

Trabajo Fin de Máster

EVALUACIÓN DE LA EVOLUCIÓN GEOMORFOLÓGICA MEDIANTE MODELACIÓN HIDRÁULICA Y SEDIMENTOLÓGICA DEL TORRENTE DE SAN MIGUEL, MALLORCA (ISLAS BALEARES)

**Intensificación: ANÁLISIS DE SISTEMAS DE
RECURSOS HÍDRICOS**

Autor:

THAMY LILA PEZET CAHUIN

Tutor:

DR. FRANCISCO JOSÉ VALLÉS MORÁN

Cotutor:

ING. BEATRIZ NÁCHER RODRÍGUEZ

Julio, 2019



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

máster en ingeniería
hidráulica y medio ambiente
mihma

Resumen del Trabajo de Fin de Máster

Datos del proyecto
Título del TFM en español: Evaluación de la evolución geomorfológica mediante modelación hidráulica y sedimentológica del torrente de San Miguel, Mallorca (Islas Baleares).
Título del TFM en inglés: Evaluation of the geomorphological evolution by means hydraulic and sedimentological modeling of the San Miguel torrent, Mallorca (Balearic Islands).
Título del TFM en Valenciano: Avaluació de l'evolució geomorfològica per mitjà de modelació hidràulica i sedimentològica del torrent de San Miguel, Mallorca (Illes Balears).
Alumna: Thamy Lila Pezet Cahuin.
Tutor: Dr. Francisco José Vallés Morán
Cotutor: Ing. Beatriz Nácher Rodríguez
Fecha de Lectura: Julio, 2019

Resumen
En español
<p>El presente estudio tuvo como objetivo evaluar la evolución geomorfológica del cauce del torrente de San Miguel, Mallorca, tanto a nivel de sección transversal como de perfil longitudinal tras el paso de una avenida a través de modelación hidráulica y sedimentológica.</p> <p>El modelo escogido para llevar a cabo la simulación hidráulica fue HEC-RAS 5.0.5, desarrollado por el USACE (Cuerpo de Ingenieros Civiles de Estados Unidos, por sus siglas en inglés). El cual, se trata de un modelo suficientemente sancionado por la práctica, de uso extendido a nivel mundial para el estudio de problemas relacionados con la dinámica fluvial en cauces y redes fluviales.</p> <p>Antes de realización de la modelación hidráulica y sedimentológica, existe un gran marco teórico que se tuvo que revisar acerca de la geomorfología fluvial, los procesos de erosión, transporte y sedimentación y las formulaciones existentes para su cálculo.</p>

El tramo estudiado del torrente de San Miguel corresponde a aproximadamente 7 kilómetros, situado entre dos estaciones de aforo, que está parcialmente encauzado lateralmente, ya que las márgenes son de muro de piedra seca u hormigón, mientras que, el lecho es de material aluvial salvo algunos tramos.

Los datos con lo que se contó para realizar el estudio (construcción y calibración) fueron: topografía de pre evento observada (2014) y post evento observada (2019), datos hidrológicos, datos hidráulicos registrados en las estaciones de aforo (niveles de agua, datos históricos de eventos extremos y la granulometría del lecho). Los cuales fueron proporcionados por el grupo de investigación de la Universidad de las Islas Baleares, el Laboratorio de Hidráulica y Medio Ambiente de la Universidad Politécnica de Valencia y a través de un estudio previo denominado “Análisis de la Peligrosidad de Inundación de Sa Pobla por Desbordamiento de los torrentes de San Miguel y Búger, Mallorca (Islas Baleares)” (Chacha, 2019).

La metodología empleada consistió en que a partir de un modelo hidráulico unidimensional calibrado (que consideró una topografía observada del 2014), se simuló el transporte de sedimentos, para un evento observado (hidrograma de caudales 2017). Con las condiciones adecuadas, tanto iniciales como de contorno, se ha obtenido la morfología final del torrente (topografía simulada). Mediante la comparación de este resultado con los datos topográficos de post evento observados (topografía 2019), se calibró el modelo sedimentológico.

Finalmente, los resultados obtenidos con el modelo calibrado, demostraron que tras el paso del evento, la geomorfología del cauce ha sido modificada (erosión y sedimentación). Esto, se ha podido observar a través de la comparación de los perfiles longitudinales y a través de las formas en el lecho.

En valenciano

El present estudi va tindre com a objectiu avaluar l'evolució geomorfològica del llit del torrent de Sant Miquel, Mallorca, tant a nivell de secció transversal com de perfil longitudinal després del pas d'una avinguda a través de modelació hidràulica i sedimentològica.

El model triat per a dur a terme la simulació hidràulica va ser HEC-RAS 5.0.5, desenrotllat per l'USACE (Cos d'Enginyers Civils dels Estats Units, per les seues sigles en anglés). El qual, es tracta d'un model prou sancionat per la pràctica, d'ús estés a nivell mundial per a l'estudi de problemes relacionats amb la dinàmica fluvial en llits i xarxes fluvials.

Abans de realització de la modelació hidràulica i sedimentològica, hi ha un gran marc teòric que es va haver de revisar sobre la geomorfologia fluvial, els processos d'erosió, transport i sedimentació i les formulacions existents per al seu càlcul.

El tram estudiat del torrent Sant Miquel correspon a aproximadament 7 quilòmetres, situat entre dos estacions d'aforament, que està parcialment canalitzat lateralment, ja que els marges són de mur de pedra seca o formigó, mentres que, el llit és de material al·luvial excepte alguns trams.

Les dades amb el que es va comptar per a realitzar l'estudi (construcció i calibratge) van ser: topografia de pre esdeveniment observada (2014) i post esdeveniment observada (2019), dades hidrològiques, dades hidràulics registrats en les estacions d'aforament (nivells d'aigua, dades històriques d'esdeveniments extrems i la granulometria del llit). Els quals van ser proporcionats pel grup d'investigació de la Universitat de les Illes Balears, el Laboratori d'Hidràulica i Medi Ambient de la Universitat Politècnica de València i a través d'un estudi previ denominat "Anàlisi de la Perillositat d'Inundació de Sa Pobla per Desbordament dels torrents de Sant Miquel i Búger, Mallorca (Illes Balears)" (Chacha, 2019).

La metodologia empleada va consistir en el fet que a partir d'un model hidràulic unidimensional calibrat (que va considerar una topografia observada del 2014), es va simular el transport de sediments, per a un esdeveniment observat (hidrograma de

cabals 2017). Amb les condicions adequades, tant inicials com de contorn, s'ha obtingut la morfologia final del torrent (topografia simulada). Per mitjà de la comparació d'este resultat amb les dades topogràfiques de post esdeveniment observats (topografia 2019), es va calibrar el model sedimentològic.

Finalment, els resultats obtinguts amb el model calibrat, van demostrar que després del pas de l'esdeveniment, la geomorfologia del llit ha sigut modificada (erosió i sedimentació). Açò, s'ha pogut observar a través de la comparació dels perfils longitudinals i a través de les formes en el llit.

En inglés

The objective of the present study Thesis was to evaluate the geomorphological evolution of the San Miguel torrent, Mallorca, both at the cross-sectional and longitudinal profile levels after the passage of an avenue through hydraulic and sedimentological modeling.

The model chosen to carry out a hydraulic simulation was HEC-RAS 5.0.5, developed by the USACE (Corps of Civil Engineers of the United States, for its acronym in English). Which, is a model sufficiently sanctioned by practice, extends worldwide for the study of problems related to fluvial dynamics in river channels and networks.

Before carrying out hydraulic and sedimentological modeling, there is a large theoretical framework that must be informed about fluvial geomorphology, erosion processes, transport and sedimentation and current formulations for its calculation.

The studied section of the San Miguel torrent corresponds approximately to 7 kilometers, located between two service stations, which is partially covered, laterally, since the margins are made of dry stone or concrete, while the bed is of alluvial material except some stretches

The data that was counted to perform the study (construction and calibration) were: topography, pre-event observation (2014) and post-event observation (2019),

hydrological data, hydraulic data at the gauging stations (water levels, historical data of extreme events and the granulometries of the bed). Which were provided by the research team of the University of the Balearic Islands, the Laboratory of Hydraulics and Environment of the Polytechnic University of Valencia and and through a previous study called "Analysis of the Flood Hazard of Sa Pobla by Overflow of the torrents of San Miguel and Búger, Mallorca (Balearic Islands) "(Chacha, 2019).

The methodology used consisted of a calibrated one-dimensional hydraulic model (which considered the observed topography of 2014), which simulated the transport of sediments, for an event (flow hydrograph 2017). With the appropriate conditions, both the initial and the contour, the final morphology of the torrent has been obtained (simulated topography). By comparing this result with topographic data of the post observed event (topography 2019), the sedimentological model was calibrated.

Finally, the results obtained with the calibrated model showed that after the passage of the event, the geomorphology of the channel has been modified (erosion and sedimentation). This has been observed through the comparison of the longitudinal profiles and through the shapes of the bed.

Palabras clave español (máximo 5): dinámica fluvial, modelación hidráulica, lecho móvil, transporte de sedimentos.

Palabras clave valenciano (máximo 5): dinàmica fluvial, modelació hidràulica, llit mòbil, transport de sediments.

Palabras clave inglés (máximo 5): fluvial dynamics, hydraulic modeling, moving bed, sediment transport.



AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mis tutores, Paco Vallés y Bea Nácher, porque en cada reunión que tuvimos pude aprender de ellos y fortalecer mis conocimientos. Por la excelente guía y apoyo que recibí que, sin ellos, este trabajo no hubiera sido posible.

Al laboratorio de Hidráulica y Obras hidráulicas de la Universidad Politécnica de Valencia de y al grupo de investigación de la Universidad de las Islas Baleares, por el esfuerzo para recopilar los datos brindados para la realización de este trabajo.

A mi familia y a Karlo, por apoyarme incondicionalmente y estar siempre pendientes de mí.

A mis amigos del Máster que han hecho que mi estadía en Valencia haya sido gratificante, los llevaré en mi corazón.

Finalmente, quiero agradecer al Máster por haberme dado la oportunidad de seguir creciendo profesionalmente y por la excelente calidad de docentes que forman parte del programa.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I. ASPECTOS GENERALES	4
1.1 ANTECEDENTES.....	4
1.2 OBJETIVOS.....	5
1.2.1 Objetivo principal	5
1.2.2 Objetivos específicos	6
1.3 METODOLOGÍA	6
CAPITULO II. MARCO TEÓRICO	8
2.1 GEOMORFOLOGÍA FLUVIAL	8
2.1.1 Sistemas y procesos fluviales	8
2.1.2 Caracterización morfo-sedimentológico de los ríos.....	9
2.1.3 Condición de equilibrio de los sistemas fluviales.....	13
2.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	14
2.2.1 Propiedades físicas de los sedimentos.....	14
2.2.2 Formas del lecho (Geoformas)	20
2.2.3 Inicio del movimiento.....	22
2.2.4 Mecanismos de transporte de sedimentos.....	26
2.3 MODELOS MATEMÁTICOS PARA EL ESTUDIO DE PROCESOS DEL FLUJO	29
2.3.1 Tipos de modelos matemáticos.....	29
2.3.2 Ecuaciones de los modelos matemáticos unidimensionales	32
2.3.3 Software disponibles para la modelización.....	36

CAPITULO III. METODOLOGÍA.....	38
3.1 DELIMITACIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO	38
3.1.1 Reconocimiento de campo.....	39
3.2 MODELO HIDRÁULICO UNIDIMENSIONAL.....	46
3.2.1 Datos para la modelación hidráulica	46
3.2.2 Geometría del modelo.....	52
3.2.3 Condiciones de contorno.....	58
3.2.4 Simulación	59
3.2.5 Calibración del Modelo hidráulico	60
3.3 MODELO SEDIMENTOLÓGICO	67
3.3.1 Datos para la modelación sedimentológica	68
3.3.2 Condiciones de contorno.....	72
3.3.3 Datos de sedimento.....	74
3.3.4 Simulación y calibración	79
3.4 RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	81
CAPITULO IV. CONCLUSIONES	89
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localización de la cuenca de San Miguel en la isla de Mallorca, España.....	4
Figura 2. Representación del Sistema Fluvial según Schumm (1977) (Basile,2018).....	9
Figura 3. Esquema de la Balanza de Lane (1955).....	14
Figura 4. Velocidad de sedimentación en relación con el diámetro nominal, temperatura y factor de forma (U S Interagency Committee, 1957).....	18
Figura 5. Curva granulométrica equivalente (Martínez, 2001).....	19
Figura 6. Formas de lecho asociados a los regímenes de flujos (Nácher Rodriguez & Vallés Morán, 2018a).....	20
Figura 7. Tipologías de barras fluviales (Ortiz et al., 1996).....	21
Figura 8. Pozas y rápidos en un tramo meándrico (Martín Vide, 2006).....	22
Figura 9. Ábaco de Shields (Nácher Rodriguez & Vallés Morán, 2018b).....	25
Figura 10. Tipos de transporte de sedimentos (Martínez, 2001).....	27
Figura 11. Esquema del volumen de control y fuerzas actuantes (Basile,2018).....	33
Figura 12. Esquema de un volumen de control de sedimentos (Basile, 2018).....	34
Figura 13. Localización del tramo de estudio en el Torrente de San Miguel (Fuente: a) MEDhyCON (2018) b) Propia c) IBERPIX (2019)).....	38
Figura 14. Presa de laminación y retención de sedimentos.....	40
Figura 15. Cauce del torrente Comafreda (ramal este).....	41
Figura 16. Fonts Ufanes (por el ramal oeste).....	41
Figura 17. Estación de aforo San Miguel (Inicio del tramo de estudio).....	42
Figura 18. Aguas abajo del Puente de la autovía Ma-13 (Palma de Mallorca - Bahía de Alcudia).....	42
Figura 19. Estación de aforo de Sa Marjal (Fin de tramo de estudio).....	43
Figura 20. Márgenes canalizadas de hormigón.....	43
Figura 21. Aguas arriba del puente de la autovía Ma-13.....	44
Figura 22. Interior del puente de la autovía Ma-13.....	44
Figura 23. Interior del puente de la autovía Ma-13.....	45
Figura 24. Erosión aguas abajo del puente de la autovía Ma-13.....	45

Figura 25. Modelo digital del Terreno (MDT) (MEDhyCON, 2018).	47
Figura 26. Resultados de la simulación bidimensional del evento 8 de octubre de 1990 (Chacha, 2019).	48
Figura 27. Ubicación del hidrograma del torrente Búger (Chacha, 2019).	49
Figura 28. Ubicación del punto de control (modelo hidráulico bidimensional).	50
Figura 29. Dimensión del puente a considerar en el modelo.	51
Figura 30. Modelo de elevación digital (MDT) superpuesta con la ortofoto y con las estaciones de aforo	53
Figura 31. Reglas de creación de capas 1D (Nácher Rodríguez & Vallés Morán, 2018e).	53
Figura 32. River Reach, Bank Lines & Flow Paths.	54
Figura 33. Sección transversal, coeficiente de Manning y puntos Levee.	56
Figura 34. Secciones transversales en planta, manuales e interpoladas.	56
Figura 35. Sección transversal aguas arriba del puente (Upstream)	57
Figura 36. Sección transversal del puente aguas abajo (Downstream).	57
Figura 37. Hidrograma de flujo secciones transversales 7525, 2326 y 1573.	58
Figura 38. Parámetros de simulación HEC-RAS.	59
Figura 39. Rango de tiempo de cálculo basado en la condición de Courant.	60
Figura 40. Comparación de calados máximos del perfil longitudinal del torrente de San Miguel tras la simulación inicial.	61
Figura 41. Comparación de calados máximos en la línea del Thalweg del torrente de San Miguel tras la calibración.	62
Figura 42. Hidrograma de caudal frente al tiempo en secciones transversales del tramo 1 tras la calibración.	63
Figura 43. Hidrograma de caudal frente al tiempo en secciones transversales del tramo 2 tras la calibración.	64
Figura 44. Calados máximos en secciones transversales del tramo 1 tras la calibración.	64
Figura 45. Calados máximos en secciones transversales del tramo 2 tras la calibración.	65
Figura 46. Velocidades máximas en secciones transversales del tramo 1 tras la calibración.	65

Figura 47. Velocidades máximas en secciones del tramo 2 tras la calibración.	66
Figura 48. Perfil Longitudinal del torrente de San Miguel.	67
Figura 49. Hidrograma estación de aforo San Miguel.....	68
Figura 50. Hidrograma confluencia del torrente Búger.	68
Figura 51. Curva granulométrica.....	69
Figura 52. Perfil longitudinal observado 2019.	71
Figura 53. Formas de lecho aguas arriba (a) y aguas abajo (b) del puente.	71
Figura 54. Barra y poza, tramo aguas arriba del puente.....	72
Figura 55. Afloraciones de roca (tramo aguas arriba del puente).	72
Figura 56. Representación del flujo cuasi-transitorio (Brunner, 2016b).	73
Figura 57. Hidrogramas E.A San Miguel y confluencia del torrente de Búger 21 enero del 2017.	74
Figura 58. Datos de transporte de sedimentos.....	75
Figura 59. Perfil longitudinal modelo simulado vs topografía del post evento observada.	79
Figura 60. Perfil longitudinal modelo simulado vs topografía del post evento observada (inc. afloraciones).	80
Figura 61. Perfiles longitudinales modelo calibrado vs modelo observado.	82
Figura 62. Formas del lecho sección transversal 6510 tras calibración.....	83
Figura 63. Formas del lecho sección transversal 5549 tras calibración.....	84
Figura 64. Formas del lecho sección transversal 4949.50 tras calibración.....	85
Figura 65. Formas del lecho sección transversal 2248.67 tras calibración.....	85
Figura 66. Formas del lecho sección transversal 1205 tras calibración.....	86

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Períodos utilizados para la modelación.....	3
Tabla 2. Clasificación de acuerdo al tamaño de la partícula	15
Tabla 3. Hidrogramas de los torrentes San Miguel y Búger del 8 de octubre de 1990.	49
Tabla 4. Coeficientes de Manning aplicados.....	52
Tabla 5. Condiciones de contorno del modelo hidráulico HEC-RAS.	58
Tabla 6. Clasificación granulométrica.	70
Tabla 7. Condiciones de contorno del modelo sedimentológico HEC-RAS.....	73
Tabla 8. Ecuaciones de Transporte de Sedimentos HEC-RAS.	78
Tabla 9. Formas de lecho (geofomas) simulado vs observado.....	87

INTRODUCCIÓN

La morfología de los sistemas fluviales es el resultado de procesos de erosión, transporte y deposición de sedimentos. Estos procesos se dan en todo el sistema fluvial, empezando por la cuenca receptora y terminando en la desembocadura, hasta alcanzar cierto equilibrio. Vienen causados por la interacción entre el flujo hídrico y el cauce de material granular sedimentario que lo contiene y se da continuamente a través del tiempo. De esta forma las características tanto hidráulicas como morfológicas de un sistema fluvial variarán en el tiempo y en el espacio, convirtiéndolos en sistemas dinámicos, cuyas respuestas son complejas de forma que también varían en el tiempo y el espacio, lo cual implica la inexistencia de una única solución para los problemas reales que plantea la Hidráulica Fluvial. Los procesos mencionados son estudiados por la hidráulica fluvial por las implicaciones que trae consigo, cuando se producen eventos pluviométricos extremos o crecidas, sobre todo que afectan a sistemas de régimen intermitente.

Desde la introducción de conceptos como parámetros hidráulicos y distribución de velocidad durante la Edad Media, continuando con un aporte importante que se da en 1879 cuando Du Boys publica su primera teoría sobre el transporte de sedimentos, hasta el día de hoy, se siguen sumando numerosas fórmulas teóricas y/o experimentales como Schoklitsch (1930), Shields (1936), Meyer-Peter & Müller (1948), Einstein (1950), Van Rijn (1984), Nielsen (1992), entre otras.

Actualmente, para poder entender la hidrodinámica fluvial, los cambios morfológicos bajo ciertas condiciones y tomar decisiones se usan herramientas de análisis de diseños como modelos matemáticos y/o modelos físicos.

Limitando el estudio a los modelos matemáticos, estos existen desde mediados del siglo XX, inicialmente con los modelos unidimensionales que resuelven la ecuación de la energía para flujos estacionarios y la ecuación de Saint Venant 1D para flujos en régimen transitorio,

posterior a ello se introducen modelos bidimensionales, que resuelven las ecuaciones de Saint Venant en 2D o Shallow Water Equations, con variables hidráulicas promediadas en profundidad. En la actualidad se pueden encontrar modelos tridimensionales. Con el desarrollo de los modelos, los software también se incrementan, desde modelos de acceso libre como los que necesitan algún tipo de suscripción (software comercial o propietario), aplicables para diversos fenómenos que ocurren en el cauce del sistema fluvial, como de transporte de sedimentos, calidad de aguas, entre otros.

Por lo que a través del presente estudio, se evalúa los cambios morfológicos de un tramo del torrente de San Miguel tras el paso de una avenida, mediante la modelación hidráulica y sedimentológica unidimensional usando el programa HEC-RAS en su versión 5.0.5. Para ello, los datos disponibles para realizar el estudio son: topografías, datos hidrológicos, datos hidráulicos registrados en las estaciones de aforo de la cuenca, datos históricos de eventos extremos y granulometría del lecho. Estos datos son proporcionados por el grupo de investigación “Mediterranean Ecogeomorphological and Hydrological Connectivity Research Team” (MEDhyCON) de la Universitat de les Illes Balears, el Laboratorio de Hidráulica y Obras hidráulicas de la Universidad Politécnica de Valencia y a través de un estudio denominado “Análisis de la Peligrosidad de Inundación de Sa Pobla por Desbordamiento de los torrentes de San Miguel y Búger, Mallorca (Islas Baleares)” (Chacha, 2019).

En el caso del modelo hidráulico, se utiliza una topografía de pre evento observada (2014) e información de caudales para la simulación los cuales se han obtenido de manera empírica el 8 de octubre de 1990 tras una gran avenida. La calibración de este modelo responde principalmente a variaciones en la rugosidad del cauce teniendo como punto de control calados, velocidades y caudales de un modelo hidráulico bidimensional (2D) (Chacha, 2019) previamente calibrado.

En el caso del modelo sedimentológico, el modelo se construye teniendo como base el modelo hidráulico calibrado. Se establece un periodo de simulación, teniendo en cuenta los últimos eventos de crecidas registrados y que se tiene al alcance. Tras la simulación del evento, se obtiene una topografía de post evento simulada que es comparada con la topografía de post evento observada (2019) y esta se calibra a través de las variaciones de los parámetros del módulo de transporte de sedimentos como carga de lecho. (Tabla 1).

Tabla 1. *Períodos utilizados para la modelación.*

Simulación	Topografía observada	Evento a simular	Topografía simulada	Topografía observada
	Pre evento		Post evento	Post evento
1	2014	2017	2017	2019

CAPITULO I. ASPECTOS GENERALES

1.1 ANTECEDENTES

La cuenca de San Miguel se sitúa en el NE en la Isla de Mallorca, perteneciente a las Islas Baleares, España (Figura 1). Tiene una superficie de 152 km². Su cabecera se localiza en la sierra de Tramuntana en donde se alcanzan altitudes por encima de los 1400 msnm, recorre el llano de Búger y de Sa Pobla hasta que descarga sus aguas en el mar Mediterráneo a través de la Albufera de Mallorca, siendo este la zona húmeda más extensa (1.7 hectáreas) y de mayor importancia de las Islas Baleares. Reconocido en la lista Ramsar de los humedales más importantes a nivel internacional (MEDhyCON, 2018).



Figura 1. Localización de la cuenca de San Miguel en la isla de Mallorca, España.

La red de drenaje de la cuenca de San Miguel está conformada por varios torrentes y una fuente natural subterránea denominada Fonts Ufanes que aflora a la superficie cuando el nivel freático alcanza cierto nivel. Uno de los torrentes que lleva la mayor cantidad de agua

de la cuenca es el torrente de San Miguel, ya que recoge las aportaciones superficiales de unos 50 km² y el agua procedente de las Fonts Ufanes (Fuster, 1973).

El régimen hidrológico de los torrentes en su parte alta se caracteriza por presentar caudales efímeros, debido principalmente a la predominancia de los procesos kársticos. Mientras que, en las zonas llanas los depósitos aluviales cuaternarios existentes, altamente impermeables, promueven el régimen intermitente en los torrentes.

Además, en los años 90s, debido a la magnitud de las crecidas, se han construido numerosas presas de laminación y retención de sedimentos en los principales tributarios de la cuenca justo a la salida de la Sierra de Tramuntana (sobre todo en el torrente de San Miguel), por lo que el régimen hidro-sedimentológico de la cuenca está altamente alterado (MEDhyCON, 2018). Esto evidencia los problemas sedimentológicos que padecían estos torrentes años atrás.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo principal

El objetivo principal del presente Trabajo Fin de Máster es evaluar la evolución geomorfológica del cauce del torrente de San Miguel, entendiéndose como tal los procesos de erosión y sedimentación que generan cambios morfológicos en dicho cauce, tanto a nivel de sección transversal como de perfil longitudinal tras el paso de una avenida a través de modelación hidráulica y sedimentológica.

1.2.2 Objetivos específicos

Para lograr el objetivo principal es necesario enfocarse de manera secuencial en ciertos objetivos específicos y que sin ellos no se podría tener claro el panorama de desarrollo:

- Describir las características del cauce del torrente de San Miguel mediante la información recopilada del área de estudio.
- Representar la hidráulica del torrente San Miguel a través de un modelo hidráulico calibrado usando HEC-RAS en su versión 5.0.5.
- Incorporar el módulo de transporte de sedimentos y lecho móvil, teniendo en cuenta la granulometría del lecho, hidrograma de un evento de inundación y la ecuación de transporte a utilizar para simular el transporte de sedimentos.
- Analizar los resultados obtenidos en la modelación sedimentológica comparándolos con los datos de la topografía de post evento observada a fin de calibrar el modelo.

A fin de cumplir satisfactoriamente con los objetivos planteados, es conveniente establecer una metodología capaz de abarcar y describir de manera ordenada y clara los diferentes procesos realizados.

1.3 METODOLOGÍA

La metodología que se plantea consta de tres partes: búsqueda y revisión de la literatura existente sobre el tema a desarrollar, recopilación y procesamiento de información del caso de estudio y modelación hidráulica y sedimentológica.

Búsqueda y revisión de la literatura existente: En primer lugar, información relacionada con la geomorfología fluvial, entre ellas el sistema fluvial y los procesos que ocurren en este de forma general, así como su caracterización morfológica y condición de equilibrio. Después, información en relación con el transporte de sedimentos puesto que es importante para ver la evolución geomorfológica de los cauces aluviales. Finalmente, información acerca de los modelos matemáticos computacionales existentes, software de libre distribución y las ecuaciones que usan ya sea para modelación hidráulica o transporte de sedimentos en modelos unidimensionales.

Recopilación y procesamiento de la información del caso de estudio: La recopilación empieza con la búsqueda de información sobre el área de estudio, complementadas con la información proporcionada por MEDhyCON, incluyendo datos hidro-sedimentológicos desde el 2009 hasta el 2018, datos topográficos, información cartográfica, fotos y estudios relacionados.

Modelación hidráulica y sedimentológica: Con la información proporcionada se construye un modelo hidráulico con la topografía de pre evento observada. Se simula el suceso hidrológico del 8 de octubre de 1990 y se calibra a partir de un modelo hidráulico 2D observado (Chacha, 2019). Tras la calibración del modelo hidráulico, se realiza el modelo sedimentológico, se simula el suceso hidrológico seleccionado para la calibración con las condiciones adecuadas y se obtiene la morfología final del torrente. Mediante la comparación esta morfología (topografía simulada) con la topografía de post evento observada se pretende calibrar el modelo sedimentológico.

CAPITULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 GEOMORFOLOGÍA FLUVIAL

2.1.1 Sistemas y procesos fluviales

Los sistemas fluviales están compuestos por un conjunto de afluentes y un río principal, donde se desarrollan complejos mecanismos hidrológicos, geomorfológicos y ecológicos de recepción y transporte de agua y sedimentos de toda una cuenca hasta su desembocadura en el mar, lago, o bien, perdiéndose en el terreno, por infiltración.

A lo largo del sistema fluvial ocurren procesos de erosión, transporte y sedimentación debido a la interacción del flujo con las partículas que componen el cauce de distinta manera, cambiando sus parámetros hidráulicos y geométricos (Basile, 2018). La interacción de los elementos del sistema fluvial (geológicos, hidrológicos, sedimentos, etc.) conducen un proceso evolutivo, el sistema atraviesa una serie de fases o estados en los que, o bien se produce un equilibrio dinámico, o bien está en claro proceso de evolución que tiende a un nuevo equilibrio (Martínez, 2001).

Schumm (1977) divide del sistema fluvial en tres zonas (*Figura 2*): La primera zona es un área de producción de sedimentos, en la que por acción de erosión todas las partículas desprendidas van a parar a la cabecera del sistema, por lo que se da los principales aportes de un sistema fluvial, la densidad de drenaje es alta, el curso principal posee pendientes elevadas e inestables al igual que los afluentes, el lecho tiene tendencia a la erosión y presentan un valle de inundación no muy ancho (Basile, 2018). En la segunda zona se realiza la transferencia de partículas desde la zona de producción (Basile, 2018), en la zona de transferencia el cauce del río es más estable y es donde está mejor definida; sin embargo, a pesar de la relativa estabilidad pueden haber cambios que pueden ser rápidos y

significativos (Chang, 2008). Por último, está la tercera zona en donde se produce la sedimentación de las partículas.

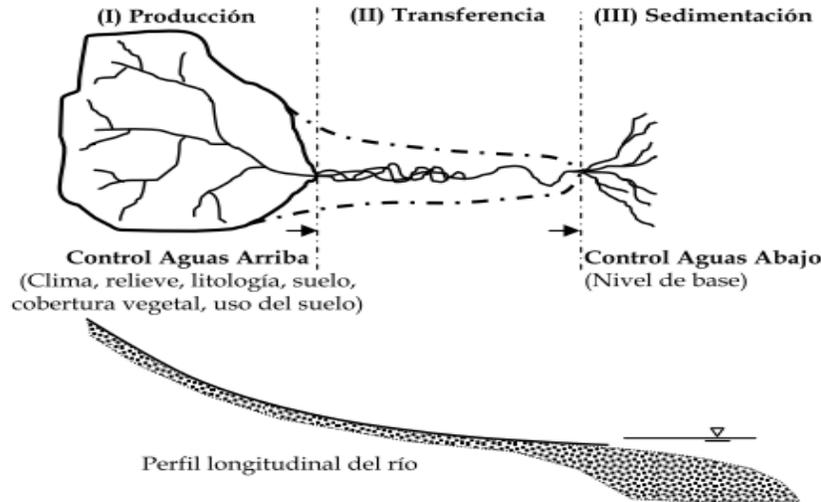


Figura 2. Representación del Sistema Fluvial según Schumm (1977) (Basile,2018).

Cabe mencionar que los tres procesos: erosión, transporte y sedimentación se producen en las tres zonas; sin embargo, hay predominancia de una en cada zona como se menciona en el párrafo anterior.

2.1.2 Caracterización morfo-sedimentológica de los ríos

Para el estudio de la morfología fluvial se usan diferentes criterios para clasificarlos, los más usuales corresponden al régimen hidrológico y aspectos morfológicos, lo cual permite ubicar fácilmente a cualquier cauce para determinar sus principales características.

2.1.2.1 Régimen hidrológico

La hidrología y climatología de la cuenca, así como las características del cauce y acciones antrópicas hacen que la distribución de caudales sea muy variable (Martínez, 2001). Las

características de una u otra distribución de caudales en el tiempo puede caracterizar el río de acuerdo a la constancia de la esorrentía de tres maneras (Molsave, 1995):

- Ríos perennes o permanentes
- Ríos intermitentes
- Ríos efímeros

Los ríos perennes o permanentes son aquellos que siempre tienen caudal. Esto se da porque existe una conexión con alguna masa de agua adyacente (acuífero) con nivel freático por encima de la superficie del agua del río, produciendo un gradiente hidráulico que propicia el flujo hacia al río. Independientemente de las condiciones hidrológicas que se manifiesta en la cuenca o inclusive cuando no hay precipitaciones o esorrentía directa hacia el cauce hay un flujo base que proviene del almacenamiento de este acuífero (Reyes Trujillo, Barroso, & Carvajal Escobar, 2010). Este tipo de ríos por lo general se encuentran en zonas húmedas y templadas (Basile, 2018).

Los ríos intermitentes o también conocidos como estacionales, solo tienen caudal en periodos de lluvia, mientras que, se secan cuando la temporada de lluvias ha culminado, estos ríos se encuentran en climas semiáridos (Basile, 2018).

Los ríos efímeros son aquellos que transportan esorrentía superficial como respuesta a un evento extraordinario, por lo que el resto del año están secos. El lecho del cauce se encuentra siempre por encima del nivel freático del acuífero (Basile, 2018). Estos ríos son propios de climas áridos y semiáridos (Martín Vide, 2006).

Bajo un régimen efímero pueden formarse diferentes tipologías morfológicas de sistemas fluviales (planicies de canales entrelazados arenosos, ríos entrelazados gravo-arenosos, etc.) (Basile, 2018).

2.1.2.2 Aspectos morfológicos

a) **Los ríos se pueden caracterizar dependiendo de la edad morfológica**, esta se base en función de las características hidráulicas y sedimentológicas que presentan:

- Jóvenes: Se puede encontrar en ríos de montaña, zonas altas, con pendientes altas y donde generalmente predomina la erosión sobre todo en el lecho del cauce.
- Maduros: Se encuentra en las zonas medias de los ríos, es aquí donde el cauce se ensancha, le pendiente disminuye y existe más erosión en las laderas que en lecho.
- Viejos: Se encuentra en las zonas bajas de los ríos, donde se crean valles más anchos, la pendiente disminuye mucho y predomina el proceso de sedimentación, apareciendo zonas denominadas abanicos aluviales. Se alcanza un equilibrio tal que, a lo largo del tiempo, en media, el río no erosión ni sedimenta.

Visualizando el río en las diferentes etapas se tiene que en la zona alta montañosa, se tienen relieves muy marcados en forma de “v” y con pendientes altas, por lo que es natural tener grandes velocidades en el flujo que produzcan el desprendimiento de material grueso inclusive de rocas de gran tamaño que serán transportados hasta la zona media, en esta zona la pendiente disminuye y aunque predomine el transporte, los procesos de erosión y sedimentación se darán fijando la forma del tramo de río, formando cauces rectos, trezados, meándricos, etc. ya en las zonas bajas la pendiente disminuye mucho provocando una disminución de la velocidad, con lo cual el material transportado sedimenta (Martínez, 2001).

b) **Dependiendo de la forma en planta**, la morfología de un río no debe entenderse en su totalidad sino, más bien de un tramo en específico, puesto que dado las diferentes condiciones en todo el tramo del río no puede clasificarse como uno solo (Barragán & Carranza, 2010). Para Leopold and Wolman (1957) los ríos se pueden clasificar en función con el cauce en planta en rectos, trezados y meándricos.

Algunas definiciones importantes, antes de pasar a desarrollar esta clasificación, son los conceptos de Thalweg y sinuosidad (S_i). El primero es pues la línea que resulta de unir los puntos de menor cota a lo largo del cauce. El segundo es la relación que existe entre la longitud del Thalweg y la longitud real del valle (Ortiz, Fernandez, & Domínguez, 1996) ecuación 1.

$$S_i = \frac{L_{Thalweg}}{L_{valle}} \quad (1)$$

Cauces rectos: Por lo general son los menos comunes en la naturaleza, son cauces que tienen poca curvatura entendiéndose como una sinuosidad menor 1.5. A pesar que se tengan márgenes rectilíneos el Thalweg puede mostrar distintos tipos de sinuosidad relacionado por ejemplo con barras alternadas, hoyas y vados (Basile, 2018). Por lo general son muy inestables y tienen a formar meandros (Martínez, 2001).

Cauces trenzados: Este tipo de cauces se caracteriza por presentar cauces anchos con gran pendiente y poco profundos, márgenes poco definidas e inestables. Por lo general la forma que toma este tipo de cauces en su parte exterior es rectilínea y en la parte interna presenta brazos o canales que se entrelazan formando islas entre ellos (Ortiz et al., 1996). Se dice que los canales internos son muy inestables debido a que una crecida o avenida puede modificarlos considerablemente (Martín Vide, 2006).

Las causas principales de la formación de este tipo de cauces lo define Lane (1957) y son:

- a) La sobrecarga de sedimento aportado frente al que se puede transportar, generando que el material se deposite y se formen estas islas.
- b) La pendiente muy elevada.

Cauces meándricos: Tienen un solo cauce y están compuesto por curvas alternadas que se unen por pequeños tramos rectilíneos (Basile, 2018), son muy característicos de las zonas bajas de los ríos. En la zona exterior de la curva se suele producir erosión y en la

zona interna se produce sedimentación debido a que la velocidad disminuye. Estos dos procesos generan que haya un movimiento del meandro (Martínez, 2001). Tienen una sinuosidad por encima de 1.5 (Basile, 2018).

2.1.3 Condición de equilibrio de los sistemas fluviales

Un río en equilibrio mantiene la relación permanente entre la capacidad de transporte de agua y sedimentos con las entradas suministradas en una escala espacial y temporal con la que se analiza el sistema fluvial (Basile, 2018). Sin embargo, debido a la variabilidad temporal de las entradas (caudal, aporte sólido y composición granulométrica) se trata de un equilibrio dinámico. Existen factores naturales (eventos climáticos, hidrológicos y tectónicos) y/o antrópicos (obras en el cauce y llanuras) que alteran el equilibrio y por lo cual se tendrá que ajustar la morfología hasta restablecer el equilibrio (Chang, 2008).

La alteración del equilibrio hace que la capacidad hidráulica de un cauce varíe debido a los procesos de erosión y sedimentación, esto puede ocasionar en el peor de los casos que en eventos posteriores el agua se desborde, por ello es importante determinar las variables que afectan al equilibrio.

Para describir de manera cualitativa la condición de equilibrio, Lane (1955) propuso una relación entre el Caudal Q y la pendiente S con el caudal sólido Q_s y el tamaño del sedimento d , en lo que hoy se conoce como la Balanza de Lane. La *Figura 3* representa la relación que existe entre los parámetros que definen el movimiento de agua (Q y S) y los parámetros que condicionan el caudal sólido (Q_s y d) (Martínez, 2001). Las variaciones de estos parámetros modifican el equilibrio del sistema, por ejemplo, si en un cauce el caudal líquido Q o la pendiente S se incrementan se producirá erosión, mientras que, si aumenta el caudal sólido Q_s o el diámetro de las partículas se producirá sedimentación, de esta manera se puede analizar el comportamiento morfológico de un río (Ortiz et al., 1996).

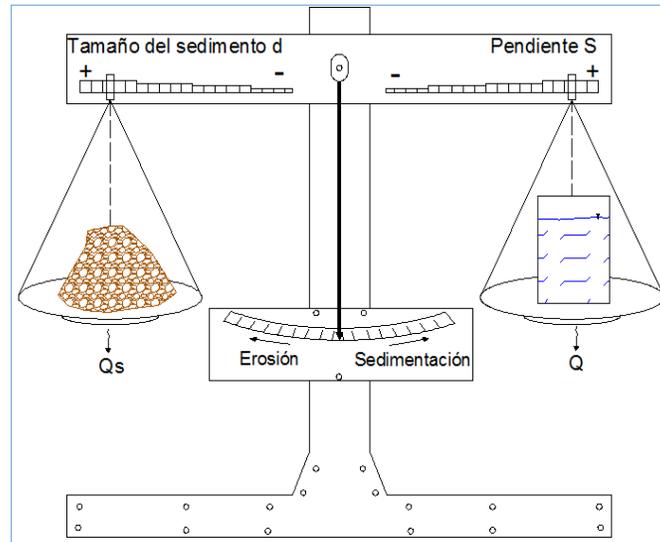


Figura 3. Esquema de la Balanza de Lane (1955).

2.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El transporte de sedimentos engloba el estudio de los procesos de erosión, transporte y sedimentación de las partículas sólidas que conforman el lecho de un cauce y de las partículas provenientes de la cuenca del sistema. Los materiales que conforman los lechos de los cauces naturales pueden ser cohesivos, no cohesivos o granulares y roca (Cutillas, 2015). En un lecho cohesivo las modificaciones son más lentas debido a la mayor resistencia a la erosión, dentro de este grupo se sitúa a las arcillas. Cabe mencionar que el estudio de la hidráulica fluvial de los lechos cohesivos son más complejos que de los lechos granulares (Martín Vide, 2006).

2.2.1 Propiedades físicas de los sedimentos

El estudio de transporte de sedimentos para lechos granulares no depende solo de los parámetros hidrodinámicos, sino que depende también de las propiedades y características de los sedimentos que conforman el lecho (Basile, 2018). Una de las propiedades de la partícula más importantes en los procesos hidro-sedimentológicos de los sedimentos es el tamaño de las partículas ya que está relacionada e influye directamente sobre la velocidad

de sedimentación, rugosidad del lecho y por ende en la velocidad y turbulencia del flujo (Ortiz et al., 1996).

Dado la irregularidad de la partícula, en la elaboración de proyectos, estudios o simplemente para poder representarla, se utilizan diámetros representativos como:

- a) Diámetro nominal: El de una esfera cuyo volumen sea igual al de la partícula.
- b) Diámetro equivalente: Longitud de la malla más pequeña por el que pasa la partícula.
- c) Diámetro de sedimentación: Diámetro de una esfera que tenga las mismas características del sedimento (densidad, peso específico y velocidad de sedimentación) en las mismas condiciones y propiedades del fluido.

Existen numerosas clasificaciones normalizadas de acuerdo al tamaño de la partícula. En la *Tabla 2* se puede apreciar que no hay variaciones significativas entre ellas, sobre todo cuando se trata de clasificar gravas con tamaños por encima de los 2 milímetros.

Tabla 2. Clasificación de acuerdo al tamaño de la partícula

CLASE	TAMAÑO (mm)			
	MIT	ASTM	LANE	WENTWORTH
Arcillas	< 0.002	< 0.005	< 0.004	< 0.0039
Limos	0.002 - 0.06	0.005 - 0.05	0.004 - 0.062	0.0039 - 0.0625
Arenas	0.06 - 2.00	0.05 - 2.00	0.062 - 2.00	0.0625 - 2.00
Gravas	>2.0	>2.0	2.00 - 64	2.00 - 64
Bolos			>64	>64

Se muestra en síntesis las clasificaciones realizadas por instituciones como el Massachusetts Institute Technology (MIT), American Society for Testing (ASTM) y de forma particular clasificaciones propuestas como la de Lane (1947) y la de Uden-Wenworth (1922).

Otras propiedades de las partículas, no menos importantes, son la forma y la velocidad de caída o sedimentación. La forma de una partícula por su parte se refiere exclusivamente a las características geométricas de una partícula definida tradicionalmente de acuerdo a su esfericidad y redondez. Sin embargo, por las dificultades que presentaba obtenerlas, McNown Y Malaila (1950) expresaron la forma de una partícula a través de un factor de forma (S_p), dado por la ecuación 2.

$$S_p = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}} \leq 1 \quad (2)$$

Donde: $a \geq b \geq c$

a: Eje mayor que pasa por el centro de gravedad de la partícula.

b: Eje intermedio que pasa por el centro de gravedad de la partícula.

c: Eje menor que pasa por el centro de gravedad de la partícula.

Teniendo un rango de variación que va desde 0.3 hasta 0.9. Por ejemplo, las arenas tienen un factor de forma de 0.7 (Ortiz et al., 1996).

Por su parte la velocidad de caída está relacionada con la capacidad de arrastre y que puede condicionar la forma del lecho (Martínez, 2001). Dependerá de forma de la partícula, el diámetro, la composición, la temperatura, el régimen de flujo de agua al que está sometido entre otras particularidades.

Una partícula en el agua sin movimiento está sometido a fuerzas actuantes e hidrodinámicas en equilibrio de la siguiente forma:

Peso sumergido = Fuerza hidrodinámica

$$(\gamma_s - \gamma)V_s = C_D \pi \frac{D_s^2}{4} \rho \frac{W^2}{2}$$

$$(\gamma_s - \gamma) \frac{4}{3} \pi \frac{D_s^3}{8} = C_D \pi \frac{D_s^2}{4} \rho \frac{W^2}{2} \quad (3)$$

Donde:

γ_s : Peso específico de la partícula

γ : Peso específico del agua

ρ : Densidad del agua

D_s : Diámetro representativo de la partícula

C_D : Coeficiente de arrastre de la partícula

W : Velocidad de sedimentación de la partícula

Resolviendo la ecuación 3:

$$W = \sqrt{\frac{4(\gamma_s - \gamma)gD_s}{3C_D\gamma}} \quad (4)$$

Los términos que se usan en la ecuación 4 son conocidos a excepción del C_D , el cual se puede calcular utilizando la ecuación 5.

$$C_D = \frac{24}{Re} \quad (5)$$

Solo en casos en el que $Re < 0.1$, para partículas pseudoesféricas, tamaño de las partículas del tipo arenas finas, pero no inferiores (Martínez, 2001).

Y conociendo que:

$$Re = \frac{WD_s}{\nu} \quad (6)$$

Tenemos que:

$$C_D = \frac{24\nu}{WD_s} \quad (7)$$

*Cabe mencionar que para otros valores de Reynolds se pueden obtener C_D de manera empírica través de tablas.

Finalmente reemplazando la ecuación 7 en la ecuación 4 se obtiene la velocidad de caída conocido como la Ley de Stokes.

$$W = \frac{(\gamma_s - \gamma)gD_s^2}{18\nu} \quad (8) \text{ Ley de Stokes}$$

Otra manera de obtener la velocidad de sedimentación es utilizando la *Figura 4*. En ella se puede calcular directamente la velocidad de sedimentación, teniendo el factor de forma, el diámetro nominal de la partícula y la temperatura del agua. Además, se puede visualizar como afectan diferentes valores del factor de forma en la velocidad.

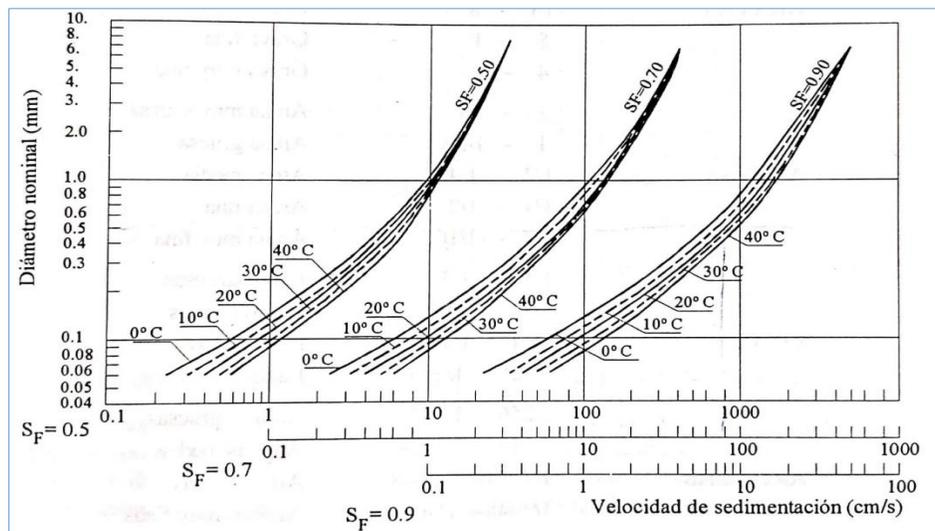


Figura 4. Velocidad de sedimentación en relación con el diámetro nominal, temperatura y factor de forma (U S Interagency Committee, 1957).

En un cauce aluvial (lecho no cohesivo) es muy importante tener en cuenta las propiedades de las partículas pero como conjunto, saber su composición granulométrica así como su distribución ayuda a la determinación de la resistencia al flujo, a comprender el transporte de sedimentos, procesos morfológicos asociados así como la calidad del medio para diferentes especies (Basile, 2018).

La distribución de tamaños de los sedimentos se representa a través de la curva granulométrica (Frecuencia-Tamaño) tal como se muestra en la *Figura 5*. A una escala logarítmica normal donde en el eje de las abscisas se coloca el tamaño del sólido y en el eje de ordenadas se coloca el porcentaje en peso acumulado por cada tamaño de sólido (Martínez, 2001).

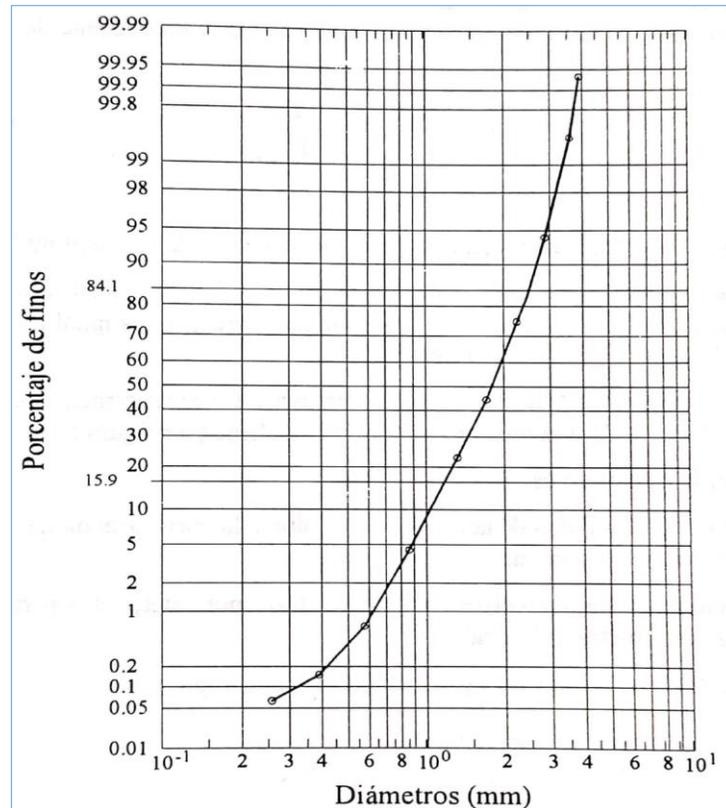


Figura 5. Curva granulométrica equivalente (Martínez, 2001).

Cuando se tienen muestras de material sólido de tamaños grandes (grava muy gruesa y superiores) por lo cual se pueden medir directamente el sólido, se obtienen una distribución en este caso de frecuencia por número (Basile, 2018). En el caso de muestras de material sólido mediano, son medidas y separadas por tamizados a través de mallas normalizadas (Martínez, 2001). Finalmente, cuando se tiene tamaños finos la separación se da a través de un análisis de sedimentación. Todo ello se dará teniendo en cuenta una muestra volumétrica (Basile, 2018).

2.2.2 Formas del lecho (Geoformas)

Las formas del lecho también son importantes en los procesos de transporte de sedimentos ya que contribuyen a la resistencia al flujo. Están relacionadas con la tensión de corte o fuerza tractiva (ecuación 9) ejercida sobre los contornos del lecho y márgenes (Nácher Rodríguez & Vallés Morán, 2018a).

$$\tau_0 = \gamma R_H I \quad (9)$$

Donde:

γ : Peso específico del fluido.

R_H : Radio hidráulico.

I : Pendiente de energía.

En cauces aluviales arenosos se desarrollan los denominados lechos planos, rizaduras, dunas o antidunas en función del tipo de régimen de flujos tal como muestro en la *Figura 6*.

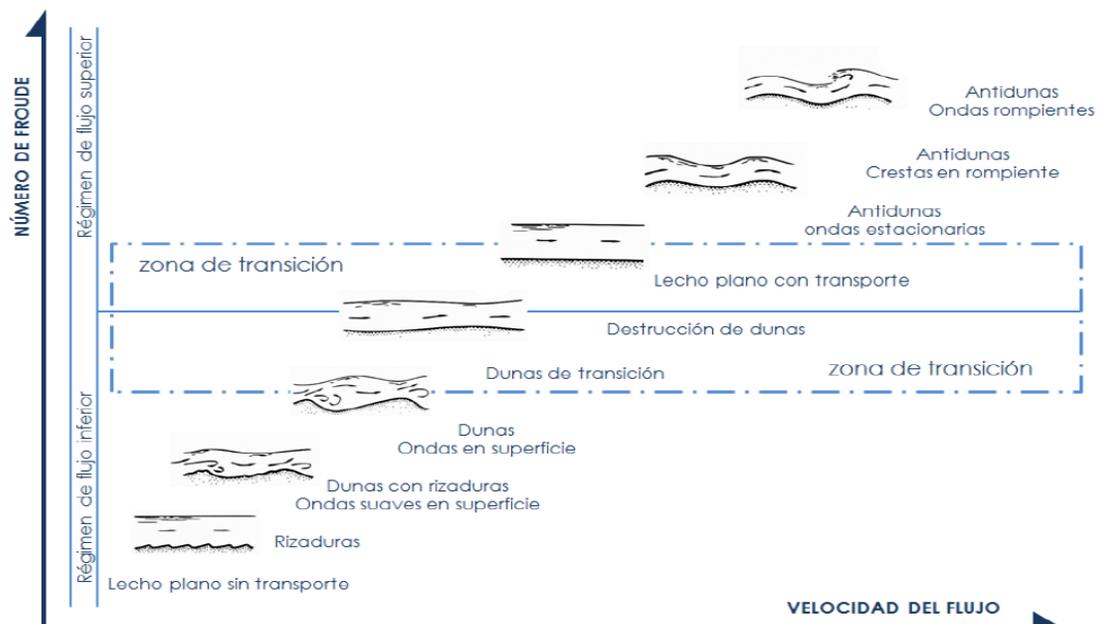


Figura 6. Formas de lecho asociados a los regímenes de flujos (Nácher Rodríguez & Vallés Morán, 2018a).

Barras fluviales

Son formas de lecho de mayor tamaño que influyen en las configuraciones de las secciones transversales y tramos de cauces fluviales. Para tramos o ríos de granulometría más gruesa (Martín Vide, 2006). Estas barras se pueden formar en la parte convexa o interna de las curvas en planta denominándose barras puntuales, cuando estas se forman periódicamente en las márgenes se les denomina barras alternadas, también pueden aparecer dentro del cauce, sobre todo en tramos rectilíneos de cauces anchos, denominándose barras intermedias. Existen también barras tributarias ubicadas aguas abajo de la desembocadura de los afluentes (Ortiz et al., 1996). Todas ellas se encuentran representadas en la *Figura 7*.

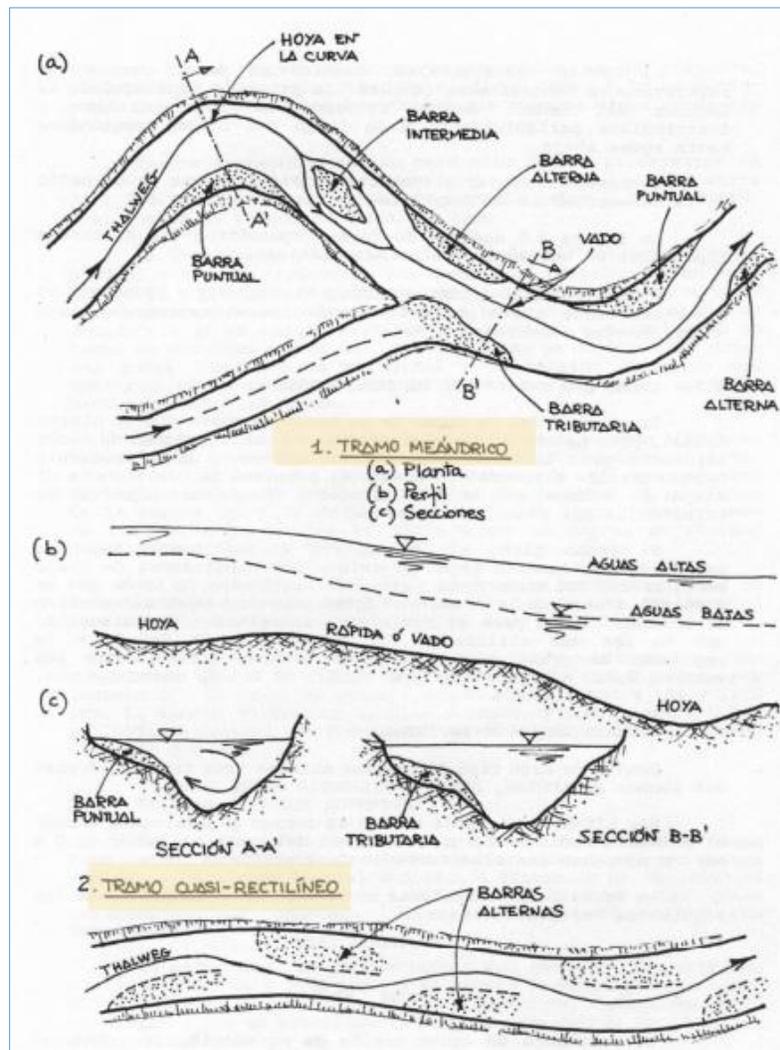


Figura 7. Tipologías de barras fluviales (Ortiz et al., 1996).

También están relacionados los denominados pozas (hoyas) y rápidos (vados) con las formas del lecho (*Figura 8*). El primero se desarrolla en zonas de más curvatura y tiene un fondo de granulometría más fina, mientras que, el segundo corresponde a tramos más rectos, someros y con más pendiente, cuyo fondo es de granulometría es más gruesa (Martín Vide, 2006).

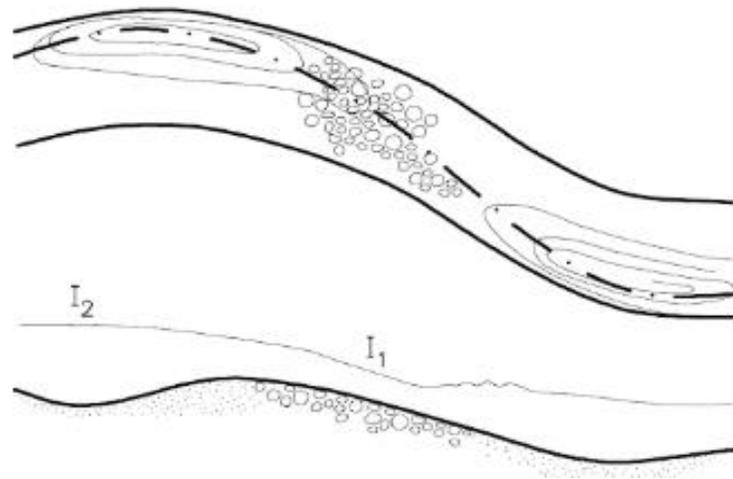


Figura 8. Pozas y rápidos en un tramo meándrico (Martín Vide, 2006).

2.2.3 Inicio del movimiento

En un cauce fluvial, el lecho granular se ve afectado por varias fuerzas que actúan sobre él cuando existe movimiento del flujo, fuerzas estabilizadoras como el propio peso sumergido de la partícula y en algunos casos, dependiendo el tipo de material, fuerzas cohesivas hacen frente a las fuerzas desestabilizadoras tales como la fuerza hidrodinámica (empuje hacia arriba) y la fuerza de arrastre (Basile, 2018). Cuando las fuerzas desestabilizadoras provocan el inicio del movimiento de partículas se conoce como movimiento incipiente o condición crítica de movimiento.

Las fuerzas desestabilizadoras dependerán de la magnitud y del régimen del flujo y de la resistencia del contorno del lecho (formado por sedimentos), por lo que la resistencia al flujo tendrá variaciones. Entonces podemos atribuir dos parámetros importantes de los sedimentos que contribuyen a la resistencia al flujo de cauces de lecho móvil que son la resistencia superficial debido al tamaño del grano y la resistencia de forma debido a la forma del lecho (Ortiz et al., 1996).

Las formulaciones de resistencia tanto en lecho fijo como en lecho móvil varían por los procesos adicionales que ocurren en este último. Para lecho fijo la velocidad de corte se puede calcular a través de ecuaciones como de velocidad de corte, fórmula de Chezy (1769), ecuación de Manning "n", etc. en el que los datos necesarios son fijos, tales como pendiente de energía, parámetros geométricos, parámetros hidráulicos y coeficiente de resistencia. Cabe destacar que Chezy (1769) utiliza un coeficiente de resistencia propio que se relaciona con el coeficiente de Manning, obteniendo resultados de uno con el otro.

Existen formulaciones aproximadas para el cálculo del coeficiente de Manning como la de Strickler (1923), Meyer-Peter y Müller (1948), Lane y Carlson (1953) y U.S Federal Highway Administration (1975) (Ortiz et al., 1996).

Por otro lado, las formulaciones para lecho móvil necesitan de variables tales como la velocidad media, el calado, pendiente de energía, densidad del agua, viscosidad, gravedad, diámetro del material, desviación estándar del material, factor de forma de la partícula, factor de trazado del cauce y factor de la sección del cauce (Ortiz et al., 1996).

Matemáticamente tenemos:

$$\Phi(u, Y, I_0, \rho, \mu, g, D_s, \sigma_s, \rho_s, S_p, S_R, S_c) = 0$$

Por lo que el planteamiento general parte del análisis dimensional, siendo:

$$\frac{u}{u_*} = \Phi\left(R_e, \frac{D}{Y}, \frac{1}{R_w}, \frac{\tau}{\gamma_s D}\right)$$

Donde:

u_* : Velocidad de corte

R_e : Número de Reynolds

$\frac{D}{Y}$: Rugosidad relativa

R_w : Número de Reynolds de la partícula

$\frac{\tau}{\gamma_s D}$: Número de Froude de la partícula

El inicio del movimiento de las partículas está relacionada con las tensiones que se genera entre el grano y el lecho, cuando la tensión de corte o fuerza tractiva ($\tau_{0_{lecho}}$) sea igual o mayor a la tensión de corte crítica (τ_{0_c}) ocasionará que las partículas se movilizen tanto en lecho como en los márgenes (Rocha, 1998), a su vez estas tensiones se relacionan con la velocidad media u y velocidad de corte u_* como se puede apreciar en la ecuación 10.

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$$

$$u_*^2 \rho = \tau_0 \quad (10)$$

Para la situación límite (τ_{0c}), en la que la partícula inicia el movimiento provocando que el lecho se erosione, se tiene relación de las tensiones críticas con el número de Reynolds en:

$$\frac{\tau_{0c}}{D(\gamma_s - \gamma)} = \phi(R_{e*})$$

Donde:

τ_{0c} : Tensión crítica de corte

R_{e*} : Número de Reynolds de corte

Según las ecuaciones señaladas Shields (1936) realizó una serie de experimentos en lechos de arena, cuyos resultados se expresaron en lo que se conoce al día de hoy como “Ábaco de Shields” (Figura 9).

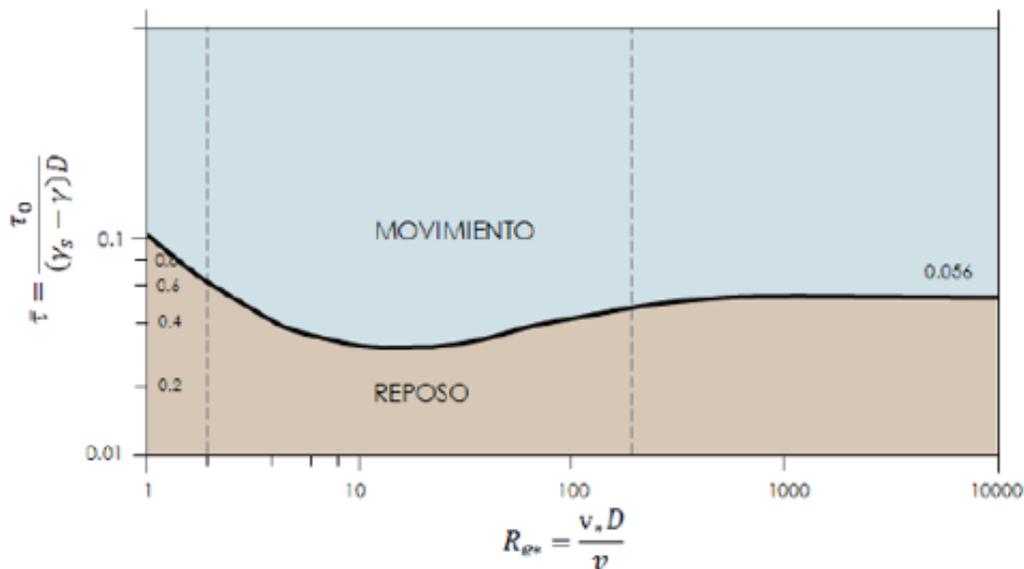


Figura 9. Ábaco de Shields (Nácher Rodríguez & Vallés Morán, 2018b).

En el Ábaco se puede ver como se relaciona el parámetro adimensional de la fuerza de tensión crítica (Parámetro de Shields) $\ddot{\tau} = \frac{\tau_{0c}}{D(\gamma_S - \gamma)}$ y el índice de estabilidad o número de Reynolds de corte referido al diámetro $R_{e*} = \frac{u_* D}{\nu}$. El número de Reynolds de corte está asociado con la turbulencia, por ello mientras el R_{e*} sea mayor el flujo será más turbulento alrededor de la partícula y el valor del parámetro de Shields tenderá a ser constante (0.056). En un cauce natural generalmente $R_{e*} > 200$, entonces el movimiento en el cauce es turbulento rugoso, por lo que la tensión crítica ya no dependería del número de Reynolds de corte sino que adoptaría un valor constante de 0.056 (Ortiz et al., 1996).

Análogamente Meyer-Peter & Müller (1948) fórmula una ecuación empírica basado en ensayos de laboratorio para pendientes de hasta 2% y diámetros de hasta 29 milímetros, obteniendo una tensión crítica unidimensional $\ddot{\tau} = \frac{\tau_{0c}}{D(\gamma_S - \gamma)}$ de 0.047 (Martín Vide, 2006).

2.2.4 Mecanismos de transporte de sedimentos

El transporte de sedimentos se puede dividir de acuerdo con el medio por el que se transportan en (Figura 10):

-*Transporte en suspensión*, donde los sedimentos pierden contacto con el fondo y son sostenidos por las turbulencias de la corriente hídrica, aquí la relación de la velocidad de corte y la velocidad de caída es importante, por lo que va a depender del diámetro del sedimento.

-*Transporte por carga de lecho*, en donde los sedimentos ruedan, se deslizan o saltan, la magnitud del transporte depende de la tensión de corte y del diámetro (Basile, 2018).

El transporte en suspensión moviliza material fino proveniente del propio cauce (carga en suspensión) y material proveniente de la erosión de la cuenca (carga lavada: material cohesivo) que es transportado siempre en suspensión. En cambio, el transporte por carga de lecho moviliza material grueso propio del cauce que ha sido erosionado (carga de lecho).

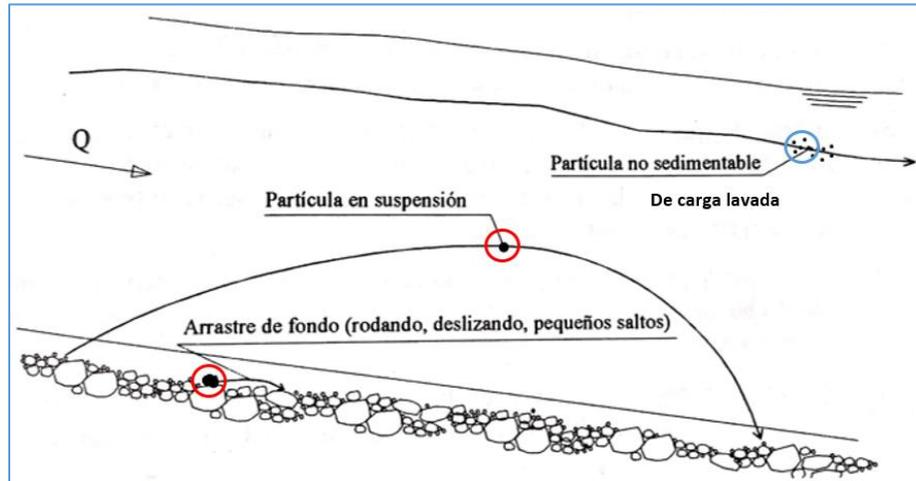


Figura 10. Tipos de transporte de sedimentos (Martínez, 2001).

Diversas formulaciones se han aplicado en el campo de la ingeniería fluvial, para determinar el transporte de sedimentos, formulaciones que no son aplicables para sedimentos cohesivos (carga lavada) y que son independiente de las características del flujo (Chang, 2008). Dichas formulaciones han sido desarrolladas basándose en la calibración para condiciones particulares como: escenarios definidos de laboratorio, cauces anchos y de llanura, rangos limitados de pendiente o caudal, entre otras (Pacheco & Carrillo, 2014). Por lo que sus aplicaciones estarán sujeto a ciertas condiciones de pendiente, diámetro, etc. Las formulaciones son aplicadas dependiendo del tipo de transporte, por carga de lecho, en suspensión o la suma de ambas (total).

En el análisis del transporte como carga de lecho la mayoría de las expresiones existentes se basan en el esfuerzo cortante por unidad de área aplicada en relación con algún umbral o valor crítico (Chang, 2008). Por ejemplo las formulaciones de DuBoys (1879), Schoklitsch (1930), Shields (1936) y Schoklitsch (1950) se basan en el exceso de tensión de corte (Ortiz et al., 1996). Meyer-Peter & Müller (1948) basándose en el exceso de tensión de corte realiza una serie de ensayos y hace referencia a la diferencia de la resistencia al flujo debida a la granulometría que componen el lecho y propone una relación de carácter dinámico (Mendoza López, 2014). Por su parte Einstein (1950) tras realizar un análisis extensivo

propone calcular el transporte de sedimentos por carga de lecho basándose en la probabilidad que una partícula que conforma el lecho sea arrastrada debido a las variaciones de la velocidad (Ortiz et al., 1996).

Por otra parte, el transporte como carga de lecho puede evaluarse también en función de las características de la capa de sedimentos de espesor δ_s , de su concentración C_s y de la velocidad promedio con la que se va desplazando V_s (Nácher Rodríguez & Vallés Morán, 2018c) :

$$q_s = C_s \delta_s V_s$$

Dentro de este grupo se encuentran las formulaciones propuestas por Fernandez Luque & Van Beek (1976), Van Rijn (1984) y Nielsen (1992). Las expresiones realizadas relacionan las δ_s/d_s y V_s/V^* en función del esfuerzo cortante, el esfuerzo cortante crítico la viscosidad del agua y diámetro medio.

En el transporte en suspensión, las formulaciones se centran en estudiar la distribución media de la concentración del sedimento en suspensión a una altura definida puesto que la distribución de la velocidad media del flujo a la altura definida es conocida (Martínez, 2001).

Para el transporte total, las formulaciones se pueden calcular sumando los dos tipos de transporte o de manera directa. En el primero, la mayoría de las expresiones se basan en la potencia de la corriente por ejemplo, Bagnold (1966) estableció que la energía necesaria para transportar el sedimento es otorgada por la potencia disponible del flujo (Ortiz et al., 1996). Engelund & Hansen (1967), Yang (1972), Ackers & White (1973) tomaron de base la formulación de la potencia de Bagnold para sus formulaciones (Chang, 2008), en cambio Toffaleti (1969) tomaron de base los conceptos de la formulación de Einstein (1950) (Martínez, 2001). Por otra parte Laursen (1958) y Colby (1964) abordan el transporte de sedimentos total de manera directa entendiendo que el origen del transporte en ambos casos es el mismo (Martínez, 2001).

2.3 MODELOS MATEMÁTICOS PARA EL ESTUDIO DE PROCESOS DEL FLUJO

Los modelos matemáticos son herramientas útiles para simular y entender los cambios hidrodinámicos, morfológicos y sedimentológicos que ocurren en el cauce tras episodios pluviométricos extremos o ante intervenciones antrópicas (Basile, 2000).

Estos modelos resuelven las ecuaciones de energía para flujos estacionarios y/o la ecuación de Saint Venant (ecuación de continuidad y cantidad de movimiento) para flujos transitorios, ambos para la fase líquida y la ecuación de continuidad de sedimentos para la fase sólida, a la cual es necesario complementar con una formulación de transporte de sedimentos (Nácher Rodríguez & Vallés Morán, 2018d).

La complejidad de los sistemas fluviales imposibilita la solución de las ecuaciones de manera analítica, por lo que existen métodos de solución numérica aproximada como el de volúmenes finitos, elementos finitos y diferencias finitas (Espinoza, 2011), aplicados a través de modelos matemáticos computacionales que modelan la dinámica del flujo bifásico (agua/sedimento) (Basile, 2000).

2.3.1 Tipos de modelos matemáticos

Los tipos de modelos matemáticos pueden clasificarse dependiendo del número de dimensiones espaciales con las que se conceptualiza y resuelve el flujo, como unidimensionales (1D), bidimensionales (2D) y tridimensionales (3D). A la vez pueden ser de lecho fijo, esto quiere decir que los contornos permanecen inalterables, no hay procesos de erosión, transporte y sedimentación ya que no hay interacción del flujo con el contorno, o de lecho móvil, entendiéndose como los contornos y los márgenes del cauce natural que interactúan con el flujo. Por último, considerando la dependencia temporal de las variables hidráulicas podrán ser estacionarios (permanentes) o transitorios (no permanentes).

Los modelos unidimensionales (1D) asumen que la variación de las variables del flujo se da en la dirección principal del flujo, el cual se conoce o es impuesto. Estos modelos resuelven las ecuaciones de energía para flujos estacionarios y/o la ecuación de Saint Venant para flujos transitorios en una dimensión (Nácher Rodríguez & Vallés Morán, 2018d). En su aplicación se utilizan secciones transversales para discretizar el terreno, siendo el flujo del agua perpendicular a cada sección, las soluciones obtenidas serán propias de estas secciones.

Las aplicaciones de los modelos unidimensionales dependerán de las características del flujo, las cuales pueden ser (Delgado Parra, 2016):

- a) Para localizaciones en las cuales el flujo de agua no se expande o se extiende de manera significativa sobre la llanura.
- b) Para canales o ríos muy encauzados de una sola dirección principal, con pendientes muy pronunciadas en los laterales que frenan la expansión lateral del río.
- c) Para el análisis y comprobación del funcionamiento de canales, obras hidráulicas en el cauce, tránsito de avenidas y rotura de presas.
- d) Cuando no se tiene datos de elevación de buena calidad que permita utilizar un modelo bidimensional.

Los modelos unidimensionales son menos complejos frente a otros, por lo que los tiempos de cálculo se reducen considerablemente, simplificando la realización del modelo. Además, un modelo unidimensional bien realizado puede conseguir un nivel de estabilidad mucho mayor y de una manera mucho más sencilla que con los otros tipos de modelizaciones (Delgado Parra, 2016).

Los modelos bidimensionales (2D), estos modelos resuelven las mismas ecuaciones que un modelo unidimensional, pero aplicados en dos dimensiones perpendiculares entre sí (X & Y) vistos en planta. La dirección, velocidad transversal, distribución de velocidad y la variación transversal de la lámina libre son calculadas a partir de un modelo de elevación digital del terreno (MDT) para cada punto de una malla que se genera en la zona interés (Nácher Rodríguez & Vallés Morán, 2018d).

Estos modelos son recomendables para las siguientes situaciones (Delgado Parra, 2016):

- a) Llanuras de inundación: ya que el flujo de agua se propagará en todas las direcciones como le sea posible cuando se presenten inundaciones.
- b) Zonas urbanas: en ciudades que están muy próximas a sistemas fluviales conviene modelar en 2D por los objetos y obstáculos que pueden hacer variar la dirección del agua.
- c) Zonas donde pueden existir cambios bruscos en los flujos, expandirse de forma constante y luego encogerse.
- d) Cuando se trata estructuras. Por ejemplo, un dique que se rompe, en el que el flujo no tendrá un cauce definido.

Los modelos tridimensionales (3D) resuelven, en la mayoría de los casos, las ecuaciones las ecuaciones RANS (ecuaciones de Navier-Stokes con media de Reynolds) en tres dimensiones (X, Y & Z). Generalmente no son usados para estudios en cauces por su alto coste computacional. Las aplicaciones suelen estar restringidas a estudios puntuales en torno a estructuras hidráulicas como pilas de puentes, compuertas, vertederos o de flujo local como en meandros (Alexander, et al., 2016).

2.3.2 Ecuaciones de los modelos matemáticos unidimensionales

Tal como se ha visto en el apartado anterior, los modelos matemáticos utilizan una serie de ecuaciones aplicadas para el cálculo de la hidrodinámica, uso de las ecuaciones de energía y de la ecuación de Saint Venant, ambos para la fase líquida, sin embargo, se asocian también las ecuaciones para la fase sólida, correspondiente a la ecuación de continuidad de sedimentos asociadas con una ecuación de transporte de sedimentos. Las ecuaciones presentadas en este apartado se aplican fundamentalmente para modelos unidimensionales, siguiendo la línea del tema a evaluar; pero también podemos encontrar aplicaciones en modelos bidimensionales y tridimensionales en la actualidad, según la tipología de problema a analizar.

2.3.2.1 Ecuaciones para la fase líquida

Un modelo unidimensional con flujo en régimen transitorio resuelve las ecuaciones de Saint-Venant que son un conjunto de ecuaciones diferenciales que modelan cambios hidrodinámicos (caudal, calado y velocidad) a lo largo del espacio y del tiempo. Estas ecuaciones pueden ser deducidas a partir de las ecuaciones de Navier-Stokes realizando un proceso de integración en 2D (promediando en la vertical) o 1D (promediando en la dirección transversal al flujo).

El sistema de ecuaciones de Saint Venant está compuesto por la ecuación de continuidad y la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento.

Las ecuaciones de continuidad

La ecuación de continuidad parte del principio de conservación de la masa en un volumen de control (*Figura 11*), en el cual se realiza un balance de masa.

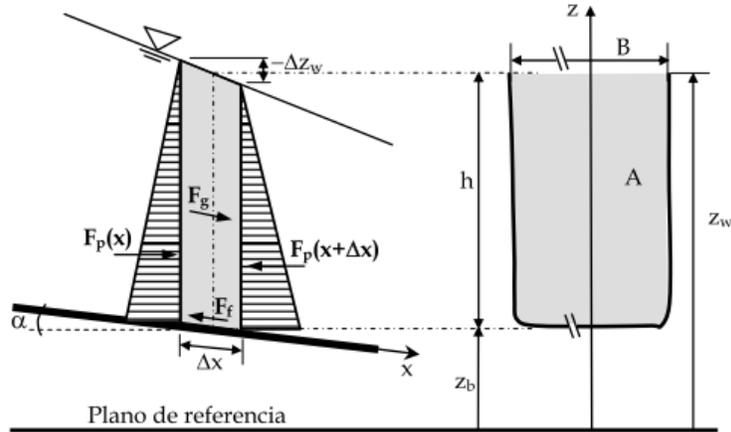


Figura 11. Esquema del volumen de control y fuerzas actuantes (Basile,2018).

El balance de masa puede expresarse como:

$$[Entrada V_l] - [Salida V_l] = [Variación temporal V_l]$$

Expresado en forma de ecuación:

$$[Q(x)\Delta t] - [Q(x + \Delta x)\Delta t] = [A(t + \Delta t)\Delta x - A(t)\Delta x] \quad (11)$$

Ordenando y dividiendo la ecuación 11 por $\Delta x \Delta t$:

$$\frac{A(t+\Delta t)-A(t)}{\Delta t} + \frac{Q(x+\Delta x)-Q(x)}{\Delta x} = 0 \quad (12)$$

En la ecuación 12, los dos términos representan el cociente incremental del área respecto al tiempo (Δt) y el cociente incremental del caudal respecto al espacio (Δx). Para $\Delta x \rightarrow 0$ y $\Delta t \rightarrow 0$ se obtiene la ecuación de continuidad en función del Caudal (Q) y del área (A):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (13) \text{ Ecuación de continuidad}$$

Mientras que, la ecuación de cantidad de movimiento surge cuando se igualan fuerzas extras al volumen de control como la gravedad, presión, fricción, viento, etc.

Esta ecuación puede escribirse en términos de Caudal (Q), área (A), profundidad (y), pendiente (S_0), pendiente de fricción (S_f) y gravedad (g):

$$\frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(S_0 - S_f) = 0 \quad (14)$$

Siendo S_f :

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R_H^{4/3}} \quad (15)$$

La pendiente por fricción evaluada con la fórmula de Manning (ecuación 15).

2.3.2.2 Ecuaciones para la fase sólida

Las ecuaciones se obtienen a partir del balance del volumen de sedimentos Vs circunscripto a un volumen de control (Figura 12).

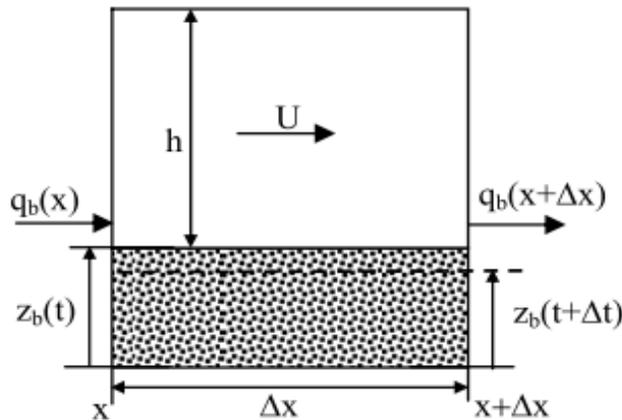


Figura 12. Esquema de un volumen de control de sedimentos (Basile, 2018).

Se puede expresar como:

$$[Entrada V_s] - [Salida V_s] = [Variación temporal V_s]$$

Expresado en forma de ecuación:

$$\frac{\Delta t}{(1-p)} [q_b(x) - q_b(x - \Delta x)] = \Delta x [z_b(t + \Delta t) - z_b(t)] \quad (16)$$

Donde:

x : coordenada espacial longitudinal

t : coordenada temporal

Δx y Δt : Intervalo espacial y temporal

P: porosidad del sedimento

Z_b : nivel del lecho

Q_b : transporte de fondo volumétrico por unidad de ancho

Ordenando y dividiendo la ecuación 16 por $\Delta x \Delta t$:

$$(1 - p) \frac{z_b(t+\Delta t) - z_b(t)}{\Delta t} + \frac{q_b(x+\Delta x) - q_b(x)}{\Delta x} = 0 \quad (17)$$

En la ecuación 17, los dos términos representan el cociente incremental del lecho respecto al tiempo (Δt) y el cociente incremental del transporte por carga de lecho respecto al espacio (Δx). Para $\Delta x \rightarrow 0$ y $\Delta t \rightarrow 0$ se obtiene la ecuación de Exner (1925):

$$\frac{1}{(1-p)} \frac{\partial q_b}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial t} = 0 \quad (18) \text{ Ecuación de Exner}$$

Estas ecuaciones deberán ser complementadas con ecuaciones que evalúen la carga de lecho q_s y el transporte en suspensión si es que se tiene, las cuales se han mencionado en el apartado 2.2.4.

2.3.3 Software disponibles para la modelización

En la actualidad existe una gama amplia de software para la modelación y simulación hidráulica, modelos que permiten solucionar las ecuaciones para flujos unidimensionales, bidimensionales, o inclusive para ambos al mismo tiempo. Además, muchos de estos modelos tienen módulos de transporte de sedimento, módulos de calidad, entre otros. La elección del software dependerá el tipo de análisis que se quiera realizar, en el mercado se pueden encontrar modelos de distribución libre como modelos comerciales con licencia (de pago).

Algunos de los programas más utilizados para una y dos dimensiones son (Delgado Parra, 2016):

- a. HEC-RAS: Fue desarrollado por la US Army Corps of Engineers de los Estados Unidos de América. Permite realizar cálculos de flujos unidimensionales y bidimensionales, tanto en régimen estacionario como para régimen transitorio, cálculos de transporte de sedimentos y calidad de agua (Engineers, 2019). El esquema de solución de ecuaciones se basa en el método de volúmenes finitos implícito, dando mayor robustez y estabilidad sobre otros métodos de solución, tales como diferencias y elementos finitos. Su uso está ampliamente extendido ya que se trata de un programa libre, muy completo y de fácil manejo.

- b. IBER: Fue desarrollado por el Grupo de Ingeniería del Agua y del Medio Ambiente, GEAMA (Universidad de A Coruña, UDC) y el Instituto FLUMEN (Universidad Politécnica de Cataluña, UPC, y Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE). Es un modelo matemático bidimensional que para flujos en régimen estacionario y transitorio. Tiene 3 módulos de cálculo que son hidrodinámicos, de turbulencia y de transporte de sedimentos. Todos los módulos tienen de base una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares y cuadriláteros (Bladé et al., 2014).

- c. MIKE 11 y MIKE HIDRO River: Desarrollada por el Instituto Hidráulico Danés (DHI) para la modelación unidimensional (1D) de flujos en lámina libre y régimen variable. El modelo resuelve las ecuaciones de Saint Venant mediante diferencias finitas y un esquema implícito. Sus aplicaciones son extensas ya que permite modelar una variedad de situaciones relacionadas con la hidráulica de los ríos, las inundaciones, los pronósticos, la navegación, así como la dinámica de captación, la escorrentía, el transporte de sedimentos y la calidad del agua (DHI, 2019). Sin embargo, no es un software de distribución libre.

CAPITULO III. METODOLOGÍA

3.1 DELIMITACIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO

El tramo de estudio del torrente de San Miguel se ubica en la parte sureste de la cuenca de San Miguel, tiene una longitud de 7 kilómetros y se encuentra delimitado por las estaciones de aforo de San Miguel (aguas arriba) y de Sa Marjal (aguas abajo) tal como se muestra en la *Figura 13*.

La forma en planta del cauce, en general, es rectilíneo (sinuosidad < 1.5); pero se puede observar cierta diferencia entre el tramo que se encuentra aguas arriba del puente y el que está debajo.

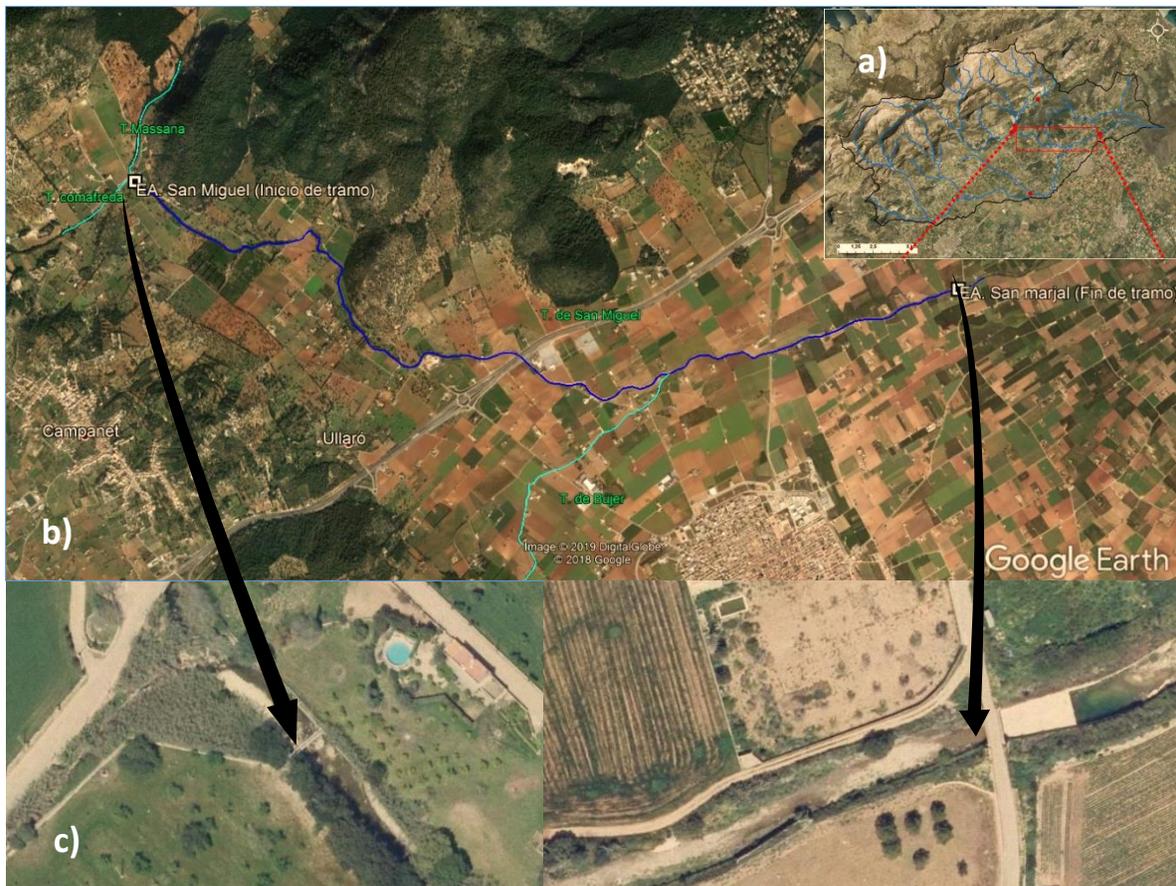


Figura 13. Localización del tramo de estudio en el Torrente de San Miguel (Fuente: a) MEDhyCON (2018) b) Propia c) IBERPIX (2019)).

La selección del tramo de estudio responde a varias razones:

- En primer lugar, se trata de un tramo de río totalmente “trabajable” debido a su tamaño, por lo que la realización de trabajo de campo para, por ejemplo, determinar valores de rugosidad u obtener información topográfica a escala a detalle, es relativamente fácil y rápida de realizar.
- Por otro lado, en la estación de San Miguel ya se ha unificado toda la red fluvial de los torrentes de Comafreda (ramal oeste) y de Massana (ramal este) que recogen caudales y sedimentos principales de la cabecera incluidos de las Fonts Ufanés que vienen por el este.
- Mientras que, entre las estaciones de aforo de San Miguel y Sa Marjal existe el aporte de un tributario conocido como el torrente de Búger, por lo que el aforo de Sa Marjal mide los aportes de agua y sedimentos del torrente de San Miguel y del torrente de Búger.
- Además, casi todo el tramo presenta encauzamiento lateral de hormigón y muros de piedra seca, manteniéndose el lecho libre o móvil de material aluvial en casi todo el tramo, por lo que se dan las circunstancias para la modelización hidráulica, ya que se pueden establecer perfectamente las condiciones de contorno.
- Por último, el transporte de sedimentos en este tramo parece ejercer un importante control morfológico sobre los cauces, sobre todo en la primera mitad del tramo, por lo que será el tramo principal del análisis.

3.1.1 Reconocimiento de campo

El reconocimiento del tramo de estudio ha sido llevado a cabo por el Laboratorio de Hidráulica y Obras Hidráulicas de la Universidad Politécnica de Valencia con la finalidad de recabar información (identificar estructuras, observar posibles inestabilidades en el lecho y observar las superficies para estimar los coeficientes de rugosidades del cauce a diferentes

distancias), así como tener un panorama amplio tanto del torrente de San Miguel como de sus alrededores.

En la cabecera de cuenca, se identificaron 6 presas de laminación y retención, ubicadas tanto al este como al oeste de la estación de aforo de San Miguel (*Figura 14*), esta información ha sido tomada solo de manera informativa ya que para la modelación del tramo de estudio no son influyentes. Sin embargo, aunque no influyan en el tramo de estudio, porque se encuentran aguas arriba, su presencia es indicativa de la gran cantidad de sedimentos que se generan en la cuenca y de los importantes fenómenos asociados al transporte de los mismos, que sí afectan al tramo de estudio (erosión y sedimentación).



Figura 14. Presa de laminación y retención de sedimentos.
Ubicado en el torrente de Comafreda (ramal oeste).

Por otro lado, como bien se ha dicho en el apartado 3.1, el torrente de San Miguel tiene dos incorporaciones principales que confluyen cerca de la Estación de aforo de San Miguel. La que viene por el este (torrente de Comafreda) presenta una respuesta “normal” a eventos de precipitación con una carga elevada de sedimentos en suspensión y carga de fondo (*Figura 15*).

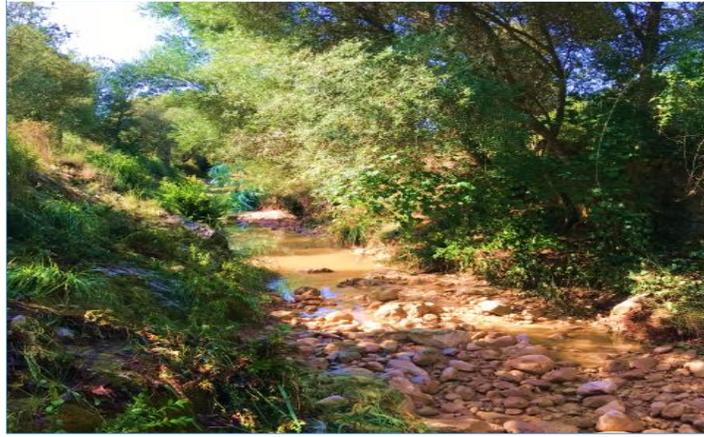


Figura 15. Cauce del torrente Comafreda (ramal este)

Mientras, la que viene por el norte (torrente de Massana) tiene una respuesta muy diferente, ya que el caudal principal proviene del afloramiento de aguas subterráneas llamado Fonts Ufanes (*Figura 16*) lo que también promueve el régimen intermitente del torrente San Miguel. Además, el caudal proveniente de Fonts Ufanes presenta una muy baja concentración de sedimentos, pero con gran capacidad erosiva de transportar los sedimentos de gran tamaño del lecho del torrente.



Figura 16. Fonts Ufanes (por el ramal oeste).

Sobre el tramo de estudio, este se encuentra encauzado lateralmente con muros de piedra seca o de hormigón de altura aproximada de 3 a 4 metros y lecho libre de material aluvial, excepto en las proximidades de las estructuras hidráulicas donde tanto márgenes como lecho aparecen hormigonados (*Figura 17, Figura 18 y Figura 19*). Cabe añadir, que el tramo

que se encuentra aguas abajo del puente presenta secciones más estables y tienen márgenes de hormigón en casi todo el tramo. También, se ha observado a través de imágenes satelitales que en la confluencia del torrente de Búger se tiene lecho de hormigón. Las secciones transversales del torrente son rectangulares y trapezoidales (*Figura 20*).



Figura 17. Estación de aforo San Miguel (Inicio del tramo de estudio). Se observa las márgenes canalizadas con piedra seca y una sección del lecho de hormigón. Se tienen una sección inicial rectangular.



Figura 18. Aguas abajo del Puente de la autovía Ma-13 (Palma de Mallorca - Bahía de Alcudia). Se observa la canalización de hormigón del margen como del lecho.



Figura 19. Estación de aforo de Sa Marjal (Fin de tramo de estudio).



Figura 20. Márgenes canalizadas de hormigón.
Este tramo de cauce se sitúa a 3 km aguas abajo de la estación de aforo San Miguel. Presenta una sección trapezoidal.

Sobre la superficie, el lecho está conformado por gravas y cantos rodados de cierta magnitud, muy propias de ríos o torrentes aluviales, junto con un porcentaje variable de arenas. No se evidencia la existencia de materiales cohesivos más allá de posibles “corazas” calcáreas que se hayan podido formar.

Sobre las estructuras, en todo el tramo de estudio existen 5 puentes de los cuales 4 de ellos, debido al tamaño y al diseño, no ejercen ninguna alteración significativa del flujo del agua en el cauce. El puente de la autovía Ma-13 (Palma de Mallorca - Bahía de Alcudia) ubicado

a 4 kilómetros aguas abajo de la estación de aforo de San Miguel, es la única estructura que presenta un tamaño y un diseño que se deben de tener en cuenta, ya que se evidencia las márgenes erosionadas y sedimentadas en los taludes aguas arriba del puente, así como material granular y arenas transportadas (*Figura 21, Figura 22 y Figura 23*).



Figura 21. Aguas arriba del puente de la autovía Ma-13. Se observa la diferencia del espaciamiento de los cajones del puente, el de lado izquierdo se encuentra un poco obstruido por material que ha sedimentado, mientras el de lado derecho se encuentra despejado; pero presenta gravas en su interior.



Figura 22. Interior del puente de la autovía Ma-13.



Figura 23. Interior del puente de la autovía Ma-13.
Se observa la cantidad de grava y arena transportada que descansa sobre la capa de hormigón.

De la misma manera, también se observaron signos de erosión local inmediatamente aguas abajo del puente de la autovía Ma-13, cuando desaparece la protección de hormigón (*Figura 24*).



Figura 24. Erosión aguas abajo del puente de la autovía Ma-13.
Se observa erosión entre la zona de hormigón (derecha) y el cauce (con las fosas llenas de agua).

3.2 MODELO HIDRÁULICO UNIDIMENSIONAL

La modelación hidráulica unidimensional (1D) mediante HEC-RAS 5.0.5 se ha realizado bajo el régimen de flujo transitorio, simulando un evento histórico del 8 de octubre del año 1990 de duración de 24 horas. La modelación se ha realizado a los 7 kilómetros mencionados en el apartado 3.1.

Se ha considerado los datos proporcionados por MEDhyCON y por el Laboratorio de Hidráulica y Obras hidráulicas de la Universidad Politécnica de Valencia para la modelación, así como los resultados obtenidos del estudio denominado “Análisis de la Peligrosidad de Inundación de Sa Pobla por Desbordamiento de los torrentes de San Miguel y Búger, Mallorca (Islas Baleares)” (Chacha, 2019) como datos para la modelación y como punto de comparación, los cuales se verán en los siguientes apartados.

3.2.1 Datos para la modelación hidráulica

3.2.1.1 Modelos digital de terreno (MDT)

Para iniciar con la modelación, es necesario tener información de elevaciones y cotas del área de estudio. Cabe mencionar que con la versión de HEC-RAS 5.0.5 se puede crear el modelo a partir de datos topográficos tales como secciones transversales definidas por un conjunto de puntos de coordenadas X, Z; pero también tiene la capacidad de importar Modelos digitales de terreno (MDT) y extraer las secciones a partir del mismo.

En el año 2014, mediante la aplicación de técnicas LIDAR con una precisión de 1 metro, realizado por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) y procesado por MEDhyCON, se ha obtenido un MDT con tamaño de malla de 1 x 1 metro (*Figura 25*). Se sabe que el sistema de referencia y proyección asociados a la zona es ETRS 1989 UTM Zone 31N.

Se dispone también de datos de la ubicación de las estaciones de aforo en el torrente de San Miguel. Cabe mencionar que, pese a que se tiene información de la estación de aforo de Búger, los datos de interés son los que se encuentran a unos metros de su confluencia con el torrente de San Miguel. Toda la información referente a este apartado ha sido proporcionada por MEDhyCON.

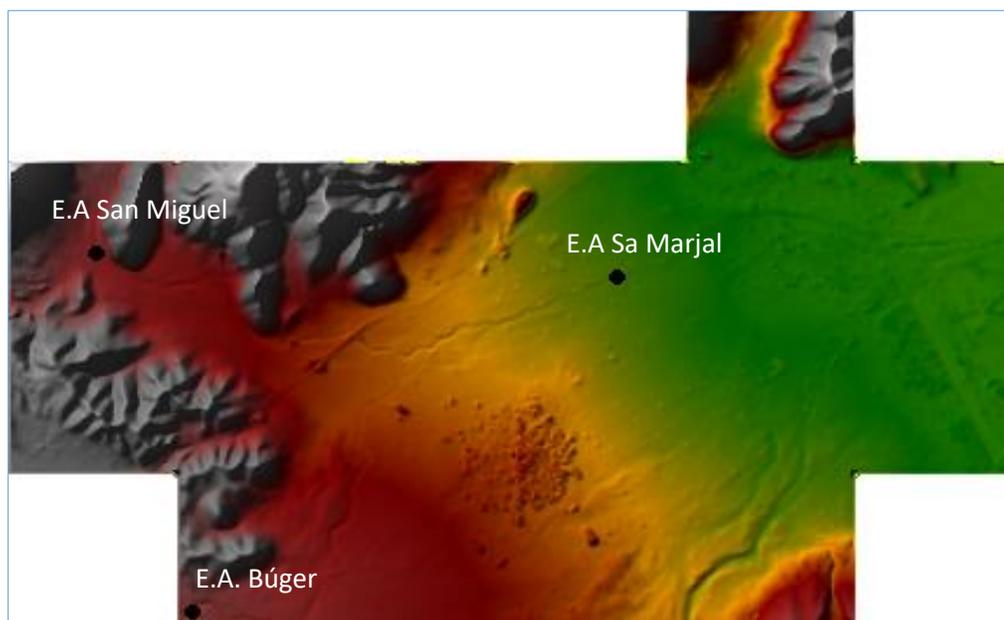


Figura 25. Modelo digital del Terreno (MDT) (MEDhyCON, 2018).
Se incluye la ubicación de las estaciones de aforo.

3.2.1.2 Datos hidrológicos

Los datos hidrológicos son necesarios para establecer las condiciones de contorno del modelo hidráulico. En este caso se ha utilizado hidrogramas del caudal frente al tiempo (*Tabla 3*), los cuales han sido tomados en la estación de aforo de San Miguel, metros antes de la confluencia del torrente de Búger con el torrente de San Miguel y a 735 metros aguas abajo de la confluencia (incorporación de flujos del desborde del torrente de Búger).

El hidrograma de la estación de aforo de San Miguel y de Búger, corresponden a datos medidos de manera empírica tras el paso de una gran crecida ocurrida el 8 de octubre de

1990, plasmado en el informe del Anàlisi de les Inundacions de 1'octubre de 1990 al Vessant d'Alcudia (Grimalt & Rodriguez, 1991).

Como la estación de aforo de Búger se encuentra fuera del sistema hidráulico 1D, para obtener el hidrograma de la confluencia del torrente de Búger (*Figura 27*), ha sido necesario utilizar los resultados de la modelación hidráulica 2D del estudio previo mencionado (Chacha, 2019). Cabe mencionar, que gracias a este estudio también se ha podido visualizar de manera general el comportamiento del sistema tras el paso del evento de 1990 (*Figura 26*), observándose desbordes del torrente de Búger cuyos flujos se vuelven incorporar al sistema, por lo que se ha optado por representarlos en el modelo hidráulico 1D a través de una incorporación a 735 metros de la confluencia.

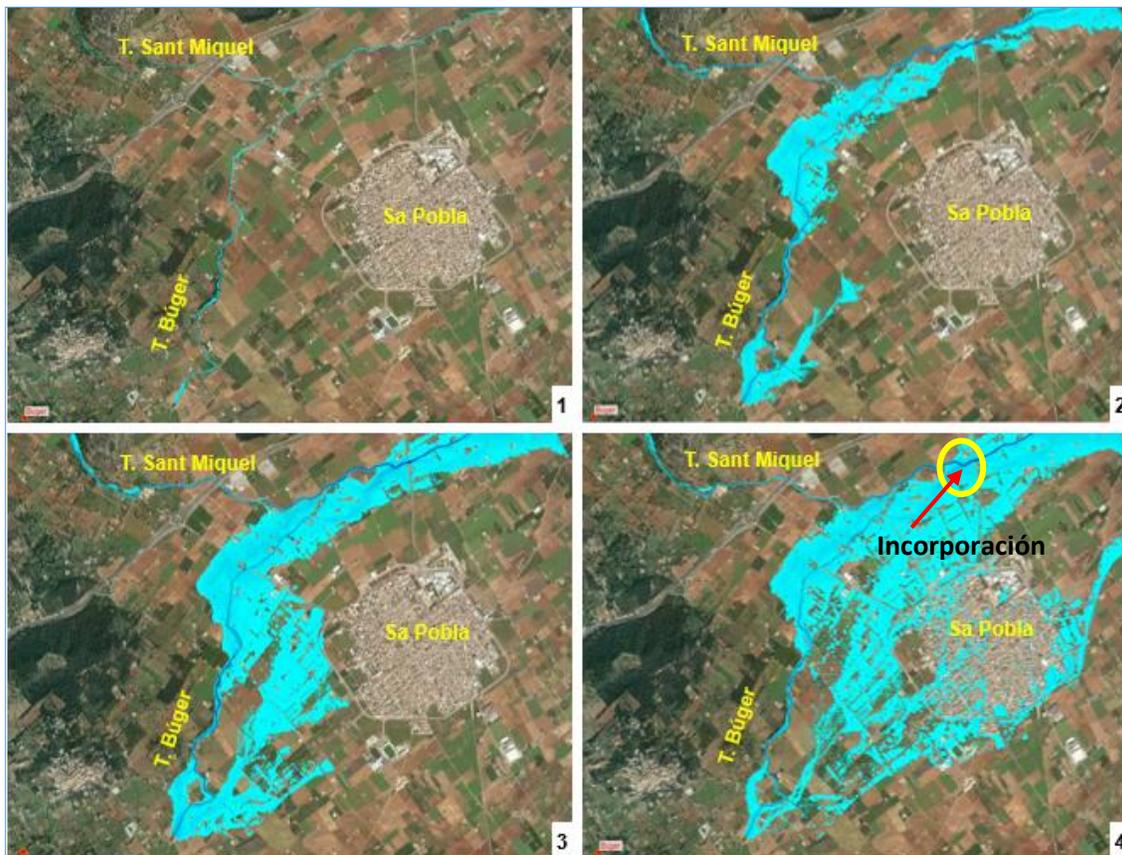


Figura 26. Resultados de la simulación bidimensional del evento 8 de octubre de 1990 (Chacha, 2019).

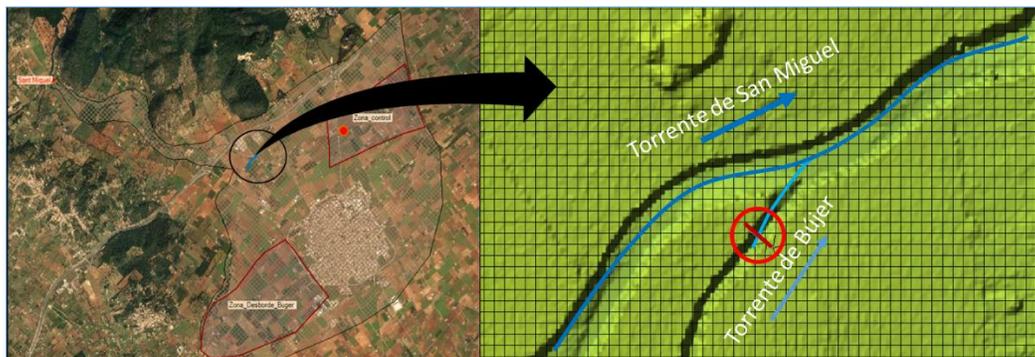


Figura 27.Ubicación del hidrograma del torrente Búger (Chacha, 2019).

Tabla 3. Hidrogramas de los torrentes San Miguel y Búger del 8 de octubre de 1990.

Tiempo (h)	Hidrogramas			
	San Miguel (m ³ /s)	Búger (m ³ /s)	Confluencia Búger (m ³ /s)	Incorporación (m ³ /s)
0	0	0	0	0
1	5	5	3.14	0
2	9	8	7.91	0
3	12	10	16.49	2.3
4	17	60	27.35	5.01
5	25	10	13.98	1.63
6	25.5	5	4.79	0.2
7	30	5	3.83	0.09
8	34	6	6.62	0.06
9	38	20	19	0.06
10	42	21	20.88	0.63
11	46	22	21.63	0.8
12	50	23	22.26	0.96
13	56.57	24	22.84	1.04
14	63.13	25	24.8	1.67
15	69.7	80	29.64	10.82
16	76.26	200	31.94	31.99
17	82.83	252	32.54	52.09
18	70.26	201.33	31.99	43.48
19	57.7	100	30.59	24.49
20	45.13	20	23.66	6.88
21	32.57	15	13.96	1.06
22	20	5	5.26	0.48
23	10	2	1.7	0.27
24	0	0	0.83	0.21

3.2.1.3 Datos hidráulicos

Pese a que se tienen datos de calado, velocidad y caudal en un punto de control (a 100 metros aguas abajo del puente que va de Sa Pobla a Pollensa), medidos de manera empírica tras el paso de la crecida ocurrida el 8 de octubre de 1990 (Figura 28) y mencionados en el informe (Grimalt & Rodriguez, 1991), este único punto sería insuficiente para representar al sistema. Por lo que se ha optado por tomar en cuenta los resultados obtenidos en la modelación hidráulica 2D mencionada (Chachas, 2019) para la calibración del modelo hidráulico 1D, teniendo en cuenta que este ha podido ser calibrado utilizando el mismo punto de control mencionado en el informe (Grimalt & Rodriguez, 1991) dando resultados muy similares a la realidad. Esto permitirá tener más puntos de comparación a lo largo del torrente de San Miguel.

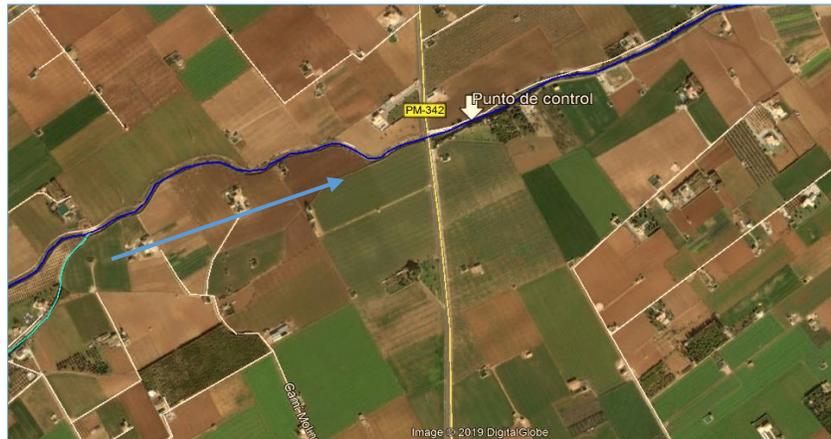


Figura 28. Ubicación del punto de control (modelo hidráulico bidimensional).

3.2.1.4 Estructura en el torrente

Como se ha mencionado en el apartado 3.1.1, el puente más importante para la modelación es el que se encuentra en la autovía Ma-13 o autovía Palma – Alcudia, el cual corta al torrente San de Miguel de forma casi perpendicular.

Vista en sentido del flujo (*Figura 29*), este puente tiene un sección rectangular, compuesto de dos vanos de 7 metros de ancho con una altura hasta el nivel inferior del tablero de 3.25 metros. Siendo el espesor del tablero de 1.25 metros.

Los vanos se encuentran separados por una pila intermedia rectangular de 0.80 metros de ancho, que va desde la sección de aguas arriba hasta la sección de aguas abajo y tiene una longitud de 68 metros al igual que el puente.



Figura 29. Dimensión del puente a considerar en el modelo.

3.2.1.5 Coeficiente de Manning

Casi todo el tramo del torrente de San Miguel se encuentra encauzado lateralmente de hormigón y muros de piedra seca, dejando libre el lecho. Además, en ciertas zonas, como las estaciones de aforo, bajo puentes y en confluencias se encuentra también lecho de hormigón.

Todo ello se ve reflejado en las rugosidades y se expresan en la modelación a través de los coeficientes de Manning.

Para el lecho de hormigón y los márgenes encauzados se han tomado como referencia el valor típico del coeficiente de Manning para canales revestidos, reflejados en el libro de Hidráulica en canales abiertos de Ven Te Chow (1959), mientras que, para el lecho móvil, se ha aplicado la formulación aproximada para el cálculo del coeficiente de Manning de la U.S Federal Highway Administration (1975).

$$n = 0.0395 \times D_{50}^{1/6}$$

D₅₀: Diámetro medio (pies)

Tras un estudio granulométrico se ha obtenido el diámetro medio (D₅₀) del lecho, siendo este de 31.69 milímetros. Finalmente, los valores del coeficiente de Manning a utilizar en la simulación son los que se presentan en la *Tabla 4*.

Tabla 4. Coeficientes de Manning aplicados

Manning	Valor
Lecho de hormigón	0.0150
Lecho natural	0.0268
Márgenes	0.0150

3.2.2 Geometría del modelo

La geometría del modelo hidráulico 1D estuvo compuesta por un conjunto de capas que representan al sistema, creadas sobre un terreno debidamente definidas y referenciadas. Todo ello a través de la interfaz gráfica Ras Mapper de HEC-RAS 5.0.5.

A continuación, se detalla cómo se ha llevado a cabo la creación de la geometría:

1. Creación de los mapas del terreno:

Para empezar, se ha definido el Sistema de Referencia y Proyección del área de estudio (ETRS 1989 UTM Zone 31N). Luego, se ha importado el terreno en este caso el MDT 1x1 metro. Ras Mapper permite cargar imágenes satelitales de la web (ortofotos) así como importar cualquier otra imagen de la que se disponga. Por último, se importó la información referente a la ubicación de las estaciones de aforo y la imagen satelital de la web (*Figura 30*).

Trabajar a su vez con el MDT y con la imagen satelital ha facilitado la detección y el trazado de las diversas capas de la geometría.

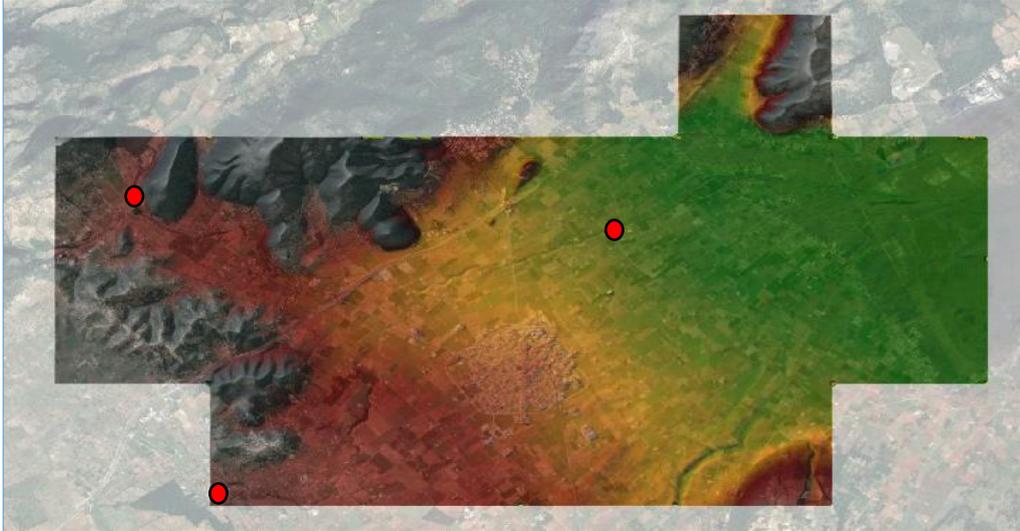


Figura 30. Modelo de elevación digital (MDT) superpuesta con la ortofoto y con las estaciones de aforo

2. Creación de las capas 1D:

Sobre el mapa de terreno, se representó al río en el modelo a través de la capa Rivers Reach, a los límites del cauce o márgenes a través de los Bank Lines (unión de puntos Bank station), a la dirección del flujo cuando este se desborda a través de los Flow Paths y finalmente las secciones transversales a través de las Cross Section. Para ello se han tenido en cuenta las siguientes reglas para la correcta creación de las capas (Figura 31):

RIVERS	Se dibuja desde aguas arriba hacia aguas abajo Al finalizar, hay que darle un nombre único
BANK LINES	Hay que dibujar una por cada margen (derecha/izquierda) NO han de cortar al <i>river reach</i>
FLOW PATHS	Se dibuja desde aguas arriba hacia aguas abajo Hay que dibujar una por cada margen (derecha/izquierda) NO hay que dibujar la del thalweg NO han de cortar a las líneas anteriores
CROSS SECTIONS	Se dibujan lo más perpendicular posible al flujo (al <i>river reach</i> y a los <i>flow paths</i>) Pueden ser líneas quebradas (para cumplir la condición de perpendicularidad) Se dibujan de margen izquierda a derecha (mirando hacia aguas abajo en el sentido del flujo) Han de cortar a las líneas longitudinales sólo una vez

Figura 31. Reglas de creación de capas 1D (Nácher Rodríguez & Vallés Morán, 2018e).

- **Rivers Reach, Bank Lines y Flow Paths:** Estos se definen a lo largo de los límites del modelo (Figura 32).

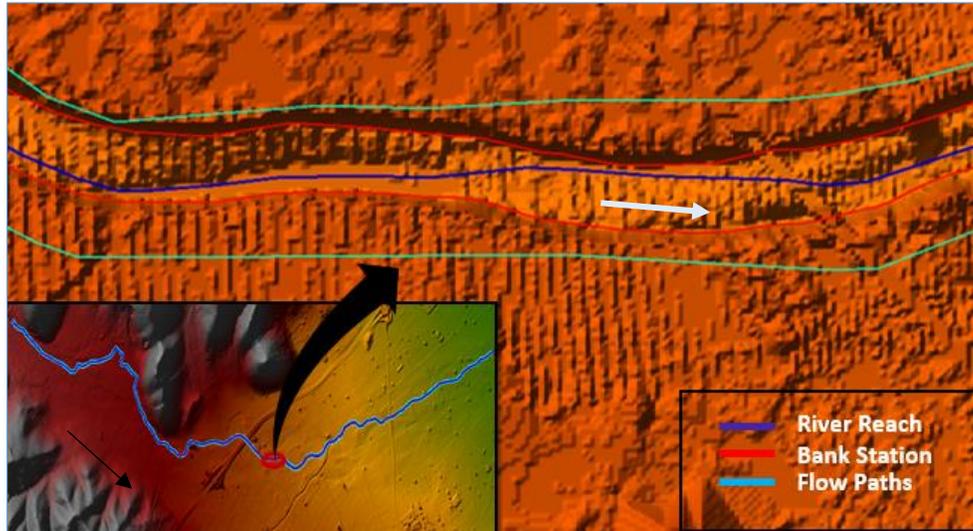


Figura 32. River Reach, Bank Lines & Flow Paths.

- **Cross Section:** HEC-RAS a través de las secciones transversales calcula las variables hidráulicas de cada sección a partir del caudal, pendiente, coeficientes de Manning y geometría obteniendo unos calados, anchos en superficie libre y velocidades para cada sección.

En tramos de cauce natural, las reglas de buena práctica recomiendan tomar secciones transversales cada 20-25 metros, disminuyendo la distancia entre secciones si los tramos son muy irregulares.

La creación de las secciones transversales se ha realizado en dos fases, la primera de ellas ha sido de manera manual (trazado de cada sección) en ciertos lugares estratégicos, dependiendo de ciertos aspectos del torrente (cambios significativos en alguna de sus características hidráulicas). Posterior a ello, se han definido ciertas características de las secciones transversales como los puntos levees y las rugosidades. En la segunda, se han agregado secciones transversales mediante interpolación, el cual facilita y reduce los tiempos de creación de la geometría, sin

incurrir en una pérdida de información relevante. La creación de secciones interpoladas también mejora la estabilidad del cálculo numérico.

En el trazado manual de las secciones transversales se ha tenido en cuenta de lo siguiente:

- a. Se ha colocado una sección aguas arriba y otra aguas abajo en el tramo seleccionado, pero también se ha colocado una sección intermedia, ubicada en la confluencia del torrente de Búger. Las dos primeras secciones marcan los límites de modelo y se les asociará condiciones de contorno. Por su parte, la confluencia del torrente de Búger ha sugerido el trazado de la tercera sección a razón de la aportación que da al torrente de San Miguel y que estará asociado a una condición de contorno lateral.
- b. Se ha tenido en cuenta la configuración en planta de la dirección del flujo y los cambios bruscos sobre él, por ejemplo, en tramos muy rectilíneos solo se ha trazado secciones para acotarlo, mientras que, en tramos con cierta curvatura ha sido necesario el trazo de secciones al inicio, a la mitad y al final de la curva.
- c. También se han tenido en cuenta cambios en la sección del cauce (de estrechamiento o ensanchamiento) y cambios en la rugosidad, para el cual se han trazado secciones al inicio y al final de tramo de hormigón.
- d. Finalmente, la existencia de la estructura a considerar ha sido relevante en la creación de las secciones puesto que es necesario introducir secciones aguas arriba y aguas abajo del puente de la autovía Ma-13, para poder configurarlo posteriormente.

Una vez se han introducido las secciones de forma manual, se les ha asociado las rugosidades, teniendo en cuenta el tipo de material del cauce y de las márgenes. También, se han agregado puntos levees, ya que, debido a la topografía y a la longitud

de las secciones transversales, existen varios puntos de menor cota a lo largo de toda la sección que no deben llenarse de agua a menos que sobrepasen una cierta cota de terreno (Figura 33).

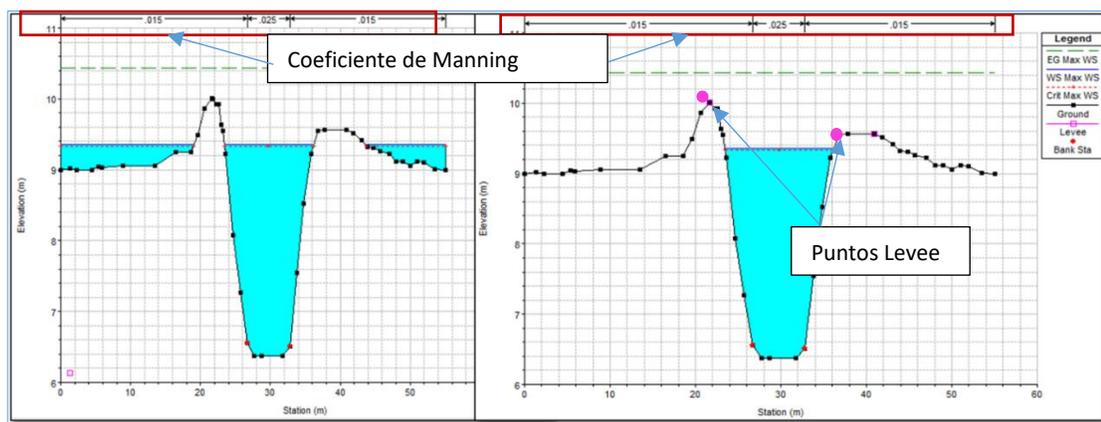


Figura 33. Sección transversal, coeficiente de Manning y puntos Levee.

El número de secciones transversales creadas manualmente han sido 181; sin embargo, estas secciones son insuficientes para generar un modelo hidráulico 1D estable, que requiere de continuidad entre secciones en los 7 kilómetros de tramo. Por lo cual, se han introducido secciones interpoladas definidas cada 20 metros (Figura 34). Finalmente, el número de secciones transversales totales ha sido 448.

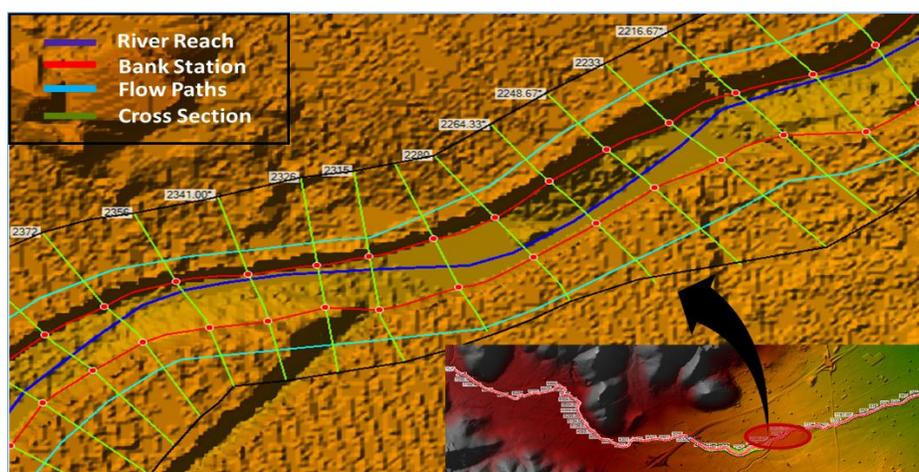


Figura 34. Secciones transversales en planta, manuales e interpoladas.

3. Introducción de la estructura:

Con la introducción de la estructura, queda definido el sistema. Con el modelo hidráulico 1D de HEC-RAS 5.0.5 se pueden introducir estructuras hidráulicas como puentes, alcantarillas, vertederos, entre otros. Se ha introducido una estructura tipo puente, a través de la opción Bridge Culvert Data (Figura 35 y Figura 36).

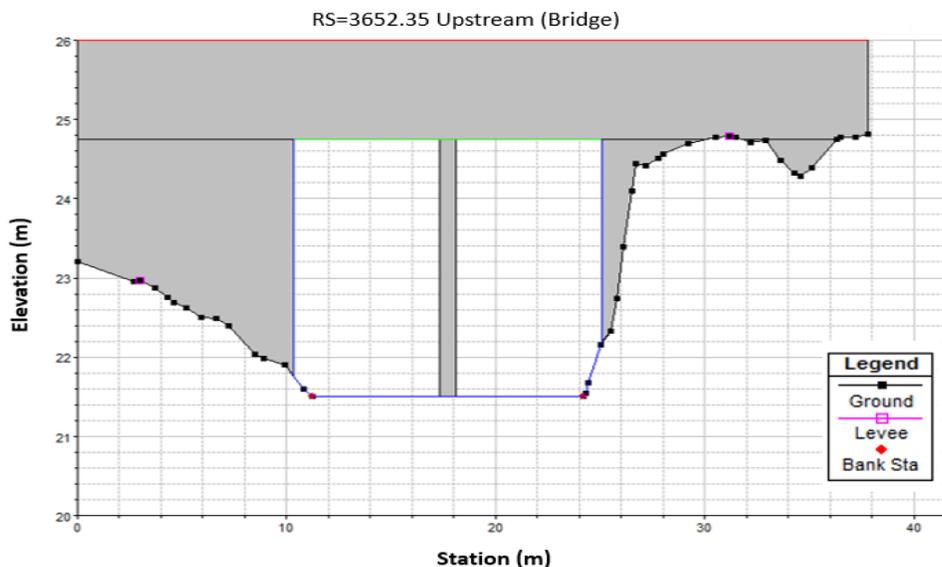


Figura 35. Sección transversal aguas arriba del puente (Upstream)

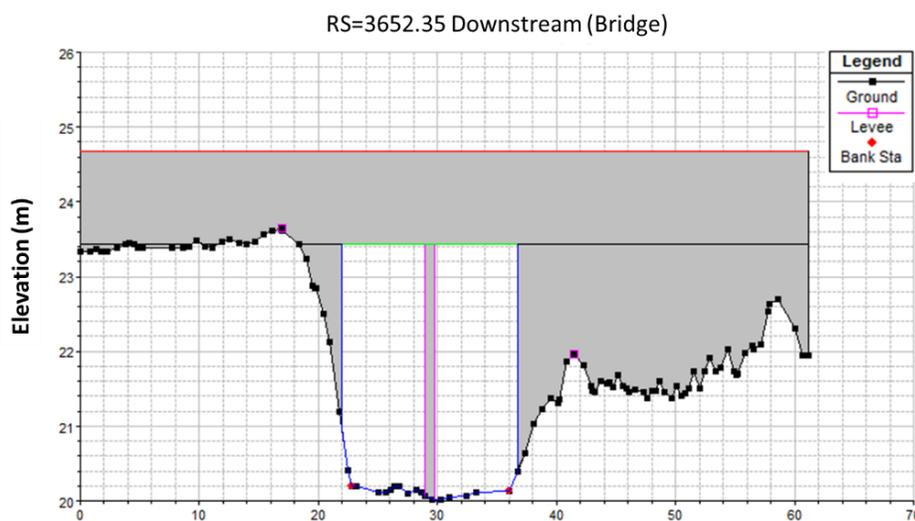


Figura 36. Sección transversal del puente aguas abajo (Downstream).

3.2.3 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno definen el comportamiento del modelo en sus límites o fronteras. Se ha definido condiciones de contorno en el inicio (aguas arriba) y al final (aguas abajo) del tramo, así como en la confluencia del torrente de Búger (Tabla 5).

La condición de contorno de aguas arriba ha sido introducida a través de un hidrograma de flujo en la sección 7525, que es la extrema aguas arriba. La condición de contorno de aguas abajo dado que se aproxima al régimen uniforme, se ha introducido a través de un calado normal en la sección 7 (extrema aguas abajo), tomándose como pendiente del régimen uniforme la existente entre la sección de aguas abajo y su inmediata superior, siendo esta de 0.0004. Mientras que, la condición de contorno de la confluencia del torrente de Búger y la incorporación aguas debajo de la confluencia se han introducido como hidrogramas de flujo lateral en la sección 2326 y 1573 respectivamente según los datos del modelo hidráulico 2D (Chacha, 2019). Los hidrogramas introducidos tienen una duración de 24 horas (Figura 37) y son los vistos en la Tabla 3 del apartado 3.2.1.2.

Tabla 5. Condiciones de contorno del modelo hidráulico HEC-RAS.

Ubicación	Sección	Condición de contorno	Dato
Aguas arriba	7225	Hidrograma de flujo	Hidrograma 24 hrs.
Confluencia	2326	Hidrograma de flujo lateral	Hidrograma 24 hrs.
Incorporación	1573	Hidrograma de flujo lateral	Hidrograma 24 hrs.
Aguas abajo	7	Calado normal	0.0004

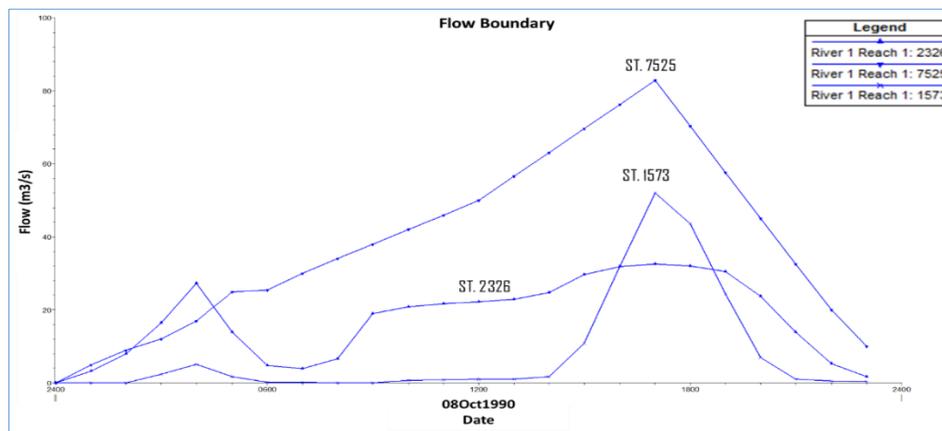


Figura 37. Hidrograma de flujo secciones transversales 7525, 2326 y 1573.

3.2.4 Simulación

Con la geometría y las condiciones de contorno introducidas, la simulación se ha realizado en régimen transitorio. Para ello, ha sido necesario definir ciertos parámetros para la simulación (Figura 38), como el tiempo inicial y final de la simulación, el intervalo de tiempo, el intervalo de resultados, entre otros. Siendo el parámetro más importante el intervalo de tiempo de simulación (Computation interval).

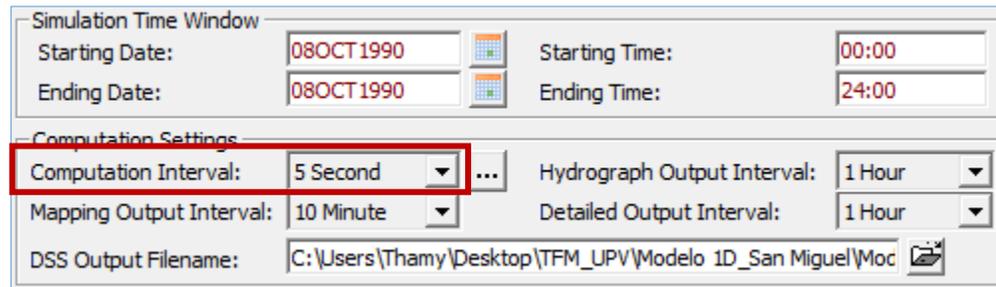


Figura 38. Parámetros de simulación HEC-RAS

Para definir este parámetro ha sido necesario tener en cuenta dos aspectos, la primera de ella es considerar un intervalo de tiempo suficientemente pequeño que describa perfectamente el aumento y la caída del hidrograma. Como regla general, según el Manual del usuario del sistema de análisis de ríos HEC-RAS (2016) se debe utilizar un intervalo de cómputo Δt que sea menor o igual al tiempo en el que se genera el caudal pico t_p dividido entre 20. Sin embargo, este tipo de estimación arroja un valor por encima del que debería de ser. Por lo que se ha considerado tomar valores por debajo del intervalo de tiempo que arroja la ecuación (18):

$$\frac{t_p}{20} \leq \Delta t \quad (18)$$

El segundo aspecto tiene que ver con el ajuste de tiempo basado en la condición de Courant, el cual relaciona el espaciamiento Δx , velocidad de la onda V_w y tiempo que tarda el agua en viajar Δt de una sección transversal a la que sigue, siendo esta relación igual o menor que la unidad ecuación (19).

$$C = V_w \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 \quad (19)$$

El uso de la condición de Courant permite ajustar los intervalos de tiempo automáticamente teniendo en cuenta la variabilidad que existe entre sección y sección (espaciamiento y existencias de estructuras) a lo largo de toda la simulación, de esta manera da una mejor solución numérica, por lo que la simulación es mucho más estable (Brunner, 2016a). Para ello, es necesario ingresar valores mínimos y máximos del número de Courant (Figura 39). Para esquemas implícitos como el que trabaja HEC-RAS, se recomienda un intervalo de tiempo de 0.45 a 1 (en esquemas explícitos, estos valores son mucho menores).

The screenshot shows the following settings in the HEC-RAS interface:

- Fixed Time Step (Basic method) [5 Second]
- Adjust Time Step Based on Courant
 - Maximum Courant: 1.
 - Minimum Courant: 0.45
 - Number of steps below Minimum before doubling: 0
 - Maximum number of doubling base time step: 0 [5.00 sec]
 - Maximum number of halving base time step: 0 [5.00 sec]
 - Courant Methodology:
 - Courant (Velocity * dt / Length)
 - Residence Time (flow out * dt / Volume)

Figura 39. Rango de tiempo de cálculo basado en la condición de Courant.

3.2.5 Calibración del Modelo hidráulico

Tras la simulación, como primera aproximación, se han comparado los resultados de caudales del perfil longitudinal con los del modelo observado. En el cual se distinguen dos tramos, en el primero de aproximadamente 4.5 kilómetros, se observa que los valores de

calados del modelo simulado tienen las mismas tendencias y se sitúan levemente por debajo del modelo observado. Sin embargo, en el segundo tramo, de aproximadamente 2.5 kilómetros, los valores empiezan a diferenciarse notablemente (Figura 40).

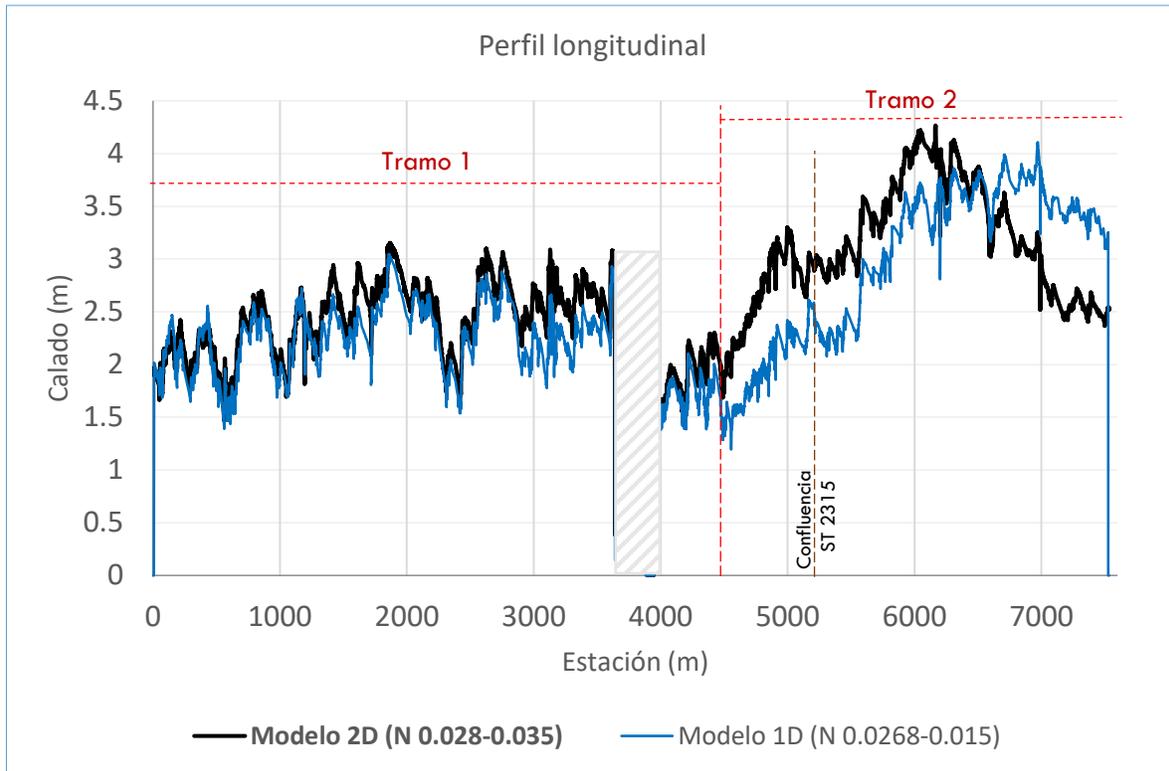


Figura 40. Comparación de calados máximos del perfil longitudinal del torrente de San Miguel tras la simulación inicial.

La calibración del modelo hidráulico 1D, se ha realizado modificando valores del coeficiente de Manning y comparando los resultados de caudal, velocidad y calado de ciertas secciones transversales frente a los resultados obtenidos con el modelo observado. Dado que los calados del modelo simulado se encontraban por debajo del observado, fue necesario incrementar el coeficiente de Manning.

Teniendo en cuenta que las márgenes son de hormigón en unos sitios y muros de piedra en otros, los cuales no se encuentran en buen estado (debido a la existencia de grietas y vegetación) se ha optado por subir el coeficiente de Manning a 0.022 para los márgenes y

mantener el coeficiente de Manning de 0.0268 para el lecho como alternativa para la calibración.

Otra alternativa que se ha considerado fue los coeficientes que se usaron para el modelo hidráulico 2D, 0.028 para el lecho y 0.035 para los márgenes. Cabe mencionar, que estos valores fueron considerados en el modelo hidráulico 2D debido a que el objeto del estudio se centraba más en la inundabilidad de una zona extensa, que incluía los torrentes de Búger y San Miguel; así como el centro poblado de Sa Pobla, por lo que su principal coeficiente de Manning cerca del torrente de San Miguel fue considerado en función de la vegetación adyacente. Además, no se contaba con datos granulométricos del lecho en ese entonces.

Tras la calibración (Figura 41), se ha observado que los calados se ajustan mucho más al modelo observado y siguen la misma tendencia del modelo simulado inicialmente en todo el sistema.

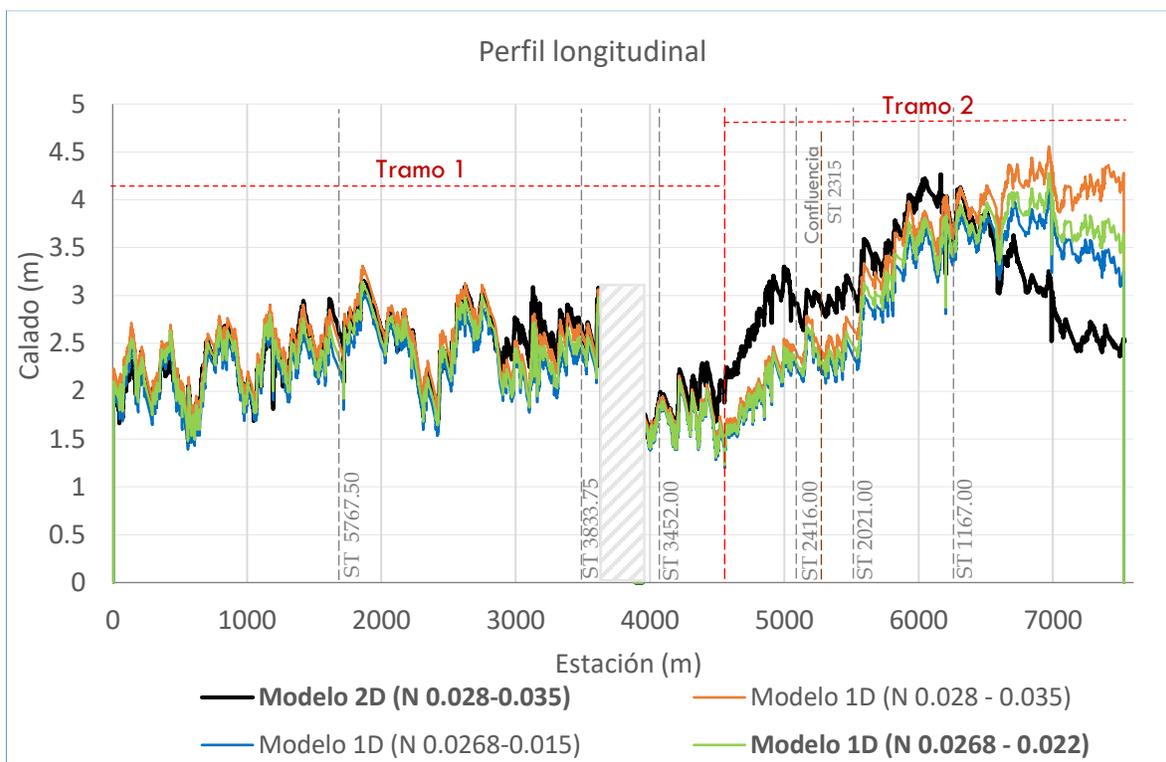


Figura 41. Comparación de calados máximos en la línea del Thalweg del torrente de San Miguel tras la calibración.

Pese a que los modelos simulados se ajustan bien a los modelos observados en el tramo 1, se sigue viendo una clara diferencia en el tramo 2. La razón de este comportamiento se debe al ingreso de caudales tanto en la confluencia del Búger como en otros puntos, producto del desborde del torrente de Búger. Si bien, para el modelo hidráulico 1D se han tenido en cuenta ciertos caudales para la simulación, estos no han sido suficientes para representar este tramo, ya que existían caudales que ingresaban al cauce y que se desbordaban en diferentes zonas aguas abajo del puente de la autovía Ma-13 los cuales no se han podido obtener. Este hecho se ha observado también a través de ciertas secciones transversales, donde se han representado y comparado los caudales circulantes para ambos modelos (Figura 42 y Figura 43).

Se han representado y comparado los calados máximos (Figura 44 y Figura 45) y velocidades máximas (Figura 46 y Figura 47) para las mismas secciones transversales.

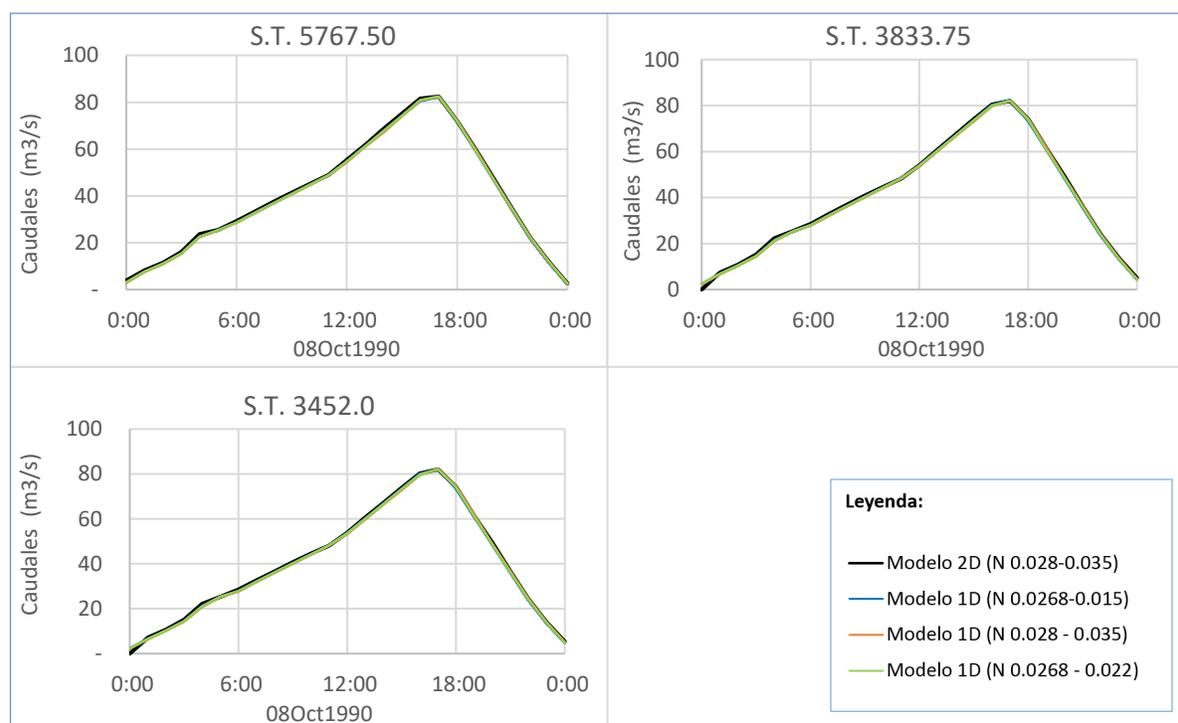


Figura 42. Hidrograma de caudal frente al tiempo en secciones transversales del tramo 1 tras la calibración.

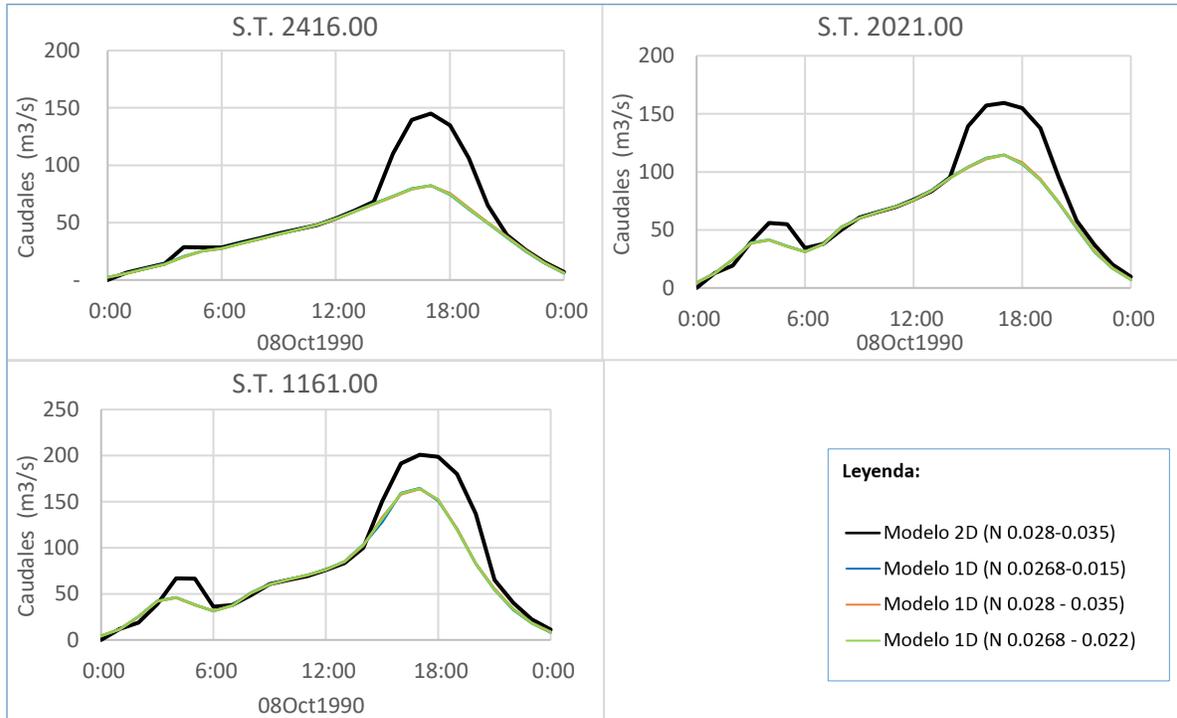


Figura 43. Hidrograma de caudal frente al tiempo en secciones transversales del tramo 2 tras la calibración.

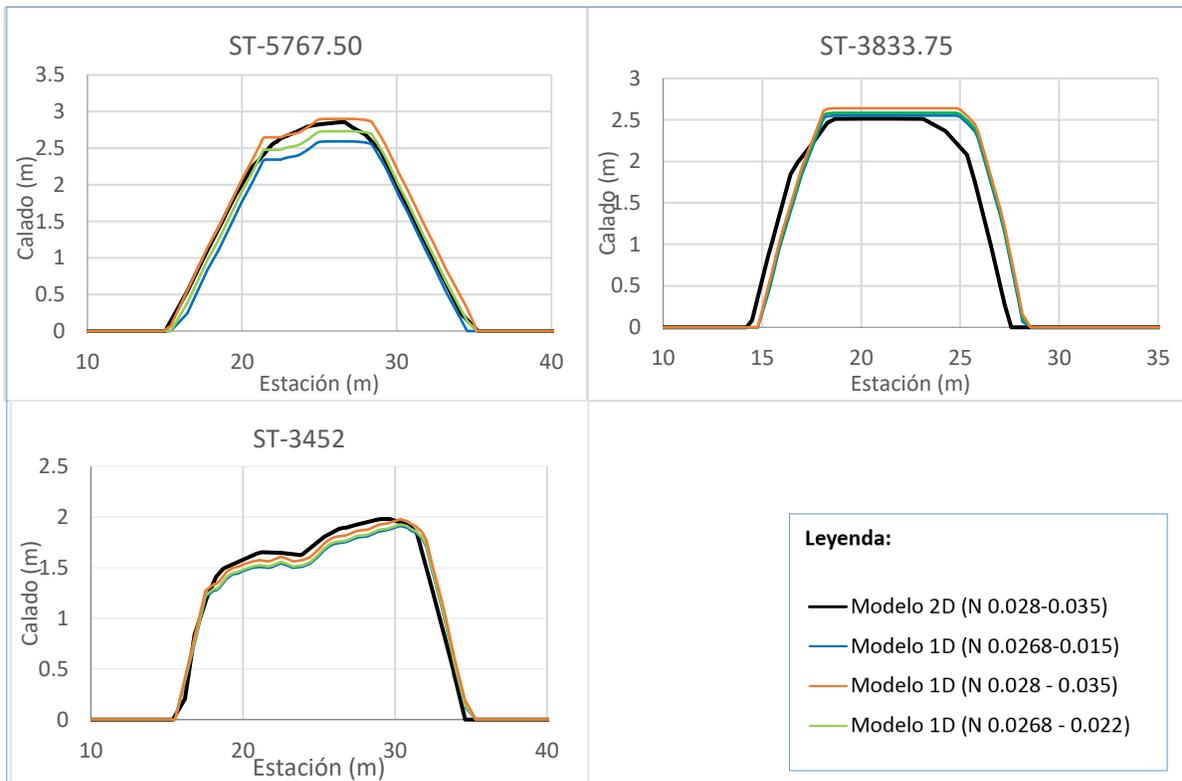


Figura 44. Calados máximos en secciones transversales del tramo 1 tras la calibración.

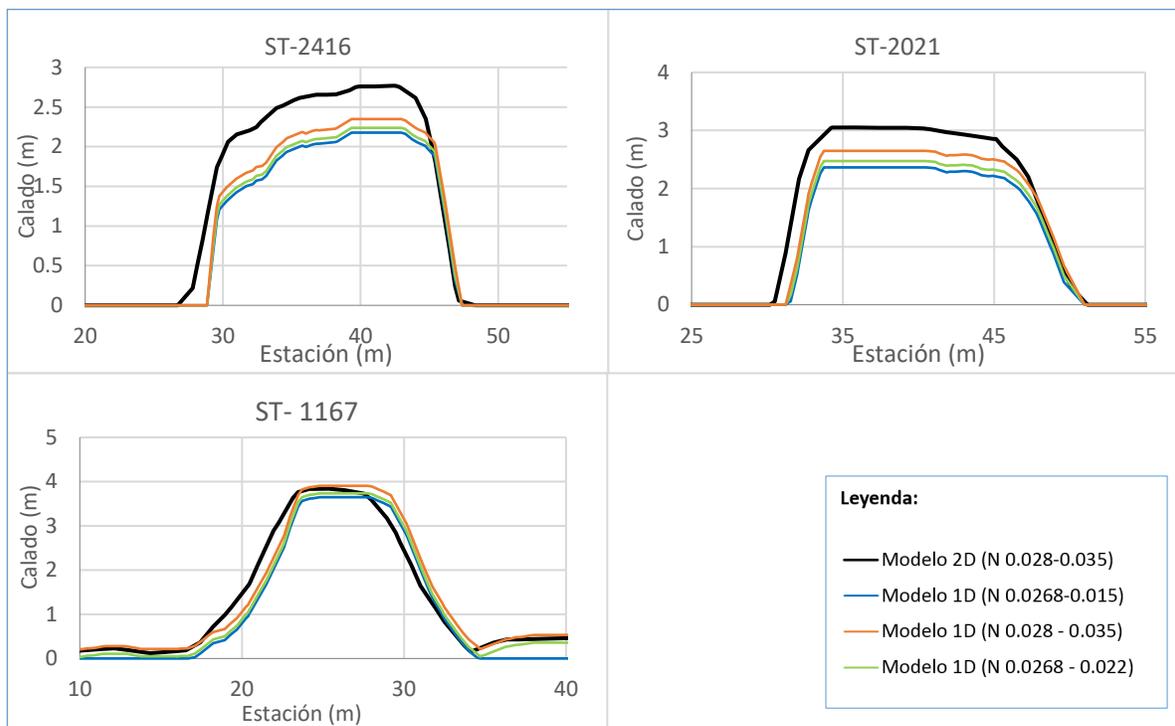


Figura 45. Calados máximos en secciones transversales del tramo 2 tras la calibración.

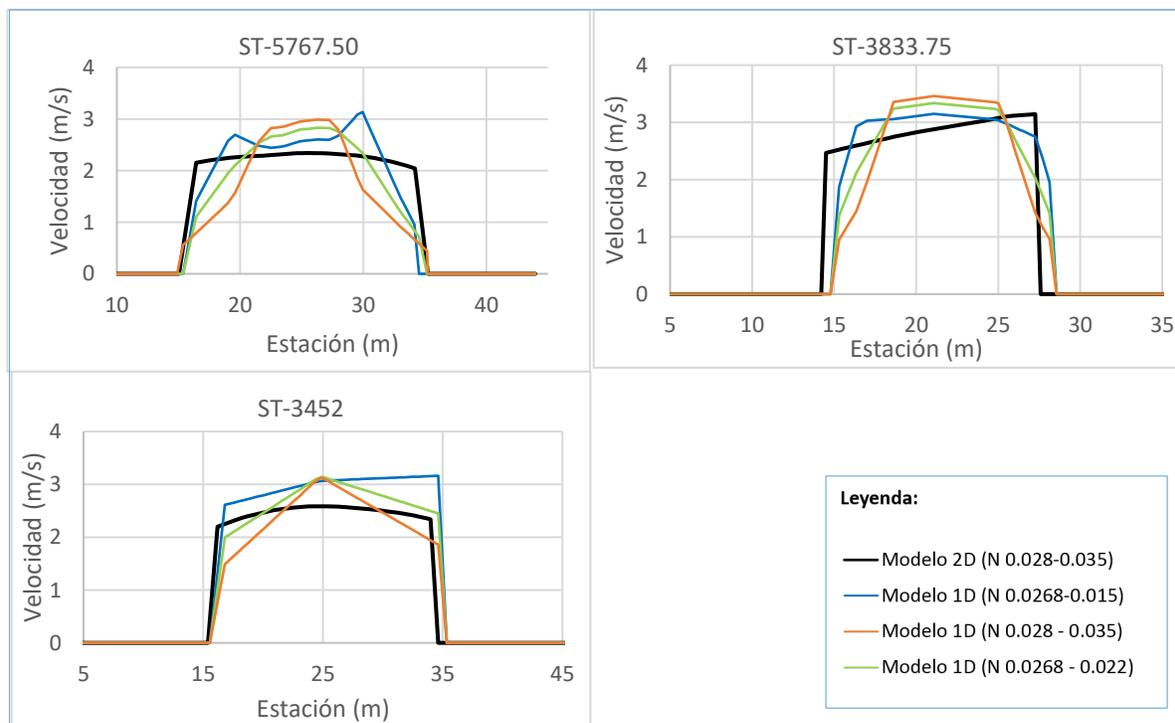


Figura 46. Velocidades máximas en secciones transversales del tramo 1 tras la calibración.

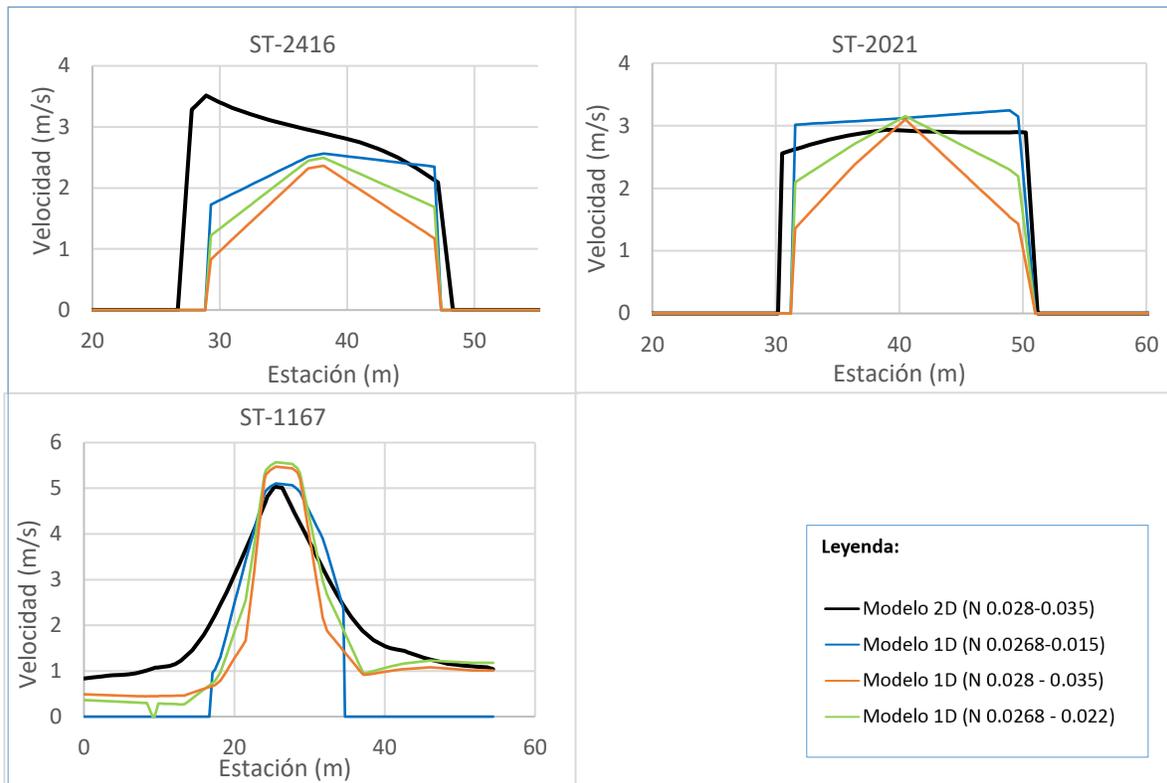


Figura 47. Velocidades máximas en secciones del tramo 2 tras la calibración.

Se ha observado que para el rango de 0.015 a 0.035 de coeficientes de Manning para los márgenes encauzados no hubo mucha variación en los calados, siendo el más favorable el modelo simulado con coeficiente de Manning de 0.035; sin embargo, este valor se aleja de la realidad ya que su uso es normalmente para planicies de inundación. Por lo que la calibración final responde a los coeficientes de Manning de 0.0268 y 0.022 para lecho y para márgenes respectivamente, cuyos valores corresponde a la realidad.

Finalmente, tras la simulación de las dos alternativas, se ha visto que los caudales provenientes del torrente de Búger, influyen en los calados, velocidades y caudales que se encuentran a partir de la confluencia. No obstante también se ha podido ver que el funcionamiento aguas arriba de la confluencia del torrente de Búger no depende del de aguas abajo, ya que en varios momentos dados existe cortes a través del calado crítico y eso hace que se independice hidráulicamente el funcionamiento del sistema (Figura 48).

3.3.1 Datos para la modelación sedimentológica

3.3.1.1 Datos hidrológicos

Se tienen datos hidrogramas de caudal frente al tiempo desde el año 2013 hasta el año 2017 (*Figura 49 y Figura 50*) los cuales han sido proporcionados por MEDhyCON. En él, se pueden observar cuatro caudales puntas, siendo los más principales los del evento del 2016 y 2017. El objeto del estudio es evaluar cómo cambia la geomorfología del torrente tras el paso de una gran avenida, por lo que el hidrograma utilizado para la simulación corresponde al evento de enero del 2017, por presentar un mayor caudal punta y estar más cerca del periodo en el que se tomó la topografía de post evento observada (2019).

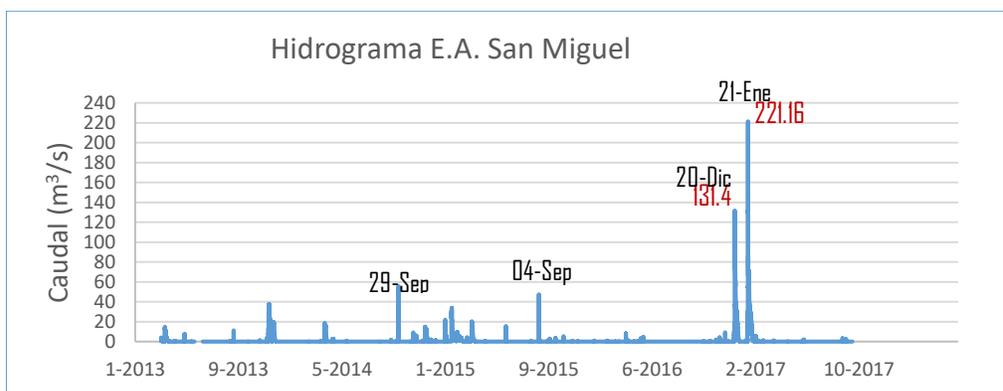


Figura 49. Hidrograma estación de aforo San Miguel.

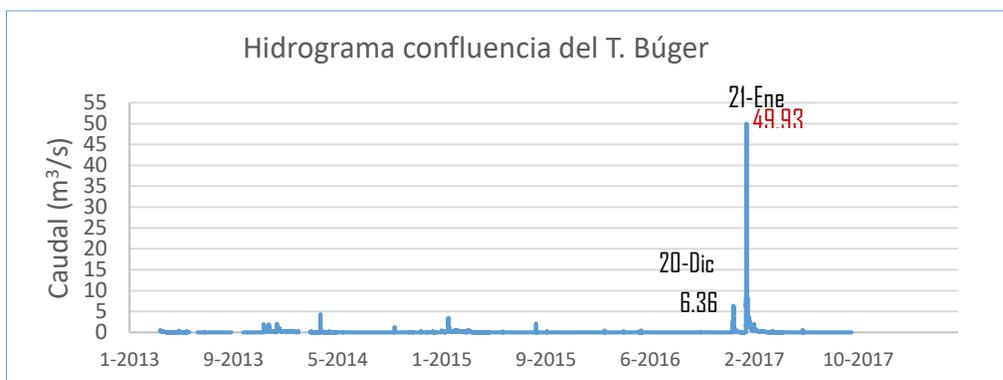


Figura 50. Hidrograma confluencia del torrente Búger.

Cabe mencionar, que el hidrograma del torrente de Búger, ha sido tomado en la estación de aforo de Búger, el cual se encuentra fuera de los límites del sistema; sin embargo, debido a la dimensión del caudal tanto en diciembre del 2016 como en enero del 2017, comparados al evento histórico de octubre de 1990, este caudal no genera desbordes, por lo que el caudal que pasa por la estación de aforo es casi la misma que la que llega a la confluencia, además, de no presentar incorporaciones posteriores al sistema.

3.3.1.2 Granulometría

Para determinar la composición del lecho, MEDhyCON, como se ha mencionado en el apartado 3.2.1.5 se realizó un análisis granulométrico de un área representativa del lecho, situado aguas arriba del puente de la autovía Ma-13. Obteniéndose parámetros estadísticos como percentiles, con lo cual se ha construido la curva granulométrica (Figura 51) y se han obtenido valores para cada diámetro necesario a introducir en el modelo sedimentológico (Tabla 6). Cabe mencionar, esta granulometría será asociada a cada sección transversal del modelo.

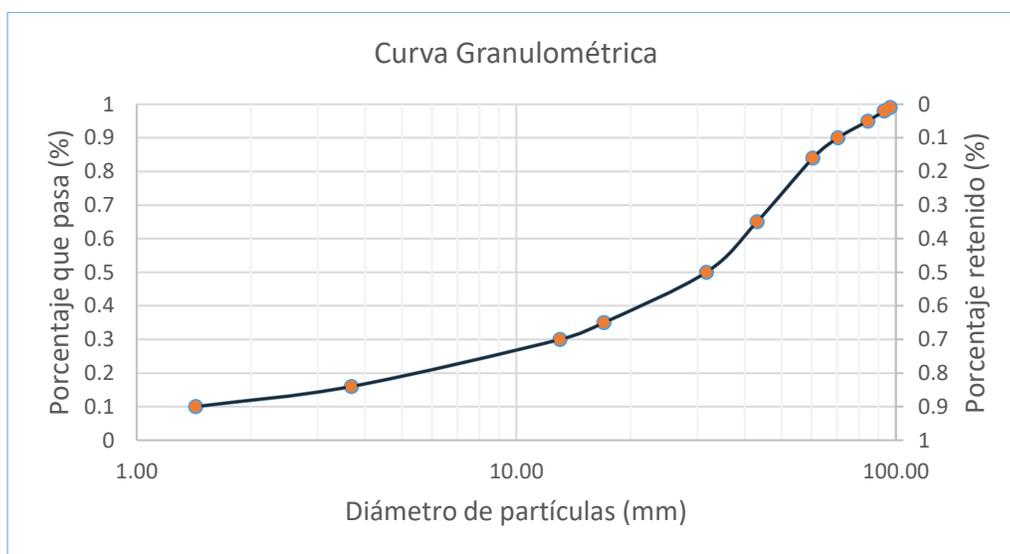


Figura 51. Curva granulométrica.

Tabla 6. Clasificación granulométrica.

Clasificación	diam(mm)	% Pasa
CS	1	0
VCS	2	12
VFG	4	19
FG	8	24
MG	16	32
CG	32	50
VCG	64	86
SC	128	100

3.3.1.3 Topografía post evento observada

Esta topografía será utilizada para la calibración del modelo sedimentológico, así como todos los datos que se presentan en este apartado. Cabe mencionar, que el modelo hidráulico 1D calibrado se simuló con el MDT tomado en el 2014 (pre evento), tras simular el evento del 2017 se obtendrá una topografía nueva, que será con la que se comparará la topografía de post evento observada.

Esta topografía se refiere al perfil longitudinal del tramo de estudio (*Figura 52*), obtenida a través del levantamiento topográfico mediante GPS diferencial en junio del 2019. Además, se han obtenido formas le lecho, tales como barras, rápidos y pozas, representadas a través de capas Shape (*Figura 53*) y fotografías (*Figura 54*). Se ha encontrado una potencia o espesor de sedimentos que está en el rango del 0.5 a 1.5 metros, afloramientos de rocas y riffles, consideradas como afloraciones también (*Figura 55*). Toda la información referente a este apartado ha sido tomada en campo y proporcionada por MEDhyCON.

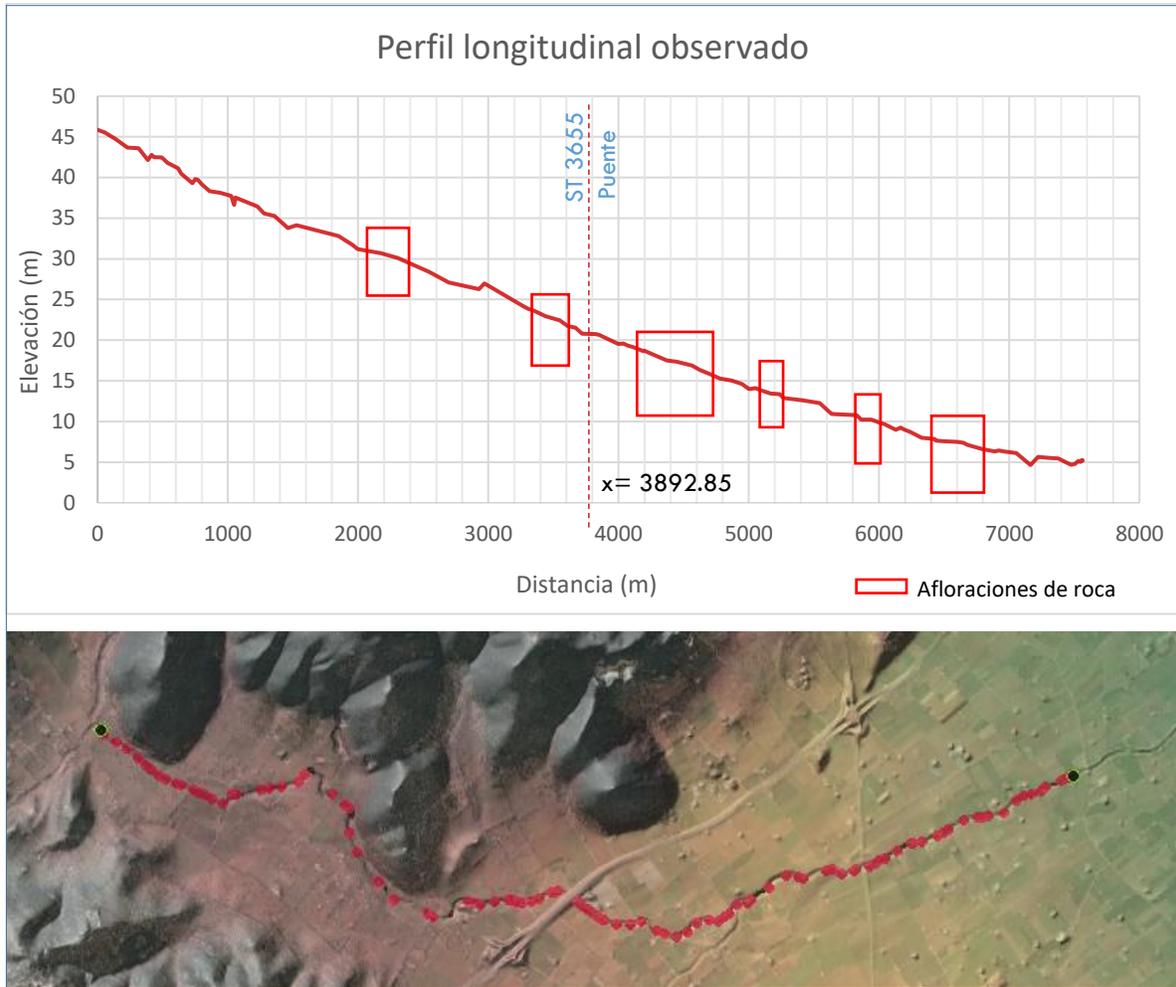


Figura 52. Perfil longitudinal observado 2019.

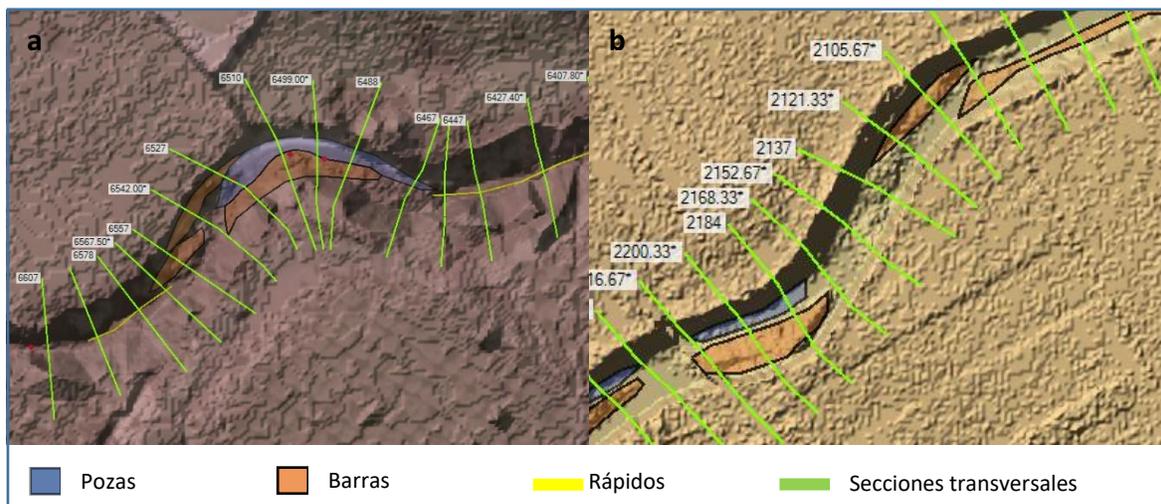


Figura 53. Formas de lecho aguas arriba (a) y aguas abajo (b) del puente.



Figura 54. Barra y poza, tramo aguas arriba del puente.

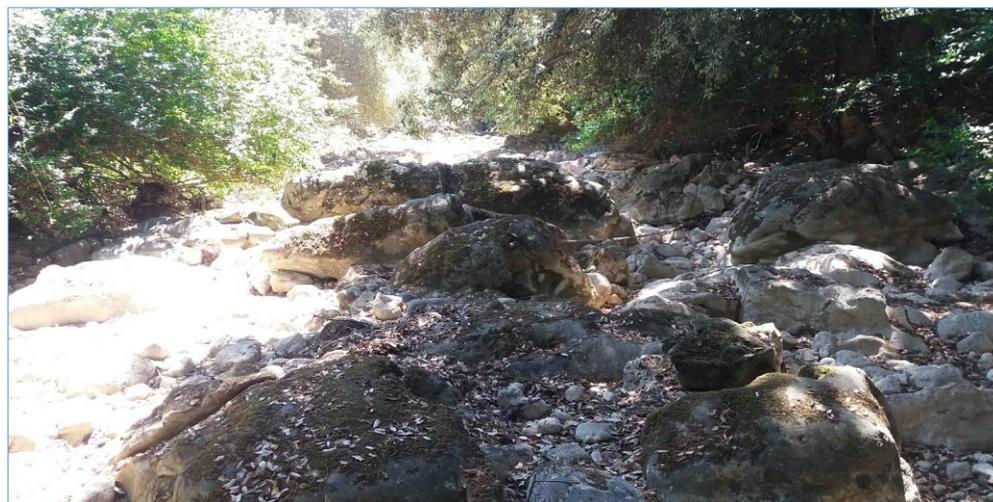


Figura 55. Afloraciones de roca (tramo aguas arriba del puente).

3.3.2 Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno del modelo sedimentológico son muy similares a los del modelo hidráulico 1D (*Tabla 7*) con la diferencia que se han establecido para un flujo cuasi-transitorio, dado que las capacidades de este tipo de flujos son exclusivas de los análisis de transporte de sedimentos (Brunner, 2016a).

Un **flujo cuasi-transitorio** (Figura 56), toma los flujos de un periodo de tiempo (hidrograma) como si fueran flujos estacionarios, resolviendo las ecuaciones de flujo secuencialmente. Cada flujo está asociado a una duración, en el cual se calculan los parámetros hidrodinámicos (caudal, velocidad, calado y carga de sedimentos) que serán constantes a lo largo de la duración.

Adicionalmente cada duración del flujo se subdivide en incrementos computacionales, donde la geometría del lecho se actualiza por cada incremento aplicando los parámetros hidráulicos durante este incremento. Los modelos suelen ser muy sensibles a este incremento de cálculo, ya que la actualización de informe debe ser constante para que no se generen demasiadas erosiones o deposiciones que generen inestabilidad en el modelo, por lo que se recomienda colocar incrementos computacionales pequeños (Brunner, 2016a).

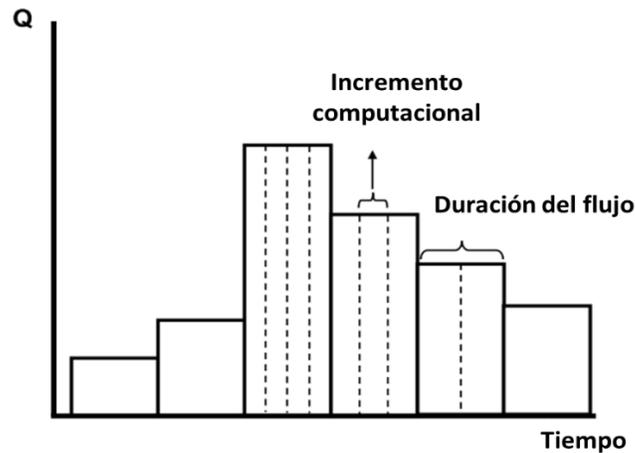


Figura 56. Representación del flujo cuasi-transitorio (Brunner, 2016b).

Tabla 7. Condiciones de contorno del modelo sedimentológico HEC-RAS.

Ubicación	Sección	Condición de contorno	Dato
Aguas arriba	7225	Hidrograma de flujo	Hidrograma 24 hrs. (C/15min)
Confluencia	2326	Hidrograma de flujo lateral	Hidrograma 24 hrs. (C/15min)
Aguas abajo	7	Calado normal	Pendiente 0.0004 m/m

Los datos que han sido usados en el modelo son los referentes al evento de enero del 2017, como bien se ha mencionado en el apartado 3.3.1.1. Se ha tomado como duración de flujo 15 minutos con incrementos computacionales de 3 minutos.

Como se puede apreciar en la *Figura 57*, a diferencia del hidrograma del año 1990, el aporte más significativo se da en la estación de aforo de San Miguel con 221.16 m³/s. Para este periodo de simulación no ha sido necesario incorporar otra condición de contorno referida a los caudales de retorno provenientes del desborde del torrente de Búger ya que el caudal pico no generaba desbordes que retornen al cauce.

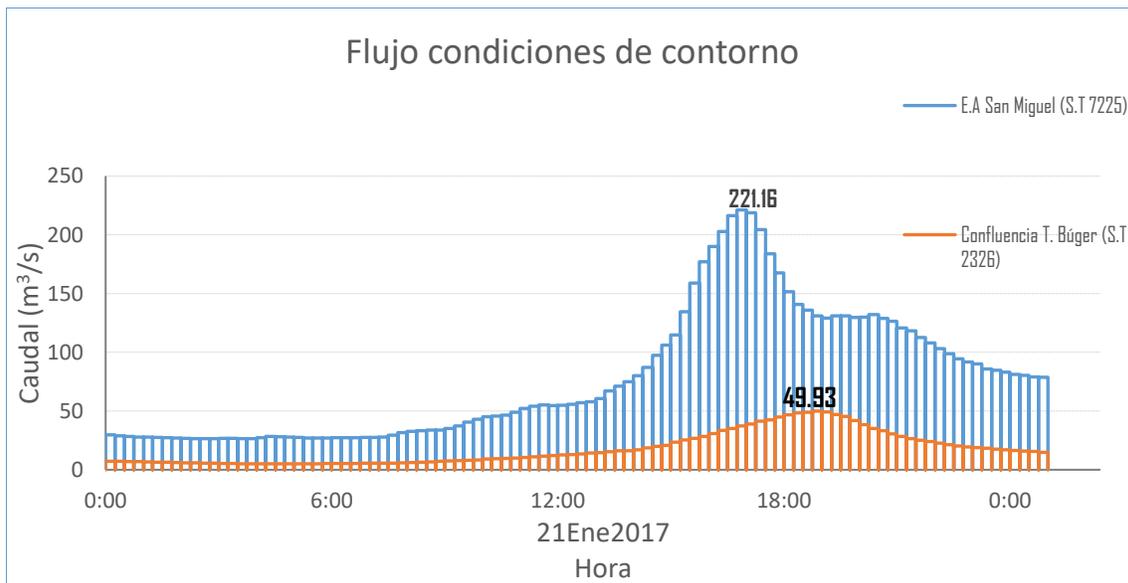


Figura 57. Hidrogramas E.A San Miguel y confluencia del torrente de Búger 21 enero del 2017.

3.3.3 Datos de sedimento

Un modelo sedimentológico, no se podría simular, si no se le proporciona condiciones iniciales a cada sección transversal (*Figura 58*), tales como los límites de procesos de erosión y sedimentación (volumen de control); así como su granulometría.

Cabe mencionar, que calcular el transporte de sedimentos se puede realizar a través de mediciones reales o a través de formulaciones, como las vistas en el apartado 2.2.4. Estas últimas, arrojan resultados que se aproximan a la realidad; pero que sin duda todavía tienen un cierto grado de incertidumbre. Sin embargo son las alternativas que HEC-RAS dispone en su plataforma y que, realizando un correcto modelo hidráulico, las soluciones podrían ser muy útiles.

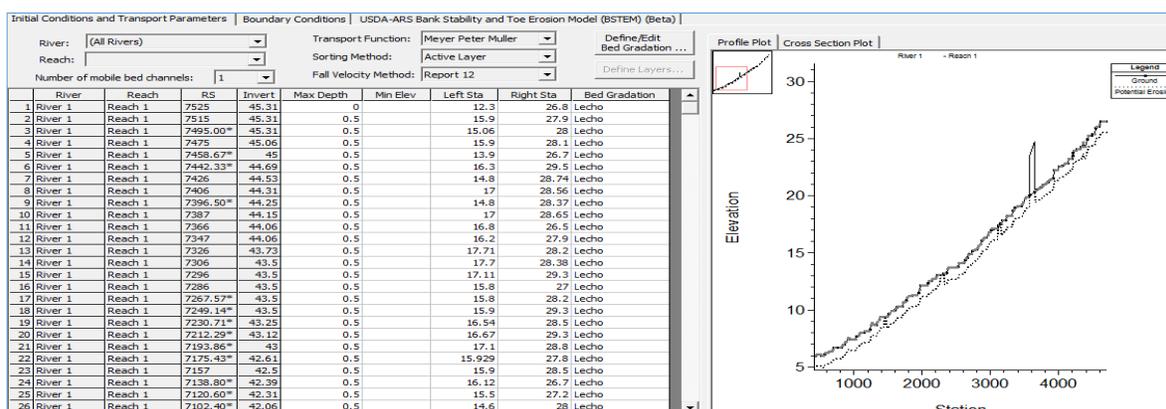


Figura 58. Datos de transporte de sedimentos.

3.3.3.1 Límites de degradación del lecho

Los límites del lecho en los cuales puede haber erosión se basan en las condiciones que presenta el lecho de todo el sistema. Específicamente, en relación con el material con el que están hechos. Existen zonas donde el lecho es de hormigón, lo cual indicaría que la zona no podría erosionarse, así mismo, en su mayoría el encauzamiento lateral es de hormigón o de piedra seca, por lo que, de igual forma, estos no tendrían por qué sufrir erosión. Teniendo esto en cuenta y volviendo a recalcar, este estudio considera un modelo de contorno fijo y lecho móvil.

En referencia al encauzamiento lateral, estos se han limitado para la erosión gracias a los Bank station creados en la geometría del modelo hidráulico. Mientras que, la erosión del

lecho para cada sección se ha limitado la profundidad máxima a 1 metro como primera aproximación para la simulación, excepto las zonas de hormigón, en el que la erosión es cero. No obstante, en ellas, sí se permite la deposición.

3.3.3.2 Asignación de gradación del lecho

La asignación de gradación del lecho se refiere a asociar a cada sección transversal un tipo de composición granulométrica del lecho. Para ello, ha sido necesario crear una plantilla de gradación de lecho teniendo en cuenta la granulometría obtenida (apartado 3.3.1.2), la cual se asoció a cada sección transversal.

3.3.3.3 Potencial de transporte de sedimentos

El potencial de transporte, indica cuanto material de una determinada clase de partícula puede ser transportado en condiciones hidrodinámicas. Para el cálculo de este, HEC-RAS 5.0.5 da la opción de elegir entre ocho funciones de transporte de sedimentos, las cuales son aplicadas independientemente para cada diámetro de partícula.

La *Tabla 8* muestra los rangos de las condiciones para las cuales son aplicables las funciones. Cabe mencionar que, para este estudio, ha sido una buena referencia, ya que ha permitido limitar la función a utilizar. En este estudio se ha tomado en cuenta, tomar como referencia el diámetro medio y la pendiente, que está en torno a los 7.5 ‰ en el tramo aguas arriba, con lo cual se ha considerado usar función de carga de fondo de Meyer-Peter y Müller (MPM) por encontrarse dentro de su campo de aplicación.

3.3.3.4 Condición de contorno de sedimento

El modelo sedimentológico, necesita datos de entrada de sedimentos en el límite del modelo situado aguas arriba.

Se ha considerado que el flujo viene cargado de sedimentos y su condición de entrada se ubica en la sección transversal 7525, estas serán representadas en HEC-RAS a través de la condición de carga de equilibrio, que calcula la carga de sedimentos a partir de la gradación del lecho y la capacidad de transporte (Brunner, 2016a).

Tabla 8. Ecuaciones de Transporte de Sedimentos HEC-RAS.

Enfoque	Función	Diámetro (d) (mm)	Diámetro medio (dm) (mm)	Gravedad específica del sedimento (s)	Velocidad media (V) (m/s)	Profundidad (D) (mm)	Radio Hidráulico R (mm)	Pendiente (S)	Ancho del canal (W) (mm)	Temperatura (T) (°C)
Carga total	Ackers-White (laboratorio)	0,04 <d <7	-	1.0 <s <2.7	0.021 <V <2.164	0.0031 <D <0.427	-	0.00006 <S <0.037	0.0701 <W <1.2192	8 <T <31
	Engelund-Hansen (laboratorio)	-	0,19 <dm <0,93	-	0.20 <V <1.93	0.0579 <D <0.4053	-	0.000055 <S <0.019	-	7 <T <34
	Laursen (Copeland) (laboratorio)	-	0.011 <dm <29	-	0.213 <V <2.865	0.0091 <D <1.097	-	0.00025 <S <0.025	0.0762 <W <2.0117	8 <T <28
	Laursen (Copeland) (campo)	-	0.08 <dm <0.7	-	0.021 <V <2.377	0.204 <D <16.459	-	0.0000021 <S <0.0018	19.2024 <W <1109.472	0 <T <34
Carga de fondo	Meyer Peter Muller (laboratorio)	0.4 <d <30	-	1.25 <s <4.0	0.366 <V <2.865	0.0091 <D <1.1887	-	0.0004 <S <0.02	0.1524 <W <2.0117	-
Carga total	Toffaleti (laboratorio)	0.062 <d <4	0.45 <dm <0.91	-	0.213 <V <1.92	-	0.0213 <R <0.335	0.00014 <S <0.019	0.2438 <W <2.4384	0 <T <34
	Toffaleti (campo)	0.062 <d <4	0.095 <dm <0.76	-	0.213 <V <2.377	-	0.0213 <R <17.2822	0.000002 <S <0.0011	19.2024 <W <1109.472	4 <T <34
	MPM-Toffaleti	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Yang-grava (campo)	2.5 <d <7.0	-	-	0.427 <V <1.554	0.0244 <D <0.2195	-	0.0012 <S <0.029	0.1341 <W <533.4	0 <T <34
Carga de fondo	Yang-Arena (campo)	0.15 <d <1.7	-	-	0.244 <V <1.951	0.0122 <D <15.24	-	0.000043 <S <0.028	0.1341 <W <533.4	0 <T <34
Carga de fondo	Wilcock-Crowe	-	-	-	-	-	-	-	-	-

3.3.4 Simulación y calibración

Una vez se asignaron los datos de sedimentos y condiciones de contorno, la simulación del transporte de sedimentos fue inmediata.

En primer lugar, la simulación se realizó para una erosión máxima de 1 metro (erosión limitada por los bank station) para casi toda la extensión del modelo, se limitó la erosión a los tramos que presentaban lecho de hormigón, pero se permitió deposición fuera de los bank station en todas las secciones transversales.

En la *Figura 59*, se pudo apreciar que el modelo simulado reproducía más erosión en el tramo de aguas arriba del puente en referencia a la topografía de post evento observada. Mientras que, aguas abajo las topografías se asemejan mucho más. También se aprecia que, existen zonas en donde la topografía de pre evento observada no ha sufrido cambios respecto a la topografía de post evento simulada. Esto se debe a que en esos puntos existen afloraciones de roca y de rápidos, y que según la información proporcionada por MEDhyCON también son afloramientos que van a limitar la erosión, tal como se menciona en el apartado 0.

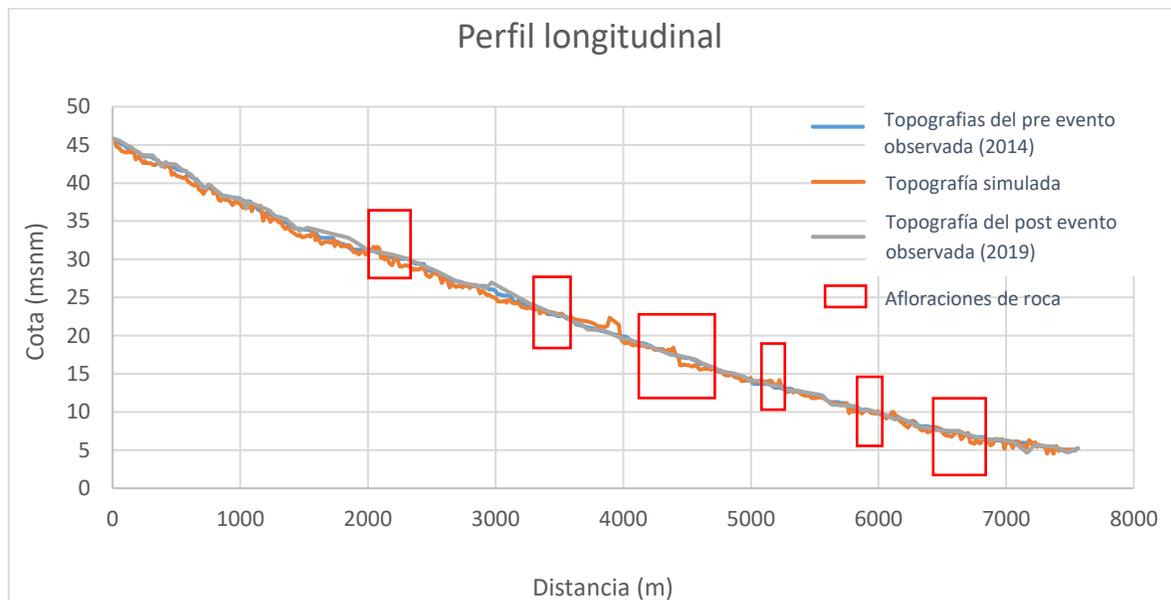


Figura 59. Perfil longitudinal modelo simulado vs topografía del post evento observada.

Lo primero que se tuvo en cuenta para calibrar el modelo fue considerar estas afloraciones de roca y los rápidos. Por lo que, se estableció como lecho fijo las zonas de afloramiento de roca y los rápidos.

El resultado de este último mejora la simulación; sin embargo, aún quedaba por ajustar más el modelo teniendo en cuenta la máxima erosión encontrada, por lo que finalmente se consideró una erosión máxima de 0.5 metros para aguas arriba del puente de la autovía Ma-13 y 1 metro aguas abajo, incluido las zonas de afloramiento. Los resultados de este último se detallan en el siguiente apartado.

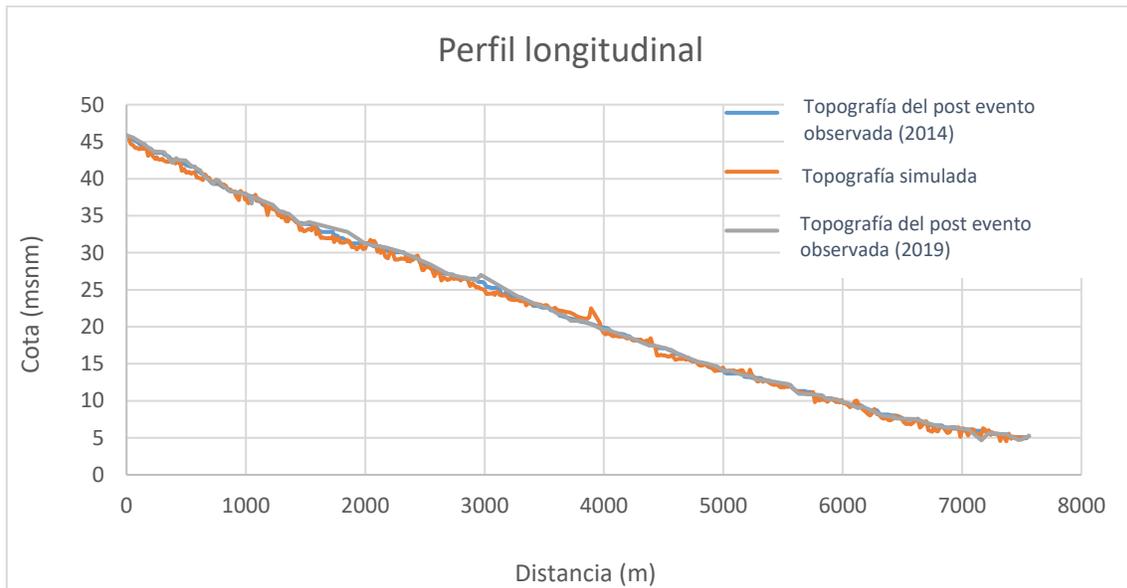


Figura 60. Perfil longitudinal modelo simulado vs topografía del post evento observada (inc. afloraciones).

3.4 RESULTADOS Y ANÁLISIS

Perfil longitudinal

Las líneas de tendencia (polinómicas de cuarto grado en este caso, con coeficientes de r^2 superiores a 0.99) del perfil longitudinal observado (junio 2019) y simulado (mediante HEC-RAS) marcaron las mismas pendientes longitudinales, tanto aguas arriba de la autovía Ma-13, como aguas abajo (*Figura 61*). Si bien en este segundo caso, además, fueron prácticamente coincidentes una y otra, y por tanto en cotas.

Las mayores discrepancias ocurren aguas arriba del cruce del torrente con la autovía Ma-13. Esto puede deberse a múltiples factores, entre ellos sin duda la influencia de la condición de contorno de entrada de sedimentos al tramo modelado, y de la existencia de zonas de “rellenado” de cotas en el MDT de partida o debidas posiblemente a la existencia de zonas con agua durante el vuelo LIDAR. El primer factor afectaría fundamentalmente al tramo de aguas arriba (primeros 1000 metros aproximadamente), mientras que, el segundo factor afectaría al tramo situado entre los 2500 a 3000 metros aguas arriba, desde cabecera del modelo.

En cuanto al puente de la autovía Ma-13, en la entrada aguas arriba (ST 3655), el modelo predice una zona de acumulación de sedimentos, totalmente lógica por otra parte, desde el punto de vista hidrodinámico. En el perfil observado esa zona (de unos 100 metros aguas arriba de la estructura) sin embargo, no aparece. Esto puede deberse a que, tras el episodio de crecida, seguramente se debió despejar el acceso del flujo al puente, para evitar futuros problemas, como habitualmente se hace en la isla por el servicio de conservación de carreteras.

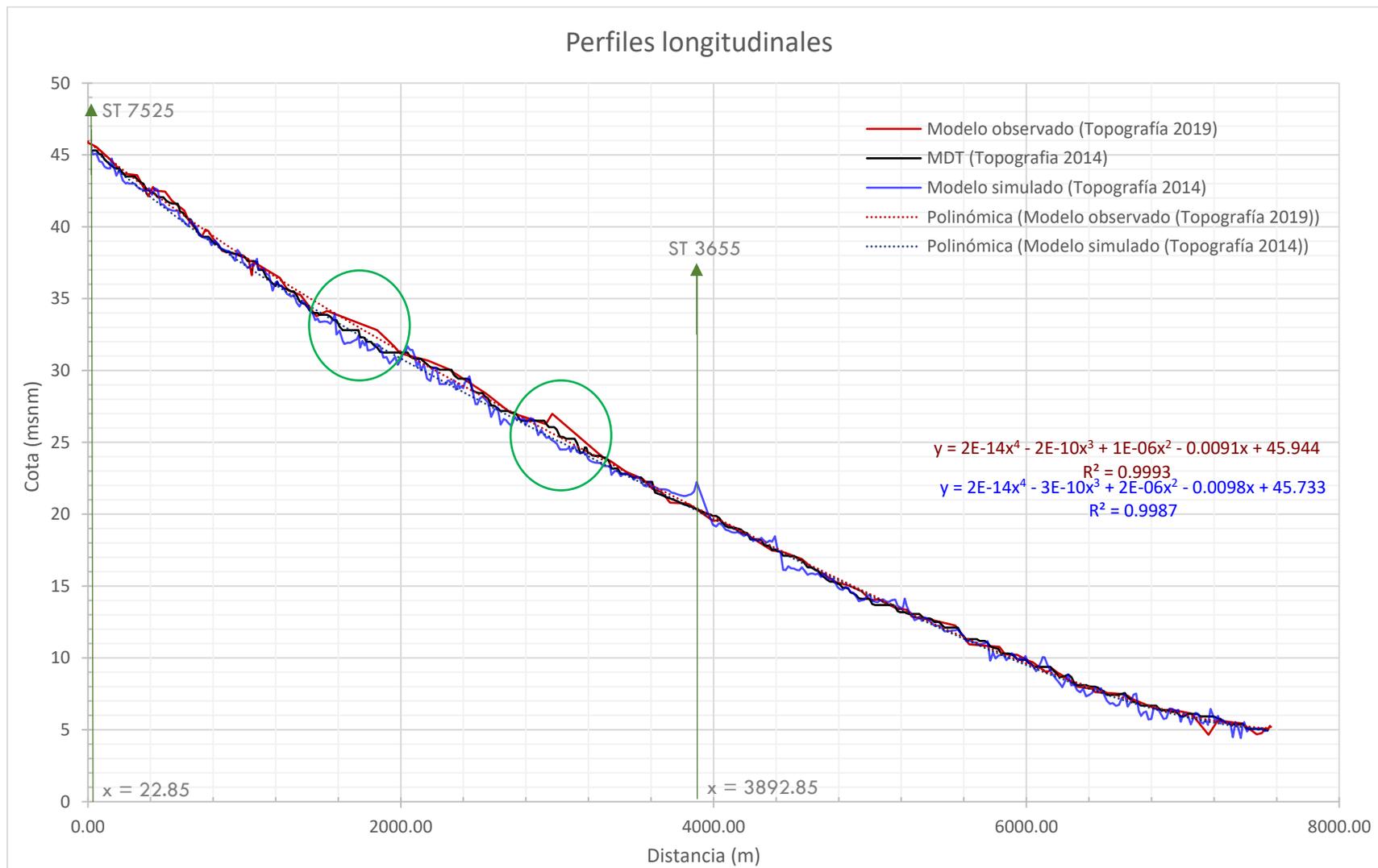


Figura 61. Perfiles longitudinales modelo calibrado vs modelo observado.

Formas de lecho (Geoformas)

El comportamiento del modelo en cuanto a la reproducción de las principales geoformas (barras y pozas) es bastante bueno. Como puede apreciarse en la *Tabla 9*, el modelo reproduce en localización y tipo, incluso tamaño, la mayoría de las geoformas cartografiadas por parte de MEDhyCON. Se ilustra también el comportamiento del modelo a estos efectos, desde la a la *Figura 66*.

Cuando el tramo está en curva, y existe una barra puntual interior y una poza en la parte exterior, el modelo suele reproducir bien la poza; pero no la barra. Se ha de tener en cuenta que se trata de un modelo 1D a escala de tramo de río (varios kilómetros) y este es un efecto local en la curva, por lo que sería necesario, por lo menos, representarlo con un modelo 2D (incluso 3D si se quiere representar correctamente las dimensiones de las geoformas en profundidad).

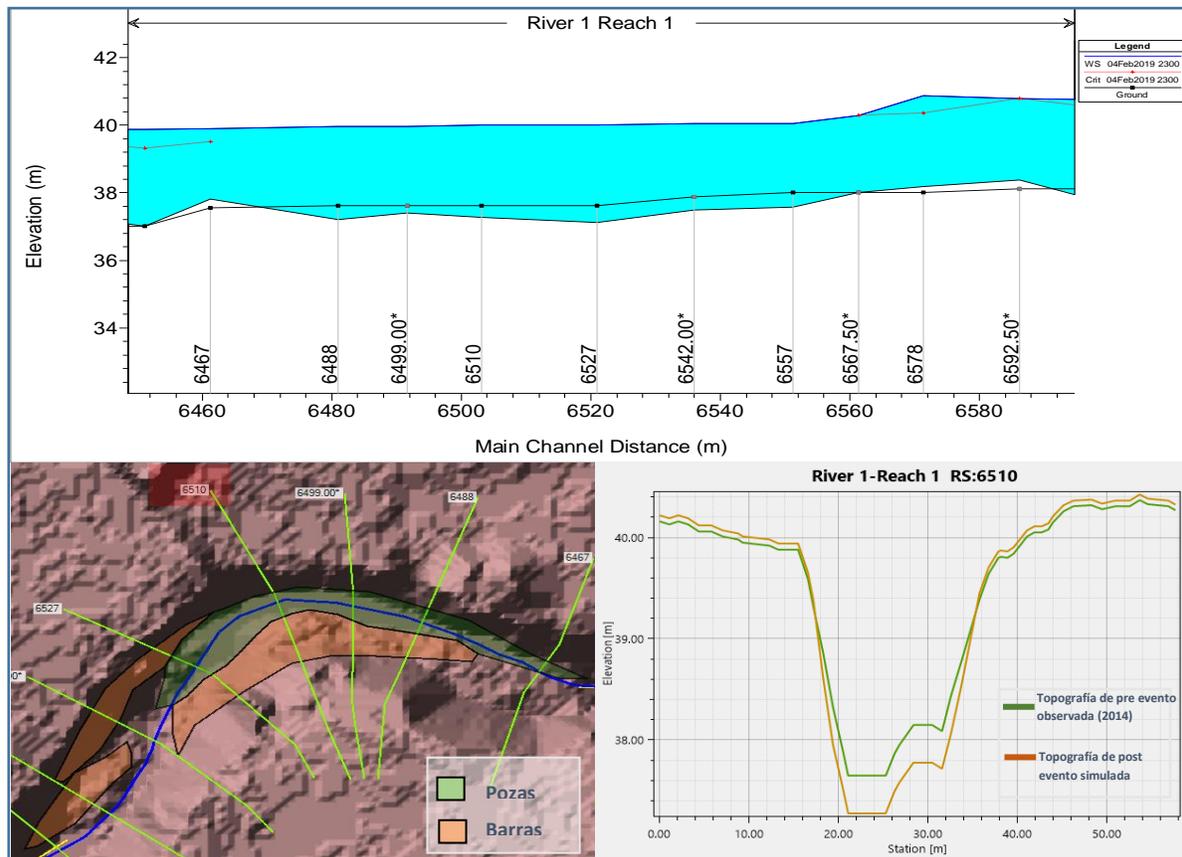


Figura 62. Formas del lecho sección transversal 6510 tras calibración.

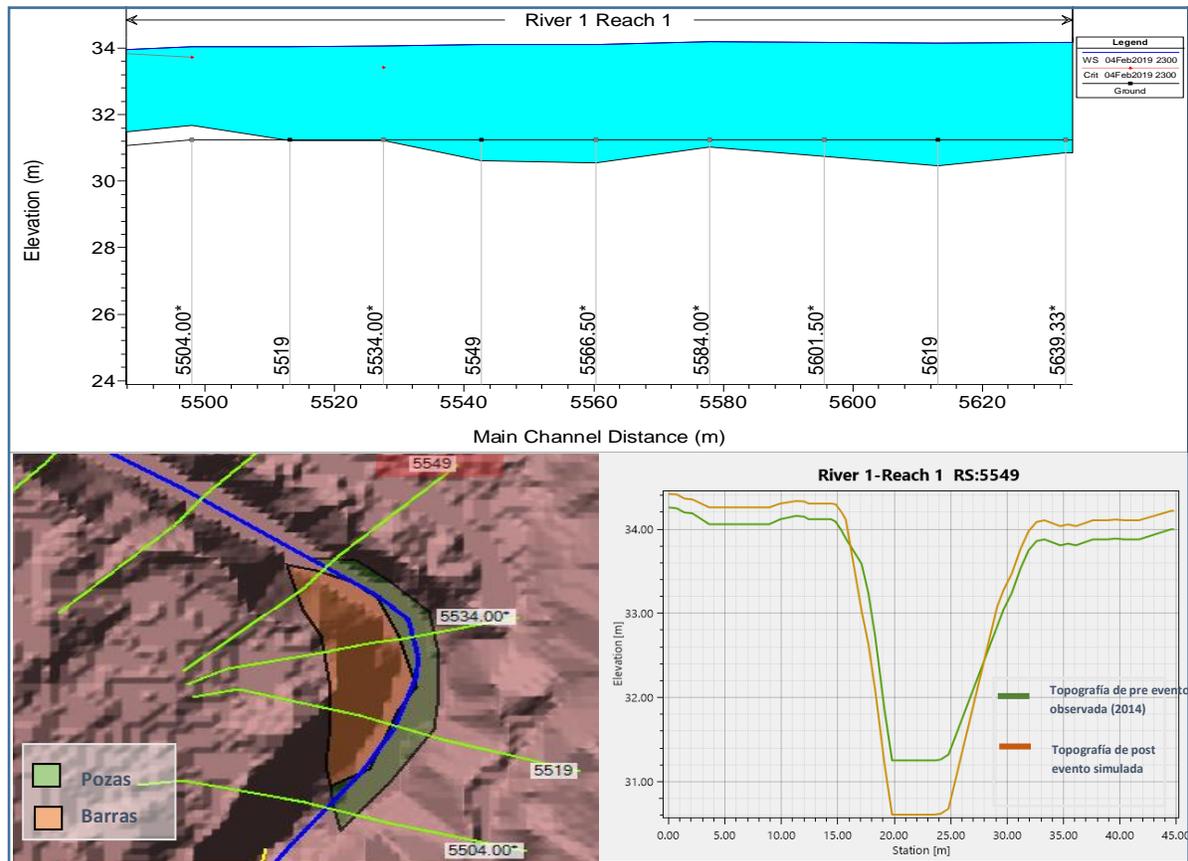


Figura 63. Formas del lecho sección transversal 5549 tras calibración.

Si estas se encuentran en tramos rectilíneos, el modelo reproduce bien incluso la secuencia de barras y pozas, cuando existe. No obstante, a veces la poza simulada es un poco mayor en dirección longitudinal. En pocas ocasiones, la barra simulada se encuentra desplazada unos metros respecto de la real.

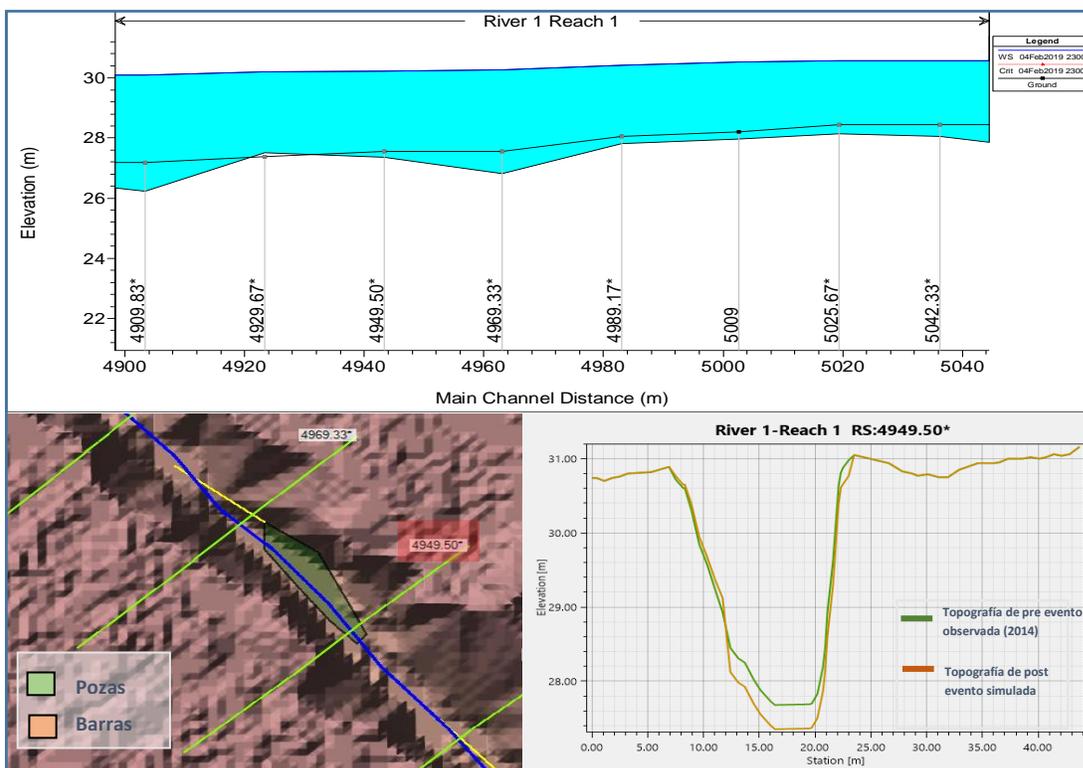


Figura 64. Formas del lecho sección transversal 4949.50 tras calibración.

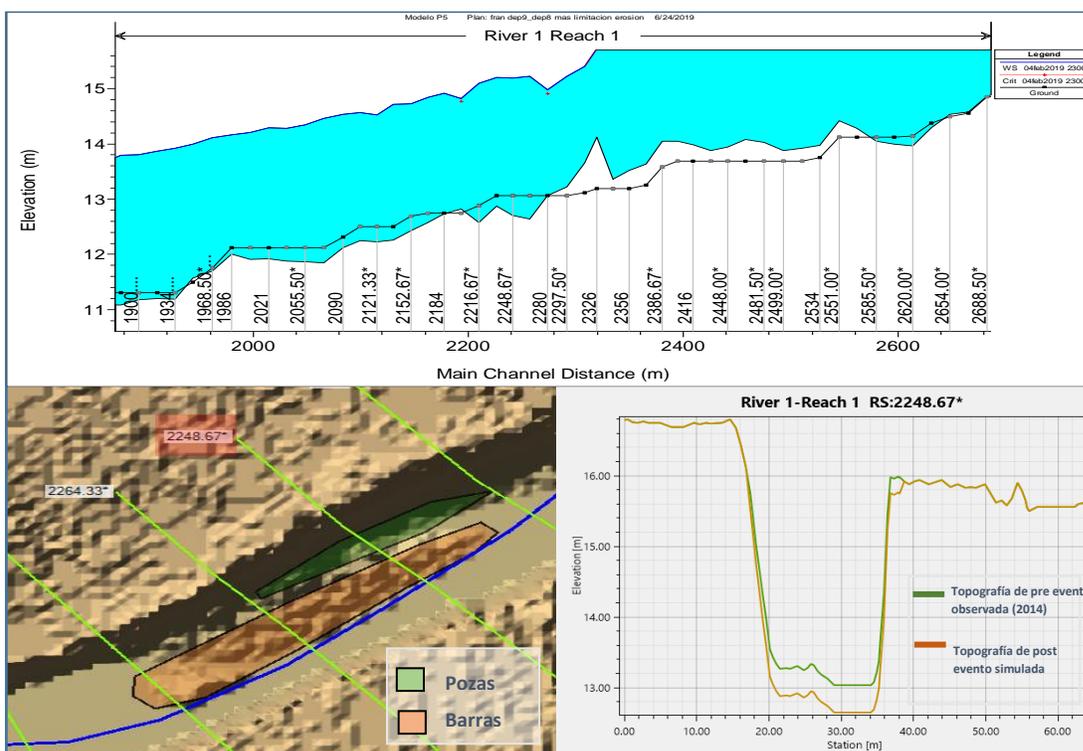


Figura 65. Formas del lecho sección transversal 2248.67 tras calibración.

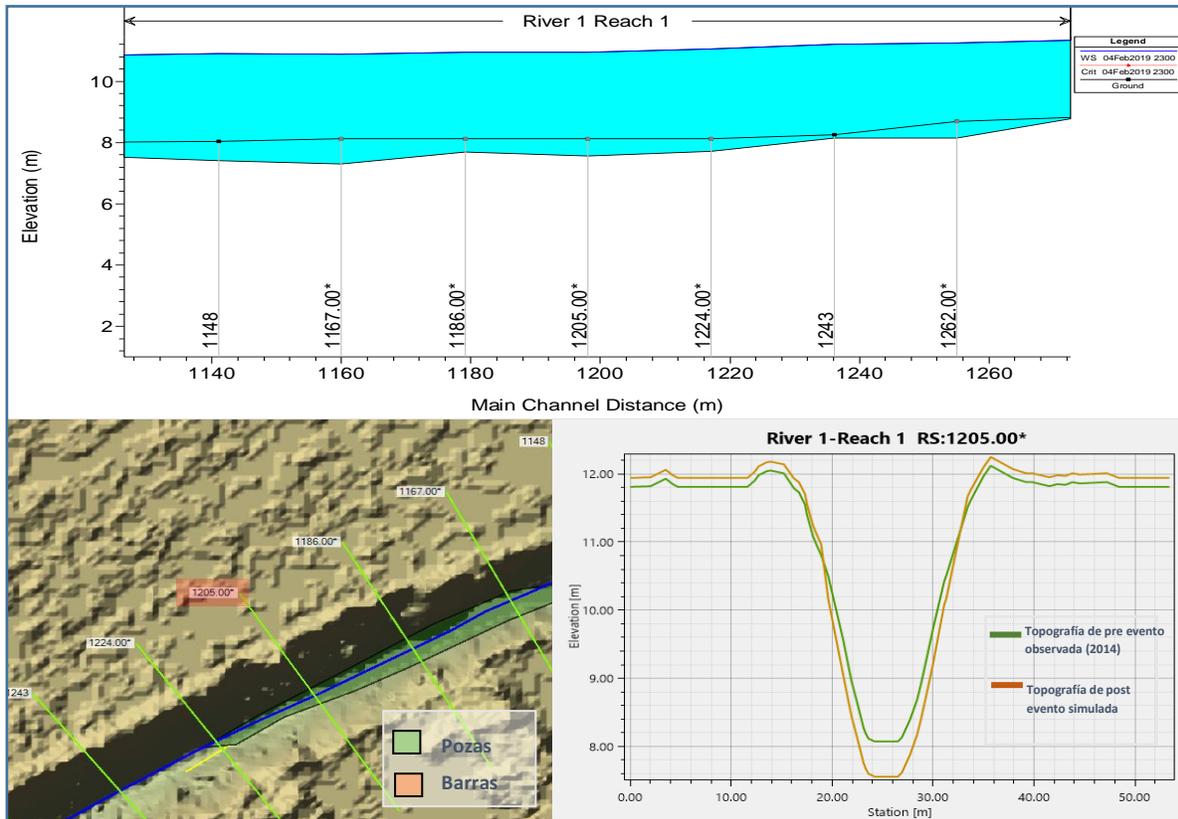


Figura 66. Formas del lecho sección transversal 1205 tras calibración.

Tabla 9. Formas de lecho (geoformas) simulado vs observado.

ST Aguas arriba	ST Aguas abajo	Forma observada	Resultado Simulación	Forma simulada	Observaciones
6567.50	6527.00	Barra	Ligera erosión	Poza y barra, pero desplazada	El modelo genera esta barra a partir de la ST 6557 y hacia aguas arriba. La genera del mismo tamaño longitudinal, si bien desplazada esos metros.
6527.00	6467.00	Barra interna/ poza externa predominante	Erosión entre barras de aguas arriba y aguas abajo	Poza fundamentalmente	Predomina en dimensión principal la zona de poza. El modelo genera la zona de poza predominante, si bien al final del subtramo, genera una pequeña barra.
6110.40	6058.00	Poza	Erosión y generación de vado	Poza	La poza generada en el modelo es un poco más extensa que la realmente observada, de mayor longitud.
6058.00	6038.67	Barra	Sigue la poza en el modelo	Poza	La barra observada es de escasa altura. El modelo no la reproduce.
6000.00	5958.00	Barra puntual en curva	Zona de deposición	Barra	El modelo reproduce la barra en la zona, si bien está distribuida en toda la ST al ser un modelo 1D.
5958.00	5938.00	Poza	Zona de erosión	Poza	El modelo reproduce esta pequeña poza aguas debajo de la barra anterior.
5778.00	5738.00	Barra	Zona mixta de deposición y erosión	Pequeña barra en zona ligeramente erosionada	Durante el evento, el modelo primero deposita y luego erosiona parcialmente, quedando finalmente lo dicho.
5699.00	5680.00	Barra	Acumulación de sedimento	Barra	El modelo reproduce la misma barra, mismas dimensiones, en el mismo sitio.

5549.00	5519.00	Barra puntual en curva	Acumulación de sedimento	Inicio barra extremo aguas abajo	El modelo reproduce la barra ligeramente desplazada hacia aguas abajo.
5549.00	5504.00	Poza en zona ext. curva	Erosión en porción aguas arriba	Zona de poza en porción más aguas arriba	El modelo presenta una sucesión en línea. Al ser 1D en una misma sección no puede representar erosión y deposición.
5194.00	5159.00	Barra longitudinal	Zona predominantemente de erosión con algo de deposición al final de la simulación	Poza entre barras con ligera acumulación posterior en zona central	El modelo reproduce barras laterales
4969.33	4949.50	Poza	Zona de erosión	Poza	Bien formada y localizada en el modelo.
4860.00	4806.33	Barra	Zona mixta de deposición y erosión	Vado	No llega a formarse claramente la barra en el modelo.
4600.00	4583.67	Poza	Zona de erosión predominante	Poza	El modelo es un modelo 1D, en una misma sección, o reproduce una geoforma o la otra.
4600.00	4567.33	Barra	Zona de erosión predominante	Poza	El modelo es un modelo 1D, en una misma sección, o reproduce una geoforma o la otra.
4531.00	4471.00	Barra	Zona de erosión predominante	Poza	El modelo no reproduce la barra.
4471.00	4436.50	Poza	Zona de erosión predominante	Poza	El modelo reproduce bien la zona de poza.
4341.00	4306.00	Barra	Zona de erosión predominante	Poza	El modelo no reproduce la barra.
4011.00	3958.50	Barra longitudinal	Zona de acumulación/deposición	Barra somera	El modelo acumula sedimento tras una primera fase erosiva.

CAPITULO IV. CONCLUSIONES

El presente estudio aborda los cambios morfológicos del torrente de San Miguel tras producirse una avenida, a través de la modelación hidráulica y sedimentológica. Tras el desarrollo del estudio, se presentan a continuación las conclusiones obtenidas:

- Tras la recopilación de información del área de estudio, el torrente de San Miguel, en los 7 kilómetros que abarca el tramo de estudio presenta un cauce rectilíneo (sinuosidad <1.5). Geomorfológicamente están divididas por el puente de la autovía Ma-13 en dos zonas. Aguas arriba del puente se tiene una geomorfología con algunas curvas muy marcadas, siendo los taludes en la mayoría de los casos de hormigón o de piedra seca. El ancho del cauce varía considerablemente, debido a la deposición de sedimentos y a la vegetación que ha ido creciendo en los márgenes. Además, presenta un pendiente más acusada que el tramo de aguas abajo provocando mayor poder erosivo y de deposición. Por otro lado, aguas abajo del puente, el torrente es menos sinuoso y presenta secciones más estables con taludes de hormigón que se extienden en casi todo el tramo. El ancho del cauce es mucho mayor que en el tramo de aguas arriba.
- El modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS en su versión 5.0.5, ha sido capaz de representar el comportamiento hidráulico del torrente de San Miguel, para el evento del 8 de octubre de 1990, hasta cierto punto. Si bien es cierto, tras la calibración en función de las rugosidades de encauzamiento lateral se ha logrado mejorar el modelo inicial, los resultados en cuanto a calados fueron satisfactorios sobre todo en secciones que se encontraban en el tramo 1 (primeros 4.5 kilómetros visto de aguas arriba hacia aguas abajo); sin embargo, en el tramo 2 (2.5 kilómetros posteriores) los calados no representaron el modelo observado, debido al ingreso del caudal aguas abajo del puente provenientes del desborde del torrente de Búger que no se ha podido representar en el modelo hidráulico simulado. En cuanto a las velocidades, en

el primer tramo, reproducen más velocidad que del modelo observado, mientras que, en el tramo 2, tienden a igualarse debido a los caudales que se desbordan, por lo que para ambos las velocidades se reducen. En el tramo de interés en este estudio, desde el extremo aguas arriba hasta el cruce con la Autovía Ma-13, el comportamiento reproducido, puede considerarse satisfactorio.

- Para la simulación del transporte de sedimentos, fue fundamental dotar al modelo hidráulico 1D calibrado de condiciones de contorno y datos de sedimento. En referencia a las condiciones de contorno, el hidrograma utilizado corresponde al evento de enero del 2017. Mientras que, para los datos de sedimento, se asignaron las gradaciones del lecho para cada sección transversal; sin embargo, se asignó la misma a todas las secciones debido a que era la única granulometría con la que se contaba, se tuvo en cuenta la erosión máxima observada, que estuvo en el rango de 0.5 - 1.5 metros. Por lo que se tomó como primera alternativa a considerar una erosión de 1 metro, finalmente se estableció la función de carga de fondo de Meyer-Peter y Müller (MPM) como ecuación de transporte, por el campo de aplicación.
- Tras la simulación, los resultados se han comparado con el perfil longitudinal del terreno observado (junio de 2019). El modelo simulado, tiende a reproducir más erosión de la que existe en la realidad sobre todo aguas arriba del puente de la autovía Ma-13, mientras que, aguas abajo tanto la erosión como sedimentación se asemejan considerablemente, salvo en algún tramo específico. A fin de ajustar más el modelo a la realidad, se consideró su calibración teniendo en cuenta las máximas erosiones y afloraciones de roca descritos por MEDhyCON.
- El modelo sedimentológico ha sido calibrado, teniendo en cuenta las afloraciones de roca, y las máximas erosiones vistas y medidas (2019), siendo estas para el tramo de aguas arriba de 0.5 y el tramo de aguas abajo 1. Sin embargo, pese a que mejoró los resultados de la modelación, continuaron la diferencia con el modelo observado. Cabe

precisar que las tendencias de los perfiles son muy similares, pero existen aún tramos en el cual el modelo observado presenta sedimentación y en el modelo simulado erosión, entre otros factores se puede deber a los datos de sedimentos de entrada que no se han contemplado en el modelo por falta de medición y también al modelo MDT cuyo tratamiento pueda que haya influido en los resultados.

- En cuanto a las formas del lecho, en general el modelo reproduce en localización y tipo, incluso tamaño, la mayoría de las geoformas cartografiadas por parte de MEDhyCON.
- La acumulación de sedimentos por deposición limita la capacidad hidráulica de las obras de paso y que, por ello, además, se pueden producir desbordamientos aguas arriba, que solamente pueden observarse si el modelo es también sedimentológico.
- Con todas las limitaciones señaladas, los resultados del modelo se consideran satisfactorios, pues representan suficientemente bien el perfil longitudinal del torrente tras el evento, todo desde un punto de vista general (tendencias, cotas del perfil) como desde el punto de vista de la representación de las principales geoformas observadas.
- Para mejorar el modelo, sería necesario disponer de información más detallada: mayor caracterización de las zonas de afloramiento de roca madre, mayor detalle en la granulometría por tramos, espesores más definidos de la capa de sedimentos, etc.

Se puede concluir, que el modelo propuesto es capaz de reproducir los principales cambios geomorfológicos ocurridos en el torrente de San Miguel tras el paso de la crecida de enero de 2017 y que, por tanto, puede ser de interés, en la reproducción de futuros escenarios, consecuencia de otras posibles avenidas.

Este trabajo muestra las grandes capacidades que presentan hoy en día los modelos de flujo en lámina libre con módulo de transportes de sedimentos. Incluso en el caso de un modelo unidimensional, y centrando el foco en el lecho del cauce, el modelo permite predecir las zonas donde se producirán las mayores erosiones y deposiciones frente a un cierto caudal (que puede relacionarse con los distintos periodos de retorno). De esta manera, se pueden simular distintos escenarios, debidos a cambios naturales o antrópicos en la cuenca, y detectar a priori cuáles serán las zonas más susceptibles de sufrir cambios morfológicos, y poder proponer las actuaciones de ingeniería fluvial necesarias para minimizar los efectos negativos que se deriven de ellos.

Thamy Lila Pezet Cahuin

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ackers, P., & White, W. R. (1973). Transporte de sedimentos: nuevo enfoque y análisis [Sediment transport: new approach and analysis]. *Journal of the Hydraulics Division-ASCE*, 99(11), 2041–2060.
- Alexander, E., Battikk, M., Castillo, C., Mendoza, A., Poveda, J., & Vásquez, E. (2016, julio 22). *Métodos numéricos para la predicción de inundaciones*. Retrieved from Revista de iniciación científica: <http://revistas.utp.ac.pa/>
- Bagnold, R. A. (1966). Una aproximación al problema del transporte de sedimentos desde la física general [An approach to the sediment transport problem from general physics]. *USSGS Professional Paper 422-J*.
- Barragán, H., & Carranza, V. M. (2010). *Evaluación del transporte de sedimentos en el puente del río negro tramo Tobía -Nimaíma*. Universidad de la Salle.
- Basile, P. A. (2000). *Modelo matemático hidro-morfo-sedimentológico para ríos con lechos constituidos por sedimentos de granulometría extendida. XX Congreso latinoamericano de hidráulica*. Rosario, Argentina.
- Basile, P. A. (2018). *Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales* (1° edición). Rosario, Argentina: UNR Editora.
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez-Cendón, E., ... Coll, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 30(1), 1–10. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>
- Brunner, G. W. (2016a). *Manual del usuario del sistema de análisis de ríos HEC-RAS [HEC-RAS River Analysis System User 's Manual]*.
- Brunner, G. W. (2016b). *Sistema de análisis de ríos HEC-RAS [HEC-RAS River Analysis System]*.
- Chacha, B. (2019). *Análisis de la peligrosidad de inundación de Sa Pobla por desbordamiento de los torrentes de San Miguel y Búger, Mallorca (Islas Baleares)*. Universidad Politécnica de Valencia.
- Chang, H. H. (2008). *Fluvial processes in river engineering*. Malabar, Florida: Krieger publishing company.
- Colby, B. R. (1964). Descarga de arenas y relaciones de velocidad media en arroyos de lecho de arena [Discharge of sands and mean-velocity relationships in sand-bed streams]. *UGS Professional Paper 462-A*.
- Cutillas, F. M. (2015). *Análisis y evaluación del transporte de sedimentos en la Rambla del Albuñón*. Universidad Politécnica de Cartagena.

- Delgado Parra, A. (2016). *Modelización 1D, 1D/2D y 2D de la inundabilidad en el meandro de Sant Boi de Llobregat mediante la nueva aplicación Hec-ras 5.0*. UPC Barcelonatech.
- DHI. (2019). *MIKE*. Obtenido de <https://www.mikepoweredbydhi.com/products/mike-11>
- DuBoys, P. (1879). Le Rhone et les rivieres a lit affouillable. In *Annales des Ponts et Chaussees, Series* (Vol. 5, pp. 141–195).
- Einstein, H. A. (1950). *La función de carga de lecho para el transporte de sedimentos en caudales abiertos [The bed-load function for sediment transportation in open channel flows]*. *Technical Bulletin 1026*.
- Engelund, F., & Hansen, E. (1967). *Una monografía sobre el transporte de sedimentos en arroyos aluviales [A monograph on sediment transport in alluvial streams]*. *Technical University of Denmark Ostervoldgade 10*,. Copenhagen, Denmark: TEKNISKFORLAG Skelbreggade 4 Copenhagen V, Denmark.
- Engineers, U. t. (2019). *Hydrologic Engineering Center*. Obtenido de <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>
- Espinoza, I. (2011). *Paralelización del modelo hidrodinámico y de transporte de sedimentos Shal2D*. Universidad Central de Venezuela.
- Exner, F. M. (1925). On the interaction between water and sediment fluxes. (en Alemán). *Akad. Wiss. Wien Math. Naturwiss. Klasse*, 134(2a), 165–204.
- Fernandez Luque, R., & Van Beek, R. (1976). Erosión y transporte de sedimentos de lecho [Erosion and transport of bed-load sediment]. *Journal of Hydraulic Research*, 14(2), 127–144.
- Fuster, J. (1973). *Estudio de los recursos hidráulicos totales de Baleares. Informe de síntesis general. M. Obras Públicas, M4. Industria, M* (Vol. 1). Islas Balerares, España.
- Grimalt, M., & Rodriguez, A. R. (1991). *Análisis de las inundaciones de 1990 en la vertiente de Alcudia [Anàlisi de les inundacions de 1990 al vessant d'Alcúdia]*. Palma de Mallorca.
- Lane, E. W. (1955). Importancia de la morfología fluvial en la ingeniería hidráulica [Importance of fluvial morphology in hydraulic engineering]. *Proceeding of the American Society of Civil Engineers*, 81(745), 1–17.
- Lane, E. W. (1957). Un estudio de la forma de los canales formados por corrientes naturales que fluyen en material erosionable [A study of the shape of channels formed by natural streams flowing in erodible material]. *MRD Sediment Series; No. 9*.
- Laursen, E. M. (1958). La carga total de sedimentos de las corrientes [The total sediment load of streams]. *Journal of the Hydraulics Division. ASCE*, 84(1), 1–36.
- Leopold, L. B., & Wolman, M. G. (1957). *Patrones de canales fluviales: trenzado, serpenteante y recto [River channel patterns: braided, meandering, and straight]*. United State Government Printing Office.

- Martín Vide, J. P. (2006). *Ingeniería de ríos* (2ª ed.). Barcelona: Barcelona : Edicions UPC, 2006.
- Martínez, E. (2001). *Hidráulica fluvial, principios y práctica*. Madrid: Bellisco.
- McNown, J. S., & Malaika, J. (1950). Efectos de la forma de las partículas en la velocidad de sedimentación en números bajos de Reynolds [Effects of particle shape on settling velocity at low Reynolds numbers]. *Eos, Transactions American Geophysical Union*, 31(1), 74–82.
- MEDhyCON. (2018). *Respuesta geomorfológica de la cuenca de Sant Miquel: Aplicación de modelos hidráulicos 2D (IBER). Propuesta de colaboración de MEDhyCON y el laboratorio de Hidráulica y Obras hidráulicas*. Islas Baleares, España.
- Mendoza López, F. A. (2014). *Modelación del transporte de sedimentos en cauces de alta pendiente, aplicación al río Las Cruces, Calimaya Estado de México*. Universidad Autónoma del Estado de México. Universidad Autónoma del Estado de México.
- Meyer-Peter, E., & Müller, R. (1948). Fórmulas para el transporte de carga [Formulas for bed-load transport]. In *Proceedings of 3rd Congress* (pp. 39–64). Sweden: International Association of Hydraulic Research.
- Molsave, G. (1995). *Hidrología en la ingeniería* (Segunda edición ed.). Bogota, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Nácher Rodríguez, B., & Vallés Morán, F. J. (2018). Tema 4: Formas de lecho. Valencia, Valencia, España.
- Nácher Rodríguez, B., & Vallés Morán, F. J. (2018). Tema 6: Inicio del transporte sólido. Valencia, Valencia, España.
- Nácher Rodríguez, B., & Vallés Morán, F. J. (2018). Tema 7: Transporte de sedimentos. Valencia, Valencia, España.
- Nácher Rodríguez, B., & Vallés Morán, F. J. (2018). Tema 9: Herramientas de análisis. Modelación Matemática. Valencia, Valencia, España.
- Nácher Rodríguez, B., & Vallés Morán, F. J. (2018). Modelos Mixtos 1D Y 2D. Valencia, Valencia, España.
- Nielsen, P. (1992). *Capas limítrofes del fondo costero y transporte de sedimentos [Coastal bottom boundary layers and sediment transport]* (Vol. 4). World scientific.
- Ortiz, E., Fernandez, J., & Domínguez, C. (1996). *Hidráulica fluvial*. (J. F. Fernández Bono, C. Domínguez Sánchez, & U. P. de V. D. de I. H. y M. Ambiente, Eds.). Valencia: Valencia : Universidad Politécnica de Valencia, 1996.
- Pacheco, E. A., & Carrillo, V. M. (2014). Transporte de fondo potencial mediante estudio en modelo físico de lecho móvil. In *I Congreso de Ciencias e Ingeniería*. Universidad de Cuenca.

- Reyes Trujillo, A., Barroso, F. U., & Carvajal Escobar, Y. (2010). *Guía básica para la caracterización morfométrica de cuencas hidrográficas*. Programa Editorial UNIVALLE.
- Rocha, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial* (1° edición). Lima, Perú: Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Schoklitsch, A. (1930). *Manual de ingeniería hidráulica [Handbuch des Wasserbaues]*. Vienna, Alemania: J. Springer.
- Schoklitsch, A. (1950). *Manual de ingeniería hidráulica [Handbuch des Wasserbaues]* (2da edición). J. Springer.
- Shields, A. (1936). Aplicación de la mecánica de similitud y la investigación de turbulencias al movimiento de sedimentos [Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung], 26.
- Te Chow, V. (1959). *Hidráulica de canales abiertos [Open-channel hydraulics]* (Vol. 1). McGraw-Hill New York.
- Toffaleti, F. B. (1969). Cálculo definitivo de la descarga de arena en ríos [Definitive computation of sand discharge in rivers]. *Journal of the Hydraulics Division ASCE*, 95(1), 225–248.
- U S Interagency Committee. (1957). Algunos fundamentos del análisis del tamaño de partículas [Some fundamentals of particle size analysis]. *A Study of Methods Used in Measurement and Analysis of Sediment Loads in Stream. Subcommittee on Sedimentation. Interagency Committee on Water Resources, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory Minneapolis, Report*, (12).
- Van Rijn, L. C. (1984). Transporte de sedimentos, parte II: transporte de carga suspendida [Sediment transport, part II: suspended load transport]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11), 1613–1641.
- Yang, C. T. (1972). Flujo unitario de potencia y transporte de sedimentos [Unit stream power and sediment transport]. *J. Hydr. Div., ASCE*, 98(10), 1805–1826.