural para el Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas en Zonas Tropicales. *Ingeniería y Competitividad*, 5(1), 27-35.
- Quintero, J. (2014). Evaluación de humedales artificiales pilotos de flujo horizontal y tipo superficial y subsuperficial para el tratamiento de aguas residuales. *Ingenium*, 15, 85-112.
- Romero Aguilar, M., Colin Cruz, A., Sánchez Salinas, E., & Ortiz Hernandez, L. (2009). Tratamiento de aguas residuales por un sistema piloto de humedales artificiales: evaluación de la remoción de la carga orgánica. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 25(3), 157-167.
- Stein, O., & Hook, P. (2010). Temperature, Plants, and Oxygen: How Does Season Affect Constructed Wetland Performance? *Journal of Environmental Science and Health, Part A*, 40(6-7), 1331-1342. doi:10.1081/ESE-200055840
- The UK Data Service. (2012). Census boundary data. Inglaterra. Recuperado el 28 de Febrero de 2016, de <https://census.ukdataservice.ac.uk/use-data/guides/boundary-data>
- World Water Assessment Programme. (2003). *Agua para Todos, Agua para la Vida. Informe de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los*. Paris: UNESCO/Mundi-Prensa.
- WorldClim - Global Climate Data. (2000). Data for current conditions. Recuperado el 10 de Febrero de 2016, de <http://www.worldclim.org/current>

UNIVERSIDAD DE ALCALÁ
Y
UNIVERSIDAD REY JUAN CARLOS



**MÁSTER OFICIAL EN HIDROLOGÍA
Y GESTIÓN DE RECURSOS HÍDRICOS**

PROYECTO DE FIN DE MÁSTER

**ANÁLISIS DE LOS RECURSOS HÍDRICOS DISPONIBLES EN LA
PLANIFICACIÓN HIDROLÓGICA ESPAÑOLA. EL EFECTO 80.**

AUTOR:

Álvaro Terrero Guerra

DIRECTORA:

Sara Pelegrín Mc Carthy

Alcalá de Henares, 16 de Mayo de 2016

ÍNDICE

RESUMEN.....	335
1. INTRODUCCIÓN.....	336
1.1. El Efecto 80.....	337
1.2. El Efecto 80 en la planificación hidrológica española.....	339
1.3. Objeto del trabajo.....	341
2. MÉTODOS.....	341
2.1. Diseño del estudio.....	341
2.2. Selección de la zona principal de estudio.....	343
2.3. Selección de zonas de estudio del Sistema Ibérico.....	344
2.4. Selección de zonas de estudio de otras demarcaciones hidrográficas.....	345
2.5. Información de partida y tratamiento de datos.....	346
2.5.1. Aportaciones de las zonas de estudio.....	347
2.5.2. Análisis de datos.....	354
2.5.2.1. Análisis estadístico.....	354
2.5.2.2. Análisis gráfico.....	
3. RESULTADOS.....	356
3.1. Zona principal de estudio.....	356
3.1.1. Análisis estadístico.....	356
3.1.2. Análisis gráfico.....	357
3.2. Zonas de estudio de contraste.....	359
4. DISCUSIÓN.....	360
4.1. Análisis estadístico. Zona principal de estudio.....	360
4.2. Análisis estadístico. Zonas de estudio de contraste.....	361
4.3. Análisis gráfico. Zona principal de estudio.....	362
4.4. Análisis gráfico. Zonas de estudio de contraste.....	363
5. CONCLUSIONES.....	364
6. BIBLIOGRAFÍA.....	366
7. ANEXOS.....	371
7.1. Base de datos Spatialite.....	371
7.2. Resultados de los test estadísticos. Datos procedentes de una misma población.....	371
7.3. Resultados de los test estadísticos. Datos procedentes de dos poblaciones diferentes, pero con la misma distribución.....	371
7.4. Resultados del análisis gráfico. Zonas de estudio de contraste.....	373
7.4.1. Cuenca del río Cabriel desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Guadazaón.....	373
7.4.2. Cuenca del río Duero desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Talegonos.....	374
7.4.3. Cuenca del río Jalón desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Ebro.....	375
7.4.4. Cuenca del río Júcar desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Arquillo.....	376
7.4.5. Cuenca del río Turia desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Regajo.....	377
7.4.6. Cuenca del río Almanzora desde su nacimiento hasta su desembocadura... ..	378
7.4.7. Cuenca del río Cigüela desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Gadiana.....	379
7.4.8. Cuenca del río Genil desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Guadalquivir.....	380
7.4.9. Cuenca del río Guadalimar desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Guadalquivir.....	381
7.4.10. Cuenca del río Navia desde su nacimiento hasta su desembocadura... ..	382
7.4.11. Cuenca del río Odiel desde su nacimiento hasta su desembocadura... ..	383
7.4.12. Cuenca del río Sella desde su nacimiento hasta su desembocadura... ..	384
7.4.13. Cuenca del río Zújar desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Gadiana.....	385

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Aportaciones en el nacimiento del río Tajo hasta el embalse de Bolarque (hm ³)	347
Tabla 2. Principales valores estadísticos de la zona principal de estudio. Aportaciones (hm ³)	350
Tabla 3. Aportaciones en las zonas de estudio de contraste (hm ³)	351
Tabla 4. Principales valores estadísticos de las zonas de estudio de contraste. Aportaciones (hm ³)	354
Tabla 5. Test de Kolmogorov-Smirnov ...	357
Tabla 6. Cambios de tendencia detectados en la serie larga en las zonas de estudio de contraste	359
Tabla 7. Reducción de aportaciones de las diferentes zonas de contraste de la serie 1940-1980 respecto a la serie corta	360

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Serie de aportaciones anuales en la cabecera del Tajo (hm ³ /año). Fuente: Libro Blanco del Agua	340
Figura 2. Reducción de aportaciones desde 1980 respecto a la serie 1940-1980. A partir de datos extraídos de los planes hidrológicos de cuenca aprobados en enero de 2016	341
Figura 3. Procedimiento metodológico	342
Figura 4. Zona principal de estudio. Cabecera del río Tajo hasta el embalse de Bolarque	344
Figura 5. Zonas de estudio dependientes del Sistema Ibérico	345
Figura 6. Zonas de estudio de otras demarcaciones hidrográficas	346
Figura 7. Árbol de clasificación de la serie 10/1940-09/2011	356
Figura 8. Resultados de los test realizados	357
Figura 9. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cabecera del Tajo	358
Figura 10. Desviación acumulada respecto a la media. Cabecera del Tajo	358
Figura 11. Escorrentía total anual clasificada. Cabecera del Tajo	358
Figura 12. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cabriel	373
Figura 13. Desviación acumulada respecto a la media. Cabriel	373
Figura 14. Escorrentía total anual clasificada. Cabriel	373
Figura 15. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cabecera del Duero ...	374
Figura 16. Desviación acumulada respecto a la media. Cabecera del Duero	374
Figura 17. Escorrentía total anual clasificada. Cabecera del Duero	374

Figura 18. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Jalón.....	375
Figura 19. Desviación acumulada respecto a la media. Jalón.....	375
Figura 20. Escorrentía total anual clasificada. Jalón	375
Figura 21. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cabecera del Júcar	376
Figura 22. Desviación acumulada respecto a la media. Cabecera del Júcar	376
Figura 23. Escorrentía total anual clasificada. Cabecera del Júcar.....	376
Figura 24. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Turia	377
Figura 25. Desviación acumulada respecto a la media. Turia.....	377
Figura 26. Escorrentía total anual clasificada. Turia	377
Figura 27. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Almanzora	378
Figura 28. Desviación acumulada respecto a la media. Almanzora.....	378
Figura 29. Escorrentía total anual clasificada. Almanzora	378
Figura 30. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cigüela.....	379
Figura 31. Desviación acumulada respecto a la media. Cigüela.....	379
Figura 32. Escorrentía total anual clasificada. Cigüela	379
Figura 33. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Genil	380
Figura 34. Desviación acumulada respecto a la media. Genil	380
Figura 35. Escorrentía total anual clasificada. Genil.....	380
Figura 36. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Guadalimar	381
Figura 37. Desviación acumulada respecto a la media. Guadalimar	381
Figura 38. Escorrentía total anual clasificada. Guadalimar.....	381
Figura 39. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Navia	382
Figura 40. Desviación acumulada respecto a la media. Navia	382
Figura 41. Escorrentía total anual clasificada. Navia.....	382
Figura 42. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Odiel.....	383
Figura 43. Desviación acumulada respecto a la media. Odiel	383
Figura 44. Escorrentía total anual clasificada. Odiel.....	383
Figura 45. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Sella.....	384
Figura 46. Desviación acumulada respecto a la media. Sella.....	384
Figura 47. Escorrentía total anual clasificada. Sella	384
Figura 48. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Zújar	385
Figura 49. Desviación acumulada respecto a la media. Zújar	385
Figura 50. Escorrentía total anual clasificada. Zújar.....	385

TABLA DE ABREVIATURAS

CEDEX: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas

CEH: Centro de Estudios Hidrográficos

DH: Demarcación Hidrográfica

DMA: Directiva Marco del Agua

hm³/año: Hectómetro cúbico al año

hm³: Hectómetro cúbico

IPH: Instrucción de Planificación Hidrológica

km: Kilómetros

km²: Kilómetros cuadrados

MMC: Media móvil centrada

SIMPA: Sistema Integrado para la Modelación del proceso Precipitación Aportación

TTS: Trasvase Tajo-Segura

RESUMEN

Este trabajo estudia el “Efecto 80”, término empleado en diversos foros técnicos para referirse a la reducción de recursos hídricos disponibles desde aproximadamente 1980, que está condicionando la gestión y planificación hidrológica.

Comienza valorando la existencia del Efecto 80 en las demarcaciones hidrográficas españolas mediante estudio estadístico y gráfico de las series de aportaciones anuales, comprendidas entre octubre de 1940 a septiembre de 2011, resultantes del Sistema Integrado para la Modelación del Proceso Precipitación Aportación.

La zona principal de estudio es la cuenca vertiente del río Tajo desde su nacimiento hasta el embalse de Bolarque, en la cual se pretende verificar la apreciable disminución de las aportaciones de cabecera a partir del año 1980. Coincide con el inicio del Trasvase Tajo-Segura, cuya gestión está condicionada por el Efecto 80, si bien este trabajo se centra únicamente en el análisis de las aportaciones en régimen natural.

El estudio se extiende a varias cuencas de la Península Ibérica, con el fin de contrastar si la presencia del fenómeno se produce también en otros ámbitos o por el contrario es un aspecto característico del Sistema Ibérico.

Todas las cuencas analizadas muestran diferencias entre las dos poblaciones estudiadas dentro de la serie de datos, octubre de 1940 a septiembre de 1980 y octubre de 1980 a septiembre de 2011. Se aprecia una tendencia temporal decreciente significativa, lo que confirma una reducción en las aportaciones estudiadas para el periodo más reciente, si bien la magnitud de la reducción difiere de una cuenca a otra.

La no consideración de este fenómeno da lugar a expectativas de disponibilidad de recursos superiores a las observadas en las últimas décadas, lo que puede distorsionar los análisis de viabilidad y rentabilidad de los usos del agua.

1. INTRODUCCIÓN

“No hay vida sin agua”, “el agua no es inagotable” o “los recursos del agua deben ser inventariados”, son expresiones que ya se recogían en la Carta Europea del Agua de 1967. Este inventario de los recursos hídricos es una parte del contenido obligatorio de los planes hidrológicos de cuenca (BOE, 2001). Se entiende dicho inventario como la estimación cuantitativa, la descripción cualitativa y la distribución temporal de los recursos hídricos en la Demarcación Hidrográfica (en adelante DH) tal como indica la Instrucción de Planificación Hidrológica ((BOE, 2008), en adelante IPH).

La IPH establece la forma en la que se han de estimar los recursos hídricos disponibles en el ámbito de la planificación hidrológica. La norma indica que se ha de considerar el mayor periodo temporal que permitan los datos disponibles, incluyendo en cualquier caso al menos los datos mensuales de los años hidrológicos 1940/41 hasta 2005/2006 ambos inclusive. Al describir las características que han de tener los estadísticos de las series hidrológicas, se establece que, además de los valores para la serie desde 1940, se den también los que se tendrían desde 1980, lo que indica que pueden existir diferencias entre ambas series.

La IPH contempla que estos recursos estén restituidos al régimen natural, definiendo éste como aquel régimen hidrológico que tendría lugar en un tramo de río sin intervención humana significativa en su cuenca vertiente. Como ayuda para elaborar el inventario de recursos hídricos en los planes hidrológicos de cuenca, el Centro de Estudios Hidrográficos (CEH), dependiente del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (en adelante CEDEX) ha actualizado el Sistema Integrado para la Modelación del proceso Precipitación Aportación (en adelante SIMPA), que ya fue empleado en el “Libro Blanco del Agua” y en el “Plan Hidrológico Nacional”.

La entrada en vigor de la Directiva Marco del Agua ((BOE, 2000), en adelante DMA) ha

supuesto, mediante su transposición al ordenamiento jurídico español, un nuevo marco normativo que implica que los nuevos Planes Hidrológicos deberán redactarse supeditados al objetivo básico que establece la citada normativa, que no es otro que alcanzar el buen estado de las distintas masas de agua, tanto superficiales como subterráneas.

Asimismo, la DMA, estableciendo un marco común europeo en lo que a política de aguas se refiere, supone un importante avance desde el punto de vista ambiental, protegiendo el dominio público hidráulico, ya que los requerimientos medioambientales tendrán prioridad respecto a los demás usos del agua, si bien simultáneamente se deberá conseguir la satisfacción de las diferentes demandas tal y como propugna nuestra legislación hidráulica.

Estas demandas, que fundamentalmente son debidas al uso de abastecimiento urbano y al de regadío en el ámbito nacional, se evalúan entre otros métodos, a través del análisis tendencial de las mismas, en el que resulta básico el análisis económico específico en relación a la sensibilidad de la cantidad demandada ante las variaciones en el precio de dichas demandas, tal y como se indica en la DMA.

El conocimiento del recurso hídrico, en su régimen de circulación y en sus aspectos

cualitativos, dicta en el ámbito de la planificación hidrológica la oferta del agua. Cuando dicho recurso escasea y se carece de la adecuada previsión, una gran variedad de impactos negativos y desequilibrios se generan extendiéndose por múltiples sistemas como la agricultura o las actividades industriales y turísticas, llegando incluso a provocar desabastecimientos de agua en la población. No hay que olvidar que los sistemas de regulación, transporte, suministro y distribución de agua constituyen la última frontera de condicionantes que definen los recursos hídricos realmente aprovechables (Lorenzo Lacruz, 2012).

1.1. El Efecto 80

La observación de las series de recursos de la Península Ibérica parece confirmar un fenómeno que está condicionando la administración del agua reduciendo las aportaciones desde aproximadamente 1980. Dichas aportaciones, especialmente en el este, han sufrido un descenso a partir del citado año que se ha venido a denominar “Efecto 80”, con consecuencias negativas en la gestión de los recursos hídricos.

El déficit de recursos hídricos durante el periodo 1980/81 en adelante fue sin duda, en gran parte del territorio nacional, si no el más severo, uno de los más importantes de los registrados desde que, a principios del siglo XX, se inició el control de los caudales en la red fluvial (Témez Peláez, 2004).

En diversos artículos publicados en revistas especializadas se aborda la variabilidad de las series de aportaciones consideradas dentro y fuera de la planificación hidrológica. Destaca Témez Peláez, (2005) concluyendo que la muestra de datos 1940-1995 no es por sí sola representativa del futuro previsible en el horizonte temporal de la planificación y de la vida útil de las infraestructuras hidráulicas, y se deben por tanto esbozar estrategias ante la presentación de otros escenarios pluviométricos, también verosímiles a la luz de los datos disponibles.

Álvarez Rodríguez *et al.* (2008), presentan una recopilación de sequías históricas así como la aplicación de modelos estadísticos para su identificación y caracterización en el periodo 1940-2007. En este periodo se concluye que la ocurrencia de sequías en España desde comienzos del siglo XX ha sido más frecuente durante la década de los años 40 y los años comprendidos entre 1980 y la actualidad, con los periodos secos más intensos y persistentes. También incluye una estimación de los periodos secos producidos en los siglos XVIII y XIX, basada en el estudio y análisis de rogativas, en el que se puede apreciar cómo los años secos no se distribuyen uniformemente, sino que se puede intuir una agrupación de periodos secos y periodos húmedos relativamente largos. Asimismo, en la colección “Cuadernos de I+D+i” (Canal de Isabel II gestión, 2008) se emplean herramientas estadísticas para determinar la existencia de

ciclos o rachas de diversa duración e intensidad en el comportamiento de las aportaciones.

López-Camacho y Camacho (1997) realiza un análisis de la serie de precipitaciones de la estación del Retiro en Madrid entre 1859 y 1993. Si bien se trata de precipitaciones y no aportaciones, se recoge un periodo en el que se puede intuir la existencia de tendencias y variaciones significativas de la serie de varios años de duración. En dicho texto se indica que la secuencia que comienza en 1979 no es, hasta ahora, la de mayor duración ni tampoco la de mayor severidad.

De forma específica, Lorenzo Lacruz (2012) estudia claramente el Efecto 80, remarcando la existencia de dos periodos muy contrastados, un primer periodo húmedo de 1945 a 1980 con episodios esporádicos de sequía durante la década de 1950, seguido de un periodo más seco desde 1980 hasta el fin del periodo de estudio del autor en el año 2005.

Al tratar los recursos hídricos en la cuenca del Segura, Urrea Mallebrera (2007) expone: “este hecho, que en algunos ámbitos se denomina Efecto 80 debido a que dichas menores aportaciones se constatan a partir de los años ochenta, no solo se da en la cuenca del Segura sino también en la cabecera del Tajo y en el Júcar, y deberá ser introducido en el análisis hidrológico que se realice, en

parte como incorporación a dicho análisis de los efectos del cambio climático”.

El cambio climático no es la causa de la problemática ambiental del agua, pero puede ser un factor multiplicador de dichos problemas, por lo que es necesario tenerlo en cuenta (Ayala Carcedo, 2001).

Pese a que la cuantificación de la influencia del cambio climático sobre los recursos hídricos españoles no es objeto del presente análisis, estudios como el proyecto ACACIA¹ (1997-2000), financiado por la Comisión Europea para investigar los impactos del cambio climático en Europa, afirman que ya no es posible suponer que la base de los recursos hídricos en el futuro será similar a lo que es hoy (Parry *et al.*, 2000).

Por otra parte, es posible inferir la magnitud del Efecto 80 en relación al cambio climático a partir de la estimación de la reducción de las aportaciones dada en monografía del CEDEX (Álvarez Rodríguez *et al.*, 2012), tomada como referencia en la planificación. Analizando la monografía, se puede observar que el valor de reducción de las aportaciones (7% para el caso del Tajo) depende de la

serie de referencia que se considere, en este caso, la serie de aportaciones 1940-2006. Pero, al menos en el caso particular del Tajo, resulta que la precipitación y escorrentía estimadas para el periodo 2011-2040 (planteado en el escenario 2027) son superiores a las de la serie 1980-2006.

Dicho en otras palabras, el Efecto 80 sería más crítico que el cambio climático, con la suposición que se ha realizado de disminuir linealmente un 7% las aportaciones de toda la serie.

1.2. El Efecto 80 en la planificación hidrológica española

Con anterioridad a la elaboración de los planes hidrológicos de cuenca en el ámbito de la DMA, se pueden apreciar referencias al Efecto 80 en los documentos de la planificación hidrológica, aunque no se mencione ni trate explícitamente.

En el “Libro Blanco del Agua” (MMA, 2000), al analizar el comportamiento desfavorable del Trasvase Tajo-Segura (en adelante TTS), entre otros argumentos se hace referencia a la intensa y prolongada sequía en el periodo 1980-1996, incluyéndose la Figura 1 en la que se remarca el descenso de aportaciones en la cabecera del Tajo a partir de 1980, mostrando la media global y del periodo de sequía así como el volumen aportado al Segura.

¹ ACACIA: A Concerted Action Towards A Comprehensive Climate Impacts and Adaptations Assessment for the European Union (Una Acción Concertada para una Evaluación Comprehensiva de los Impactos y las Adaptaciones Climáticas).

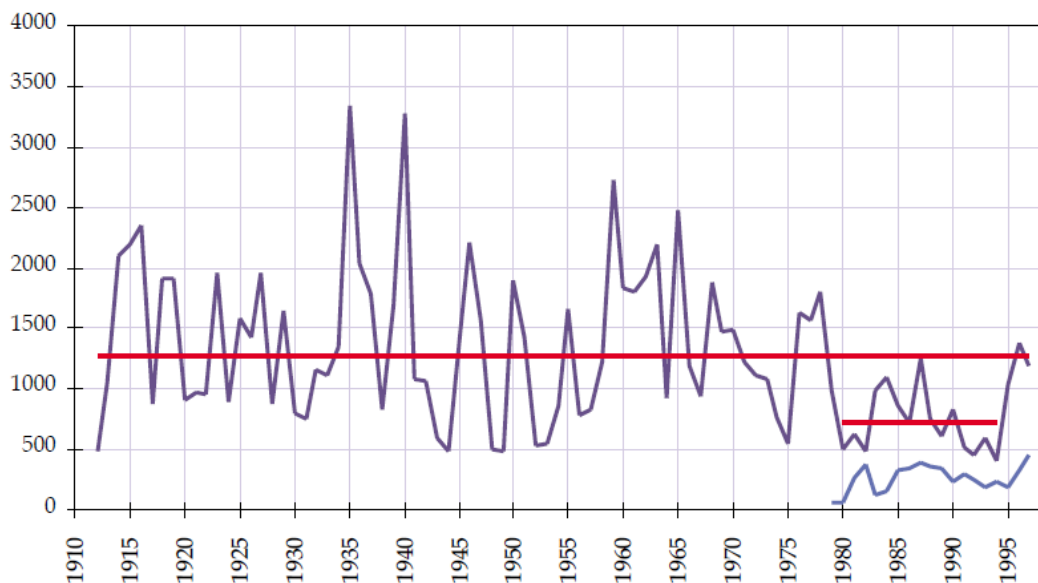


Figura 1. Serie de aportaciones anuales en la cabecera del Tajo ($\text{hm}^3/\text{año}$). Fuente: Libro Blanco del Agua

De la misma manera, este análisis se realiza en el segundo caso de la publicación “Tres casos de Planificación Hidrológica” (Cabezas Calvo-Rubio, 2000), y aunque no se cita expresamente en el documento, en los resultados gráficos se aprecia un comportamiento diferente a partir de 1980, con influencia en los resultados y en la gestión del TTS de los años siguientes a la entrada en vigor de las reglas de explotación del trasvase que en dicho estudio se documentan.

En diversas gráficas de la “Documentación Técnica del Plan Hidrológico Nacional” (CEH, 2000), especialmente las relacionadas con el cálculo de excedentes en las cuencas del Ebro y del Tajo, se puede distinguir un comportamiento diferente a partir de 1980 y

más recientemente (Cabezas Calvo-Rubio, 2013), en documentación presentada como anejo técnico durante la participación pública del que luego fue el Real Decreto 773/2014 de 12 de septiembre, por el que se aprueban diversas normas reguladoras del trasvase por el acueducto Tajo-Segura, se aborda el Efecto 80 centrado en la cabecera del Tajo.

Como conclusión, Cabezas Calvo-Rubio indica: “existe suficiente evidencia como para suponer que las aportaciones actuales en cabecera son inferiores a las registradas en el pasado y establecer el año 1980 como fecha de corte. En tanto en cuanto se investiga el fenómeno y se extiende el registro, observando la evolución futura, parece prudente suponer tal fecha de corte como inicio de la época hidrológica representativa actual, a los meros efectos de la evaluación

de disponibilidades hídricas, y sin perjuicio del carácter hoy meramente empírico de esta conjetura. Las consecuencias de estos hechos sobre las posibilidades de trasvase son sustanciales...”.

cuenca aprobados en enero de 2016, se muestra la reducción de las aportaciones desde 1980 en adelante respecto a la serie 1940-1980 en diversos ámbitos de planificación.

En la Figura 2, partiendo de los datos recogidos en los planes hidrológicos de

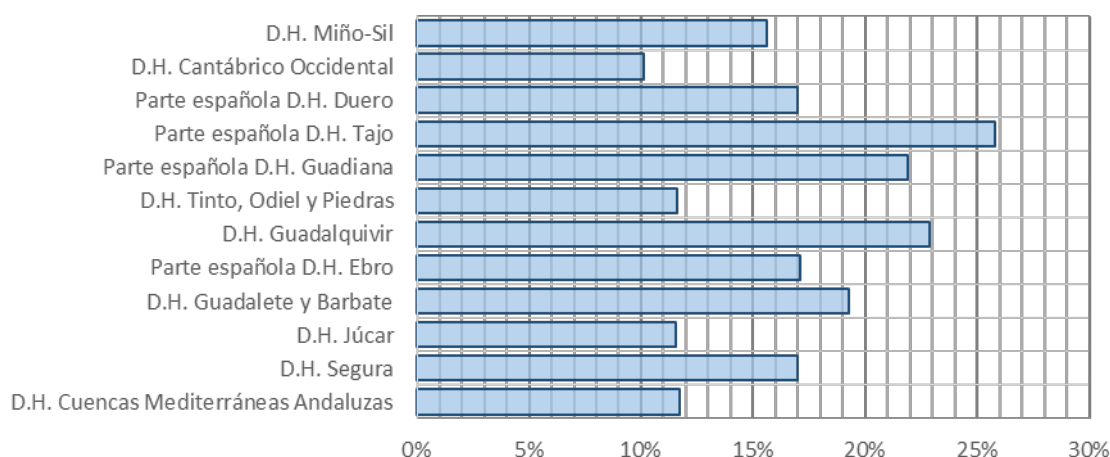


Figura 2. Reducción de aportaciones desde 1980 respecto a la serie 1940-1980. A partir de datos extraídos de los planes hidrológicos de cuenca aprobados en enero de 2016

En esta figura, además de observarse una reducción generalizada del recurso entre ambas series, también se aprecia como su magnitud varía por demarcaciones hidrográficas.

Asimismo, se persigue verificar la existencia del citado efecto en las series históricas de aportaciones de las distintas demarcaciones hidrográficas de la Península Ibérica mediante análisis estadístico y gráfico a partir de los datos del modelo hidrológico distribuido SIMPA.

1.3. Objeto del trabajo

El presente trabajo pretende analizar los recursos hídricos disponibles en la planificación hidrológica española a través del fenómeno conocido como Efecto 80 así como sus posibles repercusiones en la misma.

2. MÉTODOS

2.1. Diseño del estudio

Para el análisis de los recursos hídricos en el ámbito de la planificación hidrológica española se ha explorado la posible

existencia del Efecto 80 en una zona principal de estudio por medio del examen estadístico y gráfico de la escorrentía total acumulada.

El procedimiento metodológico seguido en el presente trabajo se resume en la **Figura 3** y posteriormente se desarrollan con detalle algunos de sus apartados.

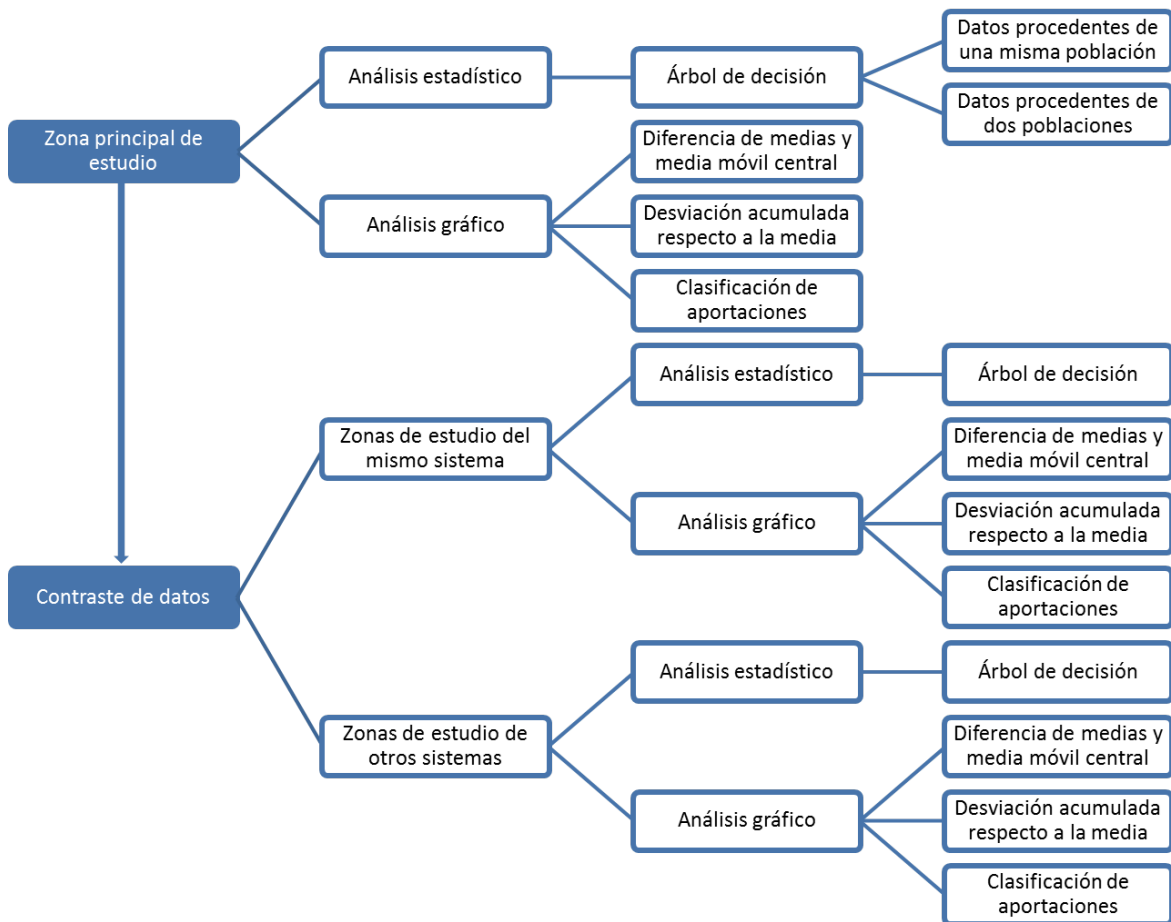


Figura 3. Procedimiento metodológico

Con objeto de contrastar si los resultados del análisis de las aportaciones de la zona principal de estudio son un fenómeno aislado como cuenca dependiente del conjunto montañoso del Sistema Ibérico, se estudian otras áreas cuyas aportaciones están supeditadas directamente al mismo. Se ha buscado una homogeneidad en el tamaño de

las mismas en relación a la zona principal de estudio.

Posteriormente, se seleccionan otras zonas de contraste atendiendo a las magnitudes en la reducción de aportaciones de las diferentes demarcaciones hidrográficas reflejadas en la Figura 2, a partir de la cual se han delimitado dos regiones en cada una de las dos

demarcaciones hidrográficas más afectadas a excepción del Tajo, por ser la zona principal de estudio, así como dos regiones en cada una de las dos demarcaciones hidrográficas menos afectadas.

Para la delimitación de las regiones de cada DH, se han seleccionado para las cuencas intercomunitarias una zona de cabecera y otra de curso medio hasta su confluencia con el río principal de la misma, mientras que en las intracomunitarias se han seleccionado cuencas representativas hasta su desembocadura al mar. En el caso de que la extensión de alguna DH impida diferenciar suficientemente las zonas de estudio, se ha optado por delimitar una única cuenca vertiente en dicha demarcación, reservando la segunda zona de estudio para la siguiente demarcación en orden de importancia según los criterios arriba mencionados.

2.2. Selección de la zona principal de estudio

Como zona principal de estudio, se ha seleccionado la cuenca vertiente desde el nacimiento del río Tajo hasta el embalse de Bolarque por ser considerado un punto neurálgico dentro de la DH del Tajo, siendo ésta la que muestra la mayor reducción de las aportaciones desde 1980 en adelante en los diversos ámbitos de planificación mostrados en la Figura 2.

El río Tajo nace en la sierra de Albarracín, conjunto montañoso del Sistema Ibérico, situado en el centro de la Península Ibérica. Tiene una longitud total de 1100 km, de los cuales 857 km discurren en la parte española y dispone de una cuenca vertiente de 55781 km² (CHT, 2016).

La zona de estudio se muestra en la Figura 4.

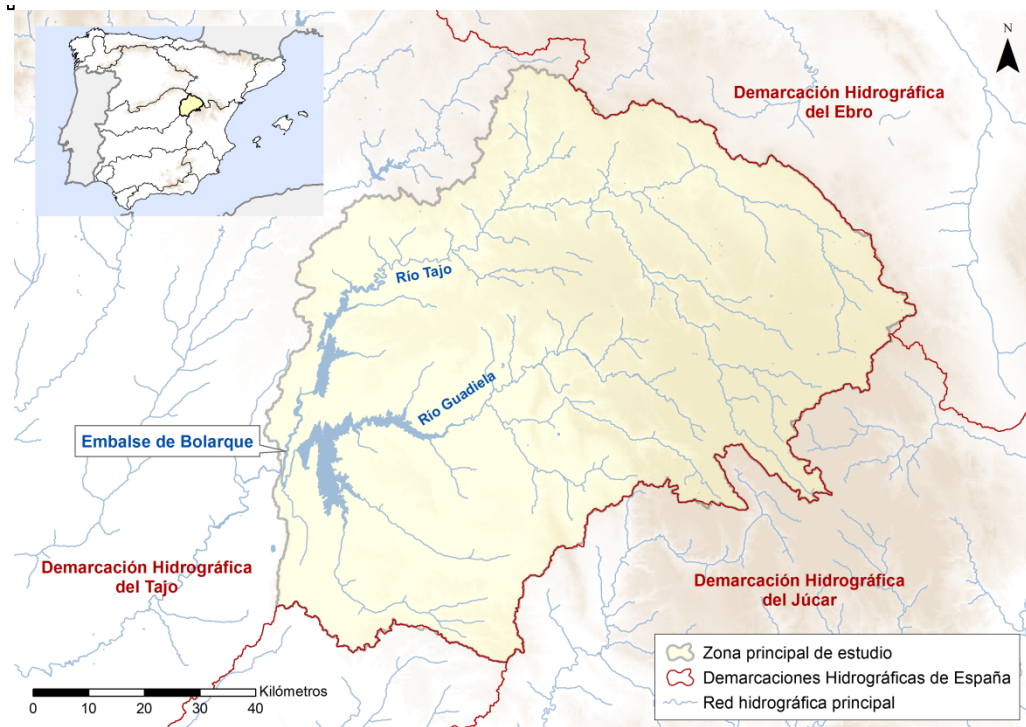


Figura 4. Zona principal de estudio. Cabecera del río Tajo hasta el embalse de Bolarque

2.3. Selección de zonas de estudio del Sistema Ibérico

Como zonas de contraste dependientes del conjunto montañoso del Sistema Ibérico, se estudian las cabeceras de diferentes ríos de las demarcaciones hidrográficas del Ebro, Júcar y Duero. Las cuencas endorreicas han

sido en todos los casos excluidas de los posteriores análisis, ya que no representan aportación alguna al resto de la cuenca vertiente.

Las zonas resultantes de estudio se muestran en la Figura 5.

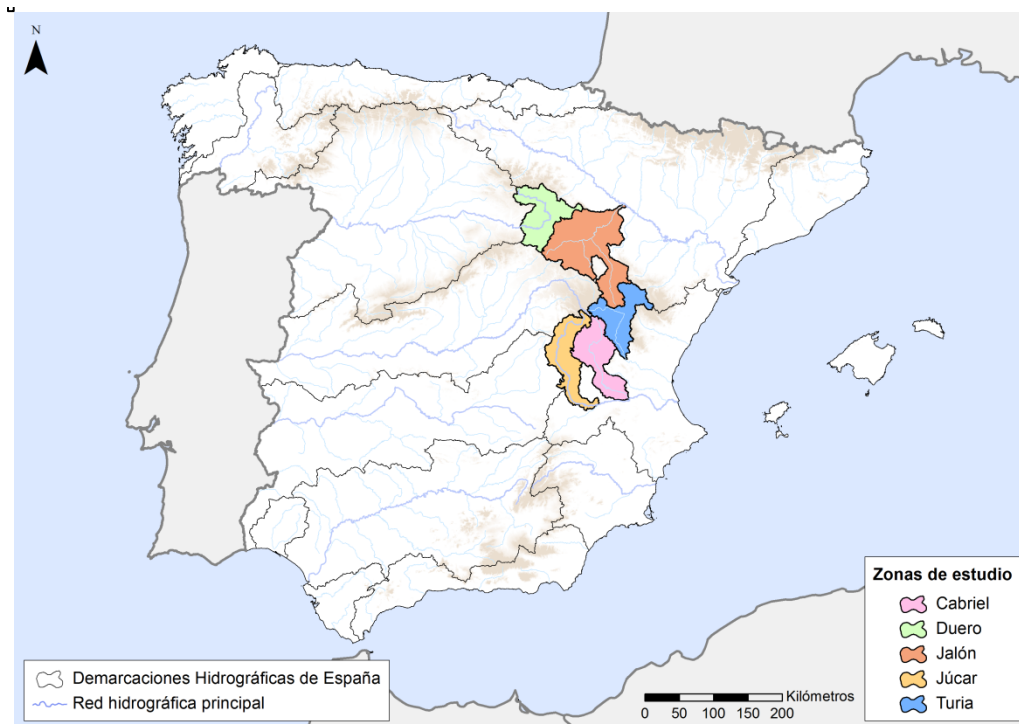


Figura 5. Zonas de estudio dependientes del Sistema Ibérico

2.4. Selección de zonas de estudio de otras demarcaciones hidrográficas

Como zonas de contraste localizadas en diferentes ríos de diversas demarcaciones hidrográficas de España, se han seleccionado ocho regiones de estudio según la metodología descrita en el apartado 2.1. Al igual que en los casos anteriores, las cuencas

endorreicas han sido en todos los casos excluidas de los posteriores análisis, ya que no representan aportación alguna al resto de la cuenca vertiente.

En la Figura 6, se muestran dichas zonas de estudio.

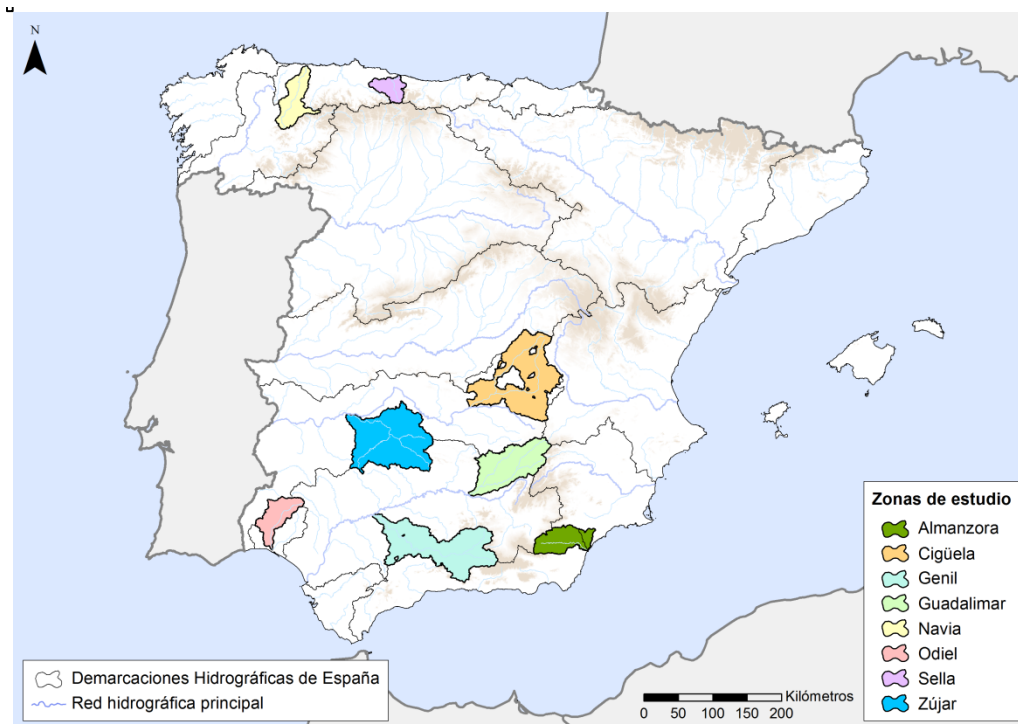


Figura 6. Zonas de estudio de otras demarcaciones hidrográficas

2.5. Información de partida y tratamiento de datos

La información de partida ha sido tratada mediante distintas aplicaciones informáticas, según procedencia y necesidades:

- Los datos de aportaciones se han obtenido a partir del modelo hidrológico distribuido SIMPA (CEDEX, 2008) utilizado para la evaluación de los recursos hídricos en régimen natural en los planes hidrológicos de cuenca. A partir de las precipitaciones, las evapotranspiraciones potenciales y los parámetros hidrológicos, el modelo obtiene los mapas de los distintos almacenamientos, humedad en el suelo y volumen de acuífero, y de las variables de salida del ciclo hidrológico, evapotranspiración y escorrentía total,

obtenida esta última como suma de la escorrentía superficial y la subterránea. Los caudales mensuales, en cada intervalo de tiempo, se obtienen integrando la escorrentía total en las cuencas vertientes a los puntos de simulación.

La serie temporal de datos hidrológicos estudiada corresponde a la escorrentía total comprendida entre octubre de 1940 y septiembre de 2011 (en adelante Serie Larga).

Debido a la elevada cantidad de datos necesarios para la obtención de resultados, se ha generado una base de datos mediante el programa Spatialite (Furieri, 2008). La información de escorrentía total de cada celda del modelo Simpa ha sido

convertida desde el ráster original a formato vectorial tipo punto, generando una cobertura mensual por cada uno de los meses de cada año hidrológico, resultando un total de 852 coberturas.

Estas coberturas se han ensamblado en una única tabla de información alfanumérica que incluye referenciación geográfica asociada, sobre la cual se han realizado las consultas necesarias para la obtención de los datos de escorrentía total acumulada en cada zona de estudio.

Para la delimitación geográfica de las zonas de estudio, se ha utilizado cartografía digital proveniente de la Infraestructura de

datos Espaciales del Ministerio de Agricultura, Alimentación y Medio Ambiente, consistente en subcuencas hidrográficas. Esta información se ha tratado mediante el sistema de información geográfica ArcGIS (ESRI, 2008).

- El análisis estadístico se ha realizado mediante los programas SPSS (IBM Corporation, 2013), R (R Core Team, 2015), RStudio (Allaire, 2015) y Minitab (Minitab Inc, 2015).

2.5.1. Aportaciones de las zonas de estudio

A continuación, en la Tabla 1 se presentan los datos de escorrentía total para la zona principal de estudio para la serie larga.

Tabla 1. Aportaciones en el nacimiento del río Tajo hasta el embalse de Bolarque (hm³)

Año hidrológico	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	AÑO
1940 - 1941	202,4	173,8	114,7	528,2	628,3	383,6	453,9	391,4	270,7	196,5	154,3	145,5	3643,3
1941 - 1942	116,8	125,9	96,4	83,4	75,7	171,4	241,3	129,7	97,8	78,0	68,2	62,3	1346,9
1942 - 1943	75,5	62,0	74,4	111,0	78,7	105,8	94,6	78,6	61,0	62,2	49,9	50,8	904,6
1943 - 1944	47,1	38,7	46,5	35,3	30,2	32,4	63,1	77,4	61,2	43,5	36,3	40,1	551,8
1944 - 1945	54,0	44,3	53,3	37,9	37,6	51,5	38,2	30,9	41,4	31,2	24,6	20,1	465,0
1945 - 1946	17,5	44,9	181,4	65,5	47,1	116,8	300,8	319,9	145,9	94,7	73,1	60,8	1468,5
1946 - 1947	51,7	46,5	42,6	48,0	356,2	445,4	170,1	184,4	107,1	78,0	68,5	63,9	1662,6
1947 - 1948	70,4	60,4	59,8	284,3	181,7	127,4	135,0	128,6	88,8	66,2	55,0	46,4	1304,0
1948 - 1949	43,6	36,5	36,0	30,4	26,9	25,2	23,4	45,1	33,2	25,1	21,8	127,0	474,1
1949 - 1950	54,5	46,3	38,4	29,3	47,4	36,0	32,9	38,1	30,0	23,7	20,6	17,7	414,8
1950 - 1951	16,8	18,8	89,3	137,1	234,0	282,6	235,8	178,5	112,7	81,5	64,8	72,5	1524,6

Año hidrológico	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	AÑO
1951 - 1952	65,5	176,8	126,1	120,5	111,5	210,4	212,2	225,5	129,1	127,0	93,2	73,6	1671,6
1952 - 1953	65,3	62,8	82,5	59,6	61,6	52,2	93,2	60,2	78,5	53,7	42,5	36,3	748,4
1953 - 1954	67,0	41,8	51,7	39,0	51,8	120,6	92,4	112,0	87,7	61,1	47,1	38,8	811,0
1954 - 1955	33,2	48,6	37,6	218,4	425,5	156,2	121,7	94,5	95,4	70,2	59,1	49,9	1410,3
1955 - 1956	70,5	75,4	252,4	200,0	108,9	462,7	275,2	355,4	181,3	118,3	90,2	83,8	2274,1
1956 - 1957	69,8	61,7	53,2	47,4	87,4	65,4	61,6	132,0	164,6	82,5	59,0	49,5	934,2
1957 - 1958	62,7	52,9	50,6	66,5	61,4	137,3	96,7	69,9	79,5	54,0	41,4	34,9	807,8
1958 - 1959	30,5	28,1	368,3	122,8	82,7	277,4	175,6	241,3	136,3	94,4	75,5	112,6	1745,4
1959 - 1960	125,3	235,5	345,1	431,0	548,4	450,3	215,5	199,0	179,8	127,4	102,8	87,0	3047,1
1960 - 1961	377,2	173,1	173,4	166,1	118,1	88,7	130,5	110,6	83,1	67,4	57,9	95,0	1641,1
1961 - 1962	71,2	284,6	181,8	220,3	173,0	251,8	197,2	236,0	147,1	105,2	84,6	73,5	2026,3
1962 - 1963	69,5	67,1	83,5	173,8	278,8	172,5	309,1	146,0	119,2	96,8	78,6	76,6	1671,4
1963 - 1964	61,6	327,8	186,6	108,7	387,2	236,7	169,1	128,6	160,9	107,8	86,1	72,2	2033,5
1964 - 1965	62,9	57,0	54,6	68,9	77,2	160,2	86,7	67,4	52,2	42,7	37,4	49,2	816,5
1965 - 1966	93,1	191,8	168,6	534,5	512,5	199,1	299,0	192,1	165,4	122,0	97,9	85,2	2661,2
1966 - 1967	126,4	124,9	86,6	94,1	122,3	120,7	109,4	99,3	75,5	61,6	52,1	44,2	1117,1
1967 - 1968	38,3	132,5	65,1	45,0	165,0	147,1	142,1	112,4	78,5	61,2	51,7	44,0	1083,0
1968 - 1969	37,8	67,1	116,3	118,5	257,7	562,6	374,8	285,3	193,1	139,2	109,7	110,3	2372,5
1969 - 1970	93,6	134,9	113,5	502,3	178,5	132,0	102,3	88,1	77,7	68,1	58,0	49,3	1598,3
1970 - 1971	42,3	45,1	39,9	68,3	47,7	75,5	203,4	407,7	221,5	138,6	99,1	81,8	1470,9
1971 - 1972	68,2	58,7	69,1	84,0	244,9	166,0	99,9	81,7	70,5	59,1	50,5	136,6	1189,1
1972 - 1973	123,9	163,2	145,5	152,4	92,8	70,3	63,4	67,3	82,4	58,4	48,9	41,0	1109,4
1973 - 1974	40,3	38,2	61,8	78,3	98,9	141,4	169,5	106,1	92,2	73,3	61,7	51,4	1013,1
1974 - 1975	44,6	47,0	38,3	33,0	40,1	56,3	93,1	120,5	101,4	64,3	53,5	49,6	741,7
1975 - 1976	39,5	34,0	33,8	29,2	38,7	29,3	49,8	49,1	40,7	37,2	32,6	28,0	442,0
1976 - 1977	52,6	50,4	220,7	402,0	380,4	233,1	143,9	152,8	129,1	99,6	79,9	67,1	2011,4
1977 -	79,7	63,9	115,5	117,7	344,6	202,2	252,2	226,7	142,2	103,8	83,7	70,3	1802,7

Año hidrológico	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	AÑO
1978													
1978 - 1979	59,8	50,9	166,9	266,0	374,2	280,0	220,0	207,8	172,0	120,3	96,3	86,9	2101,1
1979 - 1980	185,2	106,9	84,3	72,5	75,1	95,9	74,8	120,0	89,4	65,0	53,4	45,9	1068,3
1980 - 1981	42,1	47,7	37,2	31,6	31,4	29,5	63,5	55,7	39,5	29,9	25,7	24,7	458,6
1981 - 1982	21,0	18,1	139,3	60,5	67,0	50,7	48,6	74,5	56,3	44,5	35,7	32,4	648,6
1982 - 1983	31,3	58,6	41,6	32,3	28,1	25,4	43,3	32,0	28,1	26,0	31,5	24,8	403,1
1983 - 1984	19,4	26,9	61,8	50,4	48,5	142,2	79,1	313,8	136,9	87,5	66,0	54,2	1086,7
1984 - 1985	47,8	192,1	89,7	113,9	192,8	136,6	136,5	130,3	93,4	75,2	64,6	55,5	1328,3
1985 - 1986	46,8	45,9	74,1	68,1	205,1	115,2	178,8	105,9	83,7	64,8	55,7	57,5	1101,6
1986 - 1987	52,7	43,8	40,4	112,8	143,3	81,4	107,1	78,6	59,0	63,3	51,2	41,8	875,3
1987 - 1988	99,5	63,7	134,6	260,7	123,9	82,7	234,5	211,8	378,1	163,0	111,5	87,5	1951,4
1988 - 1989	80,3	68,2	55,5	47,1	79,7	63,9	114,1	147,5	91,2	66,8	54,9	47,4	916,5
1989 - 1990	40,2	67,6	165,7	101,5	66,5	51,7	52,7	44,2	37,2	32,0	29,8	35,0	724,1
1990 - 1991	63,8	52,1	42,4	37,1	85,5	131,0	150,3	95,2	68,5	56,2	47,7	66,5	896,3
1991 - 1992	64,8	53,6	46,5	37,1	37,3	40,2	46,0	80,0	64,8	46,6	37,4	32,3	586,4
1992 - 1993	77,3	44,8	50,7	36,9	31,9	32,2	37,1	76,5	54,1	38,8	31,2	31,0	542,5
1993 - 1994	119,4	63,7	46,2	73,1	87,0	57,3	51,3	48,8	40,4	35,4	31,6	27,8	682,2
1994 - 1995	45,4	45,8	37,4	37,8	48,9	36,4	31,4	36,3	52,8	36,9	31,0	24,7	464,9
1995 - 1996	20,7	38,0	192,3	326,0	183,2	145,8	109,0	179,0	111,8	80,7	67,2	57,3	1510,9
1996 - 1997	48,3	80,7	348,2	463,6	179,3	114,1	99,4	122,1	94,1	78,3	67,7	56,8	1752,8
1997 - 1998	49,1	151,2	231,4	125,2	107,0	81,1	123,0	231,0	118,0	79,6	64,4	56,6	1417,6
1998 - 1999	48,2	41,3	36,8	33,4	34,5	43,5	43,5	39,9	48,9	37,0	29,3	54,2	490,6
1999 - 2000	128,1	69,8	57,9	46,3	38,4	41,0	168,8	112,6	71,1	53,2	44,1	37,8	869,2
2000 - 2001	40,6	65,5	171,1	297,8	153,4	308,6	147,5	128,2	95,4	74,4	63,3	59,0	1604,7
2001 - 2002	61,8	48,6	39,6	37,6	34,1	55,5	57,0	62,5	54,8	39,7	35,6	32,1	558,7
2002 - 2003	43,7	68,5	103,9	170,8	201,7	211,5	143,1	165,0	112,3	82,9	67,8	59,3	1430,4
2003 - 2004	163,6	96,7	70,5	61,4	116,2	139,0	219,4	241,7	131,5	91,2	71,0	58,9	1461,2

Año hidrológico	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	AÑO
2004 - 2005	67,6	52,7	44,8	36,9	33,8	35,0	31,5	27,2	33,9	25,2	21,8	19,4	429,7
2005 - 2006	26,4	33,3	40,3	31,9	63,5	80,2	71,0	47,7	62,4	46,4	37,3	46,6	586,9
2006 - 2007	60,5	58,6	46,9	38,8	97,2	85,1	162,2	127,4	80,3	58,6	47,8	40,4	903,9
2007 - 2008	35,6	31,6	27,0	26,0	27,1	23,3	115,0	132,0	84,2	59,7	47,2	40,0	648,8
2008 - 2009	85,4	55,0	54,9	78,5	77,6	65,1	87,6	49,1	47,2	47,2	46,9	48,3	742,7
2009 - 2010	43,2	35,4	238,0	148,3	242,7	202,8	237,2	191,9	159,1	106,1	78,0	68,8	1751,4
2010 - 2011	61,7	57,4	85,0	72,3	69,4	77,2	114,0	180,5	92,6	64,6	51,3	42,0	967,9

Los principales valores estadísticos de las aportaciones mensuales para la serie larga se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Principales valores estadísticos de la zona principal de estudio. Aportaciones (hm³)

	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	AÑO
Nº datos	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71
Mínimo	16,8	18,1	27,0	26,0	26,9	23,3	23,4	27,2	28,1	23,7	20,6	17,7	403,1
Percentil 10%	31,3	35,4	38,3	33,0	34,1	35,0	43,5	45,1	40,7	35,4	31,0	28,0	474,1
Percentil 25%	42,7	45,0	46,4	38,9	48,7	55,9	67,3	72,2	61,1	46,9	39,4	40,0	732,9
Mediana	60,5	57,4	70,5	73,1	87,4	115,2	114,1	120,0	88,8	65,0	54,9	50,8	1086,7
Percentil 75%	73,4	72,6	136,9	150,3	182,4	171,9	177,2	182,5	129,1	89,4	69,7	69,5	1622,9
Percentil 90%	123,9	173,1	192,3	297,8	356,2	280,0	241,3	241,3	165,4	120,3	93,2	87,0	2026,3
Máximo	377,2	327,8	368,3	534,5	628,3	562,6	453,9	407,7	378,1	196,5	154,3	145,5	3643,3
Media	69,6	78,6	102,2	128,5	144,0	139,7	137,0	136,1	100,8	72,6	58,7	57,1	1225,0
Desv. Típica	52,0	60,9	78,6	128,8	134,1	115,3	87,7	87,8	59,0	34,2	25,2	26,7	660,4
Coef. variación	0,7	0,8	0,8	1,0	0,9	0,8	0,6	0,6	0,6	0,5	0,4	0,5	0,5
Coef. Sesgo	3,5	2,2	1,7	1,9	1,7	1,7	1,2	1,2	2,0	1,1	1,0	1,3	1,1

Como se puede comprobar, las aportaciones fluctúan a lo largo de los meses del año. Con objeto de evitar el efecto de la estacionalidad y de las autocorrelaciones de corto plazo los datos se han analizado por años hidrológicos

(Helsel y Hirsch, 2002). En consecuencia se ha contado con una única muestra de 71 datos para cada cuenca de estudio, que se pueden considerar independientes y

homogéneos como hipótesis de partida (Chow *et al.*, 1994).

La Tabla 3 presenta los datos de escurrentía total para el resto de zonas de estudio para la serie larga.

Tabla 3. Aportaciones en las zonas de estudio de contraste (hm³)

Año hidrológico	Zonas de estudio del Sistema Ibérico					Zonas de estudio de otras demarcaciones hidrográficas							
	Cabriel	Duero	Jalón	Júcar	Turia	Almanzora	Cigüela	Genil	Guadalimar	Navia	Odiel	Sella	Zújar
1940 - 1941	1215,9	1845,7	724,9	1641,7	774,1	46,9	1046,1	2762,1	1887,8	3567,2	974,9	1271,0	1319,5
1941 - 1942	285,5	474,5	402,0	333,4	300,8	39,2	251,6	796,3	464,2	2032,4	218,8	741,4	620,1
1942 - 1943	209,5	598,0	240,0	239,0	266,8	40,4	200,2	844,1	315,1	1686,3	643,6	985,4	834,4
1943 - 1944	188,5	305,3	243,8	122,6	269,8	198,8	124,5	1013,2	486,2	2264,5	62,4	895,0	224,6
1944 - 1945	142,3	331,6	191,8	107,4	260,0	38,8	96,3	310,3	164,6	2036,7	28,6	1033,4	72,6
1945 - 1946	664,1	834,9	694,5	723,2	889,1	195,2	574,3	1150,9	984,7	1657,9	394,4	976,1	619,6
1946 - 1947	664,0	1095,9	516,1	851,3	683,9	276,0	805,0	2509,4	2068,8	2880,8	575,5	1119,5	1867,0
1947 - 1948	470,4	842,6	329,3	412,1	585,8	159,4	248,4	1450,1	953,6	2042,6	259,0	881,6	882,3
1948 - 1949	192,6	264,5	243,4	136,6	282,2	276,5	121,5	329,7	175,3	1270,1	154,7	734,2	152,3
1949 - 1950	162,9	408,1	221,0	168,8	202,0	87,8	139,9	367,5	178,1	2026,0	211,3	994,7	242,3
1950 - 1951	706,0	885,4	485,2	666,4	857,3	90,9	549,6	1312,3	954,0	3110,4	216,2	1474,2	1411,0
1951 - 1952	535,8	645,5	406,5	506,8	961,5	124,4	531,8	1055,1	741,2	1933,0	400,0	1066,2	1303,5
1952 - 1953	170,7	488,4	290,8	150,4	220,2	50,8	136,5	447,8	248,8	2394,5	285,5	1281,1	277,9
1953 - 1954	162,0	570,1	363,3	162,3	330,7	138,9	110,8	598,8	374,8	1652,3	191,3	1229,1	127,2
1954 - 1955	404,5	930,1	294,0	494,7	318,0	67,3	279,8	1248,7	837,5	1956,1	259,1	759,6	999,7
1955 - 1956	582,4	1259,6	594,7	681,7	509,3	101,2	620,2	1466,1	818,4	2409,6	822,2	1108,4	1594,5
1956 - 1957	229,5	276,2	332,4	213,8	317,5	58,6	155,6	475,0	235,9	1431,9	33,9	1084,9	264,4
1957 - 1958	362,8	415,0	279,5	318,7	441,3	66,4	191,6	701,7	444,1	2069,9	64,0	1202,9	346,2
1958 - 1959	754,7	672,6	669,2	769,2	668,0	90,4	440,8	1645,9	1257,0	2272,3	490,2	841,7	1592,7
1959 - 1960	1078,2	1330,4	650,6	1252,3	936,3	39,9	829,9	2424,4	2449,3	3790,3	525,5	1384,0	1898,6
1960 -	601,2	1031,	501,4	752,5	442,	35,0	354,9	1449,	843,5	3237,	255,6	1215,	1368,

1961		6		0				9		2		3	6
1961 - 1962	813,7	1276,4	577,5	931,1	604,5	92,3	663,9	2107,6	1329,5	3018,0	699,4	1107,6	2564,6
1962 - 1963	719,2	666,0	383,2	985,6	506,4	84,6	605,9	3628,7	2108,7	2789,0	1133,6	1104,0	2783,9
1963 - 1964	681,9	789,5	381,7	891,7	463,5	69,8	499,8	2446,9	1697,0	2245,3	767,0	690,7	2295,4
1964 - 1965	329,1	429,3	253,9	361,2	271,4	88,2	203,8	622,6	484,9	1841,8	200,6	961,7	458,4
1965 - 1966	1155,6	1637,0	700,0	1330,3	655,5	60,3	649,7	1677,0	1664,9	3159,9	688,0	778,8	1926,6
1966 - 1967	360,7	610,6	312,0	397,0	304,9	86,2	161,3	457,9	327,1	2360,7	97,9	1013,2	560,6
1967 - 1968	445,7	821,1	602,2	427,1	375,4	62,2	185,9	950,8	508,3	2499,2	350,4	1370,7	733,5
1968 - 1969	1027,4	1033,9	807,8	1190,9	861,5	94,5	763,1	2473,7	2046,2	3279,5	827,3	989,7	2072,2
1969 - 1970	571,5	563,1	468,4	751,1	416,4	199,5	603,9	2248,9	867,3	2536,6	625,8	1021,9	1790,7
1970 - 1971	494,9	635,9	506,9	633,7	403,9	67,0	585,2	1226,1	912,7	2400,4	260,9	993,2	725,8
1971 - 1972	449,0	667,2	487,5	401,2	458,4	139,0	278,2	792,0	860,9	2571,9	374,9	1595,2	701,2
1972 - 1973	362,3	485,7	349,5	408,5	332,0	144,0	328,7	643,5	301,0	2072,9	338,8	925,7	617,1
1973 - 1974	323,7	494,4	341,5	334,9	402,8	188,7	222,5	726,7	627,4	2352,5	102,1	967,1	404,8
1974 - 1975	218,2	453,7	365,4	214,5	217,6	57,9	190,8	500,6	308,4	1985,9	167,2	1096,4	641,5
1975 - 1976	204,7	221,2	295,3	152,3	250,9	110,3	104,6	560,0	276,9	1820,4	90,3	1168,3	302,3
1976 - 1977	683,7	1305,7	785,6	853,3	471,7	47,4	511,3	2117,7	1642,9	3321,1	814,1	1139,8	2233,6
1977 - 1978	520,6	868,8	410,4	712,5	405,3	79,0	614,8	1268,7	1056,5	2746,9	848,3	1287,9	1860,6
1978 - 1979	610,0	1211,7	507,2	726,9	463,7	45,2	506,5	1988,6	1506,7	3539,8	733,1	1179,3	2425,2
1979 - 1980	290,7	603,5	364,3	351,5	294,2	72,0	171,5	617,8	344,4	2598,5	98,9	1296,8	463,0
1980 - 1981	122,8	315,6	248,3	121,0	164,6	34,4	119,3	346,2	178,1	2184,1	40,4	1198,9	146,0
1981 - 1982	190,1	457,5	249,0	222,2	206,6	41,8	154,1	912,6	499,6	1831,8	282,4	740,9	598,4
1982 - 1983	174,5	375,9	200,2	131,2	214,4	81,2	161,9	602,5	346,4	2928,5	59,9	1321,7	174,9
1983 - 1984	337,5	604,3	329,1	414,0	330,9	56,1	309,4	1359,6	1048,7	2275,4	372,4	1121,7	1111,7
1984 - 1985	444,2	983,3	382,7	510,0	309,4	42,8	278,8	1048,9	777,5	2844,4	464,8	1090,2	877,2
1985 - 1986	310,9	565,5	280,5	414,3	236,4	49,0	312,3	1027,0	863,8	2118,3	285,8	989,1	835,3
1986 - 1987	263,7	402,5	310,2	295,2	294,7	59,4	162,7	819,2	333,8	1343,3	274,9	739,0	441,7
1987 - 1988	758,3	1119,4	1081,5	699,1	878,0	55,5	442,0	804,9	573,0	2831,8	555,3	1159,9	1160,1

1988 - 1989	308,7	308,4	472,2	265,5	409,0	140,7	192,8	318,9	242,2	1183,9	199,7	623,3	176,6
1989 - 1990	327,5	399,2	321,3	246,1	362,6	261,4	240,6	1373,8	479,1	1338,6	928,2	518,7	1485,7
1990 - 1991	337,1	698,5	422,7	333,7	395,7	77,8	161,1	508,2	387,1	2336,0	206,9	1238,6	400,0
1991 - 1992	161,5	298,4	262,5	170,9	206,2	114,9	118,4	320,5	308,9	1655,0	26,4	998,8	179,2
1992 - 1993	137,2	459,2	235,9	129,9	204,7	100,1	107,2	288,1	198,7	2076,5	38,1	1214,9	163,2
1993 - 1994	146,0	506,9	194,4	172,4	146,2	33,5	127,0	403,0	218,6	2396,5	300,6	1014,5	322,8
1994 - 1995	125,2	384,9	181,0	124,9	166,9	39,9	88,4	148,1	104,3	2083,9	48,0	904,5	53,1
1995 - 1996	479,2	1036,2	409,8	656,7	381,1	57,0	487,4	2099,0	1274,7	2591,0	1156,3	938,0	2400,3
1996 - 1997	663,0	859,0	686,1	801,5	622,9	109,5	794,6	2330,1	1235,5	1866,2	583,1	1090,8	1654,1
1997 - 1998	467,8	890,7	399,1	575,8	413,5	70,2	461,5	1687,4	1018,6	2536,3	722,0	927,4	1359,1
1998 - 1999	149,5	262,9	244,6	148,7	194,4	28,7	112,3	212,3	210,6	1669,8	28,5	990,4	65,7
1999 - 2000	216,0	490,2	222,8	250,1	261,1	37,8	152,1	634,7	346,3	1891,8	205,9	927,1	656,7
2000 - 2001	473,2	1293,7	327,5	529,4	437,4	59,9	297,4	1413,0	1023,9	3696,8	803,5	1008,1	1567,1
2001 - 2002	209,4	207,0	214,7	179,0	331,6	72,0	124,5	605,3	289,4	1181,9	270,3	753,6	396,4
2002 - 2003	514,8	1080,2	653,3	590,7	687,6	35,1	238,5	1206,6	805,0	2521,0	454,3	888,6	834,8
2003 - 2004	444,1	924,1	840,1	512,6	603,2	129,9	683,4	1295,0	825,9	2194,3	548,3	1174,2	1546,8
2004 - 2005	140,2	190,4	310,4	139,8	173,8	48,1	146,9	251,1	91,8	1621,5	69,4	1057,4	143,3
2005 - 2006	150,9	556,5	315,1	136,2	306,2	52,9	101,3	397,5	302,8	1833,2	153,3	1080,5	177,4
2006 - 2007	295,0	595,8	436,6	359,2	314,9	80,8	287,3	289,7	345,0	2652,1	537,2	1087,2	837,1
2007 - 2008	238,8	503,3	430,5	193,6	306,9	33,4	125,2	340,5	412,1	1670,6	161,2	768,7	275,3
2008 - 2009	410,4	478,5	381,3	414,5	342,0	78,4	206,4	1171,9	888,3	2615,9	127,3	1493,9	338,1
2009 - 2010	723,9	1251,6	479,1	935,2	452,6	315,2	962,2	3297,4	2565,1	4053,4	1233,0	1286,9	2667,5
2010 - 2011	330,5	491,6	233,4	397,3	237,6	66,6	196,6	1629,6	1012,2	2897,9	769,4	1237,8	1670,6

Los principales valores estadísticos de las aportaciones mensuales para la serie larga se muestran en la Tabla 4.

Tabla 4. Principales valores estadísticos de las zonas de estudio de contraste. Aportaciones (hm³)

	Zonas de estudio del Sistema Ibérico					Zonas de estudio de otras demarcaciones hidrográficas							
	Cabriel	Duero	Jalón	Júcar	Turia	Almanzora	Cigüela	Genil	Guadalimar	Navia	Odiel	Sella	Zújar
Nº datos	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71	71
Mínimo	122,8	190,4	122,8	107,4	146,2	28,7	88,4	148,1	91,8	1181,9	26,4	518,7	53,1
Percentil 10%	150,9	305,3	150,9	136,6	206,2	38,8	118,4	320,5	210,6	1652,3	59,9	753,6	163,2
Percentil 25%	209,5	441,5	209,5	203,7	268,3	48,5	153,1	504,4	312,0	1879,0	158,0	927,3	312,6
Mediana	360,7	598,0	360,7	401,2	342,0	70,2	240,6	950,8	573,0	2272,3	285,5	1057,4	725,8
Percentil 75%	577,0	907,4	577,0	690,4	467,7	105,3	508,9	1458,1	1015,4	2699,5	604,4	1189,1	1557,0
Percentil 90%	723,9	1251,6	723,9	891,7	687,6	188,7	663,9	2330,1	1664,9	3237,2	822,2	1287,9	2072,2
Máximo	1215,9	1845,7	1215,9	1641,7	961,5	315,2	1046,1	3628,7	2565,1	4053,4	1233,0	1595,2	2783,9
Media	423,9	694,0	423,9	476,5	412,2	91,2	338,2	1134,6	774,1	2335,0	397,1	1050,0	961,9
Desv. Típica	258,1	360,0	258,1	330,3	205,3	63,0	239,4	788,6	594,7	644,5	310,9	210,2	760,4
Coef. variación	0,6	0,5	0,6	0,7	0,5	0,7	0,7	0,7	0,8	0,3	0,8	0,2	0,8
Coef. Sesgo	1,1	0,9	1,1	1,2	1,1	1,8	1,1	1,1	1,2	0,5	0,8	0,0	0,7

2.5.2. Análisis de datos

2.5.2.1. Análisis estadístico

Para determinar la posible presencia de un cambio de tendencia en los datos de la serie larga, se ha empleado un árbol de decisión. Los árboles de decisión son un tipo de árbol de clasificación y regresión, cuya técnica de análisis discriminante permite predecir la asignación de muestras a grupos en función de una serie de variables (Breiman *et al.*, 1984). En ellos, cada nodo o *split* busca maximizar la variabilidad explicada por ese nodo, revelando cambios de tendencia en la serie.

Posteriormente se emplean varios test estadísticos para aceptar o rechazar la hipótesis nula, H0 (aleatoriedad en el orden de aparición de los datos, ausencia de tendencias temporales, igualdad de media, varianza, distribución estadística, etc.). En lo que respecta a los dos tipos de errores al aplicar los test, el error de tipo I es cuando la hipótesis H0 es incorrectamente rechazada, y el de tipo II, cuando H0 es aceptada siendo correcta H1. Al disminuir el nivel de significación disminuye el error de tipo I, pero aumenta el de tipo II. Para minimizar

dichos errores se va a emplear un nivel de significación de 0,05.

Por tanto, aquellas pruebas estadísticas que tengan un nivel de significación (α) igual o superior a 0,05, es decir, tengan un intervalo de confianza inferior al 95% (menor incertidumbre estadística y, por tanto, mejor ajuste), van a ser consideradas como de aceptación de la hipótesis nula.

Asimismo, a la hora de interpretar los resultados de los test, cabe reseñar que al aceptar la hipótesis nula ($\alpha \geq 0,05$) se indica que no se han encontrado suficientes evidencias para rechazar la hipótesis nula. En cambio, al rechazar la hipótesis nula ($\alpha < 0,05$), se concluye que se han encontrado suficientes indicios para rechazar la misma.

Adicionalmente, se ha de determinar la clase de test que se debe emplear en función de si las poblaciones proceden de una distribución conocida o no. Si los datos observados proceden de una distribución conocida, generalmente la normal, se emplean los test paramétricos, mientras que los test no paramétricos no requieren que los datos procedan de una distribución fijada a priori (Fan y Yao, 2003; Sheskin, 2011).

Se ha empleado el test de Kolmogorov-Smirnov con corrección de Lilliefors, para confirmar la clase de test que es aconsejable. Por la clase de datos empleados, es esperable que el resultado de este test confirme la hipótesis de que dichos datos no proceden de

una distribución normal, lo que aconseja la aplicación de test no paramétricos. No obstante, si el nivel de significación obtenido en este test se encuentra acotado en el intervalo $0,01 < \alpha < 0,05$, puede ser compatible la consideración de algunos test paramétricos.

Los datos se han estudiado de dos formas diferentes. Por un lado, considerando los datos como una muestra procedente de una misma población, y por otro, considerando los datos como dos muestras independientes procedentes de dos poblaciones distintas, pero con la misma distribución estadística.

En la zona de estudio principal se ha realizado un análisis estadístico más exhaustivo que en las zonas de contraste ya que no resulta necesario una vez determinada la presencia o ausencia del Efecto 80 reiterar el análisis en otras zonas de estudio. Por ello, únicamente se ha realizado en las zonas de contraste un análisis de cambio de tendencia para la serie larga, mientras que el análisis gráfico se ha realizado de forma completa en todas las regiones estudiadas.

2.5.2.2. Análisis gráfico

Tras la aplicación de los test estadísticos, se ha realizado un análisis gráfico de las aportaciones en cada zona de estudio.

Los valores de escorrentía total se han normalizado en tanto por uno respecto a la media interanual de la serie analizada en cada zona de estudio con objeto de eliminar las diferencias de magnitud existentes entre las mismas, ya que no es objeto del presente trabajo la observación de la magnitud total de las aportaciones sino la diferencia relativa entre las series examinadas.

Se han realizado gráficos entre las series hidrológicas anuales 1940-1980 y 1980-2011

(en adelante Serie Corta) de diferencia de medias, análisis de tendencia mediante media móvil centrada, desviación acumulada respecto a la media y clasificación de aportaciones.

3. RESULTADOS

3.1. Zona principal de estudio

3.1.1. Análisis estadístico

El resultado del árbol de decisión reflejado en la Figura 7 muestra un cambio de tendencia en la serie larga para la cabecera del Tajo, contrastando la existencia de una diferencia significativa entre los valores de las aportaciones de las dos series 10/1940-09/1979 y 10/1979-09/2011.

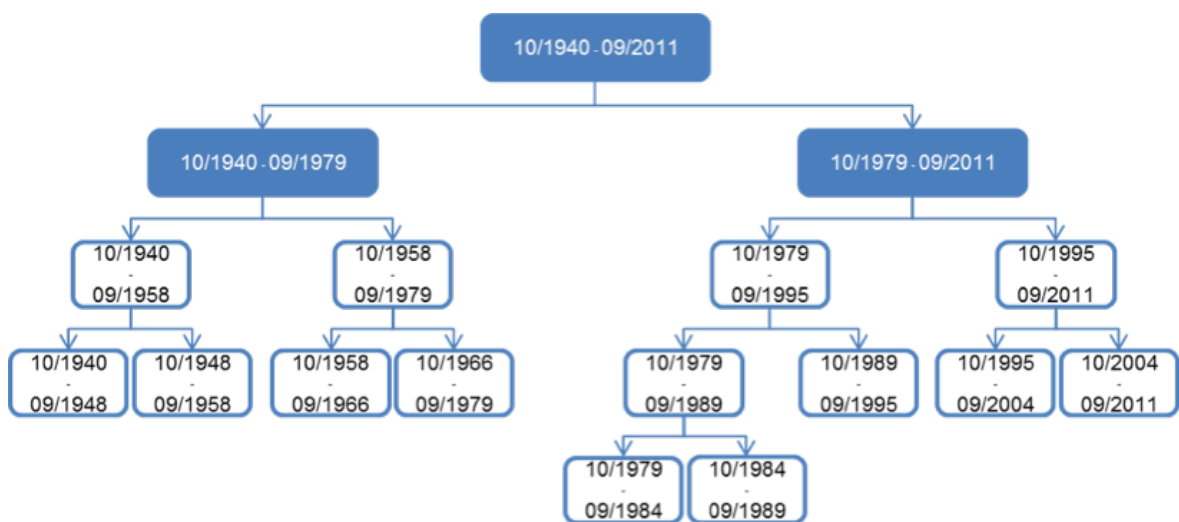


Figura 7. Árbol de clasificación de la serie 10/1940-09/2011

Seguidamente, para ver qué clase de test se debe emplear, se ha realizado el test de Kolmogorov-Smirnov con corrección de Lilliefors con los 71 datos de la serie,

resultando que dichos datos no proceden de una distribución normal como puede verse en la Tabla 5, por lo que deben aplicarse test no paramétricos. No obstante, dado que el nivel

de significación ($\alpha = 0,023$) obtenido en este test está acotado en el intervalo $0,01 < \alpha <$

$0,05$, también se han realizado test paramétricos.

Tabla 5. Test de Kolmogorov-Smirnov

N	71
Test KS	0,114
N. significación	0,023
α	
Int. Confianza	97,70
(%)	

La Figura 8 resume los resultados de los test realizados.

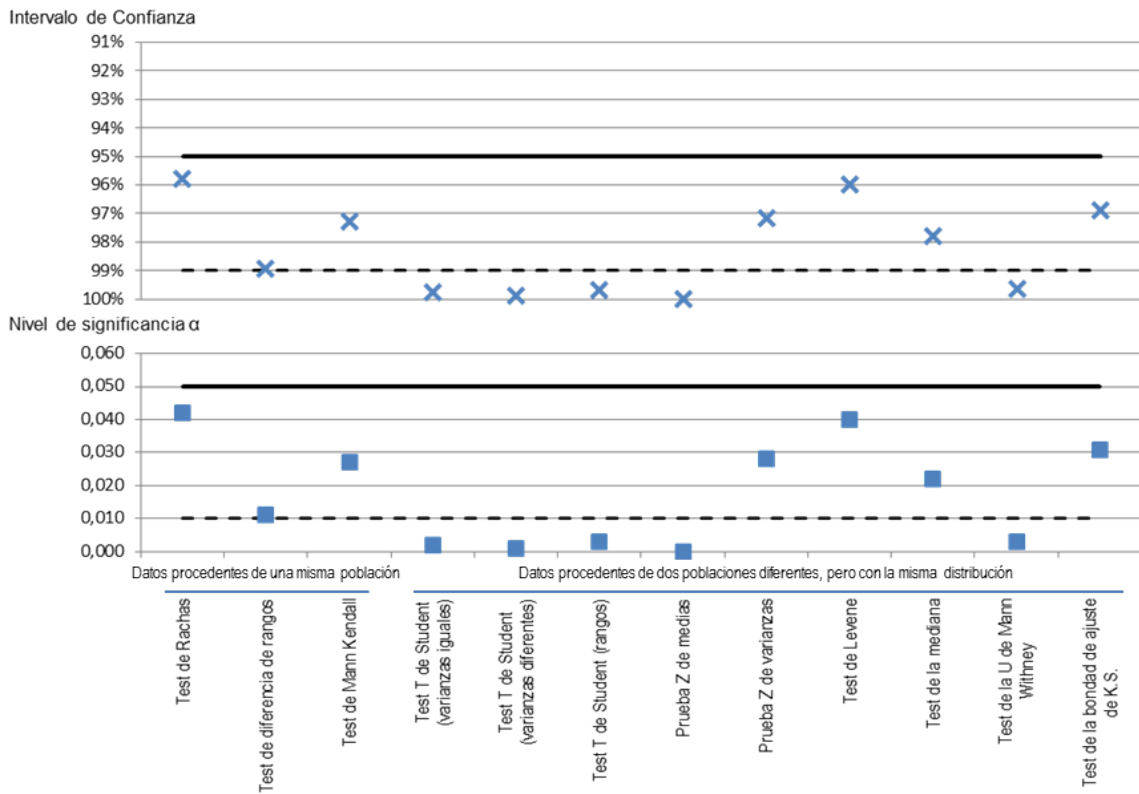


Figura 8. Resultados de los test realizados

3.1.2. Análisis gráfico

A continuación se muestran las distintas formas de tratamiento gráfico de las series anuales 1940-1980 y serie corta de la escorrentía total del modelo SIMPA.

La Figura 9 revela la diferencia existente entre las medias anuales de ambas series así como la media móvil centrada a 10 años.

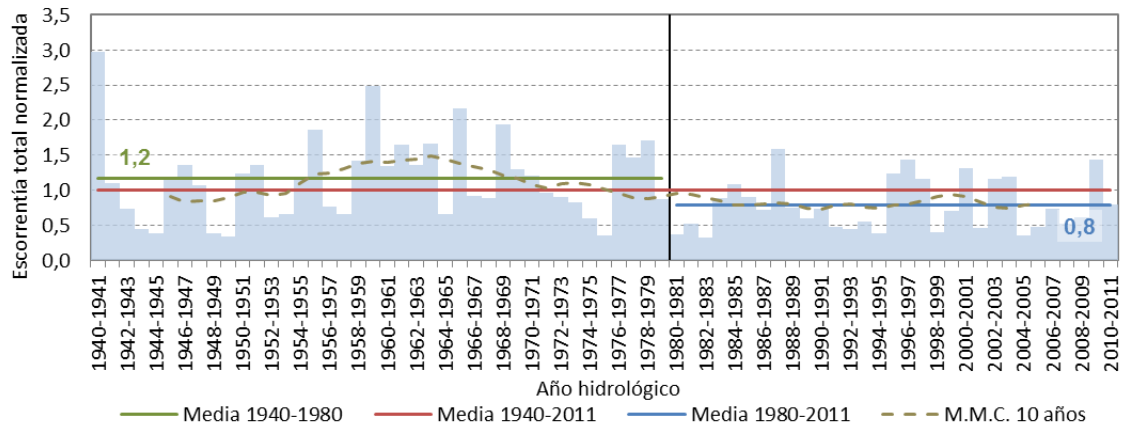


Figura 9. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cabecera del Tajo

En la Figura 9, se muestra la desviación acumulada respecto a la media de la escorrentía total.

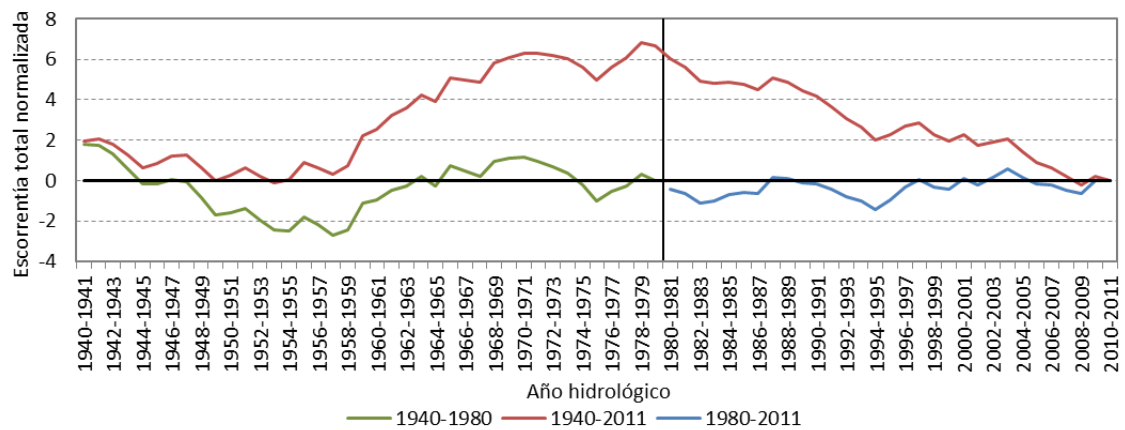


Figura 10. Desviación acumulada respecto a la media. Cabecera del Tajo

En la Figura 7 se muestra la clasificación de aportaciones de las series estudiadas.

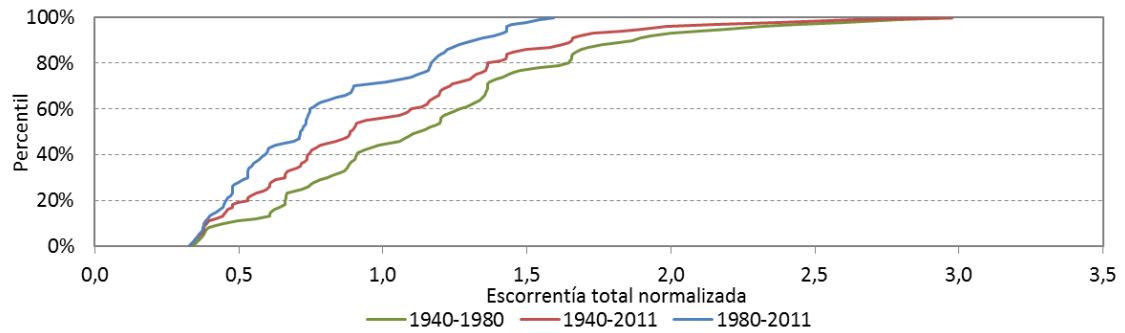


Figura 7. Escorrentía total anual clasificada. Cabecera del Tajo

3.2. Zonas de estudio de contraste

La Tabla 6 muestra los cambios de tendencia en la serie larga para cada zona de estudio de contraste. Se representan los tres primeros

nodos reflejados en árbol de decisión, ya que son los cambios de tendencia más claros detectados. El resto de nodos se considera que no presentan suficiente relevancia como para ser estudiados.

Tabla 6. Cambios de tendencia detectados en la serie larga en las zonas de estudio de contraste

	Primer nodo	Siguientes nodos	
Zonas de estudio del Sistema Ibérico			
Cabriel	09/1972 - 10/1972	09/1979 - 10/1979	09/1958 - 10/1958
Duero	09/1969 - 10/1969	09/1959 - 10/1959	09/1976 - 10/1976
Jalón	09/1979 - 10/1979	09/1958 - 10/1958	09/1987 - 10/1987
Júcar	09/1971 - 10/1971	09/1958 - 10/1958	09/1979 - 10/1979
Turia	09/1972 - 10/1972	09/1987 - 10/1987	09/1945 - 10/1945
Zonas de estudio de otras demarcaciones hidrográficas			
Almanzora	09/1949 - 10/1949	09/2006 - 10/2006	09/1993 - 10/1993
Cigüela	09/1979 - 10/1979	09/1995 - 10/1995	09/1958 - 10/1958
Genil	09/1971 - 10/1971	09/1995 - 10/1995	09/1958 - 10/1958
Guadalimar	09/1979 - 10/1979	09/2006 - 10/2006	09/1958 - 10/1958
Navia	09/2006 - 10/2006	09/1985 - 10/1985	09/1990 - 10/1990
Odiel	09/1995 - 10/1995	09/1990 - 10/1990	09/2001 - 10/2001
Sella	09/1950 - 10/1950	09/1985 - 10/1985	09/1990 - 10/1990
Zújar	09/1979 - 10/1979	09/1995 - 10/1995	09/1958 - 10/1958

La Tabla 7 presenta los porcentajes de reducción de aportaciones de las diferentes zonas de contraste entre la serie 1940-1980 y la serie corta.

Tabla 7. Reducción de aportaciones de las diferentes zonas de contraste de la serie 1940-1980 respecto a la serie corta

	Zonas de estudio del Sistema Ibérico					Zonas de estudio de otras demarcaciones hidrográficas							
	Cabriel	Duero	Jalón	Júcar	Turia	Almanzora	Cigüela	Genil	Guadalimar	Navia	Odiel	Sella	Zújar
Reducción de aportaciones (%)	35%	19%	14%	37%	27%	21%	31%	27%	31%	8%	6%	5%	27%

Debido a su elevado número y para una mejor comprensión, las figuras relativas al análisis gráfico de cada zona de contraste se adjuntan en el Anexo 0.

4. DISCUSIÓN

4.1. Análisis estadístico. Zona principal de estudio

El análisis del árbol de decisiones revela un cambio de tendencia para la serie larga en la cabecera del Tajo, dividiendo la misma en dos poblaciones distintas, 10/1940-09/1979 y 10/1979-09/2011. No obstante, dado que en el año hidrológico 10/1979-09/1980 se registraron aportaciones (1068,3 hm³/año) próximas a la mediana (1086,7 hm³/año) y por compatibilidad con los estudios anteriormente citados, se ha seleccionado el año hidrológico 10/1980-09/1981 (458,6 hm³/año) como el de inicio del periodo con menos aportaciones observadas, resultando finalmente dos poblaciones de estudio dentro de la serie larga, 10/1940-09/1980 y 10/1980-09/2011.

Considerando los datos como una única muestra procedente de una misma población,

se ha rechazado en todos los casos la hipótesis nula (H0). Los test de rachas y de diferencia de rangos indican que los datos no pueden considerarse como aleatorios en su orden de aparición, por lo que puede deducirse que las observaciones no están idénticamente distribuidas a lo largo del tiempo. El test de Mann Kendall por su parte, ha detectado la existencia de una tendencia temporal decreciente significativa en los datos, lo que confirma una reducción en las aportaciones estudiadas para el periodo más reciente.

Por otra parte, tal y como se ha podido deducir del árbol de clasificación, existen dos periodos claramente diferenciados, por lo que se han considerado los datos como dos muestras independientes procedentes de dos poblaciones distintas (10/1940-09/1980 y 10/1980-09/2011), pero con la misma distribución estadística, a los cuales se les han aplicado varios test paramétricos (t de

Student, z de medias y varianzas y Levene) y no paramétricos (mediana, U de Mann Whitney y Kolmogorov-Smirnov) para estudiar si el cambio se produce en la media, varianza, en la forma de la distribución, o en todas características simultáneamente.

Al igual que en el caso del análisis de los datos como una única muestra procedente de una misma población, se ha rechazado en todos los casos la hipótesis nula. El test t de Student, se ha aplicado de tres formas diferentes, considerando que ambas muestras tienen varianzas iguales, varianzas diferentes y con los rangos, encontrándose diferencias significativas en la media en los tres casos, por lo que se puede deducir que los dos periodos tienen diferentes medias. Asimismo, se ha realizado la prueba Z de medias y varianzas, detectando de nuevo diferencias significativas en la media además de en la varianza, por lo que se puede deducir que los dos periodos no tienen la misma distribución estadística.

Por otro lado la diferencia entre la varianza de ambas series queda contrastada mediante el test de Levene a través del uso de las medias, ya que de nuevo se puede rechazar la hipótesis nula por diferencias significativas entre la varianza de ambos periodos.

Asimismo, el test de la mediana también ha determinado la existencia de diferencias significativas entre ambos periodos. Este

hecho queda reflejado también en el resultado del test de la U de Mann Whitney, siendo la hipótesis alternativa del mismo que una de las muestras está desplazada con respecto a la otra, aunque conservando la misma forma general, lo que demuestra que los percentiles de un periodo son superiores a los del otro. Por último, el test de Kolmogorov-Smirnov ha hallado diferencias significativas entre las distribuciones estadísticas de ambos periodos.

Una vez rechazada la hipótesis nula en los 6 test paramétricos y en los 6 no paramétricos, se han detectado diferencias significativas entre la serie 10/1940-09/1980 y la serie 10/1980-09/2011, revelándose una tendencia temporal decreciente en los datos así como la existencia de diferencias significativas entre las distribuciones estadísticas de ambos periodos, provocada por una acusada diferencia en la media, varianza y percentiles de ambos periodos, resultando menores los de la serie corta.

4.2. Análisis estadístico. Zonas de estudio de contraste

El análisis de árbol de decisión aplicado a las zonas de estudio de contraste revela cambios de tendencia para la serie larga en diferentes momentos de la serie.

Para las cuencas receptoras de aportaciones provenientes del Sistema Ibérico, existen nodos de separación lineal para el valor

09/1979-10/1979 o muy próximos a él siempre entre los tres primeros nodos de mayor probabilidad, a excepción de la cuenca del río Turia desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Rega. Observando la Figura 20 del Anejo 0 puede comprobarse como las grandes variaciones entre estaciones secas y húmedas debidas a los chubascos y tormentas de extraordinaria violencia que afectan normalmente a las zonas costeras del Mediterráneo, provoca que existan numerosos nodos de separación lineal a lo largo de la serie larga. No obstante, se puede apreciar en la Tabla 7 como la reducción de aportaciones de la serie 1940-1980 respecto a la serie corta asciende al 27% en dicha cuenca. Asimismo, el resto de cuencas estudiadas del Sistema Ibérico presentan déficits comprendidos entre el 14% y 37%.

En cuanto al resto de zonas de estudio, los resultados son variables, revelándose el mismo nodo de corte 09/1979-10/1979 como el más probable en las cuencas de Cigüela, Guadalimar y Zújar, mientras que en el resto los resultados se alejan en mayor o menor medida de dicho nodo.

Las cuencas de los ríos Genil, Navia, Odiel y Sella presentan valores más alejados del nodo 09/1979-10/1979, presentando los cambios de tendencia más probables siempre en fechas comprendidas entre los 10 años siguientes o 10 anteriores a dicho nodo.

En la cuenca del Genil tal y como se aprecia en la Figura 29 del Anejo 0 los contrastes en las aportaciones producidos por la alternancia de años húmedos y secos enmascara la diferencia existente entre las medias de las series analizadas en las que se ha hallado una reducción de aportaciones de la serie 1940-1980 respecto a la serie corta del 27% tal y como refleja la Tabla 7. Por otro lado, las cuencas de Navia, Odiel y Sella han mostrado la menor variabilidad de todas las zonas estudiadas, tal que como se muestra en la Tabla 7.

Por último, la zona de estudio del Almanzora presenta tres cambios de tendencia alejados del 09/1979-10/1979. Estos tres nodos de corte corresponden a tres periodos con un fuerte contraste en las aportaciones, tal y como puede observarse en Figura 23 del Anejo 0, generando que el árbol de decisiones no refleje el cambio de tendencia existente entre las medias de las series estudiadas.

4.3. Análisis gráfico. Zona principal de estudio

La Figura 9 revela la diferencia existente entre las medias anuales de ambas series. La serie 1940-1980 se sitúa 0,2 puntos por encima de la media normalizada para toda la serie mientras que la serie corta se sitúa 0,2 puntos por debajo de la misma reflejando una diferencia entre las aportaciones ambas series que asciende hasta el 33%.

La obtención de la media móvil centrada a 10 años de ambas series consigue suavizar las fluctuaciones de corto plazo mostrando un incremento de la esorrentía total media en la década de los años 60 y un descenso en los años siguientes, manteniéndose estable por debajo de la media normalizada a partir de los años 80 en adelante.

En la Figura 10, se muestra la desviación acumulada respecto a la media de la esorrentía total. Puede observarse como en la serie larga existe una clara tendencia ascendente desde los años 60 y descendente a partir de los 80 en adelante. Tratando la serie 1940-1980 de forma independiente de la serie corta se genera una tendencia descendente desde el inicio en la primera serie que tiende a normalizarse antes del 80. Esto es debido al elevado nivel inicial de esorrentía total que presenta el modelo SIMPA en su primer año. Asimismo, la tendencia de la última serie es casi ausente y sus valores se mantienen por debajo de la media casi en todo momento.

De la misma manera, la diferencia en la magnitud de las aportaciones entre las dos series queda reflejada en los percentiles mostrados en la Figura 11, no llegando a cruzarse en ningún momento, lo que indica que para una percentil dado, la magnitud observada en el periodo 1940-1980 es siempre superior a la de la serie corta. Por ejemplo, para un percentil del 50%, la magnitud de la esorrentía total normalizada

observada en el primer periodo es de 1,13 hm³/año, mientras que en el segundo periodo se reduce sensiblemente a 0,71.

4.4. Análisis gráfico. Zonas de estudio de contraste

En las demás cuencas peninsulares, también se aprecia dicho fenómeno, si bien su magnitud varía por demarcaciones hidrográficas. Las cuencas receptoras de aportaciones provenientes del Sistema Ibérico muestran claras diferencias entre las series estudiadas, siendo menor en todos los casos la media de aportaciones para la serie corta respecto a la serie 1940-1980. Además, la media móvil centrada a 10 años se mantiene por debajo de la media de aportaciones para el último periodo estudiado.

Asimismo, la desviación acumulada respecto a la media refleja una tendencia descendente en todos los casos para la serie corta mientras que los percentiles muestran como la magnitud observada en el periodo 1940-1980 es siempre superior a la de la serie corta.

En cuanto al resto de zonas de contraste, en las cuencas de Almanzora, Cigüela, Genil, Guadalimar y Zújar se puede apreciar de forma general la misma situación que en las dependientes del Sistema Ibérico, ya que la diferencia de medias en las aportaciones, la media móvil centrada, la desviación acumulada y la clasificación en percentiles de

las aportaciones arrojan figuras muy similares, revelando cambios de tendencia y diferencia en las medias de forma regular.

Por otro lado, las cuencas de Navia, Odiel y Sella, muestran una diferencia de aportaciones más leve, situada entre el 5% y el 8% de déficit en la serie corta respecto a la serie 1940-1980. En las cuencas de Navia y Sella se aprecia como la media móvil centrada se sitúa por debajo de la media de aportaciones para la serie larga en el periodo 1980-2011 mientras que la desviación acumulada respecto a la media muestra una tendencia decreciente a partir de 1980. Asimismo los percentiles indican que para una percentil dado, la magnitud observada en el periodo 1940-1980 es casi siempre superior a la de la serie corta.

La cuenca del río Odiel desde su nacimiento hasta su desembocadura, es la que menos ha reflejado el cambio de tendencia entre la serie 1940-1980 y la serie corta, que se ha revelado en un 6%. Esta cuenca presenta unos fuertes contrastes anuales de aportaciones a lo largo de toda la serie, generando cambios constantes de tendencia como refleja la Figura 39 del Anejo 0.

5. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados obtenidos, se pone de manifiesto que existe una tendencia

temporal descendente de las aportaciones en la cabecera de la cuenca del río Tajo hasta el embalse de Bolarque, siendo el comportamiento estadístico de dicha serie de datos heterogéneo a lo largo del tiempo. Por lo tanto, las aportaciones hídricas no proceden de la misma población (función de distribución), diferenciándose claramente dos periodos con distinto comportamiento estadístico, 1940-1980 y 1980-2011.

Queda comprobado gráficamente que los valores medios de aportaciones del periodo más reciente son inferiores a los del periodo más antiguo, observándose como en la serie larga existe una clara tendencia descendente a partir de 1980. Asimismo, conforme se va completando la serie a partir de 1980, se observa que lo que en principio se consideraba como una sequía más o menos intensa, se plantea como una disminución de recursos.

Este descenso generalizado en las aportaciones no solo se produce en la cuenca del Tajo, lo cual queda reflejado en el análisis gráfico efectuado en las cuencas del Sistema Ibérico, sino que de manera más o menos acusada, todas las cuencas analizadas evidencian el Efecto 80, revelando un descenso en las aportaciones coherente con dicho fenómeno.

Independientemente de la causa climatológica que pueda generar dicho efecto, se puede contrastar cómo queda

reflejado en distintos documentos y artículos relacionados con la planificación hidrológica, si bien no en todos se identifica y analiza. Por tanto, la gestión futura de los recursos hídricos en España, un país que usa el agua muy intensivamente, tiene que contemplar necesariamente los efectos del cambio climático en los recursos hídricos.

En general se puede apreciar como en los trabajos de planificación hidrológica se ha buscado disponer de una serie hidrológica lo más amplia posible, suponiendo que a mayor amplitud de muestra, mayor precisión y conocimiento. En este sentido, la disminución de las aportaciones a partir de 1980 es considerada como uno o varios periodos de sequía, pero se ha considerado la totalidad de la serie en la toma de decisiones.

A efectos de determinar los diferentes criterios de garantía de la atención de los usos recogidos en la IPH, es conveniente considerar la serie lo más amplia posible, pues esta garantía estará condicionada por el periodo más seco. Por tanto, el empleo de la serie larga de aportaciones es más adecuado que el de la serie corta, puesto que la engloba y da mayores garantías de considerar los años críticos.

Esta metodología de los índices de garantía dispuesta en la IPH se limita a calcularlos en el punto crítico, pero no considera la frecuencia de aparición de situaciones críticas

ni la afección de la disponibilidad del recurso hídrico sobre el rendimiento económico de los usos asociados al agua, que sí están influenciados por la existencia de diferentes escenarios de aportaciones. Así, el volumen total de agua disponible para su aprovechamiento (agrario, hidroeléctrico, etc.) difiere según el periodo de la serie considerado, suponiendo mermas en la rentabilidad de dichos aprovechamientos así como mayores presiones ambientales y conflictividad social.

Un ejemplo evidente es el TTS, con el añadido de haberse iniciado su explotación precisamente en el año 1980. Su planificación se realizó con la suposición de unos recursos superiores a los disponibles realmente, siendo una fuente de conflicto. Además, en este caso, a la disminución drástica de las aportaciones en cabecera del Tajo se sumó la reducción de los recursos propios del Segura, pasando de contar con unos recursos potenciales (CHS, 1998) de:

$$640 \text{ hm}^3/\text{año (propios)} \\ + 90\% (\text{pérdidas estimadas}) \times 600 \text{ hm}^3 \\ /\text{año (TTS)} = 1180 \text{ hm}^3/\text{año}$$

Frente a unos recursos reales en el periodo 1980-2006 de:

Frente a unos recursos reales en el periodo 1980-2006 de:

$$306 \text{ hm}^3/\text{año (propios)} \\ + 90\% (\text{pérdidas estimadas}) \times 350 \text{ hm}^3 \\ /\text{año (TTS)} = 621 \text{ hm}^3/\text{año}$$

Este hecho significó que se recibieron 559 hm³/año menos de las previsiones en la cuenca del Segura por el efecto de la disminución de las aportaciones a partir del año 1980.

Los resultados subrayan el hecho de que las variaciones registradas en las aportaciones son motivo suficiente para reflexionar sobre la forma de considerar las mismas en el ámbito de la planificación hidrológica. La política hidráulica actual está basada en una expectativa de recursos disponibles excesivamente optimista basada en el estudio estadístico de la serie larga, pues la variabilidad en la cantidad de los mismos es significativa, contradiciendo la tradición de estimar dicho recurso en las cuencas por una cantidad absoluta independiente del periodo considerado.

La existencia del Efecto 80 provoca una apreciable disminución de las aportaciones en

las cuencas hidrográficas españolas. En consecuencia, al analizar distintos escenarios futuros de gestión de los recursos hídricos, deberían considerarse de forma separada las series 1940-1980 y 1980 en adelante, con objeto de mejorar la planificación hidrológica.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Allaire, J. J. (2015). RStudio, Inc. Versión 0.99.486. GNU Affero General Public License v3.
- Álvarez Rodríguez, J., Barranco Sanz, L. M. y Potenciano de las Heras, Á. (2012). *Evaluación del impacto del cambio climático en los recursos hídricos de España*. Madrid: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas.
- Álvarez Rodríguez, J., Potenciano de las Heras, A. y Villaverde Valero, J. J. (2008). Evolución histórica de sequías en España. *Revista de Obras Públicas n° 3486*.
- Ayala Carcedo, F. J. (2001). II Congreso Ibérico sobre gestión y planificación del agua. *Impactos del cambio climático sobre los recursos hídricos en España y viabilidad del Plan Hidrológico Nacional 2000*. Universidad de Oporto.
- BOE. (2000). 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.
- BOE. (2001). Real Decreto Legislativo 1/2001 de 20 de julio por el que se aprueba el texto refundido de la Ley de Aguas. Boletín Oficial del Estado núm. 176 de 24 de julio de 2001. Artículo 42.1.a.c'.
- BOE. (2008). ORDEN ARM/2656/2008 de 10 de septiembre por la que se aprueba la instrucción de planificación hidrológica. Boletín Oficial del Estado núm. 229 de 22 de septiembre de 2008.
- Breiman, L., Friedman, J., Olshen, R. A. y Stone, C. (1984). *Classification and regression trees*. New York: Wadsworth International Group.
- Cabezas Calvo-Rubio, F. (2000). *Tres casos de planificación hidrológica*. Madrid: Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas, Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica.
- Cabezas Calvo-Rubio, F. (2013). *El sistema de cabecera del Tajo y el trasvase Tajo-Segura*. Madrid.
- Canal de Isabel II gestión. (2008). *Identificación de rachas y tendencias hidrometeorológicas en el ámbito de Canal de Isabel II*. Madrid: Cuadernos de I+D+i, Canal de Isabel II.
- CEDEX. (2008). *Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de Proyecto SIMPA: <http://ceh-flumen64.cedex.es/Hidrologia/pub/proyectos/simpa.htm>
- CEH. (2000). *Documentación Técnica del Plan Hidrológico Nacional*. Madrid: Centro de Estudios Hidrográficos.
- CHC. (2016). *Confederación Hidrográfica del Cantábrico*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de [chcantabrico.es: http://www.chcantabrico.es/index.php/es/actuaciones/planificacionhidrologica/planes-hidrologicos-2015-2021/plan-hidrologico-de-la-demarcacion-hidrografica-del-cantabrico-occidental-2](http://www.chcantabrico.es/index.php/es/actuaciones/planificacionhidrologica/planes-hidrologicos-2015-2021/plan-hidrologico-de-la-demarcacion-hidrografica-del-cantabrico-occidental-2)
- CHD. (2016). *Confederación Hidrográfica del Duero*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de [chduero.es: http://www.chduero.es/Inicio/Planificaci%C3%B3n/Planhidrol%C3%B3gico20152021/PlanHidrol%C3%B3gico/tabid/734/Default.aspx](http://www.chduero.es/Inicio/Planificaci%C3%B3n/Planhidrol%C3%B3gico20152021/PlanHidrol%C3%B3gico/tabid/734/Default.aspx)
- CHE. (2016). *Confederación Hidrográfica del Ebro*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de [chebro.es: http://www.chebro.es/contenido.visualizar.do?idContenido=42695&iMenu=4780](http://www.chebro.es/contenido.visualizar.do?idContenido=42695&iMenu=4780)
- CHG. (2016). *Confederación Hidrográfica del Guadalquivir*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de [chguadalquivir.es](http://www.chguadalquivir.es)

- <http://www.chguadalquivir.es/demarcacion-hidrografica-guadalquivir>
- CHG. (2016). *Confederación Hidrográfica del Guadiana*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de chguadiana.es: <http://www.chguadiana.es/?url=documentos+del+plan+plan+hidrologico+2016-2021&corp=planhidrologico2015&lang=es&mode=view>
- CHJ. (2016). *Confederación Hidrográfica del Júcar*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de chj.es: <http://www.chj.es/es-es/medioambiente/planificacionhidrologica/Paginas/PHC-2015-2021-Plan-Hidrologico-cuenca.aspx>
- Chow, V., Maidment, D. y Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada*. Bogotá: Mc. Graw-Hill.
- CHS. (1998). *Confederación Hidrográfica del Segura*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de chsegura.es: <https://www.chsegura.es/chs/planificacionydma/plandecuenca/documentoscompletos/>
- CHS. (2016). *Confederación Hidrográfica del Segura*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de chsegura.es: <https://www.chsegura.es/chs/planificacionydma/planificacion15-21/>
- CHT. (2016). *Confederación Hidrográfica del Tajo*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de chtajo.es: http://www.chtajo.es/Informacion%20Ciudadano/PlanificacionHidrologica/Planif_2015-2021/Paginas/Plan_2015-2021.aspx
- ESRI. (2008). ArcGIS Desktop: Release 9.3. Redlands, California.
- Fan, J. y Yao, Q. (2003). *Nonlinear time series: nonparametric and parametric methods*. New York: Ed. Springer.
- Furieri, A. (2008). Spatialite. Version 2.3. MPL GPL LGPL.
- Helsel, D. R. y Hirsch, R. M. (2002). *Statistical Methods in Water Resources. Techniques of Water Resources Investigations*. (Vol. 4, Cap. 3). U.S. Geological Survey.
- IBM Corporation. (2013). SPSS. Version 22. International Business Machines Corporation. Armonk, Nueva York.
- Junta de Andalucía. (2016). *Plan Hidrológico de las Cuencas Mediterráneas*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de [juntadeandalucia.es: http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/site/portalweb/menuitem.7e1cf46ddf59bb227a9ebe205510e1ca/?vgnextoid=4d01df1837fa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD&vgnextchannel=953d4ae7a9aa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD](http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/site/portalweb/menuitem.7e1cf46ddf59bb227a9ebe205510e1ca/?vgnextoid=4d01df1837fa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD&vgnextchannel=953d4ae7a9aa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD)
- Junta de Andalucía. (2016). *Plan Hidrológico del Guadalete-Barbate*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de [juntadeandalucia.es: http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/site/portalweb/menuitem.7e1cf46ddf59bb227a9ebe205510e1ca/?vgnextoid=4d01df1837fa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD&vgnextchannel=953d4ae7a9aa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD](http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/site/portalweb/menuitem.7e1cf46ddf59bb227a9ebe205510e1ca/?vgnextoid=4d01df1837fa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD&vgnextchannel=953d4ae7a9aa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD)

- oambiente/site/portalweb/menuitem.7e1cf46ddf59bb227a9ebe205510e1ca/?vgnnextoid=5fbc354854da1510VgnVCM2000000624e50aRCRD&vgnextchannel=718d4ae7a9aa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD
- Junta de Andalucía. (2016). *Plan Hidrológico del Tinto, Odiel y Piedras*. Recuperado el 7 de marzo de 2016, de <http://www.juntadeandalucia.es/medioambiente/site/portalweb/menuitem.7e1cf46ddf59bb227a9ebe205510e1ca/?vgnnextoid=5fa1df1837fa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD&vgnextchannel=bccd4ae7a9aa1510VgnVCM2000000624e50aRCRD>
- López-Camacho y Camacho, B. (1997). *La escasez del agua y el modo de abordarla: nuevos abastecimientos versus "Water Conservation"*. En: Naredo, J. M. (1997). *La economía del agua en España* (pp. 27-68). Fundación Argentaria.
- Lorenzo Lacruz, J. (2012). *Las sequías hidrológicas en la Península Ibérica: Análisis y caracterización espacio temporal, influencias climáticas y el efecto de la gestión hidrológica en un contexto de ámbito global*. Universidad de Zaragoza: Tesis doctoral.
- Minitab Inc. (2015). Version 16. Minitab Inc. State College, Pennsylvania.
- MMA. (2000). *Libro blanco del agua*. Ministerio de Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas y Calidad de las Aguas. Secretaría de Estado de Aguas y Costas. Centro de Publicaciones Secretaría general Técnica.
- Parry, M., Parry, C. y Livermore, M. (2000). *Valoración de los efectos potenciales del Cambio Climático en Europa, Informe ACACIA de la Comisión Europea. Resumen y Conclusiones*. Toledo: Universidad de Castilla-La Mancha-Iberdrola.
- R Core Team. (2015). R: A language and environment for statistical computing. Version 3.2.3. R Foundation for Statistical Computing. GNU General Public License. Viena, Austria.
- Sheskin, D. J. (2011). *Handbook of parametric and nonparametric statistical procedure*. Florida: Ed. Chapman and Hall/CRC.
- Témez Peláez, J. R. (2004). El Período Seco 1980-1995. Su rareza y efectos en el Sureste Español. *Revista de Obras Públicas* n° 3448.
- Témez Peláez, J. R. (2005). Fluctuaciones pluviométricas en la Península Ibérica desde el año 1856 y su repercusión en los Planes Hidrológicos. *Revista de Obras Públicas* n° 3460.

Urrea Mallebrera, M. A. (2007). El Plan Hidrológico de la Demarcación Hidrográfica del Segura: un nuevo reto de Gestión Integrada de los

Recursos Hídricos. *Revista Ingeniería y Territorio n° 80.*

7. ANEXOS

7.1. Base de datos Spatialite

La base de datos generada mediante el programa Spatialite con los datos de escorrentía total procedentes del SIMPA, se encuentra en el DVD adjunto.

7.2. Resultados de los test estadísticos. Datos procedentes de una misma población

Test de Rachas		Test de diferencia de rangos		Test de Mann Kendall	
Np	36	N	71	N	71
Nn	35	U	1363	Test MK	-1,926
R	28	media	1680	N.	
Test R	-	desvest	123,65	significación	0,027
	2,031	Test R	-2,564	α	
N.	0,042	N.	0,011	Int.	
significación α		significación α		Confianza	97,29
Int. Confianza	95,80	Int. Confianza	98,96	(%)	
(%)		(%)		Tipo de	decreciente
				tendencia	

7.3. Resultados de los test estadísticos. Datos procedentes de dos poblaciones diferentes, pero con la misma distribución

Test t Student				Test Z de medias y varianzas		
	varianzas iguales	varianzas diferentes	con los rangos	N		
N1	40	40	40	40	31	
N2	31	31	31	media	1429,51	961,1
media1	1429,51	1429,51	42,3	varianza	527425,95	204369,19
media2	961,10	961,10	27,87	asimetría	0,93	0,67
desv.est1	726,24	726,24	20,42	curtosis	1,11	-0,73
desv.est2	452,07	452,07	18,19	Test Z	-4,079	-2,198
gl	69	66,23	69	N.		
Test t	3,147	3,331	3,095	significación	0	0,028
N.				α		
significación	0,002	0,001	0,003	Int. Confianza	100	97,20
α				(%)		
Int.						
Confianza	99,80	99,90	99,70			
(%)						

Test de Levene		Test de la mediana		Test U Mann Whitney		Test de Kolmogorov-Smirnov	
N1	40	N1	40	N1	40	N1	40
N2	31	N2	31	N2	31	N2	31
media z1	1429,5	mediana	1086,6	S1	1692	□	1,44
	1		9	S2	864	Test KS	0,34
media z2	961,10	g1	25	U	368		5
desv.est1	726,24	g2	10	Test U	2,92	N.	0,03
desv.est2	452,07	Test M	5		2	significación α	1
Test L	4,386	N.		N.	0,00	Int. Confianza	96,9
N.		significación	0,022	significación α	3	(%)	0
significación	0,04	α		Int. Confianza	99,6		
α		Int. Confianza	97,80	(%)	5		
Int. Confianza	96,00						
(%)							

7.4. Resultados del análisis gráfico. Zonas de estudio de contraste

7.4.1. Cuenca del río Cabriel desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Guadazaón

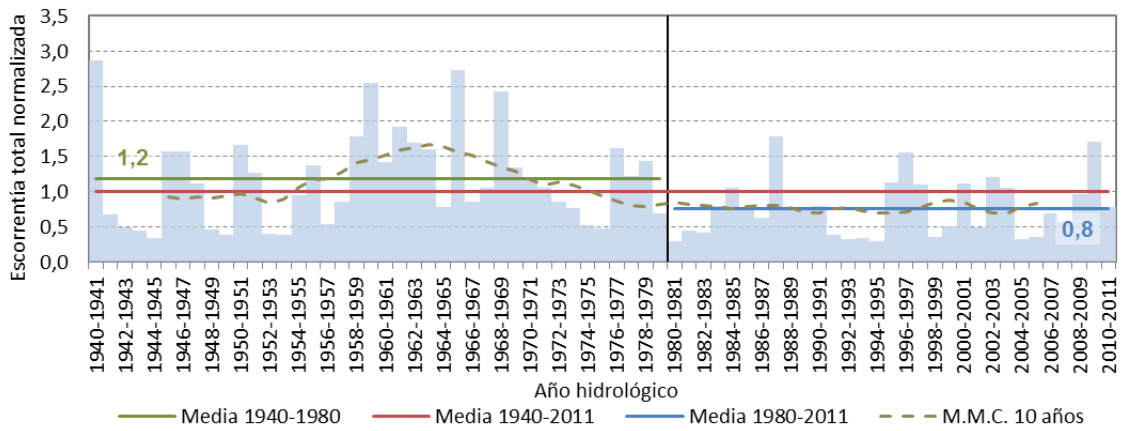


Figura 8. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cabriel

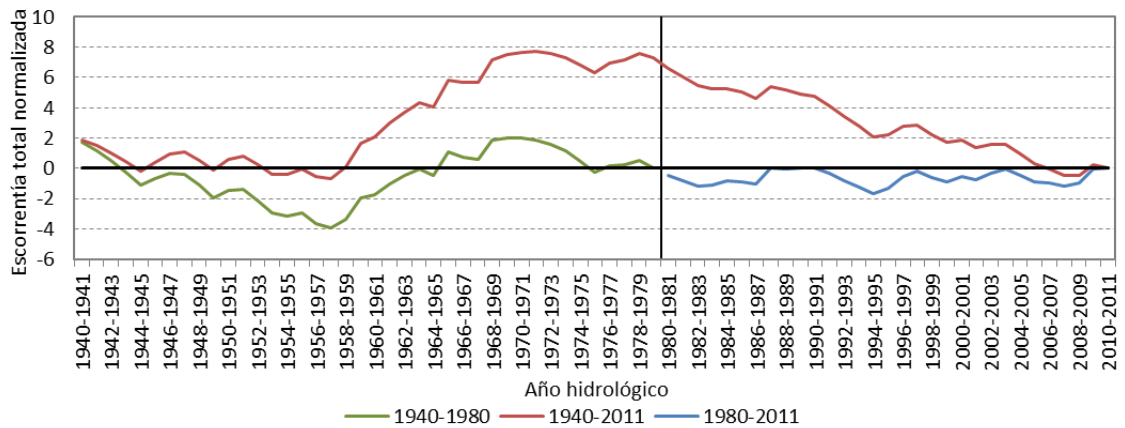


Figura 9. Desviación acumulada respecto a la media. Cabriel

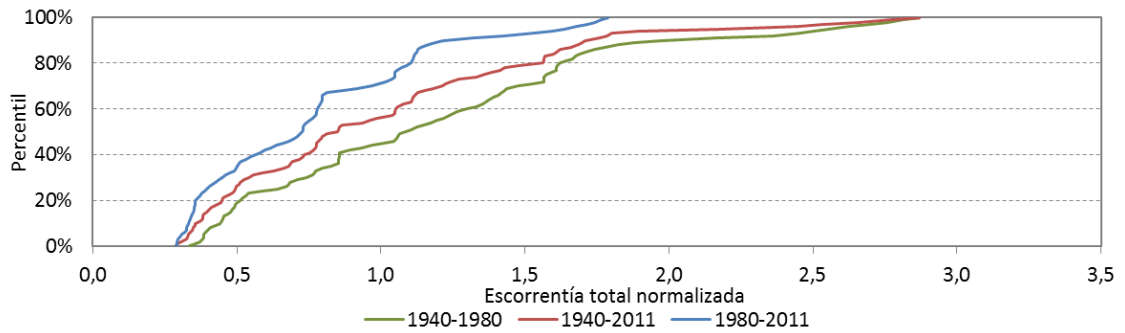


Figura 10. Escorrentía total anual clasificada. Cabriel

7.4.2. Cuenca del río Duero desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Tago

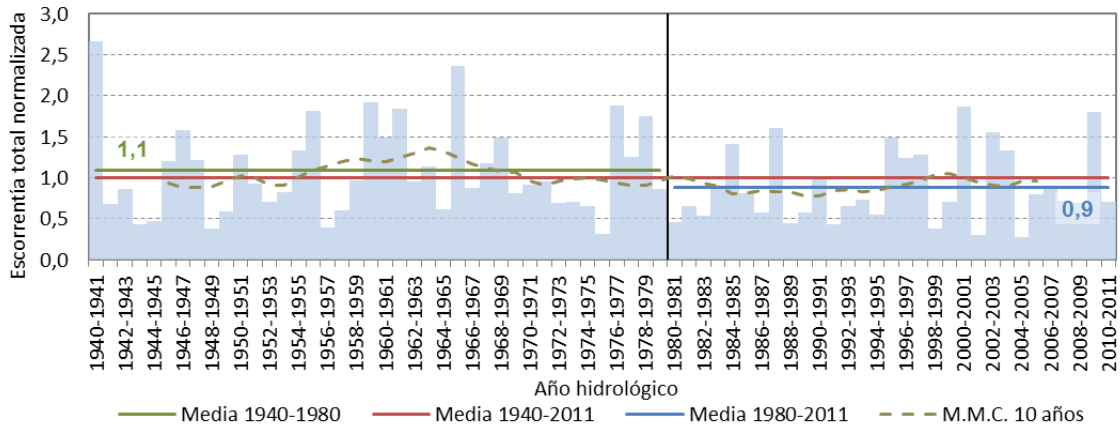


Figura 11. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cabecera del Duero

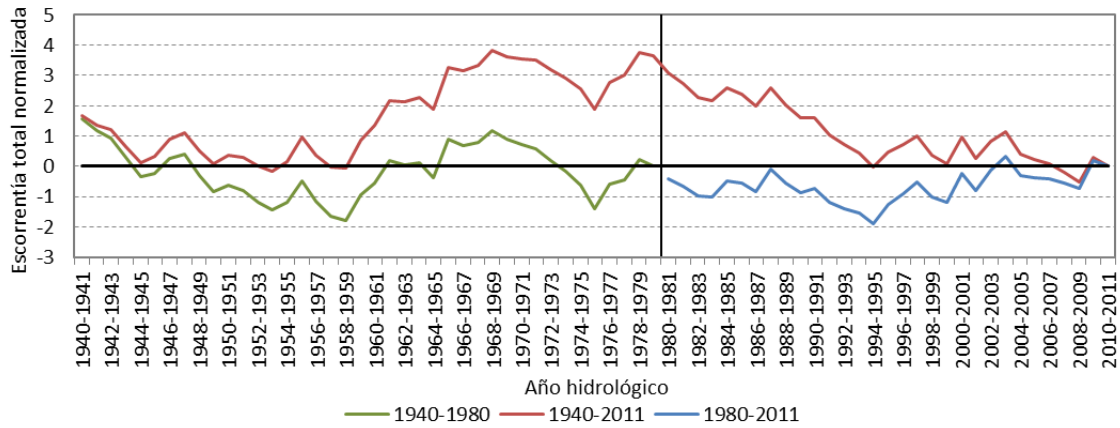


Figura 12. Desviación acumulada respecto a la media. Cabecera del Duero

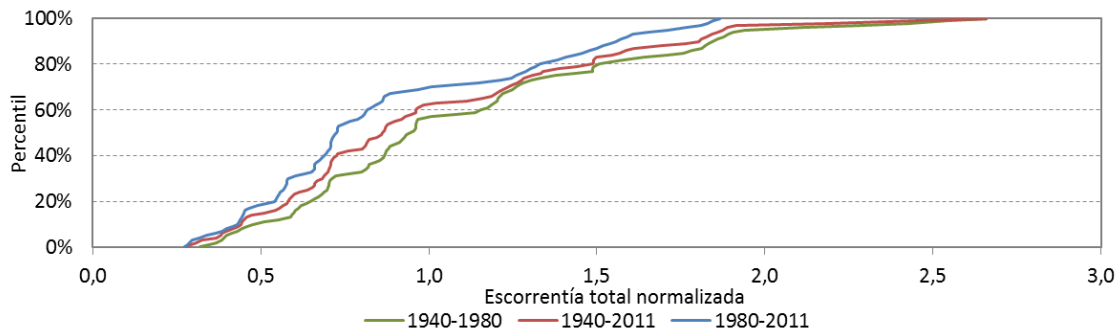


Figura 13. Escorrentía total anual clasificada. Cabecera del Duero

7.4.3. Cuenca del río Jalón desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Ebro

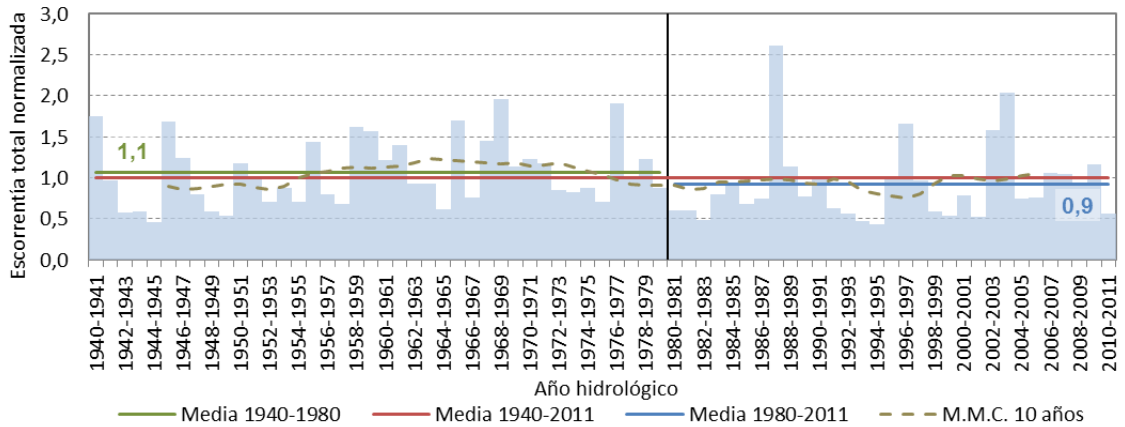


Figura 14. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Jalón

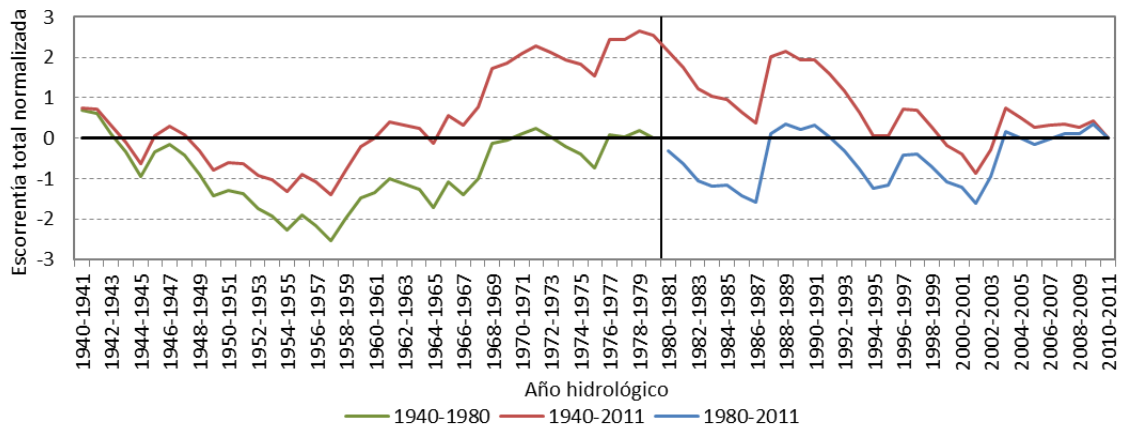


Figura 15. Desviación acumulada respecto a la media. Jalón

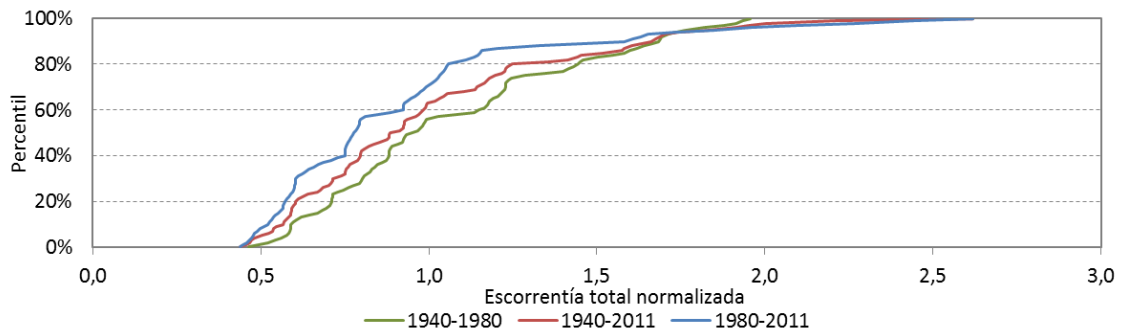


Figura 16. Escorrentía total anual clasificada. Jalón

7.4.4. Cuenca del río Júcar desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Arquillo

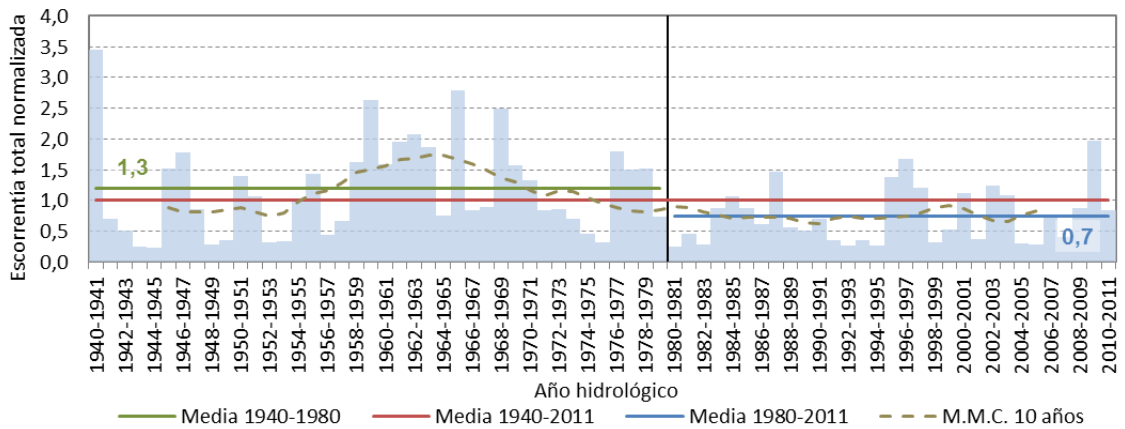


Figura 17. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cabecera del Júcar

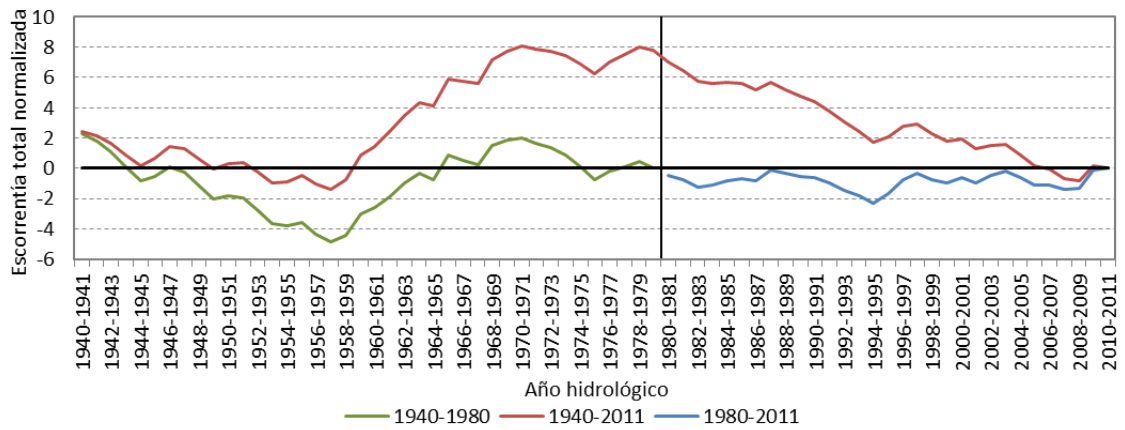


Figura 18. Desviación acumulada respecto a la media. Cabecera del Júcar

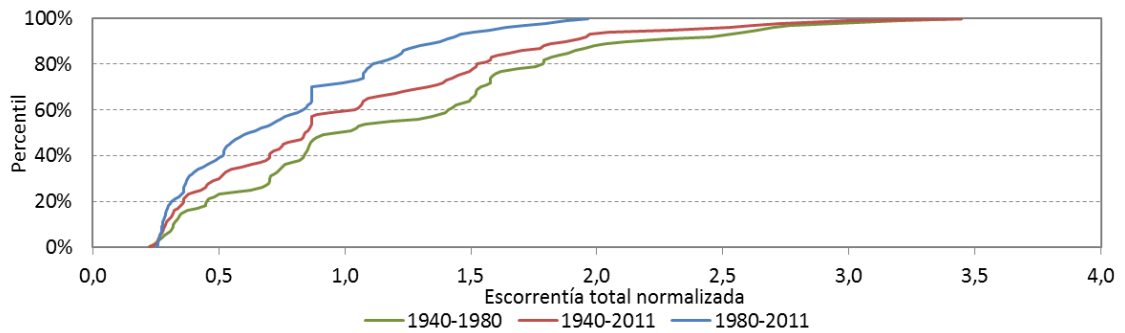


Figura 19. Escorrentía total anual clasificada. Cabecera del Júcar

7.4.5. Cuenca del río Turia desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Regajo

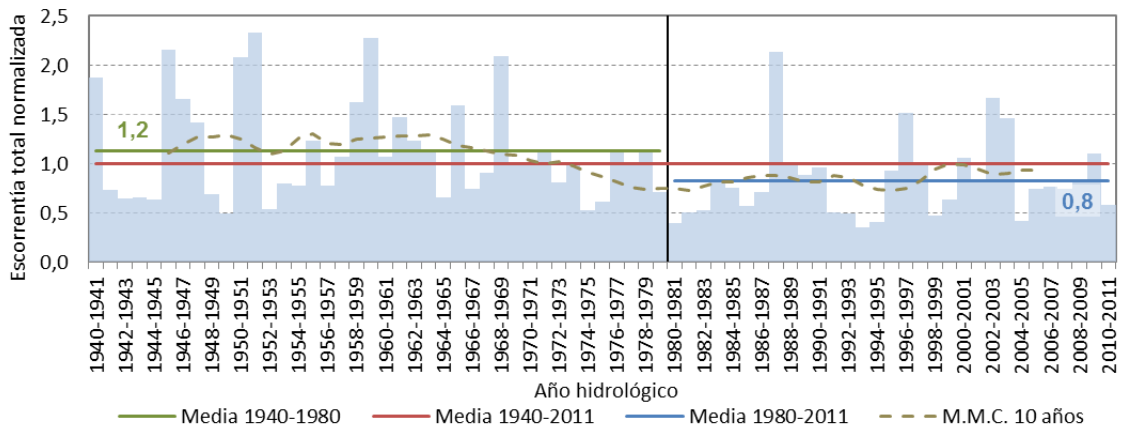


Figura 20. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Turia

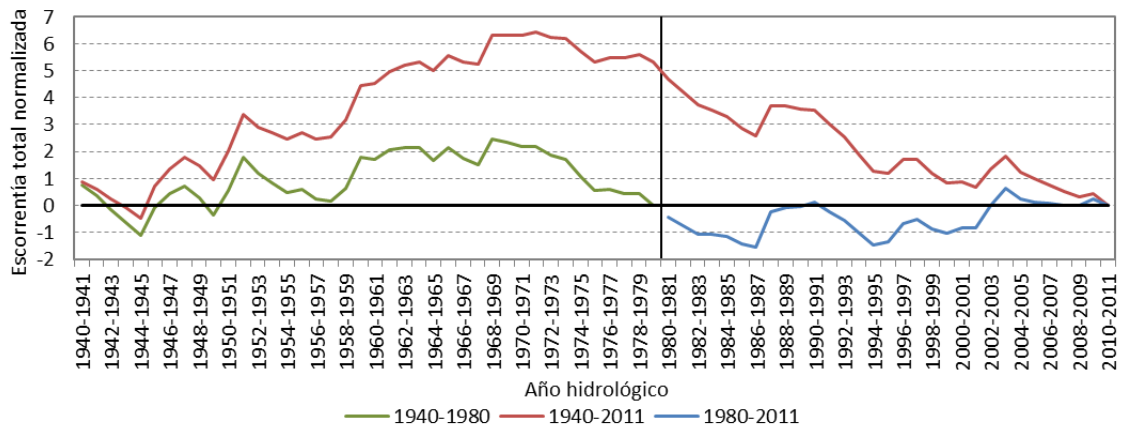


Figura 21. Desviación acumulada respecto a la media. Turia

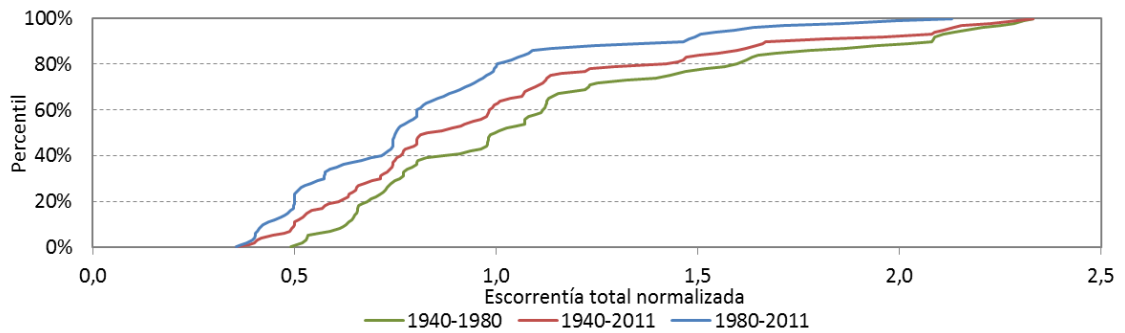


Figura 22. Escorrentía total anual clasificada. Turia

7.4.6. Cuenca del río Almanzora desde su nacimiento hasta su desembocadura

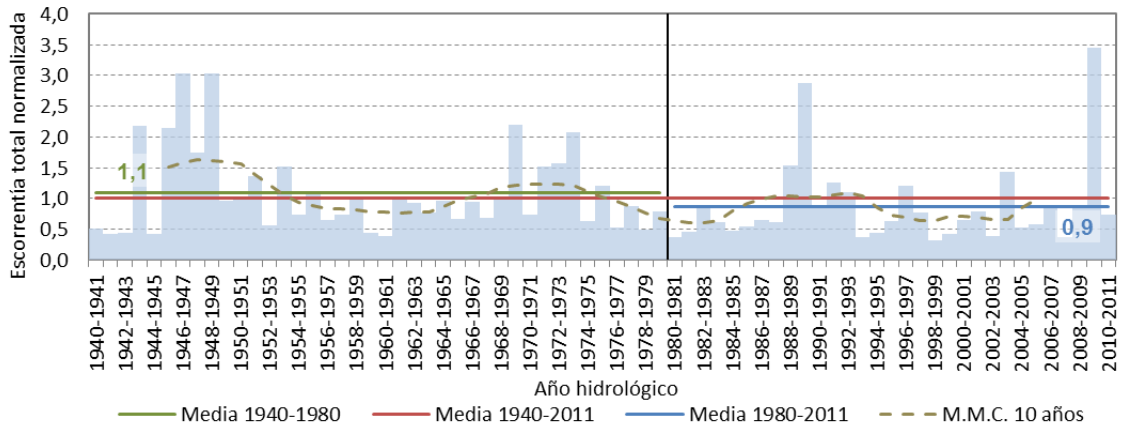


Figura 23. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Almanzora

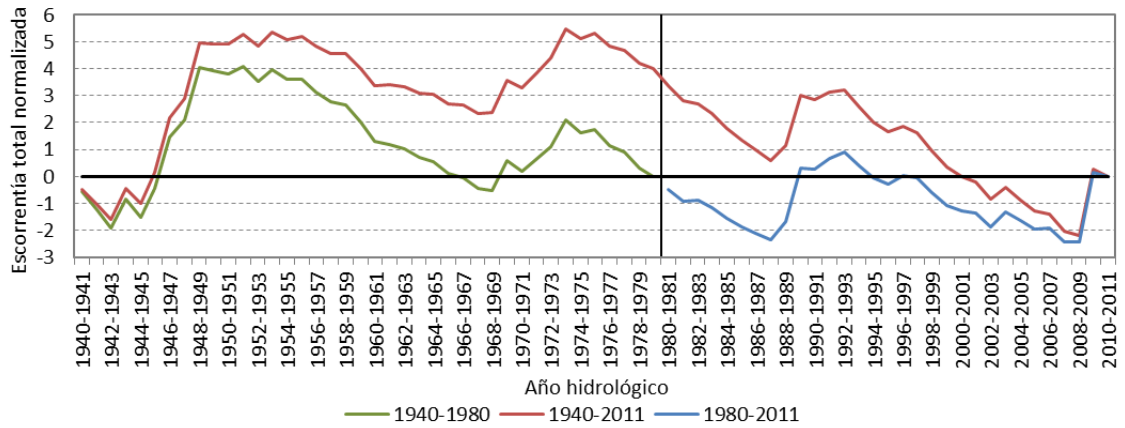


Figura 24. Desviación acumulada respecto a la media. Almanzora

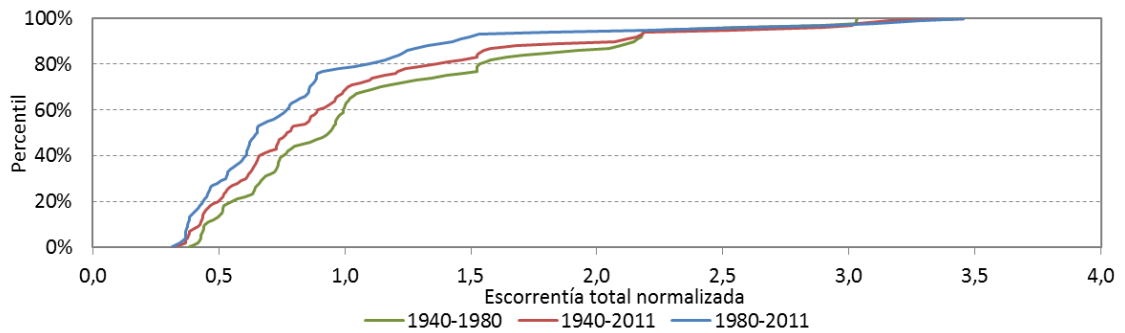


Figura 25. Escorrentía total anual clasificada. Almanzora

7.4.7. Cuenca del río Cigüela desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Guadiana

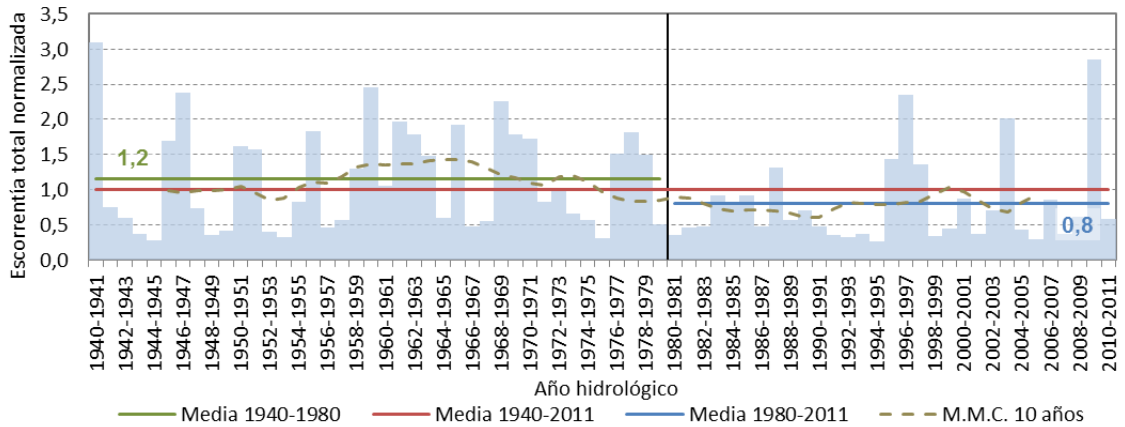


Figura 26. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Cigüela

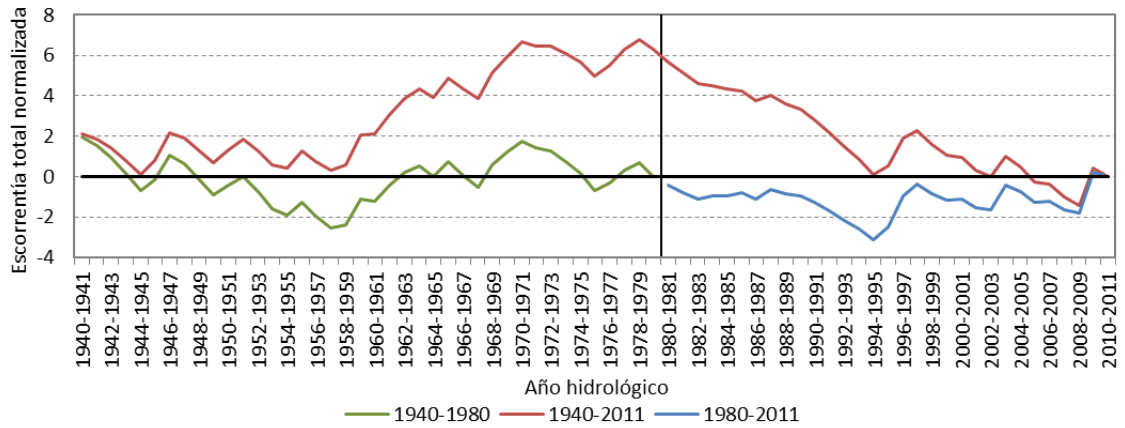


Figura 27. Desviación acumulada respecto a la media. Cigüela

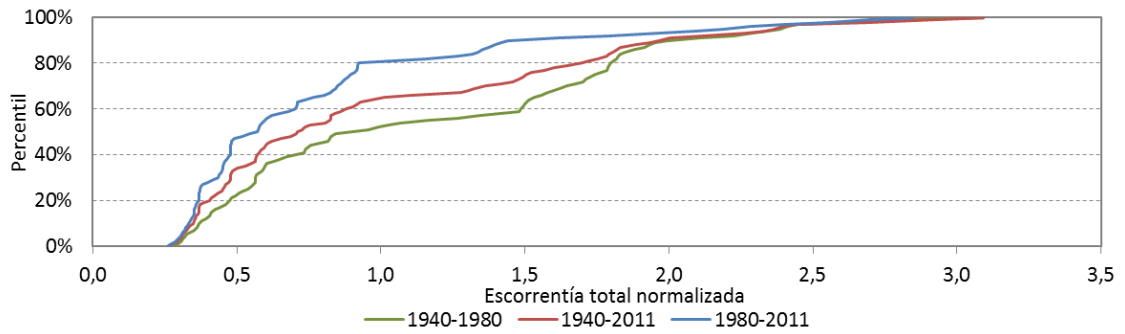


Figura 28. Escorrentía total anual clasificada. Cigüela

7.4.8. Cuenca del río Genil desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Guadalquivir

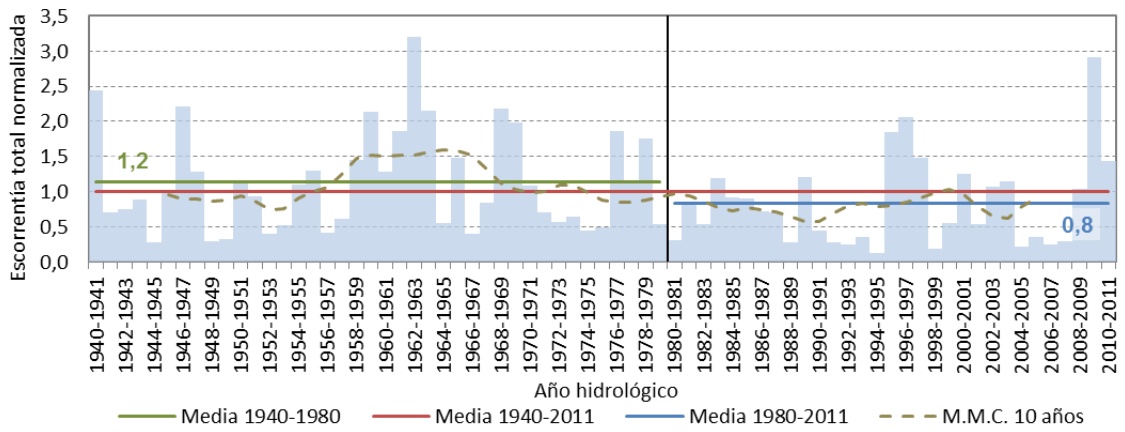


Figura 29. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Genil

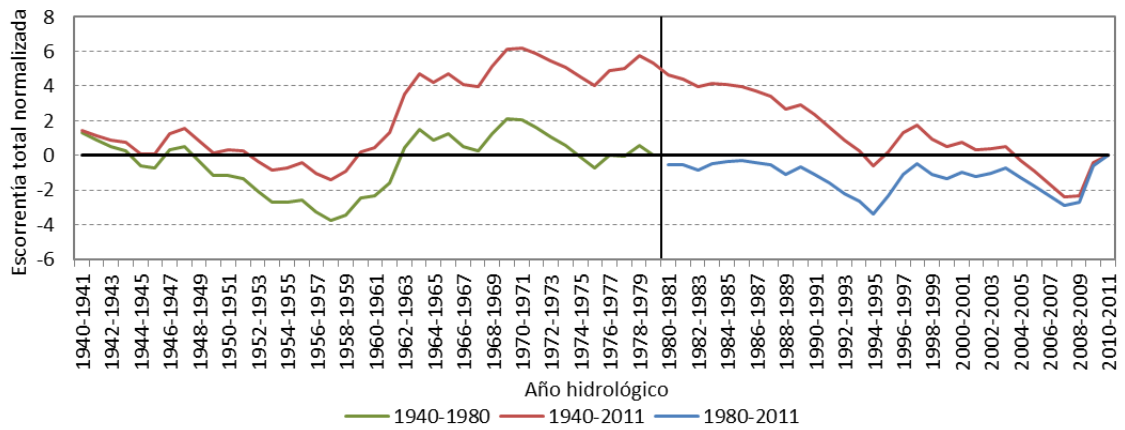


Figura 30. Desviación acumulada respecto a la media. Genil

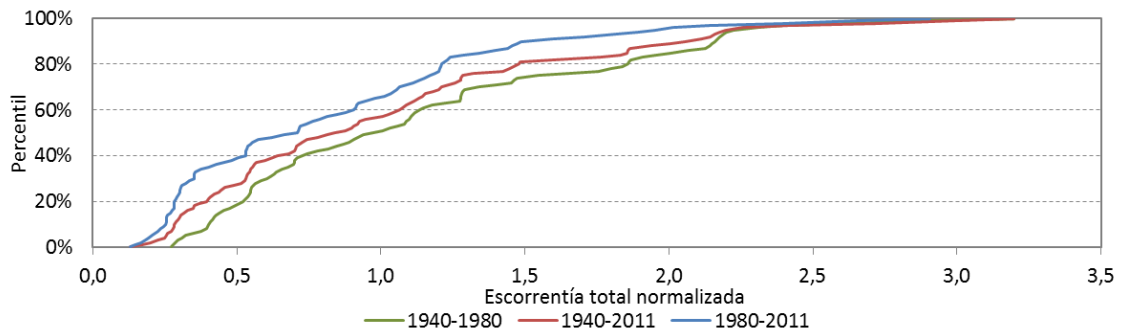


Figura 31. Escorrentía total anual clasificada. Genil

7.4.9. Cuenca del río Guadalimar desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Guadalquivir

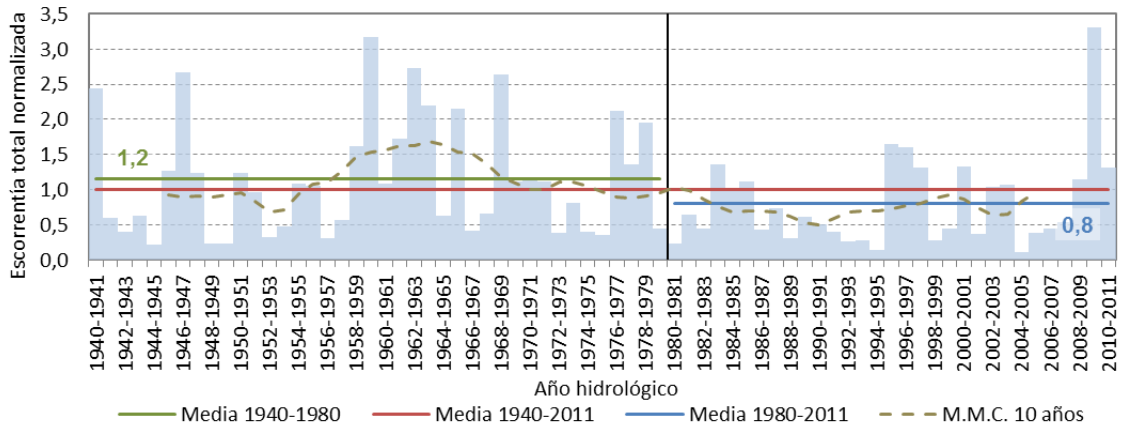


Figura 32. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Guadalimar

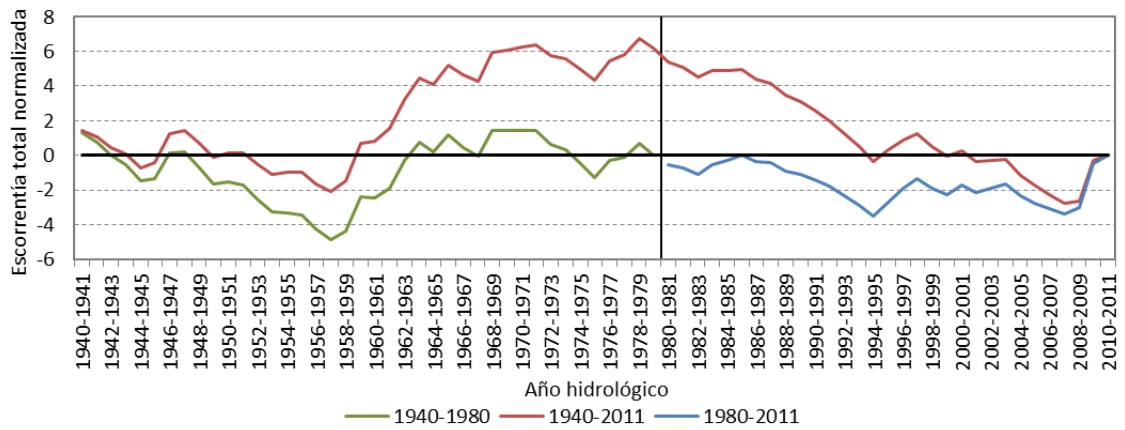


Figura 33. Desviación acumulada respecto a la media. Guadalimar

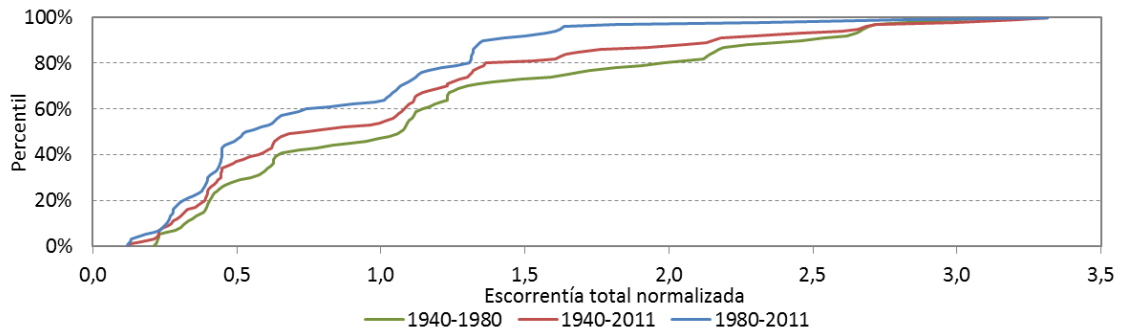


Figura 34. Escorrentía total anual clasificada. Guadalimar

7.4.10. Cuenca del río Navia desde su nacimiento hasta su desembocadura

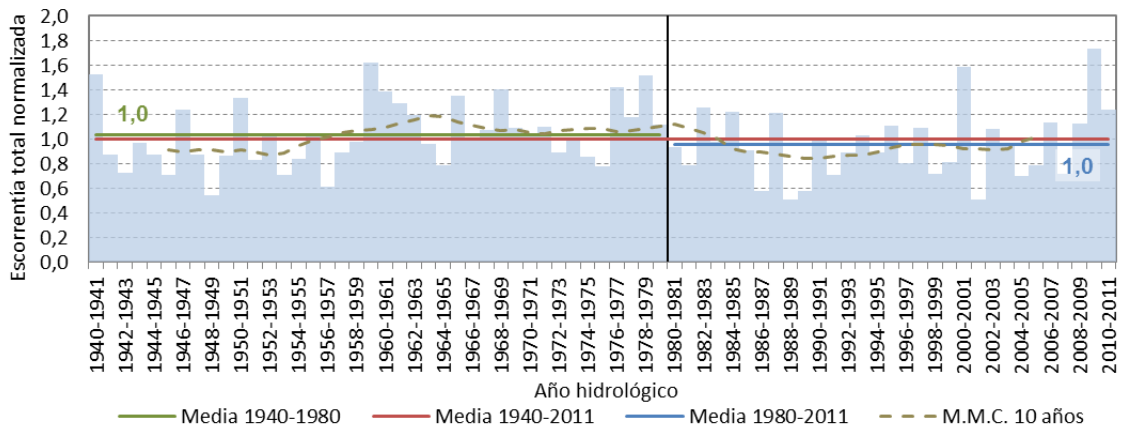


Figura 35. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Navia

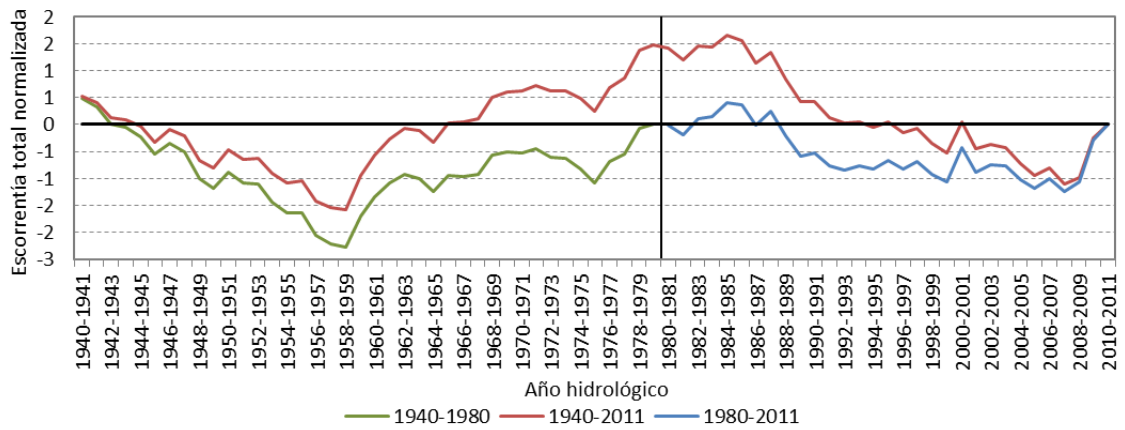


Figura 36. Desviación acumulada respecto a la media. Navia

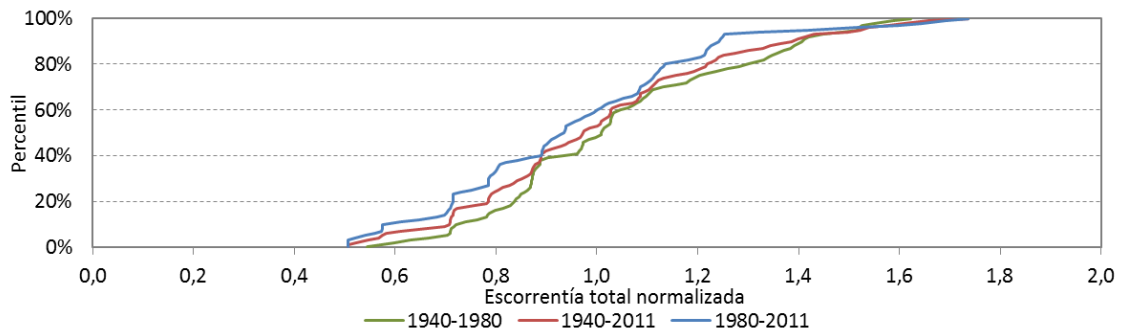


Figura 37. Escorrentía total anual clasificada. Navia

7.4.11. Cuenca del río Odiel desde su nacimiento hasta su desembocadura

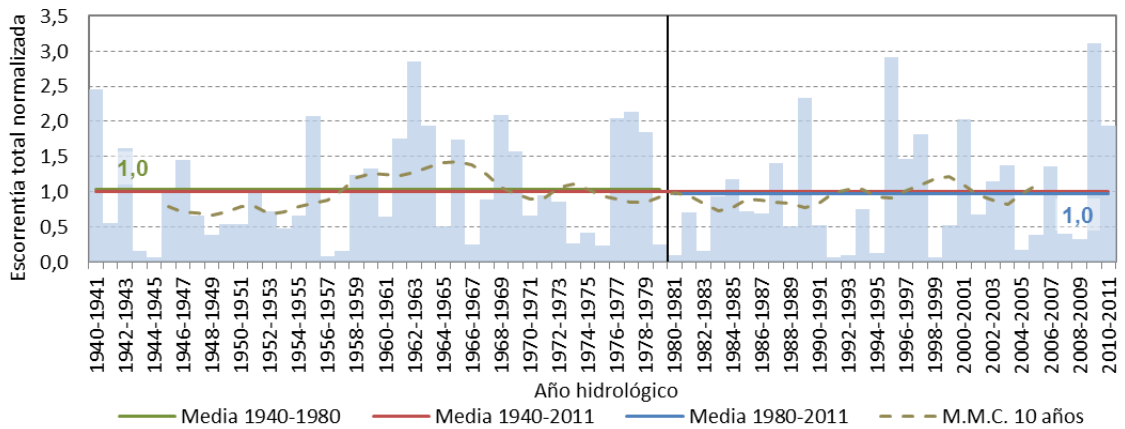


Figura 38. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Odiel

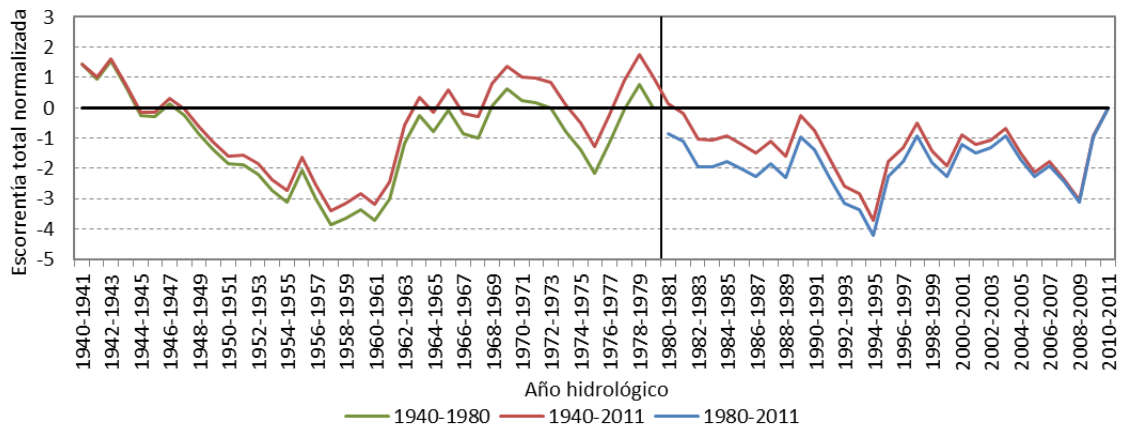


Figura 39. Desviación acumulada respecto a la media. Odiel

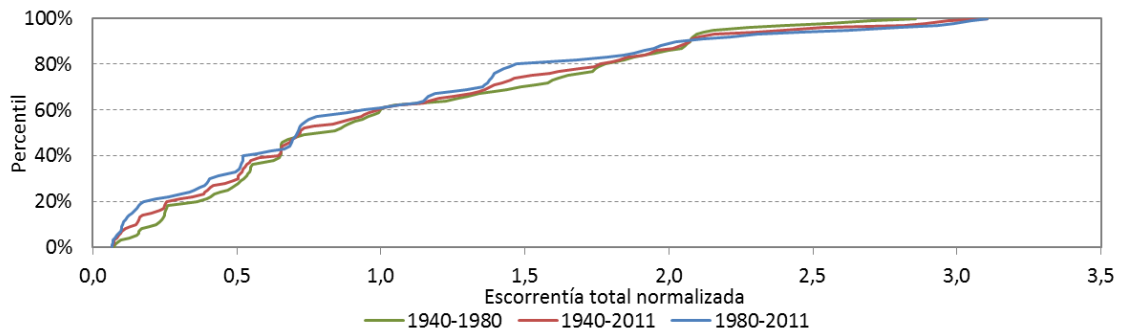


Figura 40. Escorrentía total anual clasificada. Odiel

7.4.12. Cuenca del río Sella desde su nacimiento hasta su desembocadura

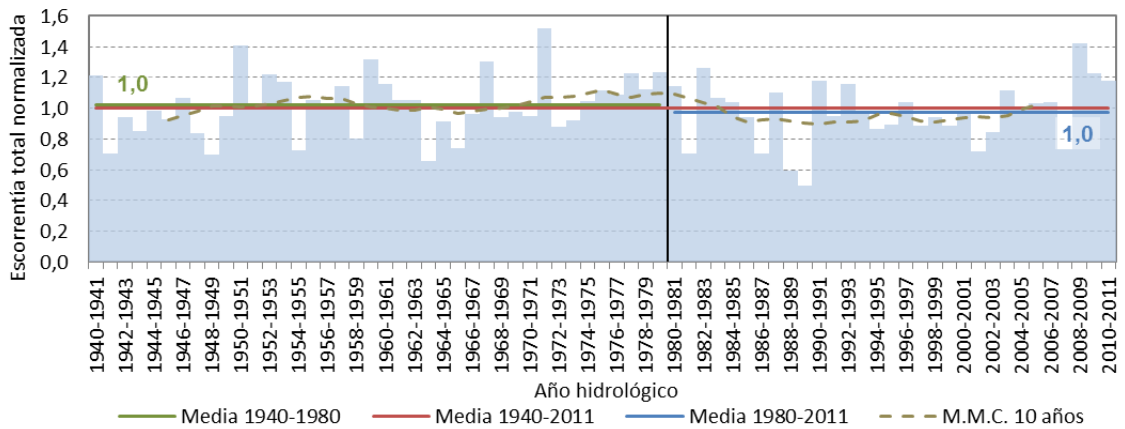


Figura 41. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Sella

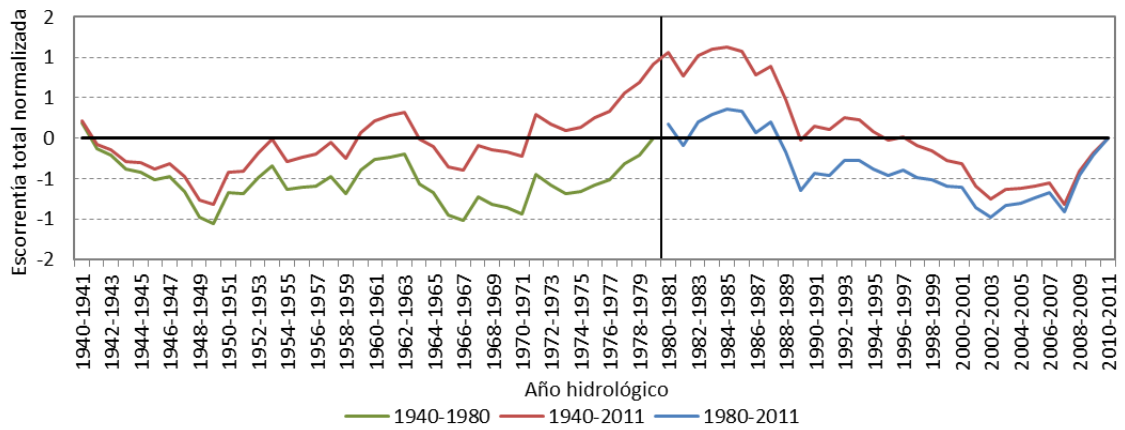


Figura 42. Desviación acumulada respecto a la media. Sella

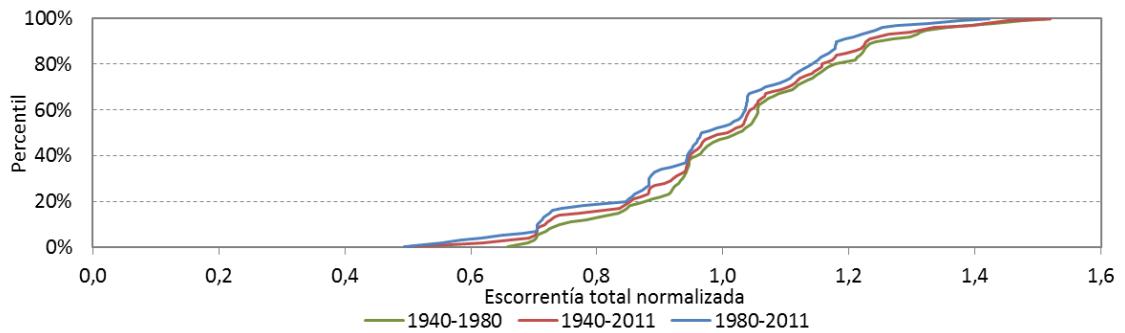


Figura 43. Escorrentía total anual clasificada. Sella

7.4.13. Cuenca del río Zújar desde su nacimiento hasta la confluencia con el río Guadiana

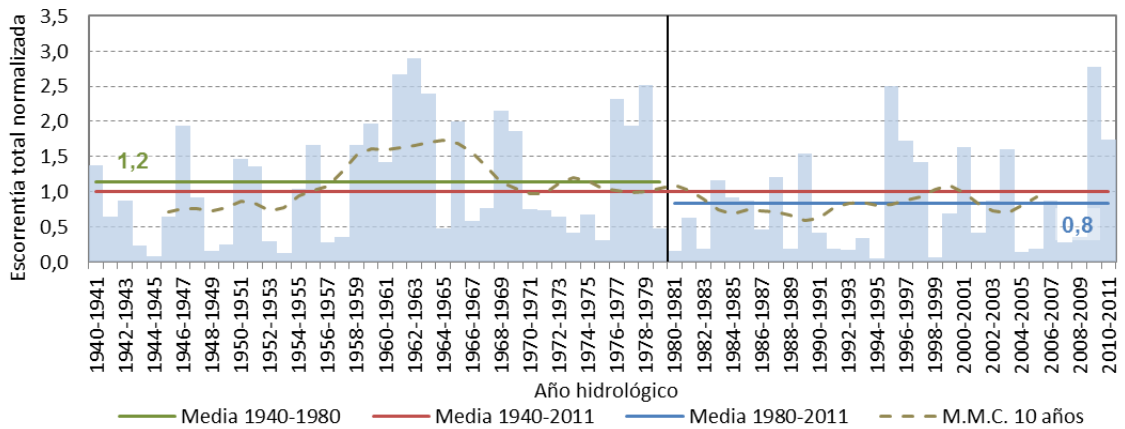


Figura 44. Escorrentía total anual y media móvil centrada. Zújar

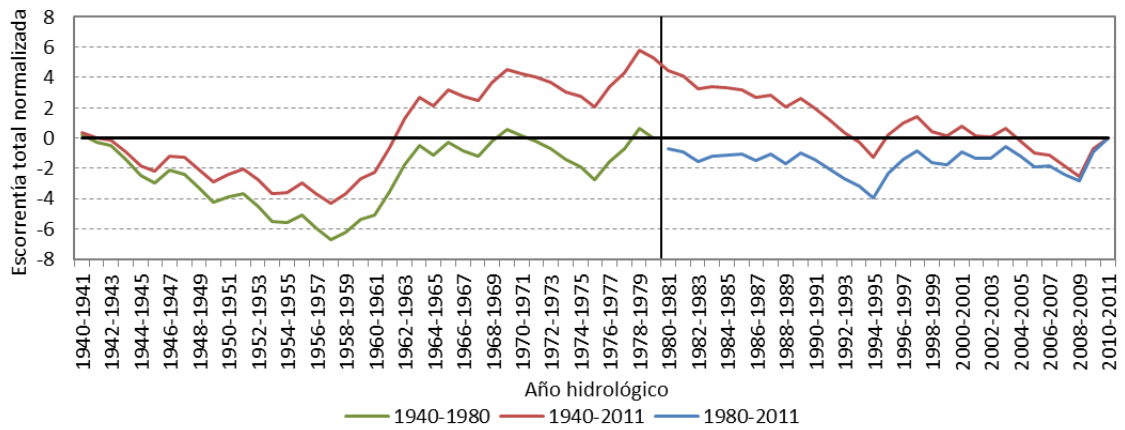


Figura 45. Desviación acumulada respecto a la media. Zújar

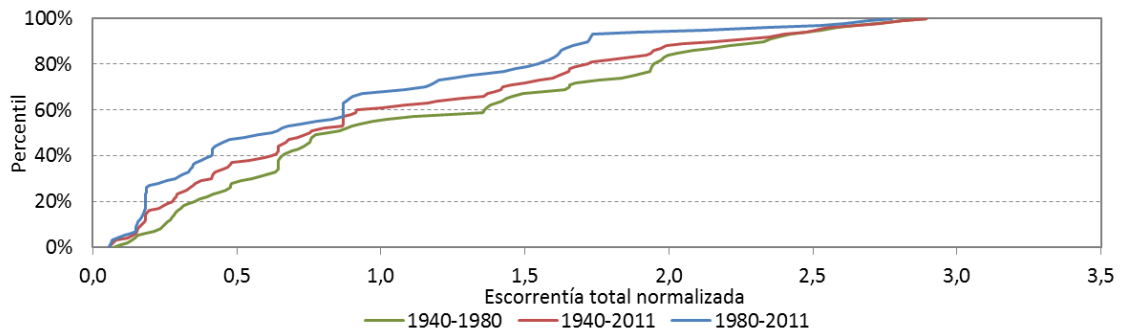


Figura 46. Escorrentía total anual clasificada. Zújar



editores

Universidad de Alcalá
Universidad Rey Juan Carlos

diseño y maquetación

IMDEA Agua

ISBN

978-84-617-9540-6