

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA**

**INSTITUTO DE INGENIERÍA**

Maestría y Doctorado en Ciencias e Ingeniería



**Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia  
del Delta del Río Colorado**

**TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE:**

**DOCTORA EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:**

**M.I. Jesús Eliana Rodríguez Burgueño**

**DIRECTOR:**

**Dr. Jorge Ramírez Hernández**

**A mi padre:**

*José Antonio Rodríguez Ramírez*

*Ama la vida, afróntala, porque, buena o mala, no tenemos otra.*

*Friedrich Nietzsche*

## Agradecimientos

A mi familia por brindarme su paciencia y apoyo, por esperar y comprender, por ser el impulso. Gracias a mi madre, padre e Iván por ser quienes no dejaron de insistir y no me dejaron nunca desistir.

A mis compañeros y amigos que recorrieron este camino junto conmigo, apoyando en la realización de los trabajos de campo, recopilación de información y por su presencia en cada etapa de esta investigación. A cada uno que integro e integra el grupo de trabajo de campo de Ciencias de la Tierra.

Al Dr. Jorge Ramírez y la Dra. Margaret Shanafield, por ser guías y maestros, por el gran apoyo y confianza brindada.

Al Dr. Richard Niswonger del Servicio Geológico de los Estados Unidos por todo el apoyo en la realización de esta investigación, por la asesoría técnica y científica que apporto al proyecto.

A la Dra. Saskia Noorduijn, Dra. Eloise Kendy, Dr. Karl Flessa, Dra. Jennifer Pitt, Dr. Jeff Kennedy, Dr. James Callegary, Dr. Osvel Hinojosa, Dr. Jeff Milliken, Dr. Francisco Zamora, y a cada uno de los integrantes del grupo binacional de científicos de la Minuta 319.

A la Comisión Internacional de Límites y Aguas de México, por financiar este proyecto, al Ing. Francisco Bernal, Ing. Alfredo de la Cerda, Ing. Adriana Resendez.

A CONACyT por la beca brindada para la realización y culminación de esta investigación, además por proporcionar apoyo para las estancias de investigación. Numero de becario: 236572.

Al personal académico y administrativo del Instituto de Ingeniería que me brindó su apoyo.

A cada persona que apporto experiencias a este proyecto, mil gracias.

## Contenido

<b>Capítulo I. Introducción.....</b>	<b>12</b>
<b>Capítulo II. Área de estudio .....</b>	<b>14</b>
<b>Capítulo III. Elementos de la investigación.....</b>	<b>15</b>
<b>3.1 Objetivo general .....</b>	<b>15</b>
3.1.1 Objetivos particulares.....	15
3.1.2 Objetivo metodológico .....	15
<b>3.2 Metas .....</b>	<b>15</b>
3.2.1 Para el objetivo particular 1.....	15
3.2.2 Para el objetivo particular 2.....	16
3.2.3 Para el objetivo particular 3.....	16
3.2.4 Para el objetivo particular 4.....	16
<b>3.3 Hipótesis .....</b>	<b>16</b>
3.3.1 Hipótesis general.....	16
3.3.2 Hipótesis de investigación .....	16
<b>Capítulo IV. Antecedentes .....</b>	<b>18</b>
<b>Capítulo V. Marco teórico – conceptual .....</b>	<b>23</b>
<b>5.1 Hidrología.....</b>	<b>23</b>
<b>5.2 Hidrología superficial .....</b>	<b>23</b>
5.3.1 Flujos.....	23
5.3.2 Rugosidad.....	24
<b>5.3 Hidrología subterránea .....</b>	<b>26</b>
5.4.1 Agua subterránea. ....	26
5.4.2 Acuífero.....	27
5.4.3 Sistemas de flujo .....	27
<b>5.4 Modelación y simulación.....</b>	<b>27</b>
5.4.4 Modelo.....	28
5.4.5 Modelación. ....	29
5.4.6 MODFLOW. ....	29
5.4.6.1. Derivación de la ecuación en diferencias finitas. Modelo Matemático.....	31
5.4.7 MODFLOW-NWT .....	35
5.4.8 Onda difusa (DFW) .....	37
5.4.9 Paquetes de condiciones de frontera y post-procesos. ....	39
5.4.7.1. Refinamiento Local de la Malla versión 2 (LGR v2).....	40
5.4.7.2. Código ModelMuse .....	41
<b>Capítulo VI. Metodología .....</b>	<b>43</b>
<b>6.1 Trabajo de campo. ....</b>	<b>43</b>
6.1.1 Agua subterránea.....	43

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

---

6.1.2	Agua superficial.....	44
<b>6.2</b>	<b>Trabajo de gabinete.....</b>	<b>45</b>
6.2.1.	Agua superficial.....	45
6.2.2.	Relieve topográfico.....	45
6.2.3.	Agua subterránea.....	46
6.2.3.1	Suelo.....	47
6.2.3.2	Modelación geohidrológica.....	47
6.2.3.3	Modelo general del sistema de agua subterránea del acuífero del Valle de Mexicali.....	48
6.2.3.4	Infiltración.....	48
6.2.4.1	Modelización MODFLOW DFW.....	51
6.2.4.2	Análisis de sensibilidad del modelo.....	52
<b>Capítulo VII.</b>	<b>Resultados y discusión.....</b>	<b>53</b>
7.1	Agua subterránea.....	54
7.2	Agua superficial.....	57
7.3	Modelación geohidrológica-superficial (Modelo DFW).....	60
7.4	Simulación de escenarios de flujo base.....	68
7.5	Análisis de sensibilidad del modelo.....	70
7.6	Infiltración.....	74
7.7	Propuesta de hidrograma.....	78
<b>Capítulo VIII.</b>	<b>Conclusiones.....</b>	<b>84</b>
<b>Capítulo IX.</b>	<b>Recomendaciones.....</b>	<b>86</b>
<b>Capítulo X.</b>	<b>Bibliografía.....</b>	<b>87</b>

## Índice de figuras

Figura 1.	Área de estudio comprendida de 43 km de cauce del RC, denominada como la zona seca del cauce. ....	14
Figura 2.	Delta del RC, delimitación tomada de Sykes, 1937 (Rodríguez-Burgueño, 2012). ....	20
Figura 3.	Modelo de flujo subterráneo, caracterización de los componentes que actúan en la solución de la ecuación de flujos de agua subterránea bajo el régimen de utilización de celdas (Rodríguez-Burgueño, 2012). ....	30
Figura 4.	Tipos de fronteras en modelos de MODFLOW (Rodríguez-Burgueño, 2012) ....	31
Figura 5.	Volumen elemental representativo (Rodríguez-Burgueño, 2012). ....	32
Figura 6.	Malla de refinamiento local, representación de la generación de la malla local a partir de una malla regional (Mehl y Hill, 2013). ....	40
Figura 7.	Interfase ModelMuse (Winston, 2009) ....	42
Figura 8.	Nivelación de brocales de piezómetros con equipo GPS GR5. ....	43
Figura 9.	Medición manual de piezómetro. ....	44
Figura 10.	Ejemplo de obtención de topografía de secciones transversales del cauce con la información recaba con LiDAR. ....	45
Figura 11.	Ejemplificación de cálculo de geometría en ArcGis, cada línea es una profundidad de agua en el río. ....	46
Figura 12.	Dominio del modelo Padre (Rodríguez-Burgueño, 2012) y delimitación del modelo Child (DFW, zona seca del río). ....	47
Figura 13.	Determinación de la ubicación de los tramos y segmentos en la malla del modelo Child y la elevación de acuerdo a LiDAR. ....	49
Figura 14.	Dominio del modelo DFW, condición de frontera GHB. ....	51
Figura 15.	Numeración de segmentos del modelo incluyendo el cauce principal, meandros del río y canal piloto. ....	52
Figura 16.	Kilometraje de acuerdo al eje del cauce principal del río iniciando en 0 km en Presa Morelos, la zona de estudio inicia aproximadamente en el km 21.5 finalizando en el km 62. ....	53
Figura 17.	Localización geográfica del frente del agua en la zona seca del río a su paso por el sitio DMS-6 (km 46.5) el día 28 de marzo a las 12:00:06 h, vista hacia aguas arriba. ....	57
Figura 18.	Registro del avance del agua aguas abajo de la Presa Morelos, durante el flujo pulso 2014. ....	58
Figura 19.	Ubicación de regletas y mediciones de caudal, dentro del área de estudio. ....	58
Figura 20.	Nivelación de base para regleta. ....	59
Figura 21.	Monitoreo de regletas, búsqueda de sensor para descarga de datos. ....	59
Figura 22.	Descarga en Presa Derivadora Morelos durante todo el flujo pulso, datos proporcionados por CILA y flujo calculado a partir de la información recabada en	

	la regleta RS1-6 por Salcedo (2016). Indicar que las líneas son solo gráficas no tienen que ver con los valores de las descargas. ....	59
Figura 23.	Valores de conductividad hidráulica de saturación en el lecho de río obtenidos de la calibración del modelo, las líneas representan la ubicación en kilómetros de los meandros, canal piloto y canal del Km 27.....	61
Figura 24.	Relación entre el frente del agua superficial observado y calculado de cada segmento en cada periodo de estrés. ....	61
Figura 25.	Relación de tirantes calculados y observados en los sitios de monitoreo de agua superficial. ....	62
Figura 26.	Variación temporal del nivel de agua en el río (profundidad o tirante) calculado (rombo rojo) y observado (circulo azul), en cada sitio de medición. ....	63
Figura 27.	Relación de caudales calculados y observados. ....	64
Figura 28.	Hidrogramas en sitios de monitoreo de flujo superficial, calculado (triangulo rojo) y observado (cuadrado amarillo). ....	65
Figura 29.	Variación temporal del nivel freático calculado (cruz azul) y observado (circulo azul), en algunos de los piezómetros utilizados para la comparación de resultados.....	66
Figura 30.	Diferencias entre nivel freático observado y calculado por el modelo para cada periodo de estrés simulado.....	67
Figura 31.	Relación de la elevación del nivel de agua subterránea calculado y observado.....	67
Figura 32.	Superficie de nivel de agua subterránea para el periodo de estrés 2 (PS 2) y 43 (PS 43), inicio y final de la simulación, respectivamente. ....	68
Figura 33.	Ubicación de sitio de medición Pachuca, durante las descargas de flujo base..	69
Figura 34.	Resultado del frente simulado y calculado para los escenarios del flujo base. ..	69
Figura 35.	Relación de tirante observado y calculado con las variaciones de la conductividad hidráulica del lecho del río, a) reduciendo en un 10% la conductividad hidráulica calibrada del lecho del río y b) sumando un 10% de la conductividad hidráulica del lecho del río, obtenida de la calibración. ....	70
Figura 36.	Relación tirante calculado y observado modificando la conductividad hidráulica horizontal del acuífero de 1.1656E-03 m/s a 5.17E-03 m/s.....	71
Figura 37.	Relación de tirante calculado y observado modificando el rendimiento específico a) utilizando 0.20 y b) siendo 0.29.....	71
Figura 38.	Relación de tirante calculado y observado modificando el rendimiento específico. ....	72
Figura 39.	Relación de tirante calculado y observado modificando el valor de anisotropía a) 0.5 y b) 1.5. ....	73
Figura 40.	Flujo vertical resultado de cada en cada periodo de estrés simulado y para cada tramo de segmento. Las líneas representan la ubicación de los meandros, canal piloto y canal del Km 27 en kilómetros de río. ....	74
Figura 41.	Volumen acumulado diario, retenido (datos monitoreados) e infiltrado (datos calculados). ....	77

Figura 42.	Flujo o caudal superficial monitoreado (dato de entrada al inicio geográfico del modelo) y flujo vertical (infiltración calculada con el modelo) diario. ....	77
Figura 43.	Hidrograma descargado en Presa Derivadora Morelos durante el flujo base 2014 y el hidrograma resultante en el sitio de aforo ubicado a 20.6 km aguas abajo de la presa (aproximadamente 700 m aguas arriba del inicio del tramo seco). Los datos de caudal en la Presa Morelos y en el sitio de aforo son datos preliminares y no han sido validados por ninguna agencia gubernamental, son utilizados únicamente como ejercicio para la propuesta de escenarios de inundación. ....	78
Figura 44.	Hidrograma descargado en Presa Derivadora Morelos durante el flujo base 2014 y el hidrograma resultante en el sitio de aforo ubicado a 20.6 km aguas debajo de la presa y alrededor de 700 m aguas arriba del inicio del tramo seco. La línea no indica que es un caudal continuo, solo es representación gráfica. ....	79
Figura 45.	Tirante resultante de la modelación de los hidrogramas propuestos a) escenario 1 y b) escenario 2. ....	80
Figura 46.	Volumen infiltrado diario estimado de los resultados de la modelización de los escenarios 1 y 2. ....	82
Figura 47.	Tirante de agua debajo del puente vehicular Mexicali-San Luis Río Colorado resultado de la modelación de los escenarios de descarga 1 y 2. ....	83

### Índice de tablas

Tabla 1.	Valores para el coeficiente de Rugosidad mediante la ecuación de Cowan (1956). ....	26
Tabla 2.	Ejemplificación de estructuración de DFW. A) Identificación de segmentos y tramos con su longitud y pendientes, además de codificación de parámetros físicos y de solución. B) Datos de las relaciones geométricas de cada segmento para cada periodo de estrés. ....	50
Tabla 3.	Coordenadas geográficas y registros de nivel freático de piezómetro ubicados en la zona de estudio. ....	55
Tabla 4.	Continuación tabla 3. Coordenadas geográficas y registros de nivel freático de piezómetro ubicados en la zona de estudio. ....	56
Tabla 5.	Modificación de propiedades geohidrológicas del modelo del sistema acuífero. ....	60
Tabla 6.	Tabla de resultados del modelo DFW, flujo vertical calculado y caudal superficial descargado monitoreado al inicio del modelo para cada periodo de estrés (PS), además el volumen infiltrado en cada PS y el acumulado calculado obtenidos del modelo. ....	75
Tabla 7.	Caudal (Q) y volumen (V) obtenidos del monitoreo del flujo pulso, 2014. ....	76
Tabla 8.	Volumen retenido calculado con los datos de volúmenes monitoreados durante el periodo de análisis del flujo pulso. ....	76
Tabla 9.	Volumen infiltrado acumulado resultante del escenario 1. ....	81
Tabla 10.	Volumen infiltrado acumulado obtenido del escenario 2. ....	81

## Índice de ecuaciones

Ecuación 1.....	31
Ecuación 2.....	32
Ecuación 3.....	32
Ecuación 4.....	32
Ecuación 5.....	32
Ecuación 6.....	32
Ecuación 7.....	33
Ecuación 8.....	33
Ecuación 9.....	33
Ecuación 10.....	33
Ecuación 11.....	34
Ecuación 12.....	34
Ecuación 13.....	34
Ecuación 14.....	34
Ecuación 15.....	36
Ecuación 16.....	37
Ecuación 17.....	38
Ecuación 18.....	38
Ecuación 19.....	39
Ecuación 20.....	39
Ecuación 21.....	39

### Resumen

Antes de la regulación excesiva aguas arriba de su desembocadura, el Río Colorado, daba vida a uno de los estuarios desérticos más grandes del mundo denominado el Delta del Río Colorado. Debido a esta falta de flujos, un esfuerzo voluntario de entregar flujos ambientales a la parte mexicana del río fue posible gracias al acuerdo binacional denominado Minuta 319 acuerdo entre México, Estados Unidos y asociaciones de la sociedad civil, en esta acta se estipula un programa piloto de entrega de flujos ambientales en un periodo de 5 años, este programa se dividió en dos eventos, uno que simulará las descargas naturales que recibía el río en primavera en una entrega única de  $130 \times 10^6 \text{ m}^3$  al que se le llamo flujo pulso; y otro evento que permitiría la sobrevivencia de las especies nativas establecidas en la ribera del río y otros sitios específicos con un volumen de  $60 \times 10^6 \text{ m}^3$  entregados a diferentes tiempos y volúmenes dentro de los 5 años de duración del programa.

La evaluación de la respuesta hidrológica a estas descargas de flujos ambientales es parte fundamental de los compromisos establecidos en la Minuta 319, pero además, es información indispensable para el mantenimiento, manejo y planeación de esfuerzos de restauración. En este trabajo se desarrolló un modelo acoplado de agua subterránea y superficial en la zona seca del río de aproximadamente 43 km de longitud, utilizando la rutina de onda de difusión (DFW) con MODFLOW, este modelo es capaz de simular flujos superficiales, infiltración variable espacial y temporalmente, atenuación de la onda de flujo, y la relación de descargas superficiales con el acuífero; componentes esenciales para el diseño de flujos ambientales futuros. Se discretizó el río en 114 segmentos y 558 tramos, se simularon 43 descargas de flujos ambientales calibrando la conductividad hidráulica del lecho del río obteniendo valores de entre  $2.45\text{E-}06$  a  $3.39\text{E-}02 \text{ m/s}$ . Resultado de la simulación acoplada con valores de entrada de los flujos derivados durante el periodo del 24 al 29 de marzo durante el evento del flujo pulso, los cuales variaron de 3.99 a  $88.54 \text{ m}^3/\text{s}$ , se obtuvieron caudales verticales (flujo vertical o infiltración) de hasta  $1.25 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Del periodo simulado (24 de marzo a las 00:40 h al 02 de abril a las 08:02 h) se calculó que se infiltró un volumen acumulado de aproximadamente  $12.427 \text{ hm}^3$ . El volumen retenido calculado entre el sitio RS1-6 al DMS-6 con los caudales monitoreados durante el 24 al 29 de marzo fue de  $47.77 \text{ hm}^3$ . Los flujos verticales mayores fueron ubicados entre los km 38 al 43, donde el cauce del río inicia su bifurcación en meandros, cauce principal y canal piloto; en esta zona también se observó una mayor extensión de la inundación. En el primer hidrograma propuesto (escenario 1) suponemos que se descargaron  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  constantes durante 10 días desde la Presa Derivadora Morelos, un total de  $17.28 \text{ hm}^3$ , el segundo escenario, un hidrograma con variaciones de caudal de entre  $5.0$  y  $20.0 \text{ m}^3/\text{s}$  derivados desde Presa Morelos con pequeños pulsos de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  el volumen total descargado es igual a la propuesta anterior, al inicio del tramo seco se estimaron flujos de entre  $1.50$  y  $16.24 \text{ m}^3/\text{s}$  la simulación se realizó para un total de 13

días de flujo superficial y 7 días de no flujo. De la propuesta 1 del total de 11.59 hm<sup>3</sup> descargados en la zona seca se calculó que se infiltrarían alrededor de 98.8% durante un periodo de 21 días, llegando los flujos de entrada a 0 m<sup>3</sup>/s duraría alrededor de 7 días infiltrando con una respuesta del acuífero de alrededor de 4.0 m. Para el escenario 2 de los 10.88 hm<sup>3</sup> descargados en la zona seca se calculó que se infiltrarían alrededor de 99% durante un periodo de 21 días, llegando los flujos de entrada a 0 m<sup>3</sup>/s duraría alrededor de 5 días infiltrando, con una respuesta del acuífero de alrededor de 3.5 m. Una elongación de 3 días de descarga desde la Presa Morelos (escenario 2) permitiría prolongar la presencia de agua superficial durante 1 día y mantener un tirante regular entre segmentos, además, de permitir que el frente del agua avance con mayor velocidad (2 km/d). Se concluye que para fines de recreación se puede optar por un hidrograma de flujos variables menores a 20 m<sup>3</sup>/s para evitar el desbordamiento de la zona de inundación a terrazas altas y con ello disminuir el efecto de infiltración por extensión de la inundación.

### Capítulo I.        **Introducción.**

Necesitamos y valoramos los ríos por una serie de razones, algunas espirituales, algunas estéticas y algunas prácticas. Sin embargo, sólo recientemente la comprensión científica de lo que es un río saludable nos permite captar que tan críticos son los ríos intactos para el funcionamiento del mundo natural que nos rodea. Los ríos son más que conductos para el agua. Son sistemas complejos que hacen un trabajo complejo. Ellos incluyen no sólo el agua que fluye en sus canales, las redes de alimento y los ciclos de nutrientes que operan dentro de sus cauces y laderas, las piscinas y los humedales que se forman en sus llanuras de inundación, las cargas de sedimentos que transportan, los ricos deltas que forman cerca de su término y sus estructuras físicas, los sistemas fluviales incluyen innumerables especies de plantas y animales que en conjunto ayudan a mantenerlos sanos y en funcionamiento (Postel y Richter, 2003).

Los impactos negativos de obras realizadas en los cauces de ríos han sido ampliamente reconocidos en los últimos años. Como consecuencia de ello, se están realizando numerosos esfuerzos para devolver a los ríos a estados más naturales y restaurar los servicios de los ecosistemas perdidos. La restauración de ríos, definida como el proceso de devolución de una sección del río a un estado casi natural, se ha convertido en una prioridad para las autoridades y gestores del agua de ríos en muchos países (Woolsey et al., 2007).

La variación hidrológica juega un papel importante en la estructuración de la diversidad biótica de los ecosistemas del río o fluviales, ya que controla las condiciones principales de hábitat dentro del cauce del río, la llanura de inundación y las zonas hiporréicas (es una región por debajo y al lado de cauce, donde existe la mezcla de las aguas subterráneas poco profundas y superficiales) (Richter et al., 1997). Las fuertes conexiones entre los caudales, la llanura de inundación, el movimiento del agua subterránea aluvial, y la fluctuación de la capa freática son muy frecuentes intercediendo en el intercambio de microorganismos, de partículas, de energía y de las sustancias disueltas a lo largo del río arriba y río abajo, río-llanura de inundación, el río-zona hiporreica y dimensiones temporales de los ecosistemas riparios (Richter et al., 1997).

Muchas especies de árboles riparios son freatofitos como el álamo (*Populus fremontii*), el sauce (*Salix gooddingii*) y el pino salado (*Tamarix ramosissima*), lo que significa que extraen agua de los acuíferos o de la franja capilar encima del nivel freático. El sauce, aparentemente es freatofito obligado requiriendo aguas subterráneas poco profundas disponibles. El álamo también es freatofito, a pesar de esto puede ser capaz de tolerar niveles freáticos más profundos y fluctuantes que el sauce y utilizar una mayor cantidad de humedad del suelo por precipitación y suelos insaturados (Lite y Stromberg, 2005).

El pino salado es de raíz profunda, freatofito facultativo que obtiene agua de suelos saturados e insaturados y esta fisiológicamente adaptado a un mayor grado de estrés hídrico que el álamo y el sauce. Aunque principalmente los freatofitos en entornos

naturales de los ríos, las corrientes de flujo base pueden ser una fuente de agua para álamos, sauces y otros árboles riparios que crecen a la orilla de los ríos (Lite y Stromberg, 2005).

En los últimos 40 años, las teorías generales a escala de la conectividad de los ecosistemas fluviales han evolucionado a partir de un énfasis en gradientes longitudinales para incluir los vínculos laterales con la zona de inundación, la zona riparia y la conexión vertical con las aguas subterráneas. Las dimensiones longitudinales, laterales y verticales se han reunido en un concepto más colectivo hace relativamente poco tiempo. Ahora se reconoce que estos vectores de conectividad hidrológica y su varianza asociada sustentan casi todos los procesos de los ecosistemas y los patrones de los ríos en múltiples escalas y que la desconexión explica en gran parte la degradación ecológica de los ríos (Kondolf et al., 2006).

En los ríos, la conectividad hidrológica se refiere al agua que facilita el flujo de materia, energía y organismos dentro y entre los componentes, por ejemplo, el canal, zonas de inundación, acuífero aluvial, etc, del ecosistema. Esta conectividad hidrológica opera en dimensiones longitudinal, lateral y vertical y con el tiempo (Kondolf et al., 2006).

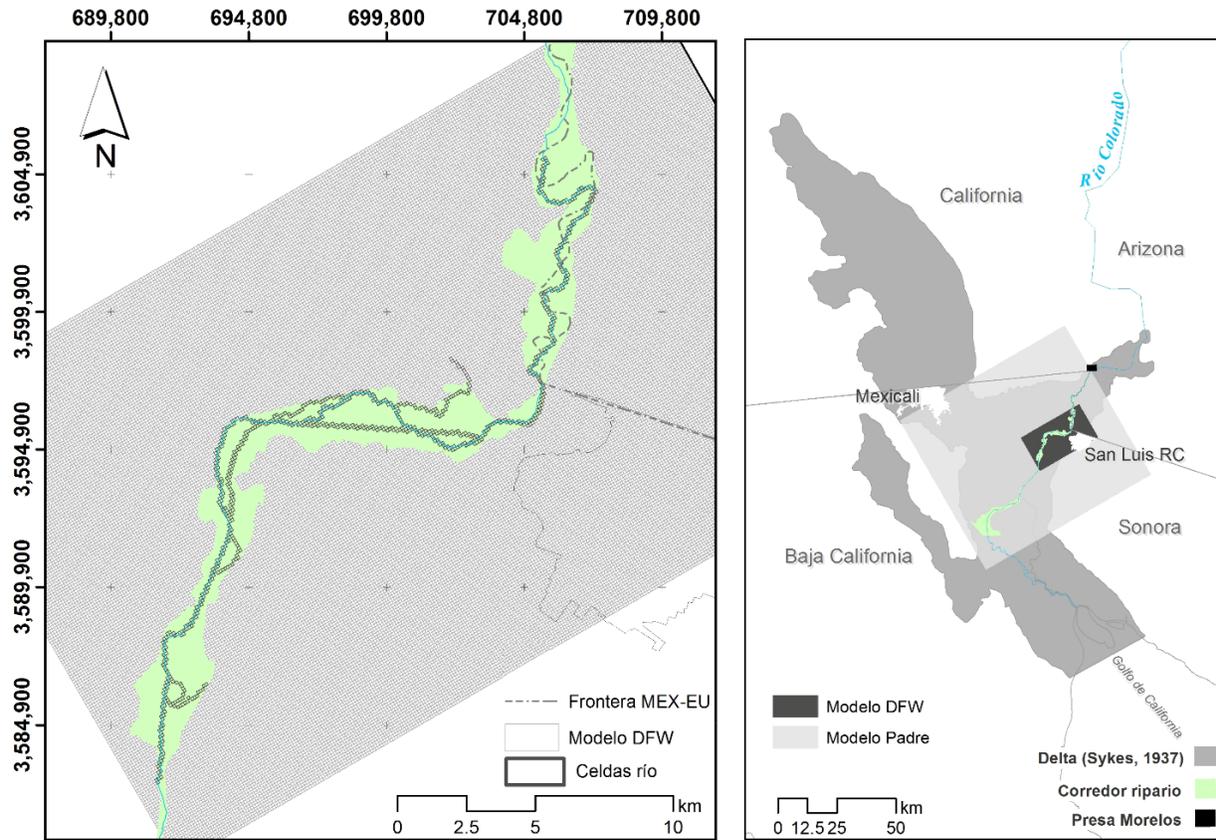
El estudio de esta compleja conectividad hidrológica aporta elementos para la restauración en los ríos. En el caso del Río Colorado, en la sección mexicana, se presenta un complejo caso de pérdida de flujos e interacciones con otras fuentes de agua.

Esta conexión se ha visto alterada por las modificaciones en algunos de los elementos primordiales en el intercambio de medios, no obstante, en los últimos años ha renacido el interés de devolver a un estado “casi natural” a esta sección del río. Esto representa un reto para los estudiosos de estas complejas relaciones, ya que se conjugan la escasez del recurso hídrico con la conservación y restauración del ecosistema.

La investigación propuesta en este documento es clave para el desarrollo de futuras acciones sobre los anteproyectos y proyectos de restauración de la zona riparia del Río Colorado, tanto de especies de vegetación nativa (álamos, sauces y mezquite) como de flujos de agua denominados flujos ambientales.

Capítulo II. Área de estudio

La sección del Río Colorado (RC) delimitada como zona de estudio de esta investigación comprende la zona seca del cauce del RC (Figura 1) que se extiende alrededor de 43 km de longitud del cauce dentro del corredor ripario del RC.



**Figura 1.** Área de estudio comprendida de 43 km de cauce del RC, denominada como la zona seca del cauce.

La zona de estudio se encuentra caracterizada por que el cauce no presenta agua; debido a la falta de flujos superficiales y a la relación hidrológica acuífero-río, ya que la profundidad al nivel freático se encuentra entre 7 y 15 m a causa de las extracciones de agua subterránea en las inmediaciones del área. Está constituida por sedimentos que en su mayoría son de textura arenosa-limosa (debido a los depósitos aluviales del río) con algunos lentes de arcilla desde los primeros metros de columna litológica a más de 120 m (Alarcón-Gómez, 2016; Díaz, 2001; Ramírez-Hernández et al, 2013).

### Capítulo III. **Elementos de la investigación.**

#### 3.1 Objetivo general

Determinar la conectividad hidrológica bajo diferentes escenarios de flujos pulso y base en el RC con la finalidad de aportar elementos a la restauración de la zona riparia y a la determinación de flujos ambientales.

##### 3.1.1 Objetivos particulares

1. Simular flujos superficiales y su conectividad con el flujo subterráneo en la zona seca del cauce.
2. Analizar la tasa de infiltración en la zona seca para obtener el volumen de agua superficial que se integrará al acuífero durante la conducción.
3. Simular los flujos subterráneos en las inmediaciones del cauce en relación a la geohidrología del sistema del acuífero del Valle de Mexicali.
4. Correlacionar las zonas inundables, la dinámica del nivel freático, las pérdidas por infiltración en las posibles zonas de conservación y restauración ecológica.

##### 3.1.2 Objetivo metodológico

Simular las condiciones y comportamiento de la zona riparia del RC bajo diferente régimen de caudales superficiales con el programa MODFLOW-DFW en la zona comprendida desde el inicio al final del cauce seco del RC, incluyendo el parámetro de infiltración en el cauce seco, y su relación con la hidrodinámica del acuífero del valle de Mexicali.

Los objetivos planteados pueden alcanzarse a través de la consecución de las metas que a continuación se describen.

#### 3.2 Metas

##### 3.2.1 Para el objetivo particular 1

1. Determinar la geometría del cauce y las terrazas con levantamientos topográficos mediante el uso de GPS (*Global Positioning System*), imágenes de satélite, fotografías aéreas o tecnología LiDAR (*Light Detection and Ranging*).
2. Estimar los parámetros hidráulicos para el flujo superficial de la zona riparia del RC correlacionando la geometría y cobertura vegetal del corredor ripario determinados por inspección visual e imágenes satelitales.
3. Integrar escenarios de inundación bajo los diferentes flujos pulso y base mediante la simulación de flujos superficiales con el programa DFW (*Diffusion wave*).

### 3.2.2 Para el objetivo particular 2

1. Simular con el paquete MODFLOW-DFW la iteración del flujo superficial y subterráneo.
2. Analizar los datos obtenidos en el monitoreo del flujo pulso y base.
3. Integrar los resultados de análisis granulométrico de muestras de los sedimentos en el lecho del río representativas del cauce del RC.

### 3.2.3 Para el objetivo particular 3

1. Obtener las propiedades hidrológicas del acuífero mediante calibración manual.
2. Determinar la evolución del nivel freático en piezómetros ubicados en ambos flancos del cauce del RC en la zona riparia por la integración de agua desde los campos de cultivo y por los eventos de flujo pulso y base.
3. Integrar el elemento del agua infiltrada en la evolución del nivel freático mediante simulación del acuífero con el programa MODFLOW-DFW.

### 3.2.4 Para el objetivo particular 4

1. Incorporar las variables más importantes que comprenden el sistema de salidas y entradas al acuífero del Valle de Mexicali.
2. Graficar la elevación del tirante del agua en la zona riparia resultado de la simulación a diferentes caudales y la medida en campo durante los eventos de descarga de flujos base y pulso.
3. Conocer la conectividad lateral del cauce del RC con los meandros, canales secundarios y evaluar su efecto en la transferencia de masa.
4. Aportar los elementos hidrológicos en cuestión de manejo de flujos para la restauración de la zona riparia y conectividad hidrológica.

## 3.3 Hipótesis

### 3.3.1 Hipótesis general

Los flujos base y pulso en la zona riparia del Río Colorado permiten la conexión vertical, longitudinal y lateral, así como temporal del sistema hidrológico para la restauración de la zona riparia en la sección estudiada.

### 3.3.2 Hipótesis de investigación

La simulación geohidrológica del flujo superficial-subterráneo permite estimar la conexión vertical, lateral y longitudinal bajo diferentes escenarios de flujo que incide en la

disponibilidad de agua para la conservación y restauración del hábitat dependiente del agua subterránea.

### Capítulo IV.      **Antecedentes**

Todos los principales ríos y lagos de todo el mundo tienen grandes aglomeraciones humanas sobre ellos. El crecimiento de la población humana, y de la falta de coincidencia entre este crecimiento y la prestación y accesibilidad de los recursos de agua potable, es un gran motivo de preocupación. Gran parte de gestión del agua en curso se basa en la manipulación del ciclo hidrológico a escala de captación local, como amortiguación de las inundaciones y la canalización, regulación del agua y riego. Los ingenieros han construido miles de kilómetros de canales de derivación, canales y diques para desviar el agua para el uso humano, humedales drenados para el desarrollo urbano, los sistemas canalizados para ayudar a la navegación, y los ríos represados para extracción de agua y la generación de energía hidroeléctrica. Más del 70% de los grandes ríos de Europa, América del Norte y la antigua Unión Soviética están fuertemente regulados, y hay más de 800, 000 represas en todo el mundo que obstruyen aproximadamente dos terceras partes del agua dulce que fluye a los océanos (Guiller, 2005).

El RC es uno de los ríos más regulados y desviados de Estados Unidos (E.U.): Cada gota es virtualmente contabilizada en la asignación de agua entre los 9 estados y las 27 tribus que tienen derecho a usarlo (modificado de Pontius, 1997), proviene del Estado de Colorado, E.U. y recorre otros seis estados de Estados Unidos (Wyoming, Utah, Nuevo Mexico, Arizona, Nevada y California) para llegar a México y que sus aguas sean derivadas para dos Estados (Baja California y Sonora) terminado su recorrido en el Golfo de California a más de 2,300 km de su inicio; tiene más de 10 grandes presas y más de 80 desviaciones hidráulicas construidas para el suministro de agua de riego agrícola, generación de energía y agua para otros usos.

A lo largo de la historia el agua del RC ha sido motivo de control hidráulico para su disponibilidad y para evitar los daños que su exceso pudiera causarle a las comunidades aledañas a él, mediante la construcción de obras hidráulicas (Sosa y Sánchez, 2007).

En el 2013, el RC es nombrado el río más amenazado de E.U. por la organización *American Rivers* debido a la obsoleta gestión del agua de su cuenca, al alto grado de presión hídrica a la que es sometido por los más de 30 millones de habitantes que hacen uso de sus aguas, a la presión por sequía y la sobreasignación (American Rivers, 2013). Para 1997 el RC irrigaba más de  $1.5 \times 10^6$  ha ( $3.7 \times 10^6$  acres) de tierras de cultivo en el sudoeste de Estados Unidos y noroeste de México (Pontius, 1997).

El RC es un río bien regulado. Numerosos proyectos de abastecimiento de agua, riego y control de inundaciones se han construido en él. Los proyectos más notables que por su influencia en la hidrología del tramo limítrofe son: Canal de desviación de Imperial (1901), Presa Laguna (1909), Presa Hoover (1935), Presa Imperial (1938), Presa Parker (1938), Desviación Canal Todo Americano (1940), Canal Gila de desviación principal por gravedad (1943), Presa Derivadora Morelos (1950), Presa Davis (1953), Presa Glen Canyon (1963) y la Presa Álamo en el río Bill Williams (Tetra Tech, 2004).

La Presa Derivadora Morelos, última presa en el camino del RC, funciona como una estructura de control de desvío para el Canal Álamo, que transporta el agua a México. Aunque no está diseñada para el almacenamiento de inundaciones, la Presa Morelos fue diseñada con la capacidad de pasar las aguas en el caso de que se requirieran liberaciones de represas por control de inundaciones aguas arriba (Tetra Tech, 2004).

El sistema de RC es operado de acuerdo a sus leyes, las cuales incluyen tratados, pactos, decretos, estatutos, reglamentos, contratos y otros documentos junto con acuerdos legales aplicables a la asignación, apropiación, desarrollo, exportación y gestión de las aguas de la cuenca. (BOR, 2012). En el 2012 se firma el Acta 319 (IBWC, 2012) entre México y Estados Unidos, la cual constituye el primer acuerdo entre gobiernos y organizaciones no gubernamentales para asignar agua para uso ambiental en la sección mexicana del RC, comprendida desde la última presa en el curso del río, la Presa Derivadora Morelos, hasta la desembocadura al Golfo de California, cruzando el tramo limítrofe entre México y Estados Unidos.

El Acta 319 establece los acuerdos para la derivación de 195 hm<sup>3</sup> de flujos ambientales en un periodo de 5 años en dos eventos: el primero, constituido por una sola descarga y denominado flujo pulso; el segundo, conocido como flujo base y conformado por varias descargas anuales en sitios de restauración clave. El flujo pulso tuvo por objeto simular las descargas naturales de primavera causadas por los deshielos en la parte alta de la cuenca, de modo que resultara favorecedor para la etapa de germinación de la vegetación nativa. Este evento se realizó del 23 de marzo al 18 de mayo del 2014 con un volumen de descarga total de 130 hm<sup>3</sup>. Por su parte, el flujo base tiene la función de mantener húmedas las superficies riparias en las que se llevó a cabo el reclutamiento de especies nativas. Este flujo fue descargado intermitentemente desde agosto del 2014 y a lo largo del año 2015.

La porción del RC correspondiente a México se localiza entre los 114.50° y 115.67° de Longitud Oeste y entre los 31.75° y 32.67° de Latitud Norte; abarca parte de los estados de Baja California y Sonora, en particular, los municipios de Mexicali y San Luis RC, respectivamente; tiene una superficie de 5,923 km<sup>2</sup>; sus límites son: al Norte, Estados Unidos; al sur, el Golfo de California; al oeste, la sierra Cucapah, a partir de la cual se desarrolla una planicie hasta la desembocadura del río en donde se forma un Delta; y al este, el desierto de Altar (Mungía, 2004).

Antes de la construcción de las obstrucciones hidráulicas a lo largo de su cauce, el RC alimentaba uno de los estuarios desérticos más grandes del mundo, llamado el Delta del RC (Figura 2). Localizado en el límite norte del Golfo de California, sus vastos humedales de agua dulce, de agua salobre, ribereños e intermareales, alguna vez cubrieron 780,000 ha y albergaron una riqueza legendaria de plantas, aves y vida marina (Luecke et al., 1999). El Delta del RC está rodeado en la actualidad por un área conocida como los valles agrícolas de Mexicali y San Luis RC. En el presente, el Delta abarca aproximadamente 60,000 ha en una cuenca rodeada por cerca de 200,000 ha de

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

terrenos agrícolas de irrigación. Dos ríos forman su núcleo: el Colorado y el Hardy, un afluente en el noroeste. Además, el agua del Canal Wellton-Mohawk desemboca en el área este (Luecke et al., 1999).

Durante el siglo XX, los flujos del río hacia el Delta se han reducido en un 75%, pasando de un promedio anual de  $20.7 \times 10^9$  de  $m^3$  entre 1896 y 1921, a un promedio anual entre 1984 y 1999 de  $5.2 \times 10^9$   $m^3$ . Esta reducción de agua ha provocado grandes cambios en el Delta: menos limo, menos nutrientes, mayor salinidad, y mayores concentraciones de contaminantes. La erosión, más que el crecimiento, es ahora el proceso físico dominante en el Delta, una condición altamente inusual para el Delta de un río (Luecke et al., 1999).



**Figura 2.** Delta del RC, delimitación tomada de Sykes, 1937 (Rodríguez-Burgueño, 2012).

Incluso en su estado actual, el Delta es el mayor sistema de humedales que queda en la región suroeste de América del Norte y mantiene a un estuario muy productivo. Como los estudios de campo en curso documentan los valores ecológicos, sociales y económicos de los ecosistemas del Delta, que es cada vez más probable que estos

valores sean reconocidos en las deliberaciones sobre su sustento. Al mismo tiempo, que el aumento de la población en toda la región y las crecientes presiones sobre el agua, la tierra y otros recursos se intensificará la presión sobre el Delta (Pitt et al., 2000).

En el Delta se ha formado un importante acuífero, por su capacidad y extensión, denominado de forma general en terreno mexicano, como acuífero del Valle de Mexicali. Las comunidades del Valle de Mexicali son altamente dependientes de las aguas superficiales del Colorado, el Río abastece aproximadamente el 62% del total anual de recursos hidráulicos de la región, mismo que se complementa con aguas subterráneas, que a la vez recibe aportaciones significativas de las infiltraciones del RC (Cortez, 1999). El acuífero del Valle de Mexicali en la parte central del Valle alcanza profundidades mayores a los 5 km. Está conceptualizado en sus primeros 120 m como un acuífero no confinado, heterogéneo e isotrópico con un flujo horizontal en régimen transitorio sobreyaciendo una capa irregular impermeable (Díaz, 2001). El flujo regional del acuífero presenta dos direcciones principales; una fluye del noreste del Valle de Mexicali en el RC hacia el Golfo de California en dirección suroeste; la otra fluye desde la frontera septentrional de la cresta del Delta, en dirección suroeste hasta las colinas de Cucapah, luego gira hacia el noroeste dirigiéndose a la depresión del Salton Sea.

La recarga del acuífero depende del agua que retorna de irrigación y del proceso de infiltración del RC (Díaz, 2001). En esta área desértica, la lluvia es prácticamente inconstante y la precipitación anual promedio es de 65 mm, y se han producido años completamente secos (UNEP, 2004).

El acuífero del Valle de Mexicali tiene una recarga media anual de 521 hm<sup>3</sup>, un volumen de extracción de 602 hm<sup>3</sup>, una descarga natural comprometida de 2.5 hm<sup>3</sup> y 1,006 hm<sup>3</sup> concesionados tiene un déficit de -488 hm<sup>3</sup> (DOF, 2009). Este acuífero se encuentra en veda tipo III, la cual permite extracciones limitadas para usos domésticos, industriales y otros; además presenta salinización de suelos y aguas subterráneas salobres. La recarga del acuífero depende del agua que retorna de irrigación y del proceso de infiltración del RC (Díaz, 2001).

Como se puede apreciar el RC y el acuífero del Valle de Mexicali son las fuentes de abastecimiento de agua más importantes de Baja California, ya que de los volúmenes derivados de estas dependen los municipios de Mexicali, Tijuana, Rosarito y Tecate. El uso agrícola y urbano (doméstico, municipal e industrial) han sido sus principales funciones a lo largo de años, actualmente se siembran 208,550 ha de cultivo, de las cuales 180,550 corresponden al Valle de Mexicali y 28,000 a San Luis Río Colorado, Sonora (CONAGUA, 2010).

Después de 20 años sin conducir agua en su lecho natural, el RC en México fluyó de nuevo a su desembocadura en el Golfo de California en el marco del Acta 319 acuerdo entre los gobiernos de Estados Unidos y México con organizaciones de la sociedad civil. Para conocer los efectos hidrológicos resultado del evento se realizó un monitoreo hidrológico del agua superficial y subterránea, el monitoreo hidrológico permitirá conocer

los parámetros para el diseño óptimo de futuros flujos ambientales en cauces secos en zonas semiáridas. Se diseñó un programa de monitoreo que incluyó una red de piezómetros, sitios de aforo de descargas, secciones topográficas transversales al lecho del río, posicionamiento del frente de agua, instalación de sensores automáticos para medición de temperatura, presión y nivel de agua, en el cauce y las terrazas de la zona ribereña del río.

El hidrograma del flujo pulso fue diseñado para un período de 53 días, de los cuales solo los primeros 26 contaron con descargas derivadas desde la Presa Morelos, incluyendo tres días con flujo máximo de  $120 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$ . Las siguientes descargas se realizaron durante 12 días por el sitio Km 27 y durante 15 días por el Km 18. Estos dos últimos sitios forman parte de la red de distribución de canales para agua de uso agrícola del Distrito de Riego 014 del Valle de Mexicali y San Luis Río Colorado.

Actualmente la zona riparia correspondiente a México tiene una superficie de 20,643 ha, los patrones de vegetación en el corredor ripario están directamente relacionados con los patrones de flujo del río y con la salinidad del agua superficial y subterránea. El corredor ripario funciona como una unidad ecológica integral y depende del flujo del agua a través de todo el sistema, tanto en el canal como, ocasionalmente, en la planicie de inundación (Zamora-Arroyo et al, 2005).

Las consecuencias de la disminución de los bosques riparios son la pérdida de hábitat para las especies animales y la pérdida de espacios para recreación. La pérdida de vegetación riparia también puede contribuir al aumento de inundaciones pico, la erosión, y la ampliación del cauce. Muchas personas valoran estos bosques y sus funciones, y por lo tanto hay un gran interés en la restauración de los bosques de Álamo y Sauce a lo largo de cauces de ríos degradados y la conservación de los bosques que quedan (Lite y Stromberg, 2005).

Las especies nativas ribereñas (especies riparias) poseen rasgos y características que permiten a los individuos sobrevivir y reproducirse dentro de un cierto rango de variación ambiental. Una miríada de atributos ambientales son conocidos para dar forma a los grupos de hábitat que controlan la distribución de especies acuáticas y riparios, incluyendo la profundidad y la velocidad de flujo, la temperatura, la distribución del tamaño de sustrato, contenido de oxígeno, la turbidez, la humedad del suelo / saturación, y otras condiciones físicas y químicas e influencias bióticas (Richter et al., 1997).

De aquí la importancia de conocer las relaciones y conexiones hidrológicas del RC en el corredor ripario y su relación con el sistema acuífero de la región, ya que de esta conectividad dependen las especies de vegetación riparia, además esta investigación aportara algunos de los conocimientos necesarios para la distribución espacial y temporal de los flujos ambientales designados para la zona riparia del RC.

### Capítulo V. Marco teórico – conceptual

#### 5.1 Hidrología

La hidrología, que cubre todas las fases del agua en la Tierra, es una materia de gran importancia para el ser humano y su ambiente. Aplicaciones prácticas de la hidrología se encuentran en labores tales como diseño y operación de estructuras hidráulicas, abastecimiento de agua, tratamiento y disposición de aguas residuales, irrigación, drenaje, generación hidroeléctrica, control de inundaciones, navegación, erosión y control de sedimentos, control de salinidad, disminución de la contaminación, uso recreacional del agua y protección de la vida terrestre y acuática. El papel de la hidrología aplicada es ayudar a analizar los problemas relacionados con estas labores y proveer una guía para el planteamiento y el manejo de los recursos hidráulicos (Chow et al., 1994).

La hidrología es un control primario sobre la calidad ecológica de los sistemas fluviales, a través de su influencia sobre el flujo, la geomorfología del cauce, la calidad del agua y la disponibilidad de hábitat (Gilvear et al., 2002).

Fetter (2001) define la hidrología como el estudio del agua. En más amplio sentido, la hidrología comprende la ocurrencia, distribución, movimiento y química de todas las aguas de la Tierra. La hidrogeología abarca las interrelaciones con los materiales geológicos y los procesos del agua. Un término similar, la geohidrología, es usado con frecuencia como sinónimo de la geohidrología, sin embargo, describe propiamente un campo de la ingeniería que maneja la hidrología del agua subterránea (Fetter, 2001).

Simular o modelar elementos de la hidrología, hidrogeología y la geohidrología como cauces, evapotranspiración, acarreo de sedimentos, temperatura del agua, calidad del agua, obstrucciones por obras hidráulicas en cauces; relación de la interacción de aguas subterráneas con aguas superficiales, propiedad geohidrológicas en el sistema, y demás variaciones; son primicia para conocer la compleja red de sistemas que conforman a las aguas superficiales y subterráneas.

#### 5.2 Hidrología superficial

##### 5.3.1 Flujos

El flujo de agua en un conducto puede ser flujo en canal abierto o flujo en tubería. Estas dos clases de flujo son similares en muchos aspectos pero se diferencian en un aspecto importante. El flujo en canal abierto debe tener una superficie libre, en tanto que el flujo en tubería no la tiene, debido a que en este caso el agua debe llenar completamente el conducto. Una superficie libre está sometida a la presión atmosférica (Chow, 1994).

En flujos de canales abiertos puede clasificarse en muchos tipos y describirse de varias maneras, para mayor claridad, la clasificación del flujo en canales abiertos se resume de la siguiente manera (Chow, 1994):

- A. Flujo permanente
- B. Flujo uniforme
- C. Flujo variado
  - i. Flujo gradualmente variado
  - ii. Flujo rápidamente variado
- D. Flujo no permanente
- E. Flujo uniforme no permanente (raro)
- F. Flujo no permanente (es decir, flujo variado no permanente)
  - i. Flujo gradualmente variado no permanente
  - ii. Flujo rápidamente variado no permanente

El flujo natural del agua de un río varía en escalas de tiempo, días, estaciones, años, y más. Muchos años de observación de medidores de flujo son generalmente necesarios para describir el patrón característico de la cantidad de flujo de un río, la sincronización, y la variabilidad, es decir, su régimen de flujo natural (Le Roy et al., 1997).

Los componentes de un régimen de flujo natural pueden caracterizarse usando diversas series de tiempo (por ejemplo, Fourier y wavelets) y análisis de probabilidad de, por ejemplo, flujos extremadamente altos o flujos bajos, o de toda la gama de los flujos de descarga expresada como descarga media diaria (Le Roy et al., 1997). Al flujo de pocas variaciones en los periodos sin lluvias se le llama flujo base (Chow et al., 1994) y se define como flujos pulso a las fluctuaciones de nivel de agua pequeñas en el río que se producen muy por debajo de la descarga del cauce lleno (Tockner et al., 2003).

Los regímenes de flujo de un río muestran patrones regionales que son determinados en gran medida por el tamaño del río, por las variaciones climáticas geográficas, geología, topografía y la cobertura vegetal (Le Roy et al., 1997)

Cinco componentes críticos del régimen de flujo regulan los procesos ecológicos en los ecosistemas de los ríos: La magnitud, frecuencia, duración, sincronización y la variación de las condiciones hidrológicas. Estos componentes pueden ser usados para caracterizar el rango entero de flujos y fenómenos hidrológicos específicos, como por ejemplo inundaciones o flujos bajos, que son críticos en la integridad del ecosistema del río. Además, definiendo los regímenes de flujo en estos términos, las consecuencias ecológicas de actividades humanas particulares que modifican uno o varios de los componentes del régimen de flujo pueden ser consideradas explícitamente (Le Roy et al., 1997).

### 5.3.2 Rugosidad

Una de las componentes físicas de un cauce natural, canal, etc., más difíciles de obtener o estimar es el coeficiente de rugosidad denotado como  $n$ ; ya que no existe un método

exacto para la selección del valor de dicho coeficiente. Con el fin de dar una guía para la determinación correcta del coeficiente de rugosidad Chow (1994) propone 4 enfoques generales:

- a) Entender los factores que afectan el valor de  $n$  con el fin de adquirir el conocimiento básico del problema y disminuir el rango de incertidumbre.
- b) Consulta de tabla de valores comunes de rugosidad para canales de diferentes tipos.
- c) Examinar y familiarizarse con la apariencia de algunos canales comunes cuyos coeficientes de rugosidad se conocen y,
- d) Determinar el valor de  $n$  mediante procedimiento analítico basado en la distribución de velocidades teóricas, en la sección transversal de un canal y en los datos de medición de velocidad o rugosidad.

Los factores que afectan el coeficiente de rugosidad son diversos los que ejercen mayor influencia sobre dicho coeficiente tanto en canales artificiales como en canales naturales son la presencia de vegetación, rugosidad superficial, irregularidad del canal, alineamiento del canal, sedimentación y socavación, obstrucciones, tamaño y forma del canal, nivel de agua y caudal.

Para la estimación de la rugosidad se utilizaron los apuntes de las observaciones hechas durante los recorridos de campo, las fotografías adquiridas en campo y la ecuación desarrollada por Cowan (1956). Con estos valores se formaron los segmentos a lo largo del canal principal, asignándole un valor a cada una de las condiciones involucradas en la ecuación. Dicha ecuación es expresada de la siguiente manera:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5$$

Donde  $n_0$  es un valor básico de  $n$  para un canal recto, uniforme y liso de los materiales naturales involucrados,  $n_1$  es un valor que se agrega al  $n_0$  para corregir el efecto de las rugosidades superficiales,  $n_2$  considera las variaciones de forma y tamaño de la sección transversal del canal,  $n_3$  relaciona las obstrucciones,  $n_4$  toma en cuenta la cobertura vegetación y las condiciones de flujo y  $m_5$  es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal, cada uno de los valores se puede ver en la Tabla 1.

**Tabla 1.** Valores para el coeficiente de Rugosidad mediante la ecuación de Cowan (1956).

Condiciones del canal		Valores
<b>Material Involucrado</b>	Tierra	0.020
	Corte en roca	0.025
	Grava fina	0.024
	Grava gruesa	0.028
<b>Grado de Irregularidad</b>	Suave	0.000
	Menor	0.005
	Moderado	0.010
	Severo	0.020
<b>Variaciones de la sección transversal</b>	Gradual	0.000
	Ocasionalmente alternante	0.005
	Frecuentemente alternante	0.010-0.015
<b>Efecto relativo de las Obstrucciones</b>	Insignificante	0.000
	Menor	0.010-0.015
	Apreciable	0.020-0.030
	Severo	0.040-0.060
<b>Vegetación</b>	Baja	0.005-0.010
	Media	0.010-0.025
	Alta	0.025-0.050
	Muy alta	0.050-0.100
<b>Grado de los efectos por meandros</b>	Menor	1.000
	Apreciable	1.150
	Severo	1.300

### 5.3 Hidrología subterránea

#### 5.4.1 Agua subterránea.

El agua puede existir en todas sus fases dentro del suelo. El agua líquida puede aparecer como agua higroscópica, capilar o gravitacional. Las dos primeras están sostenidas por fuerzas moleculares en películas delgadas alrededor de las partículas del suelo (UNICEN, 2009).

El suelo es un material complejo compuesto por materia presente en sus tres fases. La fase sólida está compuesta por minerales y materia orgánica; la fase líquida por agua y la fase gaseosa está formada esencialmente por aire y vapor de agua. El complejo sólido-aire, constituye la trama de las rocas y el soporte de las aguas subterráneas a la manera de esponja. La fase sólida rara vez es compacta, sino que presenta espacios vacíos o poros ocupados por gases o líquidos (UNICEN, 2009).

### 5.4.2 Acuífero.

Un acuífero se define como un estrato, formación o unidad geológica porosa y con permeabilidad no nula, capaz de almacenar y transmitir agua por medio de sus poros, grietas o fracturas (Custodio y Llamas, 1976; Freeze y Cherry, 1979; Fetter, 2001). Tanto la capacidad de almacenamiento como transmitir el agua en cantidades grandes, requiere relativamente de una resistencia baja para que fluya, o una alta permeabilidad para fluir (Leyva, 2010).

A la secuencia de estratos, formaciones o unidades geológicas que sobreyacen, subyacen o limitan lateralmente a los acuíferos se les conoce como: acuicludo, acuitardo y acuífugo. Dependiendo de las características que presenten los estratos o formaciones geológicas, formadoras de unidades acuíferas, éstos se pueden clasificar de acuerdo a sus características litológicas, tipo de porosidad que presente y la presión hidrostática a la que se encuentre (Leyva, 2010):

- Litológicas: Unidad acuífera detrítica, carbonatada, aluvial o volcánica.
- Tipo de porosidad: Unidad acuífera kárstica, fisurada o porosa.
- Presión hidrostática: Unidad acuífera confinada, libre o semiconfinada.

### 5.4.3 Sistemas de flujo

El concepto de los sistemas de flujo de agua subterránea ayuda al entendimiento del comportamiento hidráulico del agua subterránea y también explica fenómenos ambientales que están relacionados con la extracción de agua (Leyva, 2010).

El movimiento del agua subterránea depende principalmente de su energía potencial y gradiente hidráulico. La forma básica de los sistemas de flujo proviene del concepto de la continuidad hidráulica en una cuenca unitaria en donde se define una zona de recarga con un flujo descendente, una zona de tránsito con un flujo horizontal y una zona de descarga ascendente.

### 5.4 Modelación y simulación

En general para las planicies de inundación de un río largo, el fenómeno del flujo de agua superficial (cauce) y subterránea (acuíferos) tienen una relación muy cerrada que no puede ser considerada por separado para cada situación, particularmente para las zona de inundación que se localizan en cuencas de recarga natural de agua subterránea (Chuenchooklin et al., 2003).

Determinar la cantidad de agua que es intercambiada en cualquier lugar y tiempo entre un cauce y los acuíferos que los circundan plantean un problema no solo han llamado el interés de la comunidad científica sino que además tiene muchas implicaciones medioambientales (Rodríguez et al., 2013).

En términos de interacción de aguas subterránea-superficial, diferentes métodos numéricos han sido aplicados por diferentes investigadores. Como por ejemplo los

modelos de HEC-RAS, MODFLOW y MODPATH para simular el acoplamiento de superficies hidráulicas superficiales y subterráneas en ríos con ganancia de agua (los niveles de agua subterránea en ambos márgenes del río son mayores que el nivel del agua en el cauce), existen otros modelos como CatFlow, CMF, Coup-Model, Hill-Vi, HYDRUS-2D, NetThales, SUMULAT, SWAT, TOPmodel y WaSiM-ETH estos para evaluar las interacciones del agua subterránea con el agua superficial, además el DK (*National Water Resource model for Denmark*), basado en el código MIKE-SHE que se utiliza para investigar la integración del agua subterránea con la superficial bajo diferentes condiciones de uso de suelo y cambios en el clima. Adicionalmente a los modelos numéricos, varios métodos de separación de hidrogramas han sido utilizados para conocer la interacción de aguas subterránea-superficial (Saha et al., 2013)

Rutinas de aproximación de flujo unidimensional (1D) como Mike 11, ISIS o el HEC basados en St. Venant, ecuaciones de aguas someras o variaciones, todavía conforman la mayoría de los modelos hidráulicos tradicionales usados en la ingeniería práctica de ríos. El uso generalizado en la práctica podría ser explicado no solo por el hecho de que los modelos 1D son (en comparación con los modelos dimensionales superiores) más simple de utilizar y requieren una cantidad mínima de datos de entrada y potencia del computador, sino también debido a que los conceptos básicos y programas han estado presentes desde hace varias décadas (Pappenberger et al., 2005).

Sin embargo estos modelos han sido criticados no solo por la expectativa de la representación del flujo de inundación como un flujo de dos dimensiones (2D) que interactúa con el flujo del cauce que dará predicciones más exactas de propagación de la onda de inundación, sino también por el uso de la ecuación de Manning (que también puede ser crítica de los modelos de dimensiones superiores) (Pappenberger et al., 2005).

### 5.4.4 Modelo

Un modelo es cualquier instrumento que representa una aproximación a una situación de la vida real, tales como los modelos *Físicos*, por ejemplo los tanques de arena de laboratorio que simulan el flujo de agua subterránea directamente. Un modelo *Matemático* simula el flujo de agua subterránea indirectamente por medio de una ecuación gobernante para representar el proceso físico que ocurre en el sistema, en conjunto con ecuaciones que describen cargas o flujos a lo largo de las fronteras del modelo (condiciones de frontera) (Anderson y Woessner, 1992).

Los modelos matemáticos pueden ser resueltos analíticamente o numéricamente. Cualquiera de las soluciones puede implicar el uso de una computadora. Cuando las suposiciones usadas para deducir una solución analítica son juzgadas de ser simples e inapropiadas para el problema considerado, un modelo numérico puede ser seleccionado. En general, el modelo se vuelve más complejo cuanto menor sea el número de suposiciones usadas para formularlo (Anderson y Woessner, 1992).

El conjunto de comandos utilizados para resolver el modelo matemático en una computadora constituye el programa o *código*. El código, es genérico, mientras el modelo incluye un conjunto de fronteras y condiciones iniciales, así como, una red de nodos, valores de parámetros y específicos estrés hidrológicos. El código es escrito una sola vez pero un nuevo modelo es diseñado o construido para cada modelación. La mayoría de los esfuerzos para el modelado de aguas subterráneas son dirigidos a predecir las consecuencias de una acción propuesta. Sin embargo, existen otros dos tipos de aplicaciones importantes (Interpretativo y genérico) (Anderson y Woessner, 1992).

### 5.4.5 Modelación.

El desarrollo de las computadoras ha permitido en los últimos tiempos el uso práctico de métodos numéricos para la resolución de numerosos problemas sin soluciones analíticas. No obstante, todo método numérico supone una simplificación de las ecuaciones originales, así como numerosas hipótesis simplificadoras para el diseño de los equivalentes numéricos a las ecuaciones originales, que conviene conocer antes de aplicarlo en la práctica. Cabe decir de los procedimientos numéricos aproximados utilizados en la resolución de los sistemas de ecuaciones resultantes (Cruces, 2006).

Por otra parte los métodos numéricos tienen sus propias limitaciones en cuanto a convergencia y estabilidad de los que es conveniente ser conscientes a la hora de utilizar modelos numéricos (Cruces, 2006).

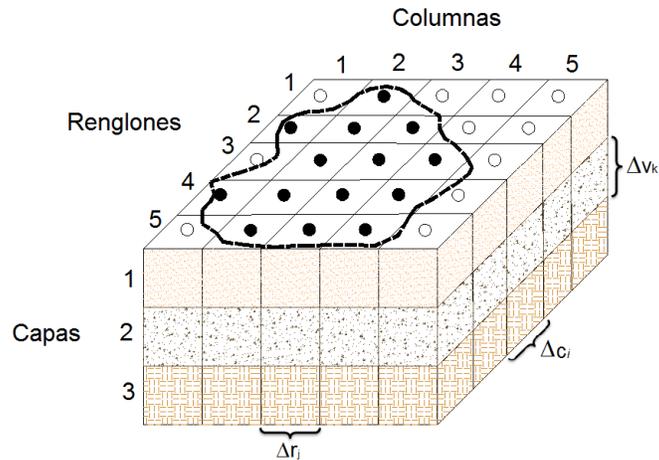
El programa utilizado en esta investigación para la modelación es el programa MODFLOW versión 2005 (U.S. Geological Survey (USGS)), con la ayuda de pre-procesador ModelMuse (Winston, 2009, USGS) en conjunto del programa ArcGis 10 (ESRI), para la realización de la modelación conjunta del modelo Padre y modelo Hijo se utilizará el paquete denominado Refinamiento Local de la Malla (LGR, Local Grid Refinement). A continuación se dará una explicación de los fundamentos de estos programas.

### 5.4.6 MODFLOW.

Es un modelo de flujo saturado en diferencias finitas y un programa modular. El modelo simula el flujo en tres dimensiones, según los autores, aunque estrictamente es más bien un programa multicapa. La estructura modular consiste esencialmente en un programa principal y una serie de subrutinas altamente independientes denominadas 'módulos' que realizan funciones muy concretas. Los módulos se agrupan en 'paquetes'. Cada paquete trata de una característica específica del sistema hidrológico a ser simulado, tal como el flujo hacia o desde un río o con un método numérico específico de resolver el sistema de ecuaciones.

El flujo de agua subterránea se simula utilizando una aproximación de diferencias finitas centradas en el bloque (Figura 3) las distintas capas pueden ser simuladas como confinadas, libres o combinación de confinadas y libres.

El programa fuente en FORTRAN 66 es de dominio público y puede obtenerse desde la página del *United States Geological Survey* (USGS) (Harbaugh, 2005).

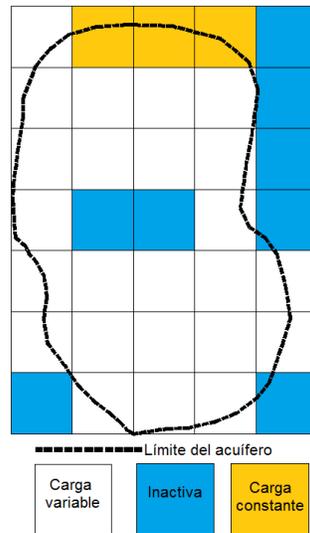


**Figura 3.** Modelo de flujo subterráneo, caracterización de los componentes que actúan en la solución de la ecuación de flujos de agua subterránea bajo el régimen de utilización de celdas (Rodríguez-Burgueño, 2012).

MODFLOW trata la discretización horizontal leyendo número de filas y columnas, así como sus anchos. La discretización vertical, por lo contrario, se trata en el modelo mediante el número de capas y los parámetros hidráulicos. La discretización del periodo de simulación está dada por bloques de tiempo de longitud variable, estos pequeños bloques de tiempo son conocidos como periodos de estrés, los cuales permiten cambiar algunos parámetros mientras la simulación se encuentra en proceso (Anderson y Woessner, 1992).

En este programa no es necesario formular una ecuación para cada una de las celdas de la malla, ya que algunas celdas tienen establecida de antemano una condición específica para simular las condiciones de contorno.

En este modelo las celdas se agrupan en tres categorías: celdas de potencial constante, celdas inactivas o sin flujo y celdas de potencial variable (Figura 4). Las celdas de potencial constante son aquellas para las que se especifica el potencial de antemano y se mantiene ese valor durante toda la simulación. Las celdas inactivas son aquellas en las que no se permite que entre o salga ningún flujo de ellas, en ningún paso de tiempo en la simulación. Las celdas restantes de la malla, denominadas celdas de potencial variable, su potencial es desconocido y puede variar libremente a lo largo de la simulación en función de las condiciones de flujo que se produzcan en su zona.



**Figura 4.** Tipos de fronteras en modelos de MODFLOW (Rodríguez-Burgueño, 2012)

Los diferentes tipos de celdas se usan para representar varios tipos de condiciones de contorno o frontera. En general los tipos de frontera que pueden imponerse incluyen potencial constante, fronteras impermeables y caudales dependientes del potencial.

#### 5.4.6.1. Derivación de la ecuación en diferencias finitas. Modelo Matemático.

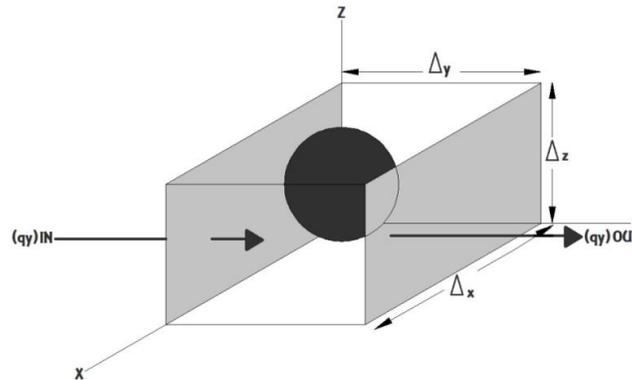
El sistema de flujo permite el tratamiento de flujo en dos y tres dimensiones. La forma general de la ecuación que rige es:

#### Ecuación 1

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( K_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( K_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( K_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_s \frac{\partial h}{\partial t} - R^*$$

Donde  $K_x, K_y$  y  $K_z$  son componentes del tensor de conductividad hidráulica.  $S_s$  el almacenamiento específico;  $R^*$  es un término general de fuente de recarga o extracción que es estrictamente positiva y define el volumen de entrada al sistema por unidad de volumen del acuífero por unidad de tiempo y  $h$  es el potencial hidráulico por unidad de peso. Para simular la salida  $R^* = -W^*$  (Anderson y Woessner, 1992).

La ecuación (2) es matemáticamente derivada de la combinación de la ecuación de balance de agua con la Ley de Darcy. La derivación es referida a un cubo de material poroso que es conocido como el volumen elemental representativo. Este volumen es igual a  $\Delta x \Delta y \Delta z$ . El flujo de agua a través del volumen elemental representativo es expresado en términos de estimación de descarga (Figura 5) (Anderson y Woessner, 1992)



**Figura 5.** Volumen elemental representativo (Rodríguez-Burgueño, 2012).

Los componentes de flujo a lo largo del eje de las coordenadas y se muestra donde  $q$  es un vector cuya magnitud puede ser expresado en términos de tres componentes:  $q_x$ ,  $q_y$  y  $q_z$ . Formalmente se expresa como:

**Ecuación 2**

$$q = q_x i_x + q_y i_y + q_z i_z$$

Donde  $i_x$ ,  $i_y$  y  $i_z$  son vectores de unidad a lo largo de los ejes x, y y z.

La ecuación de balance de agua (o conservación de la masa) expresa que:

**Ecuación 3**

$$\text{Salida de agua} - \text{Entrada de agua} = \text{cambio en el almacenamiento}$$

Considerando que el flujo corre a lo largo del eje y en la Figura 5. La entrada sucede en la cara  $\Delta x \Delta z$  y es igual a  $(q_y)_{IN}$ . La salida de flujo es igual  $(q_y)_{OUT}$ . La salida volumétrica menos la entrada volumétrica de flujo a lo largo del eje y es:

**Ecuación 4**

$$\left[ (q_y)_{OUT} - (q_y)_{IN} \right] \Delta x \Delta z$$

También podemos escribirla de esta manera:

**Ecuación 5**

$$\frac{\left[ (q_y)_{OUT} - (q_y)_{IN} \right]}{\Delta y} (\Delta x \Delta y \Delta z)$$

O bajando los subíndices  $IN$  y  $OUT$ , el cambio en la proporción del flujo a través de la Figura 5 a lo largo del eje y es:

**Ecuación 6**

$$\frac{\partial q_y}{\partial y} (\Delta x \Delta y \Delta z)$$

Expresiones similares pueden escribirse para el cambio en la proporción de flujo a lo largo de los ejes x y z. El cambio total del flujo es igual al cambio en el almacenamiento y se expresa de la siguiente manera:

**Ecuación 7**

$$\left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \Delta x \Delta y \Delta z = \text{Cambio en almacenamiento}$$

También se tiene la posibilidad de incluir una fuente de extracción (ej., pozo de bombeo) o una fuente de agua (ej., pozo de inyección o algunas otras fuentes de recarga) en la celda (Figura 5). El flujo volumétrico de entrada es representada por  $R^* \Delta x \Delta y \Delta z$ . Por definición  $R^*$  debe ser estrictamente positiva cuando es una fuente de agua; por lo tanto, se subtrae del lado izquierdo de la ecuación 7 (Nótese el signo de menos que se encuentra frente al termino de entrada de agua de la ecuación (3)). El resultado es:

**Ecuación 8**

$$\left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} - R^* \right) \Delta x \Delta y \Delta z = \text{Cambio en almacenamiento}$$

Ahora consideremos el lado derecho de la ecuación 3. El cambio de almacenamiento es representado por el *almacenamiento específico* ( $S_s$ ), que se define para ser el volumen de agua descargada del almacenamiento por el cambio de la unidad en el potencial ( $h$ ) por unidad de volumen del acuífero:

**Ecuación 9**

$$S_s = - \frac{\Delta V}{\Delta h \Delta x \Delta z}$$

La conversión usada en la ecuación 9 es  $\Delta V$  que es estrictamente positivo cuando  $\Delta h$  es negativa, o en otras palabras, el agua es descargada del almacenamiento cuando hay disminuciones en el potencial. El cambio en el almacenamiento en la Figura 5 es:

**Ecuación 10**

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = -S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta x \Delta y \Delta z$$

Haciendo una combinación de las ecuaciones 9 y 10 y dividiendo por  $\Delta x \Delta y \Delta z$  se obtiene la forma final de la ecuación de balance de agua:

**Ecuación 11**

$$\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} = -S_s \frac{\partial h}{\partial t} + R^*$$

Esta ecuación es de poco uso, sin embargo, debido a que no podemos medir  $q$  directamente. La ley de Darcy es usada para definir la relación entre  $q$  y  $h$ ; el potencial es una variable que nosotros podemos medir directamente. La ley de Darcy en tres dimensiones se escribe de la siguiente manera:

**Ecuación 12**

$$q_x = -K_x \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$q_y = -K_y \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$q_z = -K_z \frac{\partial h}{\partial z}$$

Cuando la ecuación 12 es sustituida dentro de la ecuación 11, el resultado es la ecuación 1. En la ecuación 13,  $L$  representa la infiltración a través de una capa confinada donde  $K'_z$  es la conductividad hidráulica vertical en la de capa confinada y  $b'$  es la profundidad de la capa;  $h_{source}$  es el potencial en el embalse del otro lado de la capa confinada.

La ecuación 14 es derivada de la ecuación 13 colocando  $\frac{\partial h}{\partial z} = 0$ , multiplicando por  $b'$ , agregando el término de filtración ( $L$ ), colocando  $b'S_s = S$  y  $b'R^* = R$ .

**Ecuación 13**

$$L = -K'_z \frac{h_{source} - h}{b'}$$

**Ecuación 14**

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( T_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( T_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) = S \frac{\partial h}{\partial t} - R + L$$

Los términos de la izquierda de la ecuación 14 representan el flujo horizontal hacia el acuífero donde  $h$  es el potencial, y  $T_x$  y  $T_y$  son componentes de transmisividad. Los subíndices de  $x$  y  $y$  en el término de  $T$  indica que la transmisividad en estas direcciones puede ser diferente, es decir, el acuífero puede ser anisotrópico.  $S$  es el coeficiente de almacenamiento;  $R$  es una fuente de recarga o extracción, término que es estrictamente positivo para representar recarga. Si es extracción  $R = -W$  donde  $W$  es la razón de extracción. La ecuación 14 representa a un acuífero en dos dimensiones (Anderson y Woessner, 1992).

En el programa de cómputo para modelar se inicia un procedimiento de cálculo que usa la solución de prueba para obtener una solución provisional que satisfaga el sistema de ecuaciones en diferencia finitas de forma más aproximada. La solución provisional se usa entonces como solución de prueba y se repite el proceso. Cada repetición se denomina 'iteración'. El proceso se repite hasta que 'cierra' es decir, hasta que las soluciones de prueba y provisional son casi iguales. La solución provisional y la solución de prueba se dice que son casi iguales si, en cada nodo, la diferencia entre el valor de potencial de prueba y el provisional es menor que un valor arbitrario previamente establecido, normalmente denominado como criterio de cierre o criterio de error.

En resumen, el flujo puede ser simulado escribiendo la expresión de la ecuación de continuidad para cada celda y resolviendo el sistema de ecuaciones lineales resultantes. Las técnicas de resolución numérica del sistema de ecuaciones no siempre dan la respuesta adecuada; el programa iterativo puede detenerse antes de conseguir cumplir el criterio de cierre.

El sistema de ecuaciones resuelto por el modelo consiste de hecho en la ecuación de continuidad para cada celda, por lo que también debe cumplirse para el conjunto del modelo. En el programa, el balance es calculado independientemente del proceso de solución, y por tanto, puede servir de comprobación de una solución válida. Este balance hidráulico es un resumen de todas las entradas y salidas de una región (Cruces, 2006).

### 5.4.7 MODFLOW-NWT

La resolución de sistemas de ecuaciones lineales y no lineales es posible realizarse en MODFLOW-2005 debido a las opciones disponibles en este código para conceptualizar matemáticamente el flujo de celda a celda; para resolver problemas matemáticos no lineales por ejemplo cuando se intenta modelizar acuífero libres y condiciones de frontera no lineales el único método disponible era el de Picard, sin embargo, el método de Newton también ha sido ampliamente utilizado para la resolución de sistemas de ecuaciones no lineales y ha demostrado ser una alternativa útil para el método de Picard, sobre todo resolviendo problemas que representan acuíferos no confinados donde el nivel freático aumenta y disminuye atravesando las interfaces de capas definidas, el secado y rehumedecimiento de las celdas pueden causar problemas de convergencia en la resolución de la ecuación de flujo de agua subterránea cuando se utiliza el método de Picard para evitar estos problemas el método de resolución de Newton (MODFLOW NWT) utiliza el paquete UPW (*Upstream Weighing package*, ponderamiento río arriba) (Niswonger et al., 2011).

El paquete UPW tiene la función de suavizar la conexión entre celdas en la discretización de la ecuación de flujo de agua subterránea. UPW significa que si el flujo de la celda  $i$  a la celda  $j$  en una malla de diferencias finitas, entonces solamente la carga hidráulica en la celda  $i$  es utilizada para calcular la conductancia entre las celdas  $i$  y  $j$ . Este paquete evita la salida de flujo subterráneo de celdas secas, lo cual no es físicamente realista y

puede causar problemas de convergencia en el modelo. UPW es el reemplazo de los paquetes BCF (*Block-Centered Flow package*), LPF (*Layer-Property Flow package*) y HUF (*Hydrogeologic-Unit Flow package*) los cuales son las opciones para especificar las propiedades para controlar el flujo entre las celdas (Niswonger et al., 2011).

El método de Newton requiere una matriz de derivadas parciales para las aproximaciones de la ecuación de flujo de agua subterránea en diferencias finitas, esta matriz es la Jacobiana. La linealización realizada por NWT genera una matriz asimétrica, que es diferente a la matriz simétrica de la formulación en MODFLOW, para resolver este tipo de matriz MODFLOW-NWT cuenta con dos opciones, la primera es GMRES un solucionador residual de mínimos generalizados y el gradiente conjugado estabilizado mínimo ortogonal (método Orthomin) denominado CGSTAB.

Entre las diferencias funcionales que existen entre MODFLOW-NWT y MODFLOW 2005 se encuentra 1) el uso del paquete UPW, 2) todas las celdas de carga variable que se encuentran activas al inicio de la simulación permanecen activas durante el transcurso de esta, 3) la conductancia horizontal y la formulación de almacenamiento fue modificada para que en condiciones de simulación de acuíferos no confinados suavizar la discontinuidad entre el proceso de secado y rehumedecimiento de las celdas del modelo y transiciones entre condiciones de no confinamiento y confinamiento, y 4) la formulación del almacenamiento se modificó para condiciones de no confinamiento de tal manera que no hay cambios de almacenamiento cuando se producen cambios de carga en la base o parte inferior de la celda (Niswonger et al., 2011).

El sistema de ecuaciones que resuelve el método de NWT es representado de la siguiente manera:

### Ecuación 15

$$J(h^{n-1})\Delta h^n = R^{n-1}$$

Donde n y n-1 son contadores de iteración no lineal para la iteración actual y previa, respectivamente; J es la matriz Jacobiana  $J_{r,l} = \frac{\partial R_r}{\partial h_l}$ , y l es un exponente que va de 1 al número total de celdas activas iniciando en la parte superior izquierda y continua a lo largo de las columnas y después a lo largo de renglones, continuando a través de las capas; r es el exponente por cada renglón en la matriz Jacobiana;  $\Delta h^n = h^n - h^{n-1}$ ,  $h^n$  y  $h^{n-1}$  son las iteraciones n y n-1 de la carga en el acuífero; R es el vector residual representando los errores en el balance de agua celda por celda, es calculado sumando todas las entradas y salidas de cada celda.

### 5.4.8 Onda difusa (DFW)

La ecuación de Difusión de onda ha sido bien documentada como un método para resolver problemas de flujo transitorio, en una dimensión en canales abiertos gradualmente variados (Henderson, 1963; Cunge et al., 1980; Morris y Woolhiser, 1980). El modelo de onda difusa (DFW por sus siglas en Inglés) permite combinar la aproximación de difusión de onda para las ecuaciones de Saint-Venant con la ecuación de infiltración de Philip (1957) e integrar este componente de agua superficial al modelo de agua subterránea con la finalidad de caracterizar la respuesta del acuífero con el programa MODFLOW (Shanfield et al., 2012).

En este modelo se calcula la infiltración variable en tiempo debido a la heterogeneidad del material componente del lecho de un río o canal basado en la medición de la velocidad del frente del agua en cauces inicialmente secos. Para la calibración se estima y ajusta la conductividad hidráulica saturada en cauces con pendiente pequeña o negativa, además el movimiento de la onda en el cauce puede ser verificado con el modelo en estado transitorio de HEC-RAS y la conexión con el nivel freático con la solución analítica de flujo subterráneo. Utiliza el paquete de solución de Newton (NWT) (Niswonger et al., 2011) el cual es una formulación Newton-Raphson que mejora la solución de problemas de flujo de agua subterránea en acuífero no confinados, y además, está destinado a resolver problemas no lineales relacionados las variaciones en la cantidad de agua en la ecuación de flujo subterráneo.

Para simular la conexión entre el agua superficial y subterránea, la aproximación de difusión de onda es acoplada a la ecuación de flujo de agua subterránea (Anderson y Woessner, 1992) cuando el nivel freático está por debajo o en el nivel del lecho del río; la infiltración transitoria es simulada con el acoplamiento de la ecuación de Philip (1957) para que la analogía de la difusión capture las altas tasas de infiltración derivadas por gradientes de potencial capilar alto en el frente del flujo superficial, esta ecuación asume un flujo homogéneo, vertical y en una dimensión (Shanfield et al., 2012).

La aproximación matemática resuelta por el modelo DFW es en la formulación de la onda de difusión en una sola dimensión, desarrollada por Panday y Huyakorn (2004):

#### **Ecuación 16**

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( k_x \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial(Bh)}{\partial t} - Aq_{sb} = 0$$

Donde  $B$  es el ancho de la parte superior de la sección transversal inundada (en unidad de longitud, L),  $h$  es la elevación del agua superficial en el cauce (L),  $x$  en la longitud a lo largo de la dirección del flujo (L),  $k_x$  es la conductancia del cauce ( $L^3T^{-1}$ , unidad de longitud al cubo sobre unidad de tiempo),  $A$  es el área de la sección transversal inundada ( $L^2$ ),  $q_{sb}$  es el flujo por unidad de volumen infiltrado a la subsuperficie ( $T^{-1}$ ) y  $t$  es el tiempo (T). La conductancia es calculada utilizando la ecuación de Manning representada matemáticamente por:

**Ecuación 17**

$$k_l = \frac{C}{n} * \frac{A^{5/3}}{P^{3/3}} * \frac{1}{\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)^{0.5}}$$

donde  $C$  es 1 para unidades del sistema internacional (SI),  $P$  es el perímetro mojado de la sección transversal del cauce (L) y  $n$  es la rugosidad de Manning ( $TL^{-1/3}$ ). Los datos de la geometría de las secciones transversales del modelo a simular son datos de entrada, y está definida por tablas con la relación entre  $B$ ,  $A$ ,  $P$  y  $n$  con la profundidad del nivel de agua en el río; además para cada segmento en cada periodo de estrés determinado se designa el caudal de entrada, esta condición de frontera es determinada por el usuario. El cauce o canal, es discretizado en el modelo por segmentos de geometría parecida y dividido en tramos, la longitud de dichos tramos y segmentos depende de la información de campo con la que se cuente y la extensión geográfica del modelo, en las entradas del modelo se determina la longitud del segmento, la conexión entre los segmentos (hacia dónde va el agua, es decir, después de un tramo hacia donde descarga ya sea a una divergencia o a otro segmento de río), el número de tramos, la elevación del lecho del río en cada tramo, la pendiente entre tramos y la conductividad hidráulica ajustada. La conductancia de cada tramo es ponderada aguas arriba, es decir,  $h$  en la ecuación 17 es mayor de los tramos conectados, además,  $A$  y  $P$  son calculados en base a una  $h$  mayor. La solución simultánea de las cargas superficiales y subterráneas se logra mediante la solución de la aproximación de diferencias finitas aplicada a la analogía de difusión y que es representada de la siguiente manera (Panday y Huyakom, 2004):

**Ecuación 18**

$$\begin{aligned} \frac{k_{us}(h_{us} - h_l)}{\Delta l} + \frac{k_{ds}(h_{ds} - h_l)}{\Delta l} + \sum [k_{trib}(h_{trib} - h_l)/\Delta l] + \sum \left[ \frac{k_{div}(h_{div} - h_l)}{\Delta l} \right] + Q_{sq} \\ = \frac{(B^{t+1}h_l^{t+1} - B^t h_l^t)}{\Delta t} \times l \end{aligned}$$

donde  $h_l$  (L) es la carga en el canal en cualquier tramo con una distancia  $l$  (L); la carga es denotada como  $h$  y la conductancia como  $k$ ,  $h_{us}$  (L) y  $k_{us}$  ( $L^3T^{-1}$ ) son la carga y la conductancia, respectivamente, del tramo conectado aguas arriba;  $h_{ds}$  (L) y  $k_{ds}$  ( $L^3T^{-1}$ ) del tramo conectado aguas abajo;  $h_{trib}$  (L) y  $k_{trib}$  ( $L^3T^{-1}$ ) carga y conductancia de cualquier tramo designado como tributario dentro de la longitud total del tramo;  $h_{div}$  (L) y  $k_{div}$  ( $L^3T^{-1}$ ) son la carga y conductancia de cualquier tramo considerado como divergencia de otro tramo; y por último,  $Q_{sb}=q_{sb} A/l$  es la infiltración subsuperficial ( $L^3T^{-1}$ ).

Como se mencionó anteriormente, en el modelo DFW se integra la infiltración del agua superficial mediante la ecuación de Philip (1957), la cual fue acoplada a la analogía de difusión para simular la infiltración en estado transitorio, esta se representa de la siguiente manera:

### Ecuación 19

$$I = S(\theta_s, \theta_i)t_w^{1/2} + A_g t_w$$

donde  $I$  (L) es la infiltración acumulada,  $t_w$  (T) es el tiempo desde que el cauce es mojado por los flujos superficiales,  $A_g$  es el coeficiente para la componente del flujo por gravedad ( $LT^{-1}$ ) y  $S(\theta_s, \theta_i)$  es la sortividad ( $LT^{-1/2}$ ) la cual está en función de la profundidad de la corriente, retención del sedimento, la conductividad hidráulica relativa, y la condición de saturación inicial del lecho del río,  $\theta_s$  y  $\theta_i$ ;  $A_g$  representa la conductividad hidráulica saturada de los sedimentos del lecho del río.

Para incorporar la infiltración transitoria al agua subterránea se agrega al término de filtración como:

### Ecuación 20

$$Q_{sb} = P I l / \Delta t$$

Esta formulación cambia cuando el nivel freático llega a la base del lecho del río, esta conexión es formulada así:

### Ecuación 21

$$Q_{sb} = KP l (h_{gw} - h_l) / b$$

donde  $K$  es la conductividad hidráulica de los sedimentos del lecho del río ( $LT^{-1}$ ),  $h_{gw}$  es la carga del acuífero en la celda adyacente y  $b$  es la profundidad promedio del lecho del río (L). Por último, la ecuación de flujo de agua subterránea (ecuación 1) es acoplada con las ecuaciones 18, 20 y 21 en una matriz Jacobiana que es resuelta simultáneamente como un solo sistema utilizando el método de Newton.

#### 5.4.9 Paquetes de condiciones de frontera y post-procesos.

**Frontera de Carga General (GHB):** la función de este paquete es matemáticamente similar al de los paquetes de río, drenes o evapotranspiración, en que el caudal que entra o sale de una celda, desde una fuente externa es proporcional a la diferencia de potencial entre el potencial en la celda y el potencial asignado a la fuente externa. Así pues, se establece una relación lineal entre el caudal que entra en la celda y el potencial en la misma (Harbaugh, 2005). Es una condición de frontera de flujo dependiente de la carga.

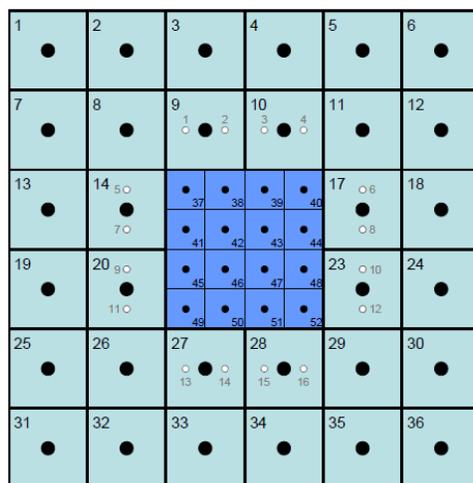
**Programa de Cálculo de Balances por Zonas (ZONEBUDGET):** este es un programa de post-proceso en lenguaje FORTRAN independiente que calcula balances subregionales usando los resultados del MODFLOW (Harbaugh, 1990).

### 5.4.7.1. Refinamiento Local de la Malla versión 2 (LGR v2).

Las simulaciones de flujo de agua subterránea y el transporte a menudo necesitan reducir el tamaño de las celdas de la red, es decir, refinar la malla en las áreas de interés locales para mejorar la precisión de la simulación. El refinamiento de la red de diferencias finitas -utilizado por MODFLOW- se puede lograr utilizando las redes refinadas a nivel regional, redes variables en espacio y refinadas localmente.

El uso de una red de refinamiento local puede ser computacionalmente menos intensiva que el uso de redes refinadas a nivel regional o redes variables en espacio (Figura 6). Este método, denominado Red de Refinamiento Local, unirá dos o más redes de diferencias finitas de diferente tamaño: una malla gruesa (llamada modelo Padre), que cubre una gran área que incluye las condiciones regionales de frontera, y una malla fina (denominada como modelo Hijo) que cubre un área más pequeña de interés. El refinamiento de la malla puede ser tanto vertical como horizontal.

LGR utiliza un método iterativo acoplado. Se utilizan dos vías de iteración de acoplamiento para asegurarse de que los modelos tienen condiciones compatibles de frontera a lo largo de su interfaz adyacente. El método aplicado a los modelos acoplados es el de nodos compartidos. Es decir, las mallas se construyen de tal manera que los nodos de la malla de los modelos Padre son coincidentes con los nodos de frontera seleccionados del modelo Hijo (Mehl y Hill, 2005).



**Figura 6.** Malla de refinamiento local, representación de la generación de la malla local a partir de una malla regional (Mehl y Hill, 2013).

Los métodos tradicionales de refinamiento de malla telescópicos acoplados en un sentido pueden resultar en inconsistencias de cargas y flujos entre la interface del modelo Padre y el modelo Hijo. El método de nodo fantasma (Figura 6) iterativamente acoplado de la versión 2 de LGR proporciona un acoplamiento más riguroso en la que la precisión de la solución está controlado por criterios de convergencia definidos por el usuario al inicio de la modelación; en problemas planteados realísticamente esto puede dar como

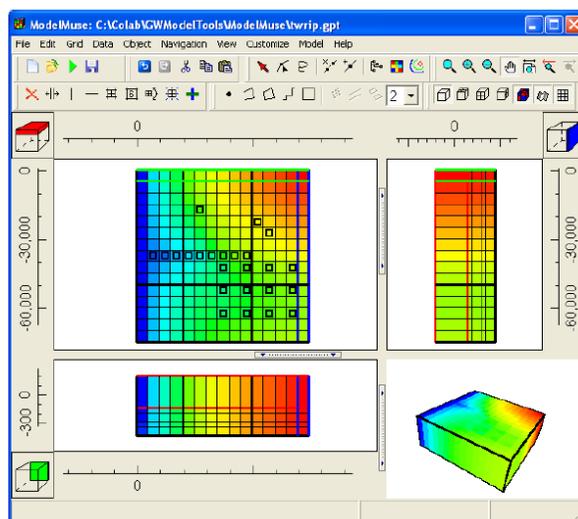
resultado soluciones más precisas y requerir de mayor tiempo de procesamiento computacional. El acoplamiento riguroso permite realizar análisis de sensibilidad, estimación de parámetros y análisis de incertidumbre que reflejen las condiciones de los dos modelos (Mehl y Hill, 2013).

MODFLOW LGR v2 utiliza el paquete BFH2 (*Boundary Flow and Head*, paquete de carga y flujo) el cual permite que el modelo Padre y el modelo Hijo pueden ser simulados independientemente utilizando las condiciones de frontera obtenidas del proceso iterativo de LGR v2.

### 5.4.7.2. Código ModelMuse

Es un paquete de programas con una interface gráfica para los modelos del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS, United States Geological Survey): MODFLOW-2005, MODFLOW-LGR, MODFLOW-NWT, PHAST, MODPATH, y ZONEBUDGET (Figura 7). Permite crear los archivos de entradas de flujo y transporte para PHAST y los archivos de entrada para MODFLOW 2005, MODFLOW LGR, MODFLOW-NWT y ZONEBUDGET (Winston, 2009).

En ModelMuse los datos espaciales del modelo son independientes de la malla, y los datos temporales son independientes de los periodos de estrés. La posibilidad de poder determinar estos datos independientemente permite poder redefinir la discretización espacial y temporal al mismo tiempo. En el manual de ModelMuse se describen los conceptos básicos requeridos para trabajar con este programa. Los conceptos básicos incluyen la malla del modelo, conjunto de datos, formulas, objetos, el método usado para asignar los valores al conjunto de datos y características del modelo (Mehl y Hill, 2005). ModelMuse tiene herramientas para generar y editar la malla del modelo. Además tiene una variedad de métodos de interpolación y funciones gráficas que pueden ser usadas para ayudar a definir la variabilidad espacial del modelo. Este programa puede ser usado para ejecutar MODFLOW 2005, MODFLOW LGR, MODFLOW NWT, PHAST, ZONEBUDGET y puede mostrar los resultados de todos ellos (Winston, 2009).



**Figura 7.** Interfase ModelMuse (Winston, 2009)

Para utilizar MODFLOW-LGR en ModelMuse Versión 3.7.1.0, es necesario designar el área que se desea refinar dentro del modelo Padre, para esto cuenta con un menú que permite realizar este procedimiento mediante la creación de objetos o la importación de estos desde un archivo de AutoCad (Autodesk, Inc.) o ArcGis (ESRI) (Winston, 2009).

Se especifican las propiedades y características deseables en el modelo Hijo por ejemplo nombre del modelo Hijo, la capa del modelo Padre que será designada como fondo del modelo Hijo, el número de celdas Hijo por cada celda del modelo Padre, cargas de inicio, discretización y criterios de solución. Esta interfase de ModelMuse trabaja de la misma manera que la rutina en MODFLOW LGR, se maneja tanto el acoplamiento de nodos como nodos compartidos entre el modelo Padre e Hijo (Winston, 2009).

En el método de nodo compartido en el refinamiento local, los datos de entrada requerirán de modificación en las celdas que formen el acoplamiento entre el modelo Padre y el modelo Hijo. Los flujos calculados por los paquetes de MODFLOW dependen del área total de la celda, ya sea directamente (RCH y EVT) o por la entrada del término conductancia mediante el usuario (DRN, GHB y RIV) (Mehl y Hill, 2005).

Para las fronteras de la malla del modelo Hijo se usa una frontera de carga específica, para poder reflejar el flujo en estas celdas de acoplamiento se pueden realizar cambios en los valores de entrada de los paquetes RCH, EVT, DRN, GHB y RIV en el modelo Padre (ecuación 15 y 16) o en el modelo Hijo (ecuación 17 y 18). Si los cambios son realizados en el modelo Hijo los valores de entrada de los paquetes serán modificados conforme a las ecuaciones (17 y 18) en las celdas de acoplamiento y en las esquinas (Winston, 2009).

### Capítulo VI. Metodología

Para alcanzar las metas anteriormente mencionadas fue necesario recopilar y depurar información de las descargas de flujo pulso y flujo base, considerando las siguientes actividades:

#### 6.1 Trabajo de campo.

##### 6.1.1 Agua subterránea.

- A. Rehabilitación y mantenimiento de la red piezométrica actual y propuesta de ubicación de nuevos piezómetros dentro del área de estudio, recopilación fotográfica del estado actual de los piezómetros para poder conocer cuántos pozos tendrán que ser sustituidos o buscados, en esta actividad se determinó la ubicación de nuevos piezómetros para ser incluidos en la red de monitoreo de los flujos ambientales (flujo pulso y base).
- A. Se realizó una nivelación diferencial de los piezómetros con equipo GPS de doble frecuencia mediante el método RTK (*Real Time Kinematic*), con un equipo Topcon modelo GR5 (Figura 8), con esta nivelación se obtuvieron las coordenadas X, Y y Z referenciadas a un banco de nivel con coordenadas conocidas. Este banco fue la referencia inicial del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), se utilizó con la finalidad de unificar referencia de elevación en los trabajos del monitoreo hidrológico del flujo pulso. Las coordenadas obtenidas fueron analizadas en conjunto con información recabada por el equipo de monitoreo del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), encontrándose diferencias entre mediciones de elevación de brocal de piezómetros de alrededor de 0.01 a 0.10 m, entre los datos obtenidos por el USGS y la UABC.



**Figura 8.** Nivelación de brocales de piezómetros con equipo GPS GR5.

- B. Mediciones de nivel estático con una sonda eléctrica en piezómetros (Figura 9) que son parte de la red piezométrica ubicada dentro de la zona de riparia, los piezómetros ubicados en la zona de estudio fueron en total 37 piezómetros.



**Figura 9.** Medición manual de piezómetro.

- C. Obtención de los datos de los medidores de nivel automáticos de la zona de estudio, visitas a campo dependiendo de la temporalidad de los flujos para obtener la información recopilada por el sensor, mediante el programa de procesado de información HOBOWare y Solinst LevelLogger. Además de conocer el estado en el que se encuentran los medidores.

### 6.1.2 Agua superficial.

- A. Monitoreo del avance del frente del agua, durante la descarga de los flujos ambientales se realizó el seguimiento del frente del agua, marcando la posición del frente con un GPS manual registrando la ubicación geográfica y fecha-hora de la posición.
- B. Se realizó la instalación y nivelación diferencial de las regletas con equipo GPS de doble frecuencia mediante el método RTK (*Real Time Kinematic*), con un equipo Topcon modelo GR5, con esta nivelación se obtuvieron las coordenadas X, Y y Z referenciadas al mismo banco de nivel utilizado como base del monitoreo.
- C. Instalación de transductor de presión para monitoreo de niveles de agua en el río y 42 sensores de temperatura en la zona seca del cauce para conocer el tiempo de llegada del agua.
- D. Reducción y compensación de datos de nivel de agua obtenidos de los transductores de presión.

### 6.2 Trabajo de gabinete.

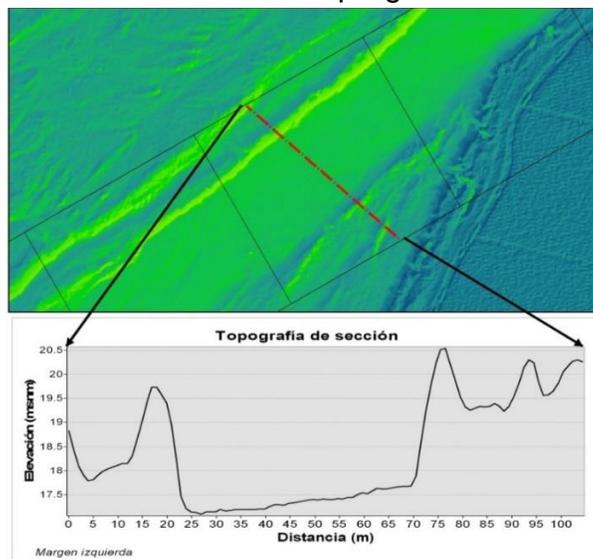
#### 6.2.1. Agua superficial

Análisis de datos de flujo superficial aforados durante las descargas, nivel de agua en el río y velocidad del frente del agua. Se analizaron las descargas en el inicio del tramo seco del río mediante información monitoreada por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS) y el equipo de monitoreo de la Universidad Autónoma del Estado de Baja California (IBWC, 2014). De estos datos se integró una base de datos en el sistema de información geográfica ArcGis y formato Excel para cada sitio de aforo, sitios con regleta y los datos tiempo de llegada del frente del agua.

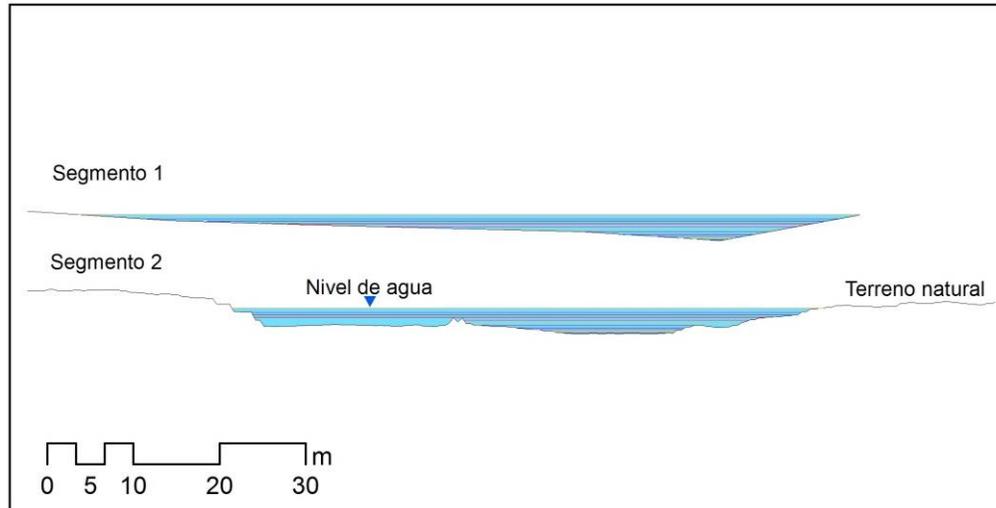
Durante el flujo pulso, los aforos realizados en los sitios DMS-3A y DMS-4, se llevaron a cabo por el USGS y la Comisión Internacional de Límites y Aguas de Estados Unidos, los sitios DMS-6 y DMS-7 por la UABC. Se utilizaron los caudales continuos estimados por Salcedo (2016) a partir de los registros horarios de nivel de agua superficial en cada regleta. El análisis de esta información se realizó para conocer la respuesta hidrológica a las descargas ambientales y recabar la información necesaria para la integración de esta información a las entradas del modelo geohidrológico-superficial.

#### 6.2.2. Relieve topográfico.

Análisis de datos obtenidos por tecnología LiDAR (IBWC, 2014) para la obtención de la geometría de secciones transversales del lecho del río llegando a las terrazas del río para determinar la geometría del cauce de cada segmento a modelar, un ejemplo de dicho análisis se muestra en la figura 9. Se generaron secciones transversales topográficas en las que se determinó el área inundada y el perímetro mojado a diferentes tirantes, esta información se determinó con el programa ArcGis (ejemplo Figura 10).



**Figura 10.** Ejemplo de obtención de topografía de secciones transversales del cauce con la información recaba con LiDAR.



**Figura 11.** Ejemplificación de cálculo de geometría en ArcGis, cada línea es una profundidad de agua en el río.

Para el cálculo de geometría primero se extrajeron los valores de elevación de una línea transversal determinada, esto se exportó a un archivo script al programa AutoCAD para la representación de dicha sección, después, se generó el ancho de la sección inundada resultado de diferentes niveles de agua en el río, estos se clasificaron por colores y capas de profundidad; enseguida se exportó el archivo a ArcGIS y se calculó la longitud de cada línea, las líneas se convirtieron a polígonos delimitados por cada área a cada profundidad de agua en el río; a continuación se decodificaron las capas y colores de cada línea para utilizarlos como atributo y conocer la profundidad a la que pertenecía cada polígono, por último, se calculó el área y perímetro de los polígonos; este procedimiento se realizó para cada sección transversal de los segmentos modelados.

### 6.2.3. Agua subterránea.

Se realizó la ubicación de la red piezométrica en un sistema de información geográfica con los datos obtenidos de la nivelación diferencial realizada. Se procesó la información obtenida en las mediciones de nivel freático durante el flujo pulso y flujo base, tanto mediciones manuales como automáticas, estas últimas realizando la corrección de presión barométrica con los datos de presión atmosférica y los registros del transductor para después llevar a cabo la conversión de los registros de presión a metros columna de agua y después referenciándolas a profundidad y elevación del nivel freático.

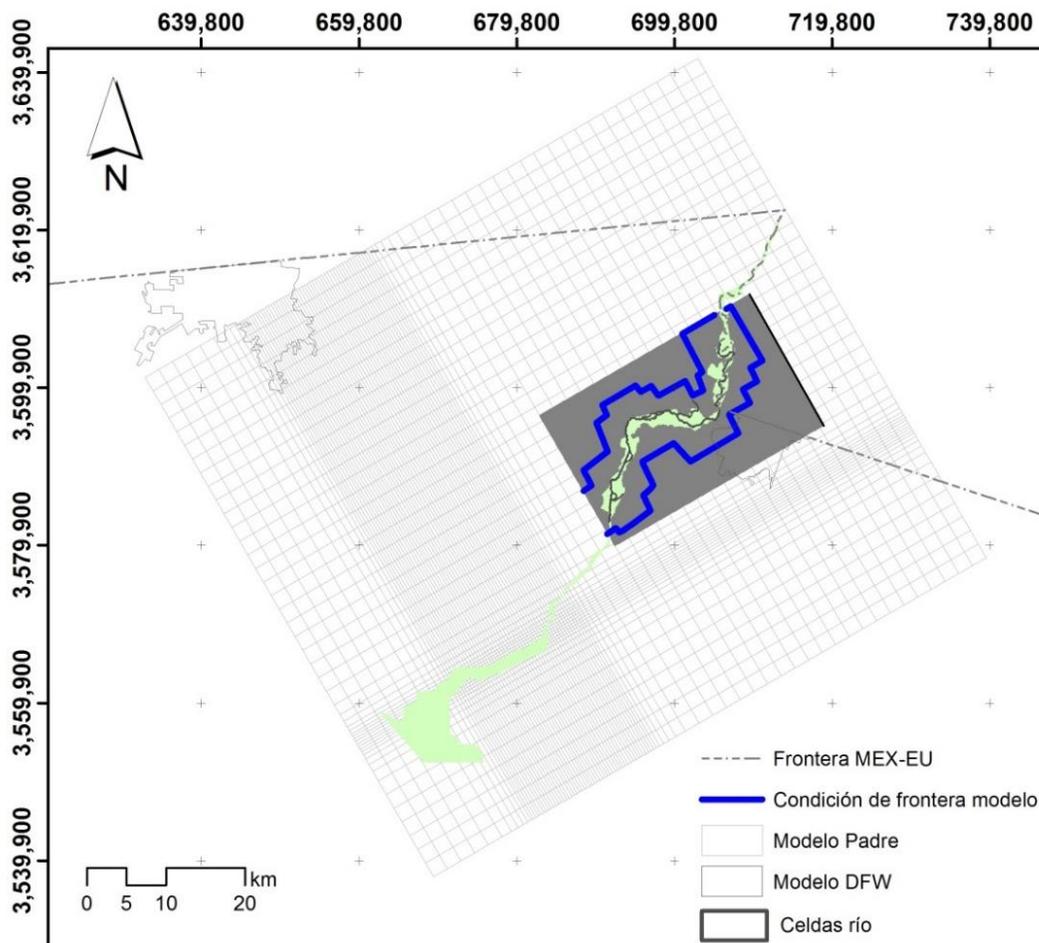
Se generó una base de datos de agua subterránea obtenidos durante los eventos flujo base y flujo pulso, con los datos de coordenadas, elevación del nivel freático, fecha de obtención de la medición, tipo de medición realizada, número de sensor, nombre del piezómetro y datos de construcción. Los piezómetros utilizados para la comprobación de la calibración del modelo fueron en total 17, solo estos contaban con información durante el periodo de modelización.

### 6.2.3.1 Suelo.

Incorporación de los resultados de gradación granulométrica (Alarcón-Gómez, 2016) como valores de conductividad inicial, correlacionando el tipo de sedimento con la conductividad hidráulica del lecho del río resultado de la modelación geohidrológica.

### 6.2.3.2 Modelación geohidrológica.

Para la realización del modelo de aguas subterráneas, se llevó a cabo una modelación del acuífero del Valle de Mexicali utilizando los modelos de Rodríguez-Burgueño, 2012, mediante MODFLOW-LGR v2 (Figura 12). Esta versión permite generar una zonificación del modelo general y crear un modelo independiente con las condiciones de frontera derivadas del resultado de la modelación, que en la versión anterior se denominaba modelo child. La ventaja es que este modelo de una zona específica permite obtener una mayor resolución y además hacerse independiente del modelo general, global o padre. De aquí en adelante será referido como modelo independiente.



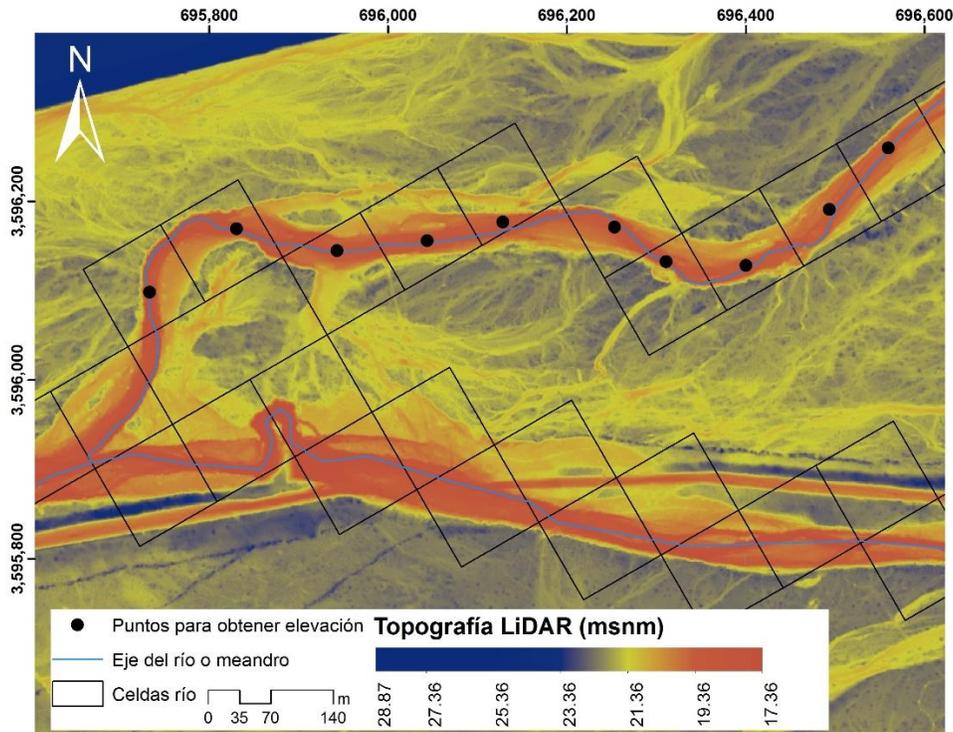
**Figura 12.** Dominio del modelo Padre (Rodríguez-Burgueño, 2012) y delimitación del modelo Child (DFW, zona seca del río).

**6.2.3.3 Modelo general del sistema de agua subterránea del acuífero del Valle de Mexicali.**

- a) Modelación mediante el código MODFLOW-LGR v2 del acuífero, para la obtención de las condiciones de frontera del modelo independiente Child de la zona seca del río, el cual está compuesto por una malla de celdas de 100 x 100 m limitado por las coordenadas 682,691.065 E, 3'596,384.845 N y 718,796.919 E y 3'595,164.685 N con un total de 306 columnas y 190 renglones en un capa de 30 m de profundidad.
- b) Análisis de la información necesaria para la simulación transitoria, se analizaron la información más reciente de los modelos esta fue extracción por bombeo, recarga por retorno agrícola, evapotranspiración del modelo regional, la cual fue para el 2010.
- c) Obtención de cargas hidráulicas de agua subterránea para que sirvan como fronteras para el modelo independiente, estas cargas se verificaron que fueran representativas en la zona de estudio, en la cual se presenta un cono de abatimiento del agua subterránea al sur de la zona seca del río, se verifico que este abatimiento fuera representado en el modelo.

**6.2.3.4 Infiltración**

- a) Construcción y simulación de un modelo de agua superficial-subterránea de un modelo independiente de la parte del cauce seco del río con MODFLOW DFW.
- b) Segmentación del río, en secciones de 500 m de separación de sinuosidad y geometría similar. Los tramos y segmentos del río se delinearon en el programa ArcGIS, de los cuales se calculó la longitud de cada uno de ellos; después se intersectoron las celdas del modelo Child con los segmentos y tramos representativos del cauce, tributarios y divergencias (meandros secundarios) (Figura 13) para conocer la ubicación de cada segmento y tramo dentro de las celdas de la malla (columna y renglón); se obtuvo la elevación y pendiente de cada tramo.



**Figura 13.** Determinación de la ubicación de los tramos y segmentos en la malla del modelo Child y la elevación de acuerdo a LiDAR.

- c) Construcción del paquete DFW, en el archivo de entrada está estructurado por columnas y renglones de datos, en el renglón superior se especifican el número de tramos y segmentos, número de cauces a simular, y especificaciones de modo de lectura de los datos; enseguida se enlistan los datos de los segmentos, la capa, el número de segmento, el número de tramo de cada segmento, la longitud, elevación del tramo en el lecho del río, pendiente de cada tramo, profundidad de la cama del río, conductividad hidráulica del río y parámetros de convergencia (THTS, THTI y THTR, tabla 2A); después se enlistan las relaciones geométricas entre tirante de agua, perímetro mojado, área de la sección mojada y rugosidad de cada segmento para cada periodo de estrés simulado, así como la conexión entre cada tramo, es decir la secuencia de entrada y salida de agua superficial entre segmentos, tributarios y divergencia (Tabla 2B) y el caudal de entrada para cada periodo de estrés simulado, la rugosidad promedio fue calculada de acuerdo a la formulación de Cowan (1956).

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

**Tabla 2.** Ejemplificación de estructuración de DFW. A) Identificación de segmentos y tramos con su longitud y pendientes, además de codificación de parámetros físicos y de solución. B) **Datos de las relaciones geométricas de cada segmento para cada periodo de estrés.**

A)

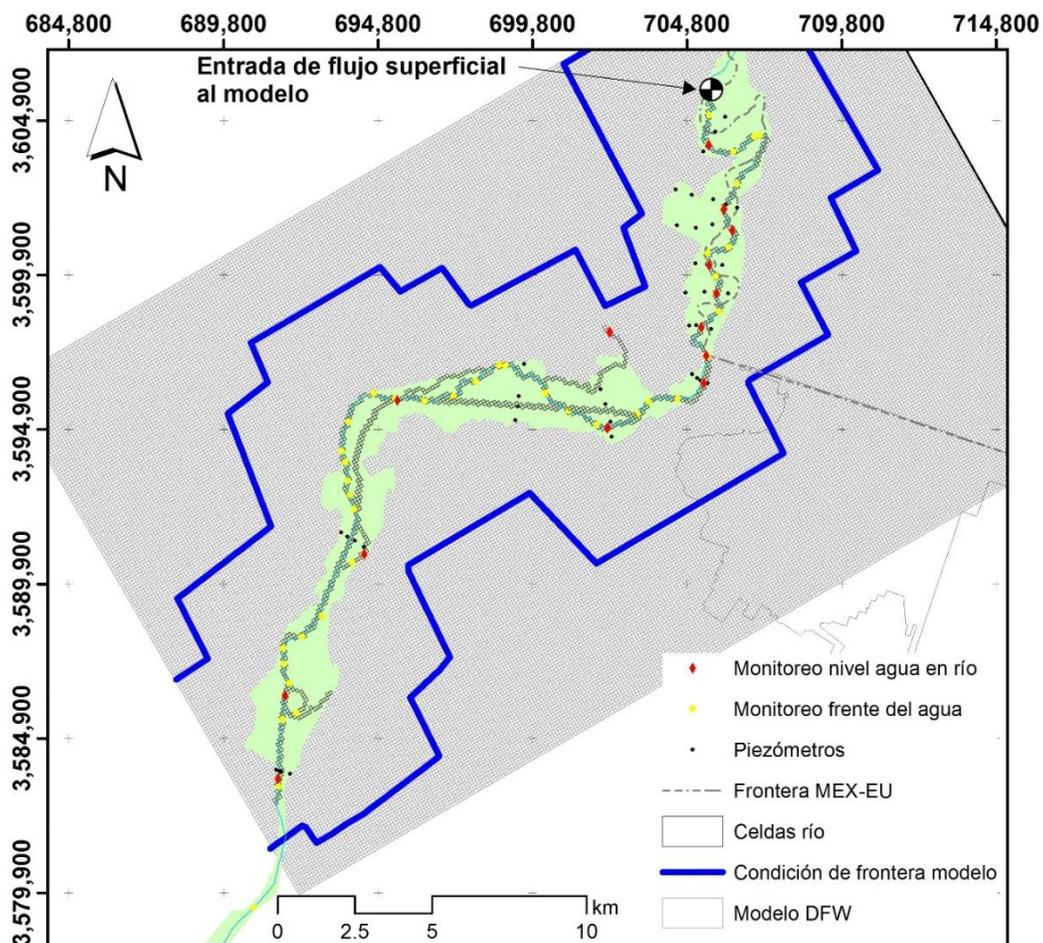
# Número de tramos NSEG	Número de segmentos NRCH	Factor de conversión de unidades CONST	Escritura de filtración río-Acuífero ISTCB1	Escritura de entrada y salida de flujos de cada tramo ISTB2	Lectura de parámetros ISFROPT							
515	108	1	1	0	1							
# Capa KRCH	Reglón IRCH	Columna JRCH	Segmento ISEG	Tramo IREACH	Longitud RCHLEN	Elevación STRTOP	Pendiente SLOPE	Prof. lecho STRTHICK	Conductividad UHC	THTS	THTI	THTR
1	35	243	1	1	95.6745	24.98	8.12E-04	2	3.25E-03	0.45	0.10	0.07
1	36	244	1	2	100.9054	24.87	4.96E-04	2	3.25E-03	0.45	0.10	0.07
1	37	244	1	3	47.6899	24.94	1.47E-03	2	3.25E-03	0.45	0.10	0.07
1	37	243	1	4	139.9287	24.93	8.35E-05	2	3.25E-03	0.45	0.10	0.07
1	38	242	1	5	134.1967	24.85	5.63E-04	2	3.25E-03	0.45	0.10	0.07
1	39	241	2	1	138.326	24.27	1.88E-03	2	4.30E-06	0.45	0.10	0.07
1	40	240	2	2	120.7281	24.71	3.64E-03	2	4.30E-06	0.45	0.10	0.07
1	41	240	2	3	115.0035	24.29	3.95E-03	2	4.30E-06	0.45	0.10	0.07
1	42	239	2	4	161.6197	24.68	3.59E-03	2	4.30E-06	0.45	0.10	0.07

B)

# Número de segmento NSEG	Método para calcular tirante de agua ICALC	Segmente aguas abajo OUTSEG	Divergencia IUPSEG	Número de valores de entrada NSTRPTS	Flujo de entrada FLOW	Escorrentia RUNOFF	Evapotranspiración ET	Precipitación PPT			
1	4	2	0	11	0	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00			
0.00	0.10	0.20	0.30	0.50	0.70	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	# Profundidad del agua en el río
0.000	2.154	4.307	6.461	10.768	15.075	21.536	64.406	90.834	497.655	598.417	# Longitud inundación en sección
0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	# Rugosidad
0.000	0.108	0.431	0.969	2.692	5.276	10.768	54.006	133.500	710.978	1307.768	# Área
0.000	2.166	4.319	6.473	10.792	15.100	21.573	64.417	90.905	498.898	598.917	# Perímetro

d) Calibración en estado transitorio del modelo para las descargas de los flujos pulso y base, esta calibración se realizó modificando la conductividad hidráulica del lecho del cauce por segmentos para empatar el frente del agua para cada caudal registrado en primer segmento, de ahí se verifica si la respuesta del agua superficial y subterránea de las celdas modeladas de acuerdo a las mediciones realizadas en cada periodo de estrés (Figura 14), la calibración se verifico para:

- I. Descarga de flujos superficiales
- II. Frente de agua observado.
- III. Niveles de agua superficial medidos
- IV. Respuesta del agua subterránea, niveles piezométricos.



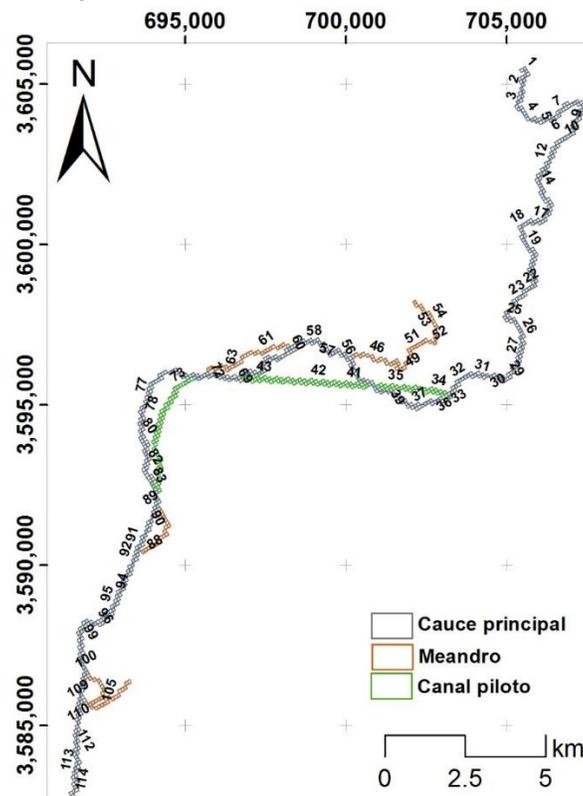
**Figura 14.** Dominio del modelo DFW, condición de frontera GHB.

#### 6.2.4.1 Modelización MODFLOW DFW.

- Acoplamiento del modelo de agua subterránea y superficial, para ello se integró el paquete DFW al modelo independiente Child de la zona seca del río, utilizando el paquete GHB para incluir la información de las condiciones de frontera obtenidas del modelo Padre y las cargas iniciales para el modelo DFW, para obtener estas condiciones se evaluaron los volúmenes de salida y entrada con ZONEBUDGET y las cargas resultantes.
- Los periodos de estrés corresponden a la discretización en tiempo, de acuerdo al arribo del frente del agua desde el primer frente registrado en el cauce seco hasta el último segmento de río modelado.
- Obtención de las tasas de infiltración por sección de río y la conexión entre segmentos y divergencias (meandros) de acuerdo a las descargas superficiales de cada sección (Figura 15).
- Simulación de escenarios de descarga en la zona de estudio.
- Análisis de resultados de agua subterránea obtenidos de las simulaciones de los eventos flujo pulso y base, para ello se graficaron las cargas obtenidas del modelo

de agua subterránea en el programa Model Muse, después se exportaron a formato shapefile para realizar el análisis de la información en ArcGIS creando superficies de agua subterránea en formato ráster para extraer la elevación del nivel de agua subterránea obtenido para cada periodo de estrés utilizando la ubicación geográfica de los piezómetros dentro en la zona de estudio.

- f) Análisis de los resultados de agua superficial obtenidos de las simulaciones, se creó una base de datos en formato Excel con el archivo de salida del modelo DFW, en la cual se filtraron las celdas (columna, renglón) de la ubicación de las regletas, observaciones de frente de agua y mediciones de caudal obteniendo los valores resultantes para compararlos con los valores observados.



**Figura 15.** Numeración de segmentos del modelo incluyendo el cauce principal, meandros del río y canal piloto.

### 6.2.4.2 Análisis de sensibilidad del modelo.

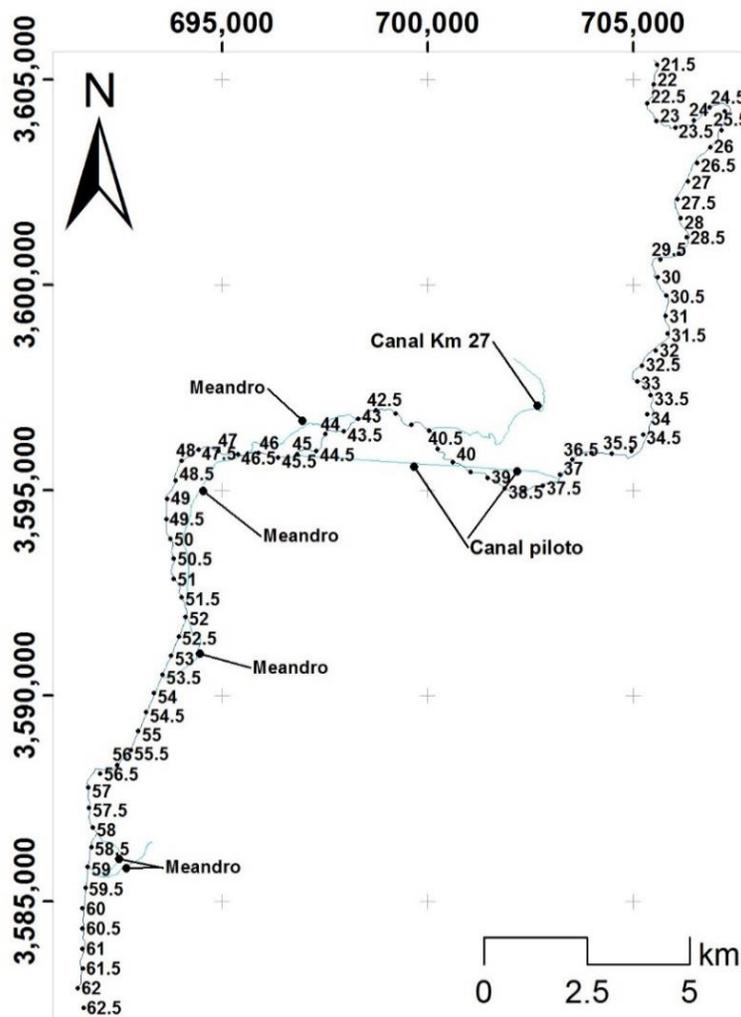
Para realizar el análisis de sensibilidad del modelo hacia varios parámetros geohidrológicos se realizaron las siguientes modificaciones:

1. Sensibilidad del modelo a cambios de conductividad hidráulica del lecho del río: para ello se le sumó o restó el 10% de su valor a la conductividad hidráulica saturada calibrada del lecho del río en el modelo del flujo pulso.
2. Sensibilidad del modelo a cambios en los parámetros del acuífero:

- Se simuló el modelo con el cambio en la conductividad hidráulica horizontal del acuífero de  $1.1656E-03$  m/s a  $5.17E-03$  m/s equivalente a 446.31 m/d.
- Modificación del rendimiento específico ( $S_y$ ) a 0.20 y 0.29.
- Cambio en el almacenamiento específico, utilizando  $1E-05$ .
- Cambio en la anisotropía, utilizando 0.5 y 1.5. En el modelo originalmente se consideró un valor de 1.

### Capítulo VII. Resultados y discusión.

Para futuras referencias de kilometraje de río en la figura 16 se ilustra el área de estudio con el kilometraje conforme el eje aproximado del río iniciando en 0 km en Presa Derivadora Morelos. Se ilustra una configuración del cauce principal del río, meandros, cauce piloto y canal del Km 27.



**Figura 16.** Kilometraje de acuerdo al eje del cauce principal del río iniciando en 0 km en Presa Morelos, la zona de estudio inicia aproximadamente en el km 21.5 finalizando en el km 62.

### 7.1 Agua subterránea

En la zona de estudio se encuentran 35 piezómetros de los cuales en este apartado se analizan únicamente los 17 piezómetros que cuentan con mediciones manuales y automáticas que pudieron discretizarse durante los períodos de estrés considerandos en el modelo DFW. Cabe señalar que de los 35 piezómetros 4 (P13, P14, P15 y P16) fueron construidos exclusivamente para monitorear los flujos ambientales y están ubicados 800 m aguas abajo del puente vehicular Mexicali-San Luis RC.

En las tablas 3 y 4 se muestran las coordenadas geográficas de los 17 piezómetros considerados en el análisis, el sistema de coordenadas utilizado fue el UTM WGS84 para X y Y, NADV88 para la coordenada vertical (Z). Además, se muestra la correlación entre la discretización temporal para cada período de estrés en el modelo DFW con la fecha y hora de medición. De esta forma las elevaciones del nivel freático en metros sobre el nivel del mar (msnm) están asociadas al período de estrés, la fecha considerada y la ubicación espacial (piezómetro) en que se registraron. Los valores no registrados (NA) de las tablas 3 y 4, se debieron a: 1) el piezómetro no era lo suficientemente profundo para registrar las fluctuaciones de nivel; 2) el sensor automático presento fallas, o; 3) el sensor fue vandalizado.

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

**Tabla 3.** Coordenadas geográficas y registros de nivel freático de piezómetro ubicados en la zona de estudio.

		PIEZOMETRO								
		N8	N7	MA7	MA12	MA15	P2	P3	P7	P10
PERIODO DE ESTRES	X	705,333.72	705,451.49	705,619.57	705,706.58	705,243.66	699,350.55	699,319.37	694,054.97	691,628.04
	Y	3,603,893.10	3,604,064.36	3,601,524.82	3,599,335.20	3,598,225.14	3,595,972.39	3,595,638.77	3,591,288.98	3,583,838.00
	Z	26.7671	27.3174	27.2236	25.4438	24.9875	22.5514	23.3236	20.3179	15.4651
FECHA		Elevación del nivel freático (msnm)								
2	24/03/2014 00:40	20.53	20.10	18.70	15.55	NA	NA	NA	NA	7.86
3	24/03/2014 04:32	20.52	20.09	18.70	15.55	NA	NA	NA	NA	7.90
4	24/03/2014 07:24	20.52	20.09	18.70	15.55	NA	NA	NA	NA	7.92
5	24/03/2014 13:43	20.83	20.09	18.71	15.55	NA	NA	NA	NA	7.96
6	24/03/2014 19:43	21.28	20.11	18.71	15.54	NA	9.41	10.07	9.75	8.02
7	24/03/2014 21:22	21.44	20.12	18.71	15.54	NA	9.39	10.07	9.75	8.03
8	24/03/2014 23:12	21.58	20.13	18.72	15.54	NA	9.37	10.07	9.75	8.05
9	25/03/2014 00:27	21.64	20.14	18.71	15.54	NA	9.36	NA	9.75	8.05
10	25/03/2014 03:34	21.83	20.16	18.72	15.54	NA	9.34	10.07	9.75	8.08
11	25/03/2014 05:19	21.94	20.16	18.72	15.54	NA	9.34	10.07	9.75	8.10
12	25/03/2014 07:14	22.06	20.18	18.72	15.54	NA	9.34	10.07	9.75	8.11
13	25/03/2014 08:17	22.12	20.18	18.72	15.55	NA	9.33	10.07	9.75	8.12
14	25/03/2014 11:10	22.27	20.19	18.73	15.54	NA	9.32	NA	9.75	8.14
15	25/03/2014 14:49	22.42	20.21	18.73	15.54	NA	9.32	NA	9.75	8.16
16	25/03/2014 18:00	22.60	20.22	18.73	15.54	NA	9.31	NA	9.74	8.19
17	26/03/2014 07:20	23.11	20.28	18.75	15.54	15.36	9.30	10.07	9.74	8.29
18	26/03/2014 07:49	23.11	20.28	18.75	15.55	15.55	9.30	10.07	9.74	8.29
19	26/03/2014 12:37	23.28	20.30	18.76	15.78	16.90	9.29	NA	9.74	8.32
20	26/03/2014 14:19	23.34	20.31	18.77	16.13	17.23	9.29	10.07	9.75	8.34
21	27/03/2014 01:01	23.65	20.35	18.78	17.52	18.65	9.28	NA	9.74	8.41
22	27/03/2014 17:55	24.09	20.45	18.84	18.52	19.86	9.27	10.07	9.74	8.51
23	27/03/2014 18:21	24.11	20.46	18.84	18.54	19.89	9.26	NA	9.74	8.52
24	27/03/2014 19:23	24.14	20.47	18.84	18.59	19.94	9.27	10.07	9.74	8.53
25	27/03/2014 22:34	24.23	20.51	18.86	18.72	20.12	9.27	10.07	9.74	8.55
26	28/03/2014 03:12	24.35	20.54	18.88	18.90	20.36	9.26	10.06	9.74	8.57
27	28/03/2014 05:43	24.41	20.58	18.90	19.00	20.48	9.27	10.08	9.74	8.59
28	28/03/2014 12:20	24.58	20.70	18.97	19.24	20.78	NA	NA	9.74	8.61
29	29/03/2014 01:49	26.14	21.17	19.15	19.74	21.31	NA	NA	9.74	8.68
30	29/03/2014 10:06	26.30	21.89	19.33	20.03	21.62	NA	NA	9.74	8.72
31	29/03/2014 12:06	26.43	22.13	19.38	20.10	21.70	NA	NA	9.74	8.71
32	29/03/2014 13:59	26.49	22.26	19.40	20.17	21.76	NA	NA	9.74	8.72
33	29/03/2014 15:16	26.57	22.51	19.45	20.21	21.81	NA	NA	9.74	8.73
34	29/03/2014 16:50	26.59	22.64	19.48	20.27	21.86	NA	NA	9.74	8.75
35	30/03/2014 23:59	27.41	25.73	20.33	21.11	22.79	9.39	12.28	9.85	8.88
36	31/03/2014 05:21	27.41	26.08	20.49	21.22	22.90	9.40	12.70	9.88	8.90
37	31/03/2014 10:35	27.42	26.31	20.63	21.31	23.00	9.42	13.03	9.92	8.91
38	31/03/2014 15:08	27.43	26.48	NA	21.40	23.08	9.44	13.33	9.95	8.93
39	31/03/2014 19:14	27.38	26.54	NA	21.46	23.14	9.47	13.56	9.98	8.95
40	31/03/2014 20:50	27.36	26.54	NA	21.49	23.16	9.48	13.61	9.99	8.96
41	01/04/2014 08:57	27.02	26.41	NA	21.63	23.24	9.53	14.13	10.08	8.99
42	02/04/2014 05:36	27.31	26.62	NA	21.78	23.35	9.63	14.76	10.30	NA
43	02/04/2014 08:02	27.39	26.69	NA	21.79	23.37	9.65	14.83	10.34	NA

NA: No registrado.

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

**Tabla 4.** Continuación tabla 3. Coordenadas geográficas y registros de nivel freático de piezómetro ubicados en la zona de estudio.

		PIEZOMETRO							
		P11	P12	P13	P14	P15	P17	P18	P20
PERIODO DE ESTRES	X	691,683.00	691,954.97	705,461.33	705,244.14	705,124.88	702,370.24	702,318.12	702,005.86
	Y	3,583,808.98	3,583,742.96	3,596,385.65	3,596,478.12	3,596,559.24	3,594,659.43	3,595,136.73	3,596,199.75
	Z	17.5632	16.1998	28.5207	24.7744	25.0711	24.1473	24.0670	24.6352
FECHA		Elevación del nivel freático (msnm)							
2	24/03/2014 00:40	NA	NA	11.15	11.39	11.46	11.27	12.60	14.62
3	24/03/2014 04:32	NA	NA	11.14	11.40	11.46	11.26	12.60	14.61
4	24/03/2014 07:24	NA	NA	11.15	11.39	11.46	11.26	12.60	14.60
5	24/03/2014 13:43	NA	NA	11.17	11.40	11.46	11.26	12.60	14.60
6	24/03/2014 19:43	10.24	10.07	11.16	11.40	11.46	11.25	12.59	14.59
7	24/03/2014 21:22	10.24	10.05	11.15	11.39	11.46	11.26	12.59	14.59
8	24/03/2014 23:12	10.25	10.04	11.16	11.40	11.46	11.26	12.60	14.59
9	25/03/2014 00:27	10.24	10.04	11.15	11.39	11.46	11.26	12.59	14.59
10	25/03/2014 03:34	10.25	10.03	11.15	11.40	11.46	11.26	12.60	14.59
11	25/03/2014 05:19	10.24	10.02	11.14	11.39	11.46	11.25	12.59	14.58
12	25/03/2014 07:14	10.24	10.02	11.14	11.39	11.46	11.25	12.59	14.59
13	25/03/2014 08:17	10.24	10.02	11.14	11.39	11.45	11.25	12.59	14.58
14	25/03/2014 11:10	10.24	10.01	11.14	11.39	11.45	11.25	12.59	14.59
15	25/03/2014 14:49	10.24	10.01	11.14	11.41	11.45	11.25	12.59	14.59
16	25/03/2014 18:00	10.24	10.00	11.14	11.40	11.45	11.25	12.58	14.59
17	26/03/2014 07:20	10.23	9.99	11.15	11.39	11.45	11.25	12.58	14.59
18	26/03/2014 07:49	10.23	9.99	11.15	11.39	11.45	11.25	12.58	14.59
19	26/03/2014 12:37	10.23	9.98	11.18	11.45	11.45	11.25	12.59	14.59
20	26/03/2014 14:19	10.24	9.98	11.20	11.52	11.45	11.25	12.59	14.60
21	27/03/2014 01:01	10.22	9.96	11.29	11.89	11.44	11.24	12.58	14.59
22	27/03/2014 17:55	10.23	9.96	11.56	12.42	11.45	11.24	12.72	14.59
23	27/03/2014 18:21	10.23	9.96	11.57	12.44	11.46	11.24	12.73	14.59
24	27/03/2014 19:23	10.23	9.96	11.60	12.47	11.46	11.24	12.75	14.59
25	27/03/2014 22:34	10.23	9.96	11.67	12.54	11.46	11.25	12.79	14.59
26	28/03/2014 03:12	10.22	9.96	11.80	12.69	11.48	11.25	12.86	14.59
27	28/03/2014 05:43	10.23	9.96	11.85	12.76	11.48	11.26	12.89	14.59
28	28/03/2014 12:20	10.22	9.95	12.06	12.97	11.50	11.27	13.01	14.59
29	29/03/2014 01:49	10.22	9.94	12.50	13.36	11.60	11.31	13.29	14.58
30	29/03/2014 10:06	10.22	9.94	12.82	13.66	12.18	11.34	13.54	14.58
31	29/03/2014 12:06	10.22	9.94	12.90	13.74	12.41	11.35	13.60	14.58
32	29/03/2014 13:59	10.22	9.94	12.94	13.78	12.55	11.35	13.63	14.58
33	29/03/2014 15:16	10.22	9.94	13.02	13.87	12.95	11.36	13.70	14.59
34	29/03/2014 16:50	10.22	9.94	13.05	13.90	13.18	11.37	13.74	14.59
35	30/03/2014 23:59	10.21	9.92	14.07	14.96	18.88	11.50	14.69	14.65
36	31/03/2014 05:21	10.21	9.91	14.24	15.19	19.03	11.53	14.87	14.65
37	31/03/2014 10:35	10.21	9.91	14.38	15.34	19.14	11.56	15.02	14.65
38	31/03/2014 15:08	10.21	9.91	14.53	15.55	19.25	11.59	15.18	14.66
39	31/03/2014 19:14	10.21	9.91	14.63	15.66	19.33	11.61	15.29	14.66
40	31/03/2014 20:50	10.21	9.91	14.65	15.69	19.35	11.62	15.33	14.67
41	01/04/2014 08:57	10.20	9.91	14.94	16.06	19.51	11.70	15.68	14.68
42	02/04/2014 05:36	10.20	9.88	15.30	16.42	19.73	11.85	16.26	14.74
43	02/04/2014 08:02	10.20	9.88	15.35	16.48	19.76	11.87	16.35	14.77

NA: No registrado.

### 7.2 Agua superficial

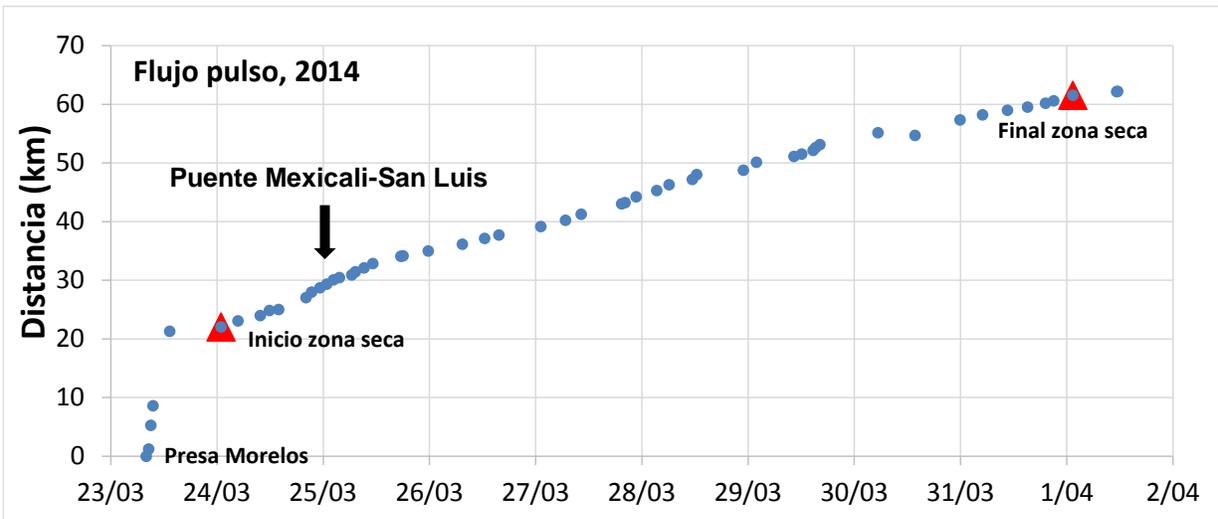
Del seguimiento del frente del agua superficial durante el flujo pulso se obtuvieron alrededor de 60 puntos georreferenciados (Figura 17), además incluyen datos provenientes de los sensores ubicados en regletas, sensores de temperatura.

A partir de los 60 puntos de seguimiento del frente de agua superficial (Figura 17) se estimó que las velocidades del frente del agua variaron entre 0.038 a 15.538 km/h. El frente de agua llegó al inicio de la zona seca el día 24 de marzo a las 00:53 a.m. y 8 días después, el 1 de abril a la 01:23 a.m. al final de la zona de estudio (Figura 18).



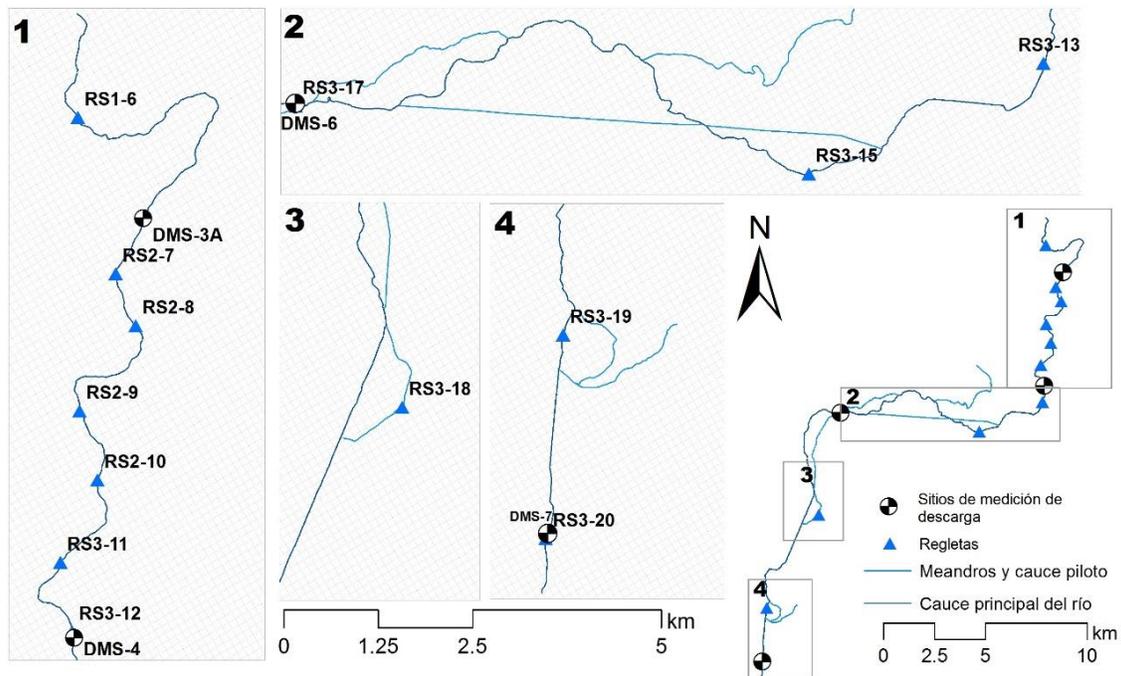
**Figura 17.** Localización geográfica del frente del agua en la zona seca del río a su paso por el sitio DMS-6 (km 46.5) el día 28 de marzo a las 12:00:06 h, vista hacia aguas arriba.

El avance del frente de las descargas del flujo base (5 al 10 de septiembre del 2014), no fue seguido de forma tan precisa como en el flujo pulso, solo se georreferenció el punto de máximo avance del agua, ubicado 1.1 km aguas arriba del puente vehicular Mexicali-San Luis RC (km 32.4 de río) el día 10 de septiembre, 5 días después del inicio de las descargas en Presa Morelos. De acuerdo a esta información, durante el flujo pulso el agua recorrió en 2 días 33.6 km de río mientras que el flujo base requirió 5 días. Durante los primero 3 días la descarga del flujo pulso en Presa Morelos fue de entre 20 y 60 m<sup>3</sup>/s y en los 5 días de desfogue del flujo base varió entre 5 y 13 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 18.** Registro del avance del agua aguas abajo de la Presa Morelos, durante el flujo pulso 2014.

Adicionalmente al seguimiento del frente de agua, el nivel del agua superficial fue registrado de forma automática, a cada 2 minutos, dentro de la zona de estudio con 11 regletas (RS-X, figura 19). Todas las regletas y sus sensores fueron relacionados al mismo nivel de referencia, con equipo GPS, obteniendo elevaciones de entre 24.21 a 13.67 msnm (figura 20 y 21).



**Figura 19.** Ubicación de regletas y mediciones de caudal, dentro del área de estudio.



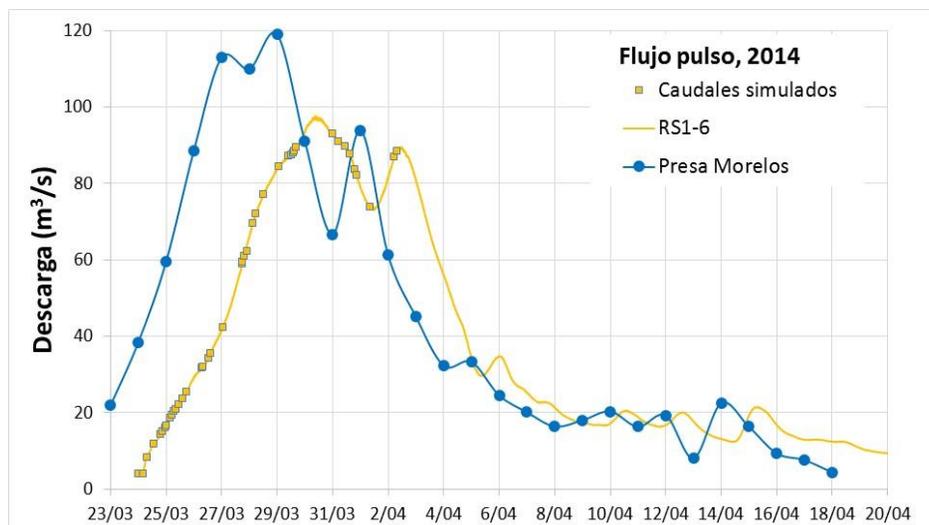
**Figura 20.** Nivelación de base para regleta.



**Figura 21.** Monitoreo de regletas, búsqueda de sensor para descarga de datos.

Los caudales estimados para la regleta RS1-6 se utilizaron como los datos de entrada para el modelo de infiltración DFW, del periodo 24 de marzo al 02 de abril del 2014, los caudales variaron desde 3.99 hasta 88.54 m<sup>3</sup>/s. En la figura 22 se muestra la descarga entregada en la Presa Derivadora Morelos (Presa Morelos) y el caudal estimado en el sitio RS1-6, para todo el periodo del flujo pulso.

La información del DMS-4, DMS-6 y regletas con registro continuo sirvieron para comparar los resultados del modelo con los datos calculados. Así mismo, se utilizaron los caudales calculados a partir de la información recopilada en las regletas (Salcedo, 2016) como referencia de datos observados.



**Figura 22.** Descarga en Presa Derivadora Morelos durante todo el flujo pulso, datos proporcionados por CILA y flujo calculado a partir de la información recabada en la regleta RS1-6 por Salcedo (2016). Indicar que las líneas son solo gráficas no tienen que ver con los valores de las descargas.

La configuración geométrica del tramo de río a simular, incluyó un total de 114 segmentos y 583 tramos. En cada segmento se determinó el área inundada, ancho de inundación y perímetro mojado para 15 profundidades diferentes de agua superficial que variaron de entre 0 a 6 m; calculando un total de 1710 relaciones geométricas. La elevación del lecho de río de cada tramo varió desde 24.98 msnm en la porción más aguas arriba hasta 13.84 msnm en la porción sur. El rango de pendientes del cauce principal entre tramos fue de  $5.67E-05$  a  $2.25E-02$ . La rugosidad calculada para las secciones simuladas fue de 0.065 en promedio, la cual no fue modificada en el transcurso de la simulación y fue uniforme para todo el ancho de la sección inundada.

### 7.3 Modelación geohidrológica-superficial (Modelo DFW).

La simulación acoplada río-acuífero se realizó con la discretización más fina  $100 \times 100 \times 30$  m de tamaño de celda del modelo independiente ubicado únicamente en la extensión del área de estudio. Este modelo consideró los parámetros geohidrológicos y los potenciales hidráulicos del modelo padre desarrollado previamente por Rodríguez-Burgueño (2012). Con esta nueva discretización fue posible representar el abatimiento de más de 15 m de profundidad del nivel freático, antes de la descarga del flujo pulso, en la porción media del tramo estudiado, entre los km 31 y 42 de río.

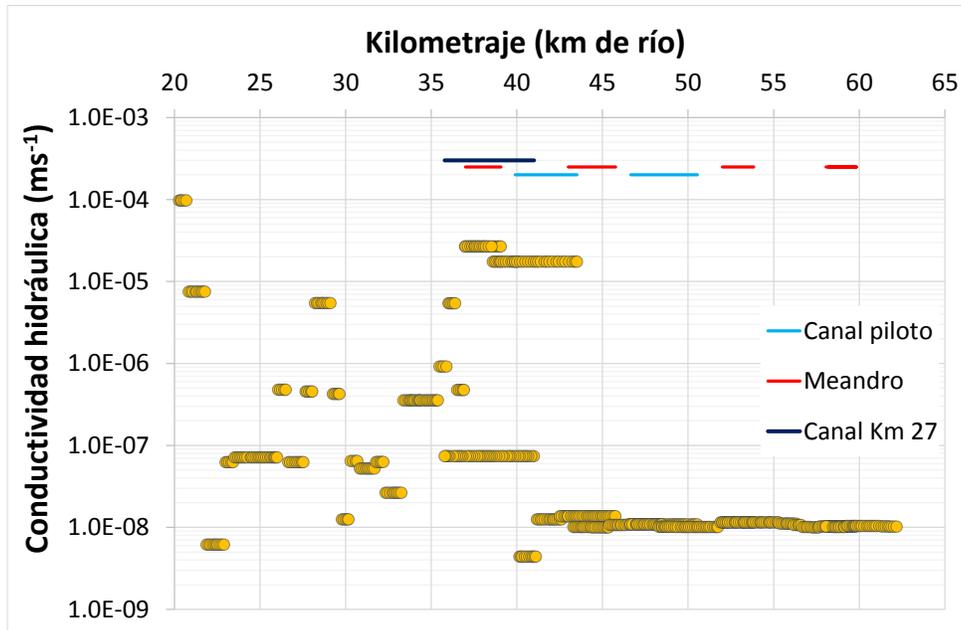
Se realizaron 43 periodos de estrés de los cuales, el primero, se inició simulando un caudal de  $0 \text{ m}^3/\text{s}$  con la finalidad de acelerar el proceso de modelación, por ello en los resultados se mostrarán del periodo de estrés (PS) 2 al 43.

Los cambios efectuados en el modelo independiente requirieron llevar a cabo una nueva calibración de las propiedades geohidrológicas del acuífero (tabla 5), para lo cual se corrieron alrededor de 50 modelos resultando en los siguientes cambios:

**Tabla 5.** Modificación de propiedades geohidrológicas del modelo del sistema acuífero.

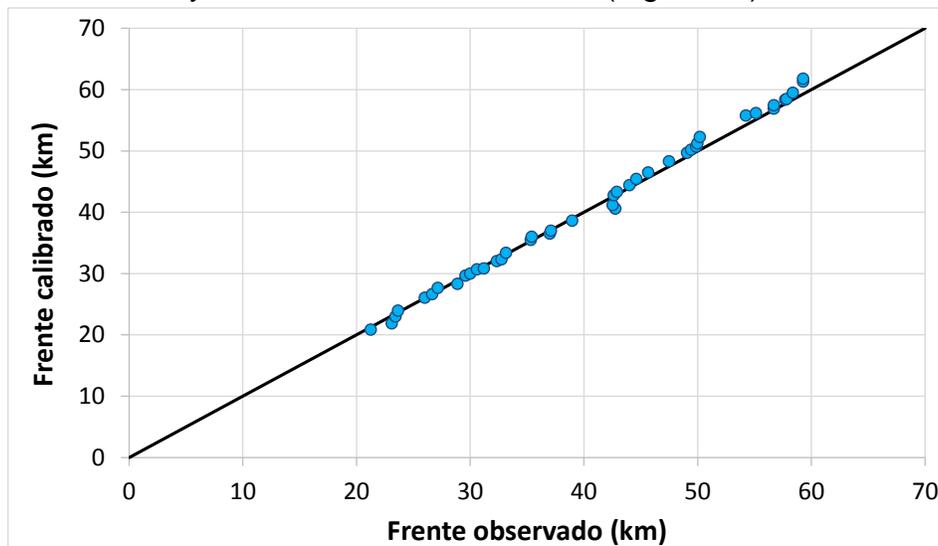
Valor inicial	Parámetro	Valor calibrado
Variable	Conductividad hidráulica horizontal	$1.1656E-03 \text{ m/s}$
$3.47E-05 \text{ m/s}$	Conductividad hidráulica vertical	$3.47E-07 \text{ m/s}$
0.2	Rendimiento específico	0.26
$1E-05$	Almacenamiento específico	$1E-03$

La calibración del modelo se realizó utilizando los 42 valores de caudal del sitio RS1-6, durante el evento del flujo pulso. Los rangos de conductividad hidráulica de saturación calibrada del lecho del río variaron entre  $3.25E-09$  a  $9.72E-05 \text{ m/s}$  (Figura 23), utilizando los datos del frente del agua como objetivo de calibración. Estos valores de conductividad se encuentran dentro del rango de los valores obtenidos en el estudio de Alarcón-Gómez (2015), lo cual es congruente con el tipo de sedimento presente en el área de estudio, clasificado como arenas (Alarcón-Gómez, 2015).



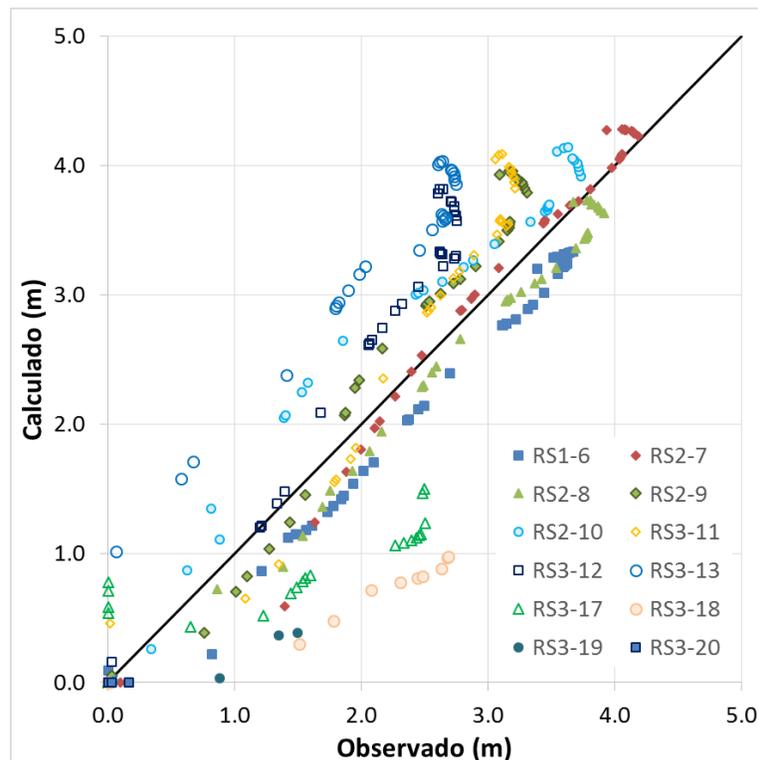
**Figura 23.** Valores de conductividad hidráulica de saturación en el lecho de río obtenidos de la calibración del modelo, las líneas representan la ubicación en kilómetros de los meandros, canal piloto y canal del Km 27.

El frente del agua se determinó para cada uno de los segmentos en los que había información de campo para los 43 periodos de estrés, resultado de la calibración se obtuvo una variación entre los frentes de agua observados y calculados de  $\pm 2.5$  km. Las discrepancias entre los valores calculados y observados de todos los periodos de estrés, fueron las siguientes: 48% tuvo una discrepancia de entre  $\pm 500$  m de longitud; 29% de entre  $\pm 500$  a 1,000 m, y; 24% de  $\pm 1,000$  a 2,000 m (Figura 24).



**Figura 24.** Relación entre el frente del agua superficial observado y calculado de cada segmento en cada periodo de estrés.

Una vez obtenida la calibración del frente del agua superficial, se procedió a verificar la respuesta de los niveles de agua superficial calculados por el modelo. Como resultado de la modelación, los datos observados y calculados difieren en alrededor de -1.42 a 1.75 m, en 7 de las 12 regletas utilizadas se obtuvieron diferencias de  $\pm 1.00$  m (Figura 25).



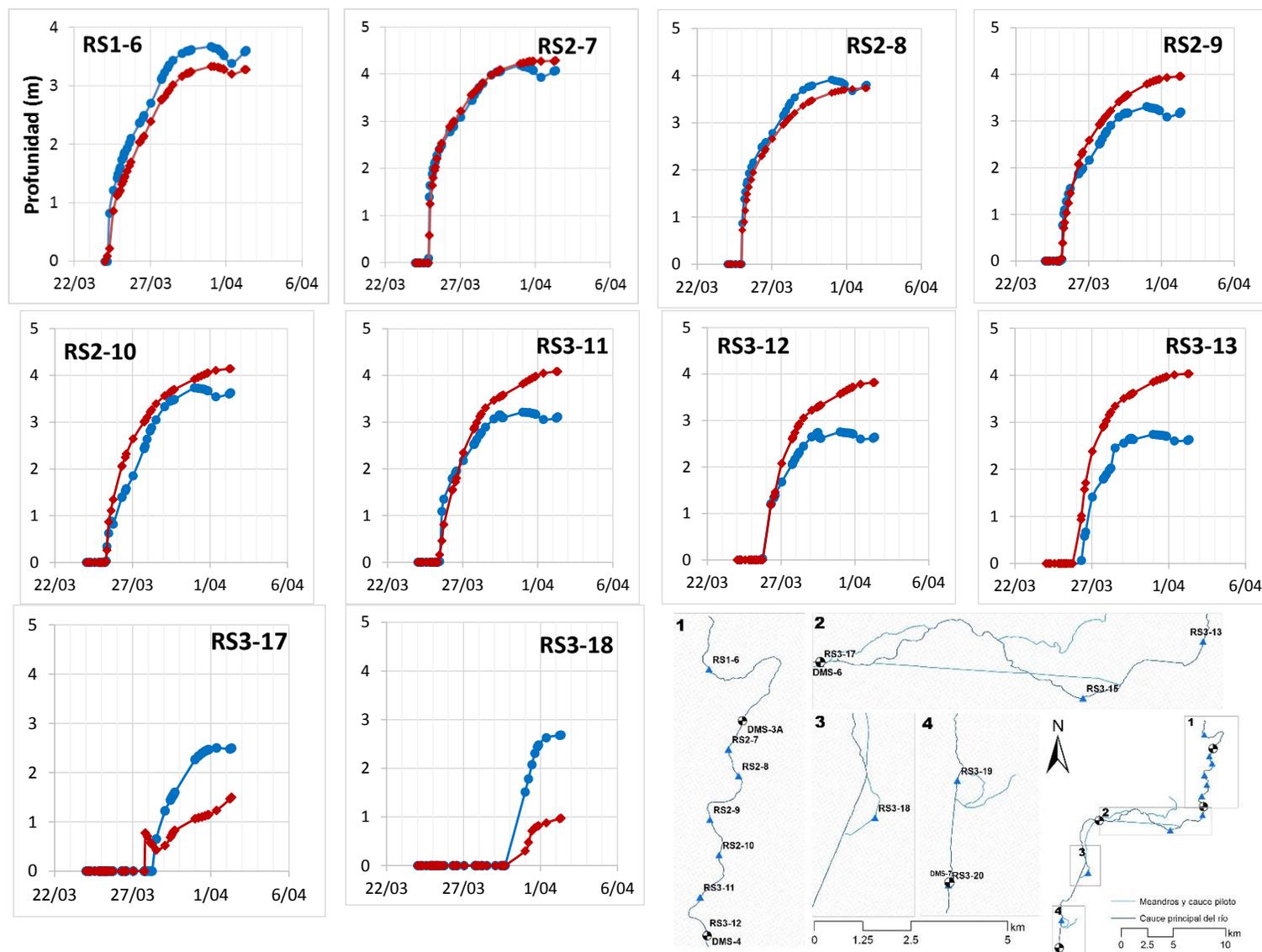
**Figura 25.** Relación de tirantes calculados y observados en los sitios de monitoreo de agua superficial.

En la figura 25 se observa, como el modelo sobreestima los tirantes de agua, esto es un indicador de que si bien los frentes de agua están determinados en un rango aceptable (mayoría entre 0-500 m), el agua superficial está siendo remansada en algunas zonas del cauce, es decir, se está subestimando la infiltración en el modelo.

El análisis de cada uno de los sitios de monitoreo muestra que las discrepancias entre los tirantes observados y calculados (figura 26) no se presentan desde el inicio del ingreso del flujo al sitio. Al ingresar el agua al sitio la respuesta del modelo es muy parecida en forma y magnitud al medido, sin embargo, a medida que avanza el tiempo, el modelo sobreestima el tirante de forma progresiva. De la gráfica se puede observar que estas discrepancias aumentan a medida que aumenta la distancia de avance de la onda en el río, siendo más amplia en el sitio RS3-13 que en el RS2-7, por ejemplo. En estos sitios la sobreestimación del tirante puede deberse a que se están inundando zonas no consideradas en el modelo, o bien, que se el proceso de infiltración modelado es menor que el real.

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

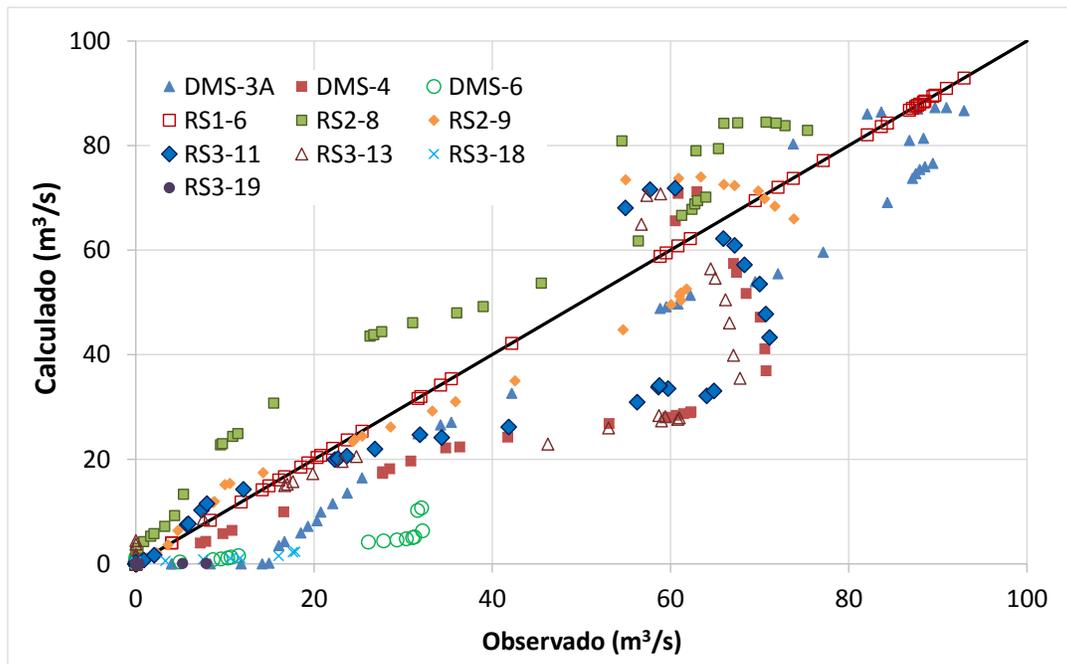
En contraposición a los sitios aguas arriba (RS2-9 a RS3-13) se está subestimando el nivel de las regletas en los dos últimos sitios de medición analizados (RS3-17 y RS3-18). Este resultado es producto de que el agua que alcanza a llegar a estos segmentos en el modelo es muy poca y no permite la elevación del tirante hasta los niveles registrados.



**Figura 26.** Variación temporal del nivel de agua en el río (profundidad o tirante) calculado (rombo rojo) y observado (circulo azul), en cada sitio de medición.

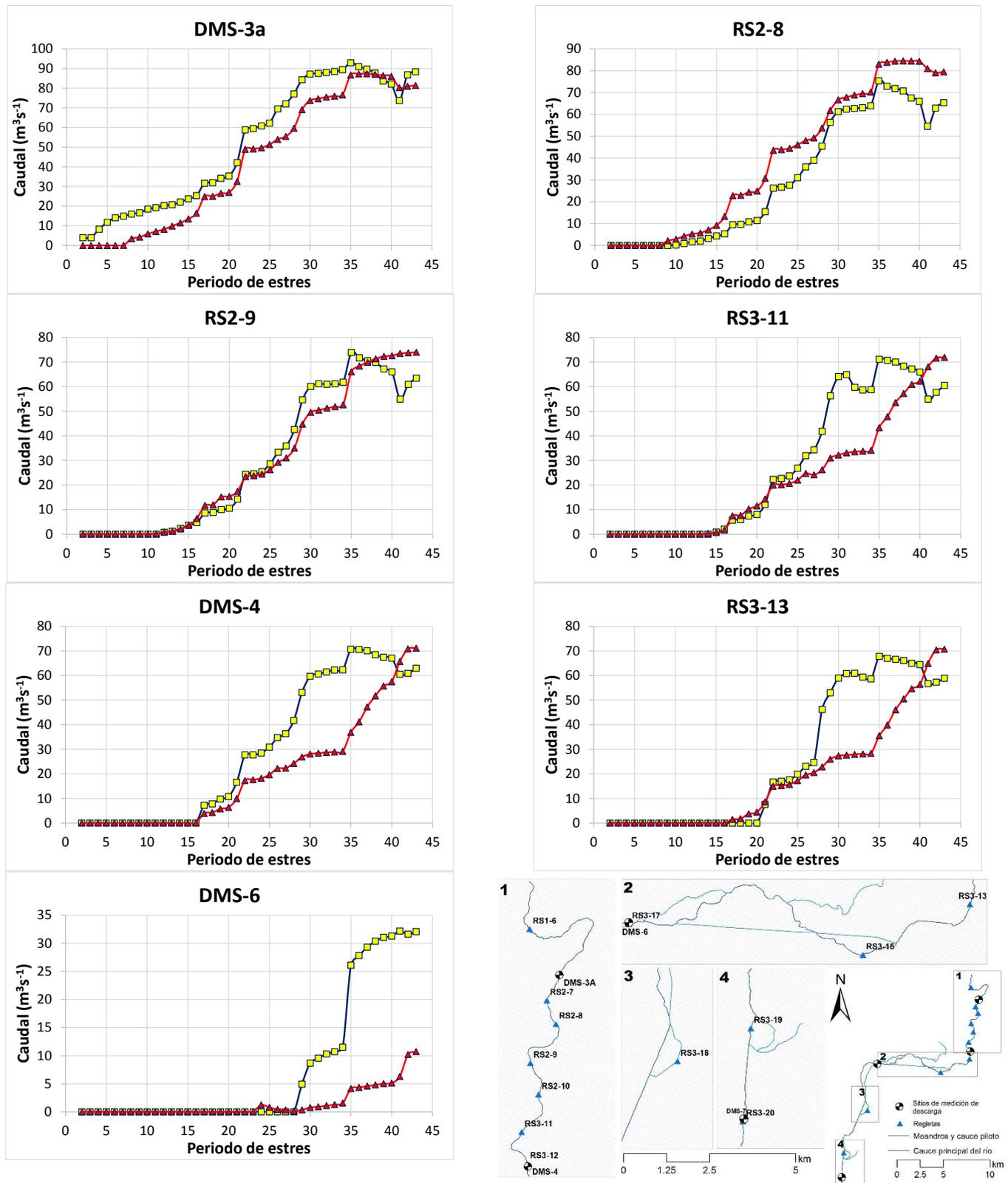
Una vez realizado el análisis de los resultados, se procedió a graficar los valores de caudal calculados y observados a la entrada en cada sitio de monitoreo (Figura 27). En los sitios DMS-3a, RS2-8 y RS2-9 (Figura 27) los cuales se ubican en los primeros 10 km del modelo (del km 21.4 al 31.5, de río) se observan diferencias entre los caudales observados y calculados de alrededor de entre 0 a 10 m<sup>3</sup>/s (Figura 28) y la forma de los hidrogramas es muy similar, en los últimos 4 periodos de estrés se observan diferencias en el comportamiento del hidrograma siendo los caudales calculados mayores a los observados, esto se infiere es debido a una subestimación de la infiltración y a la extensión de la inundación.

Sin embargo, en los sitios RS3-11, DMS-4, RS3-13 y DMS-6 (km 32.5 a 46.5, figura 28) se observan discrepancias de entre -26 a 33 m<sup>3</sup>/s en los periodos de estrés 25 al 40 (caudales simulados de entre 60-80 m<sup>3</sup>/s) disminuyendo dichas diferencias en RS3-11, DMS-4 y RS3-13 en los últimos 3 periodos de estrés. A diferencia de los primeros 10 km, en estos 14 km del modelo (km 32.5 a 46.5) los caudales calculados son menores a los observados (Figura 28), ya que en el modelo el agua que llega a estos sitios es menor al volumen observado, además la sobreestimación del área inundada (tirantes sobrestimados) y una baja velocidad debido a las bajas pendientes provocaron una subestimación del caudal. En los sitios aguas abajo del DMS-6 (RS3-18 y RS3-19) los caudales obtenidos del modelo son menores a 2 m<sup>3</sup>/s y los caudales observados fueron de entre 0 a 18 m<sup>3</sup>/s en el RS3-18 y 0 a 8 m<sup>3</sup>/s en el RS3-19, esto debido a la poca agua que llegó aguas abajo del sitio RS3-13 en el modelo, lo que conlleva a la subestimación de caudales.



**Figura 27.** Relación de caudales calculados y observados.

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

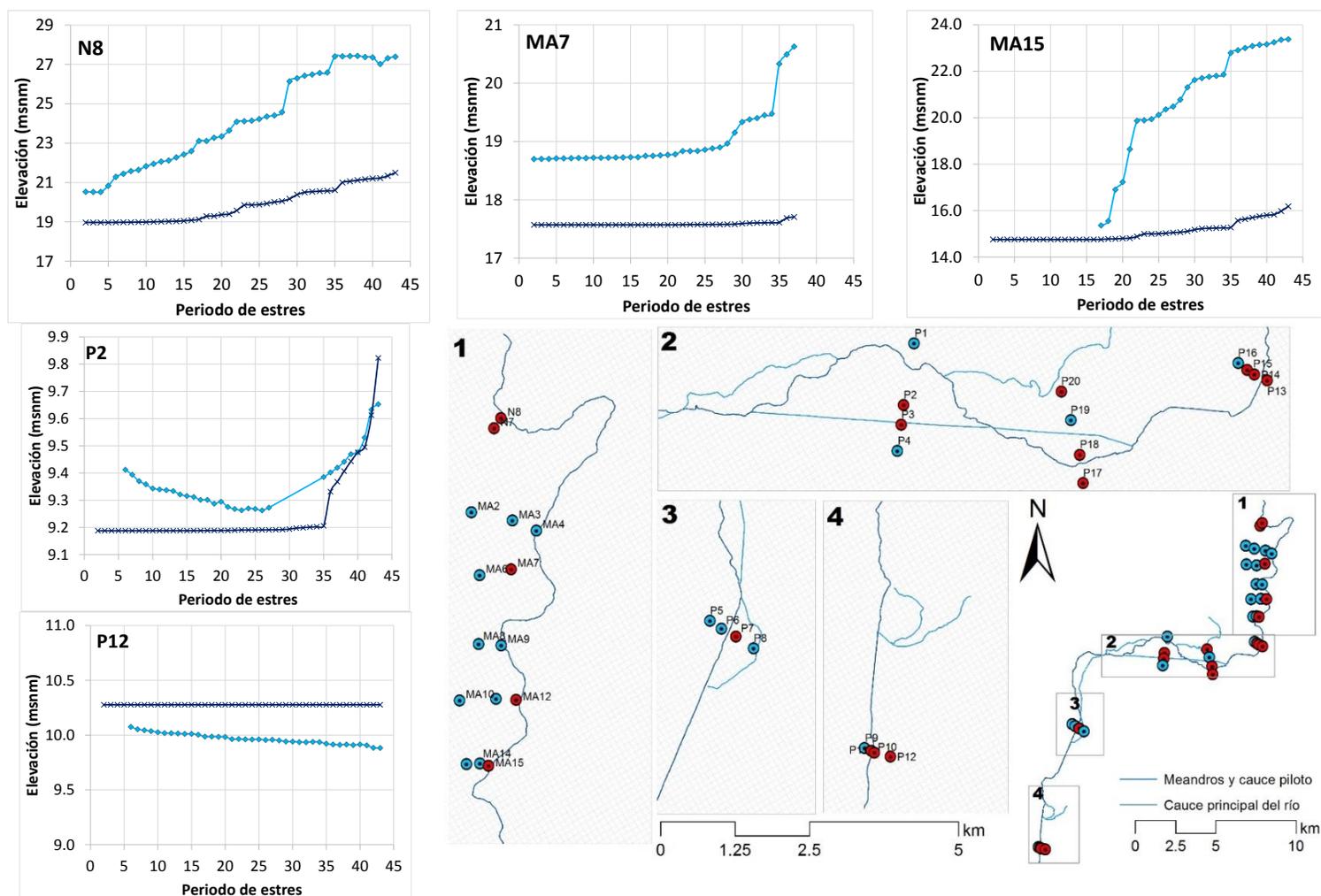


**Figura 28.** Hidrogramas en sitios de monitoreo de flujo superficial, calculado (triángulo rojo) y observado (cuadrado amarillo).

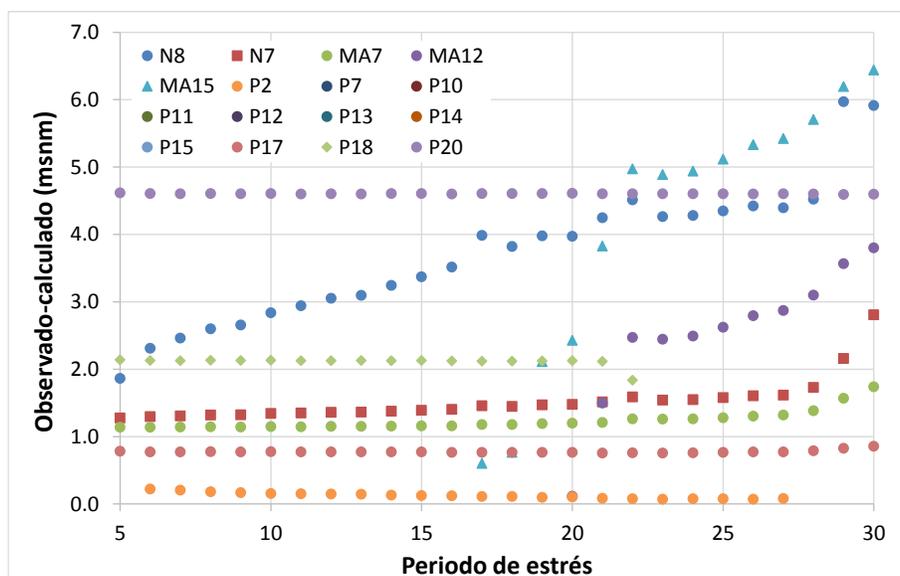
## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

Para analizar la respuesta del acuífero se utilizaron los datos de nivel freático de los piezómetros anteriormente mencionados (Figura 29), los valores calculados difieren con los observados en el rango de -7.0 a 7.0 m (Figura 30). En los piezómetros aguas arriba del modelo (primeros 10 km) del N8 al MA12 se observó una respuesta tardía y de menor magnitud (alrededor de 3 y 7 m) a la observada (Figura 29 y 30), en el piezómetro N8 y P2 (piezómetros cercanos al lecho del río) se puede observar una forma similar en las variaciones de nivel subterráneo calculados y observados.

Debido a la poca infiltración en los últimos segmentos del modelo se puede observar en los piezómetros ubicados más aguas abajo del P2-P3 y P4 (Figura 29 y 30) que el acuífero no presenta una respuesta, sin embargo, para el periodo simulado estos piezómetros no tenían registros de niveles observados debido a cambios por el flujo pulso, la tendencia lineal en las diferencias entre observados y calculados nos indica que no hubo respuesta del acuífero y que los niveles del acuífero antes del flujo pulso no se representaron adecuadamente en el modelo (Figura 30 y 31).

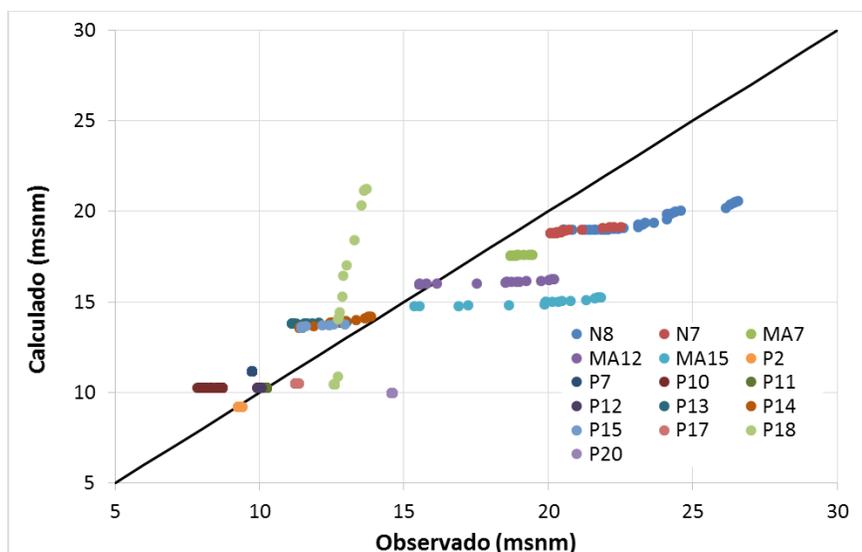


**Figura 29.** Variación temporal del nivel freático calculado (cruz azul) y observado (circulo azul), en algunos de los piezómetros utilizados para la comparación de resultados.

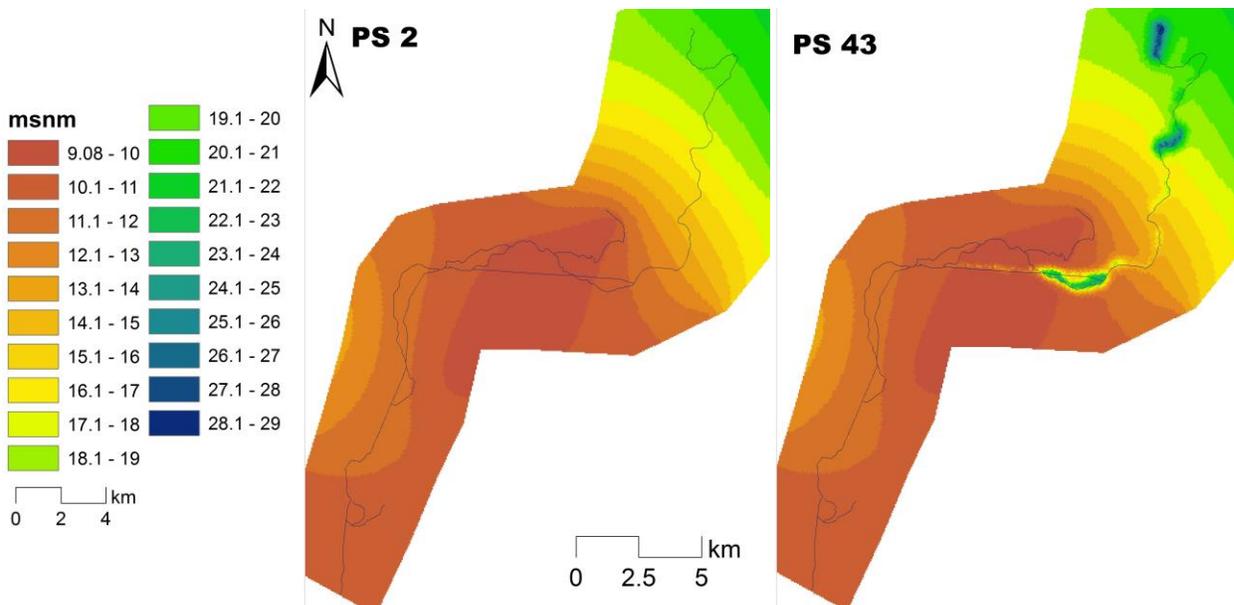


**Figura 30.** Diferencias entre nivel freático observado y calculado por el modelo para cada periodo de estrés simulado.

Cabe mencionar que debido a que el modelo de agua subterránea se simplificó utilizando las cargas resultantes y no incorporando, por ejemplo, la extracción por bombeo o salidas por evapotranspiración, u otras entradas al sistema de manera transitoria, la extensión de los efectos hidrológicos del flujo pulso en el acuífero difirió a lo modelado (Figura 32). Se presentan diferencias entre las cargas observadas y calculadas desde el inicio de la simulación ya que la representación de los niveles de agua subterránea antecedentes a la descargas del flujo pulso no se lograron igualar debido a la información base del acuífero, ya que solo se contaba con información antecedente del 2010, por ello se tienen diferencias entre 1 a 4 m en la carga hidráulica del acuífero (Figura 29).



**Figura 31.** Relación de la elevación del nivel de agua subterránea calculado y observado.

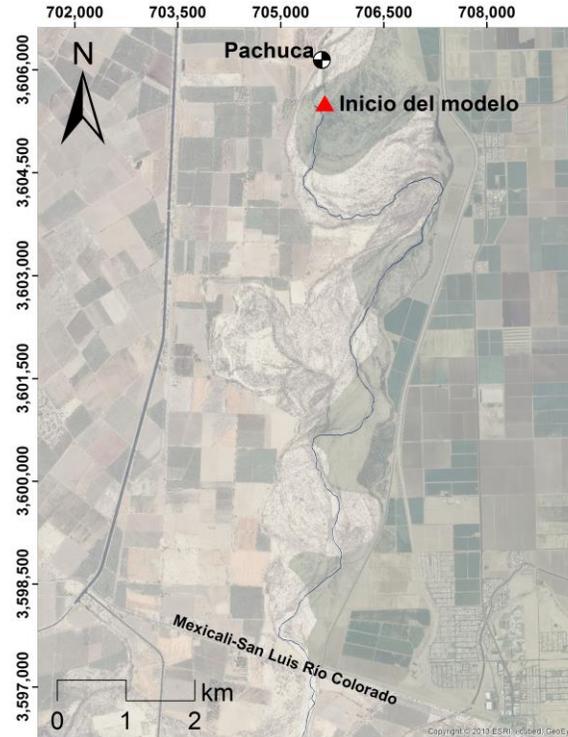


**Figura 32.** Superficie de nivel de agua subterránea para el periodo de estrés 2 (PS 2) y 43 (PS 43), inicio y final de la simulación, respectivamente.

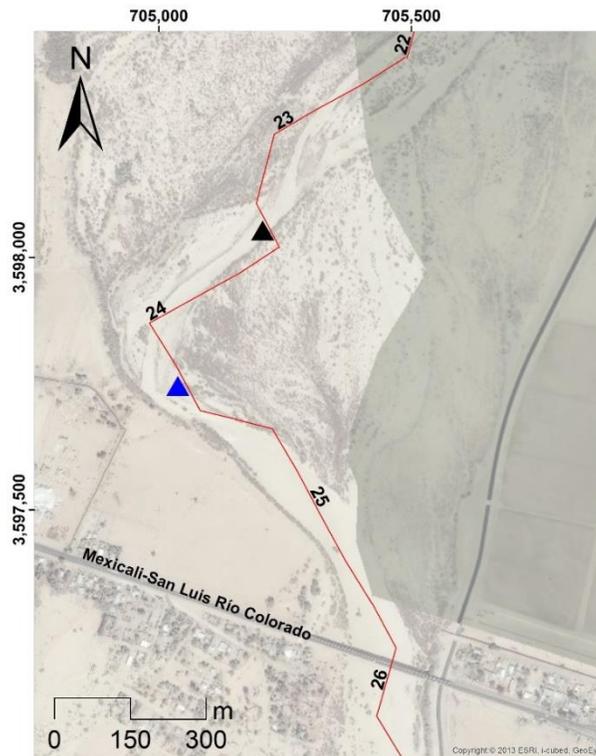
#### 7.4 Simulación de escenarios de flujo base.

Se realizó la simulación de los flujos ambientales descargados como parte del flujo base del 5 al 10 de septiembre del 2014, los caudales que se simularon durante este periodo de simulación fueron de 1.23 a 7.72 m<sup>3</sup>/s durante un periodo de 8 días aforados en el sitio denominado Pachuca (ubicado alrededor de 700 m aguas arriba del inicio de la zona seca, figura 33). Considerando el tiempo de retraso de la onda, el período de la simulación para este escenario fue del 6 al 12 de septiembre del 2014. En esta simulación de escenarios, a diferencia del flujo pulso, en el que se calibró con el avance del frente de agua y se verificó el tirante modelado y el observado, no se verificó el tirante de agua que no se tenían regletas instaladas en el tramo seco para comparar los resultados. Los resultados de la simulación utilizando las condiciones del acuífero y la calibración de la conductividad hidráulica del lecho del río en el modelo del flujo pulso mostraron un avance del frente del agua 3.2 km (segmento 30, km 35.5) aguas abajo del frente de agua observado (segmento 23, km 32.5)

Esta discrepancia motivó la modificación de la conductividad hidráulica del lecho del río ya que como observamos en los resultados de la calibración anterior se subestimaban los niveles de agua en el río, dando como resultado una conductividad de entre 9.72E-05 y 9.15E-07 m/s del segmento 1 al final del 32 (figura 34). Este cambio de la conductividad hidráulica del lecho del río, lo cual permitió que el agua llegara al final del segmento 24 tramo 4, es decir aproximadamente 400 m aguas abajo del frente observado, con 0.006 m<sup>3</sup>/s (6.45 l/s).



**Figura 33.** Ubicación de sitio de medición Pachuca, durante las descargas de flujo base.

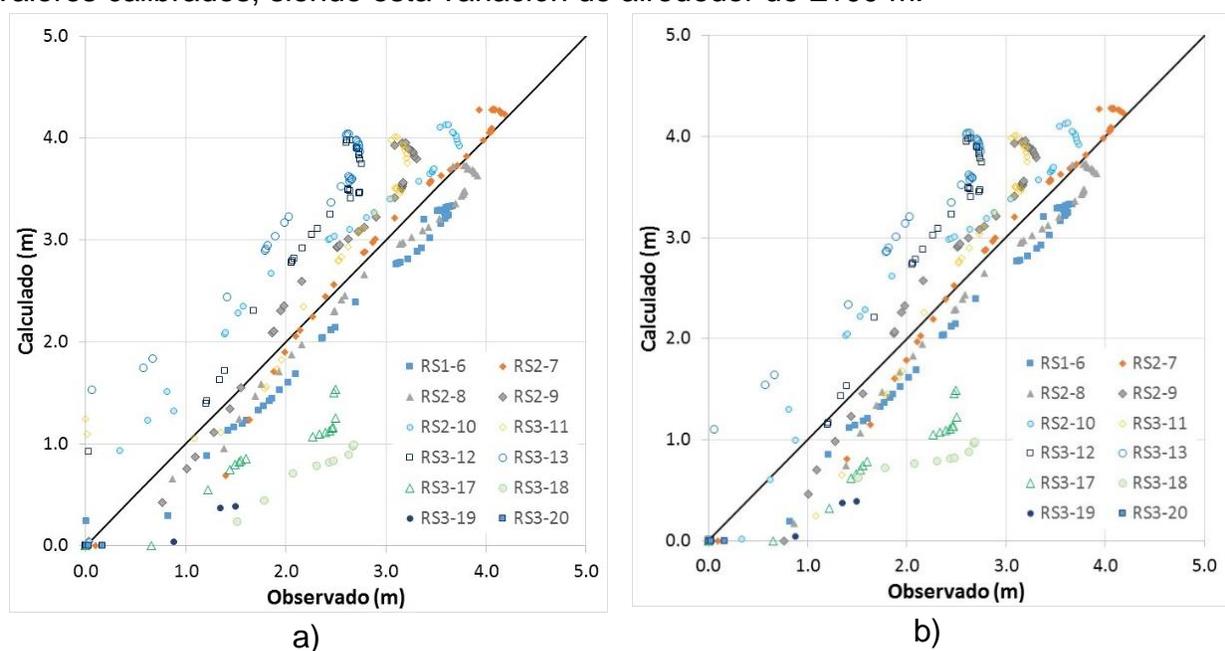


**Figura 34.** Resultado del frente simulado y calculado para los escenarios del flujo base.

### 7.5 Análisis de sensibilidad del modelo.

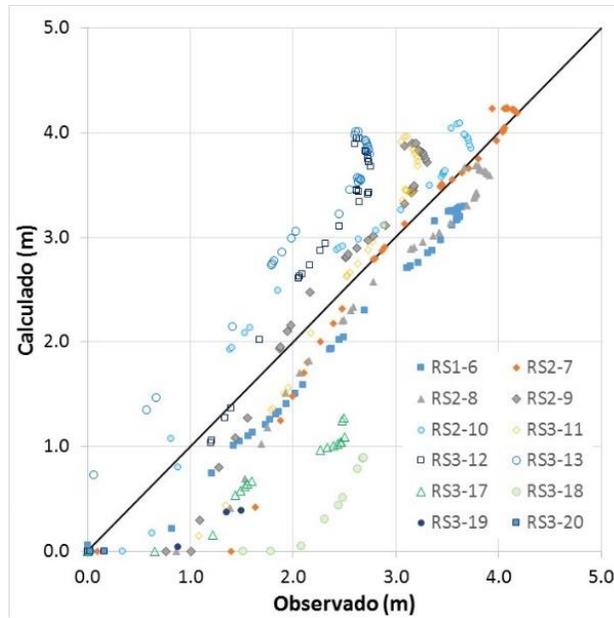
El análisis de la sensibilidad se realizó para todos los períodos de estrés del modelo. Además de realizar el análisis de sensibilidad a parámetros del acuífero, también se realizaron pruebas modificando la rugosidad del lecho del río y no se apreciaron cambios importantes en los resultados calculados por el modelo.

La modificación en un  $\pm 10\%$  de la conductividad hidráulica del lecho del río obtenida de la calibración, no representa grandes diferencias entre los resultados obtenidos. La diferencia entre el tirante calculado y observado varió entre -1.51 y 1.74 m con la resta del 10% de la conductividad hidráulica calibrada (figura 35a) y entre -1.42 y 1.76 m sumando el 10% (figura 35b). El frente del agua no difirió mucho con lo calculado con los valores calibrados, siendo esta variación de alrededor de  $\pm 100$  m.



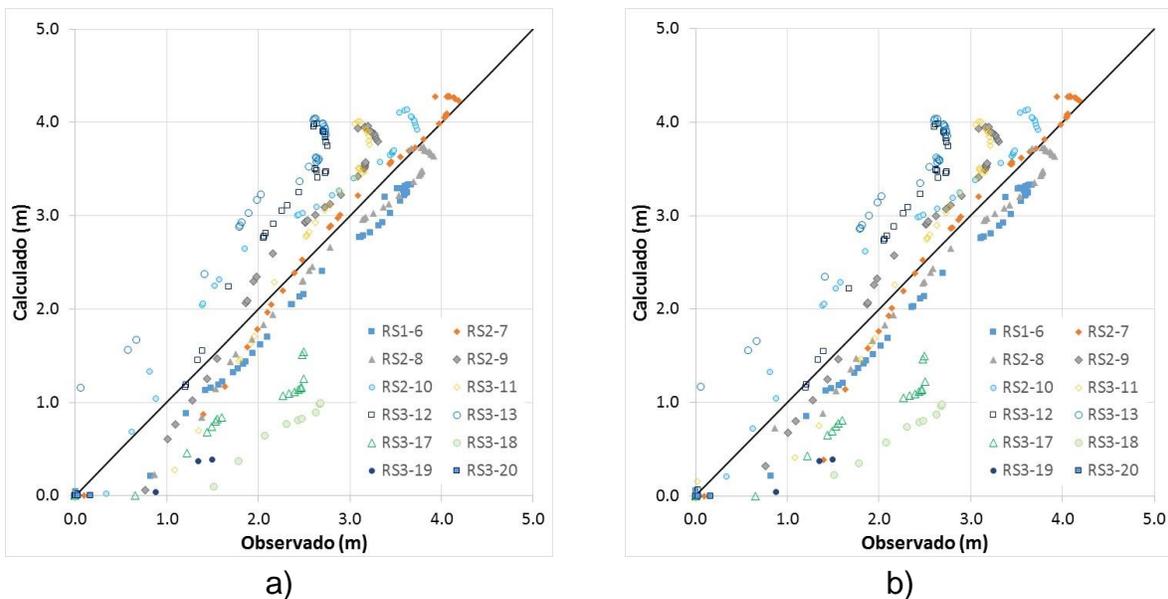
**Figura 35.** Relación de tirante observado y calculado con las variaciones de la conductividad hidráulica del lecho del río, a) reduciendo en un 10% la conductividad hidráulica calibrada del lecho del río y b) sumando un 10% de la conductividad hidráulica del lecho del río, obtenida de la calibración.

Modificando la conductividad hidráulica del acuífero a  $5.17E-03$  m/s se obtuvieron cambios en el tirante del agua entre -1.39 a 2.03 m (figura 36), además el frente del agua obtenido en el modelo difirió con el observado aproximadamente 50 m. Se observó una diferencia menor entre los tirantes observado y calculados por el modelo en las seis primeras regletas aguas arriba, aproximadamente 1.0 m.



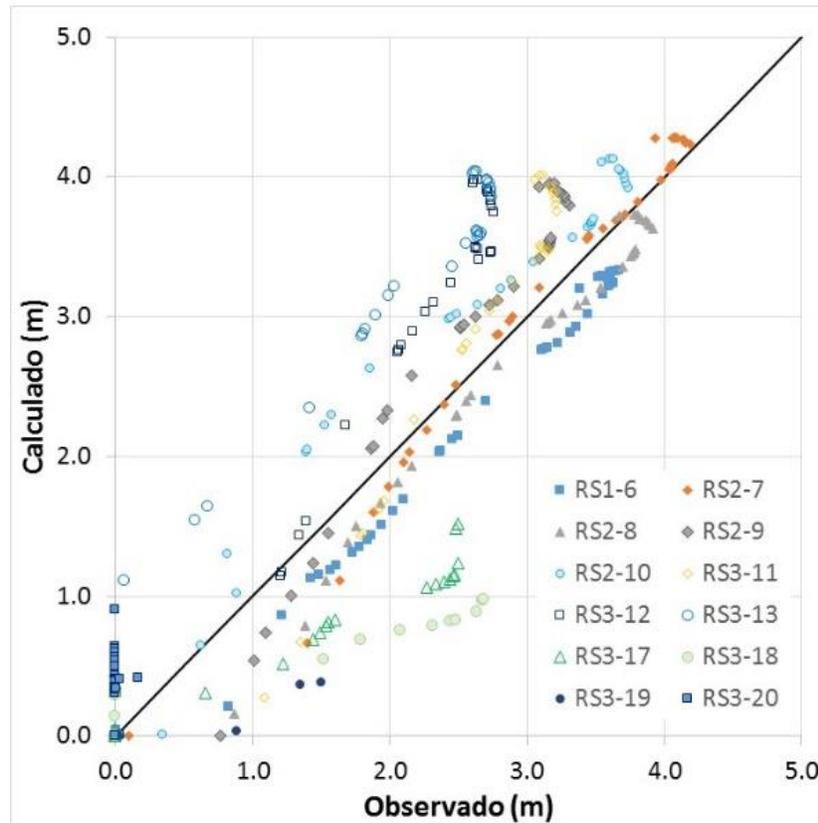
**Figura 36.** Relación tirante calculado y observado modificando la conductividad hidráulica horizontal del acuífero de  $1.1656E-03$  m/s a  $5.17E-03$  m/s.

Modificando el valor de rendimiento específico (utilizando  $S_y=0.20$ ) del acuífero, se obtuvo una variación entre el tirante calculado y observado de entre  $-1.42$  a  $1.76$  m (figura 37a), además el frente del agua varió alrededor de  $50$  m. Utilizando un valor de  $0.29$  (figura 37b) se obtuvieron variaciones entre la profundidad del agua calculada y observada de entre  $-1.42$  a  $1.74$  m y el frente del agua varió alrededor de  $50$  m con respecto a los resultados previamente obtenidos en el modelo calibrado para el flujo pulso.



**Figura 37.** Relación de tirante calculado y observado modificando el rendimiento específico a) utilizando  $0.20$  y b) siendo  $0.29$ .

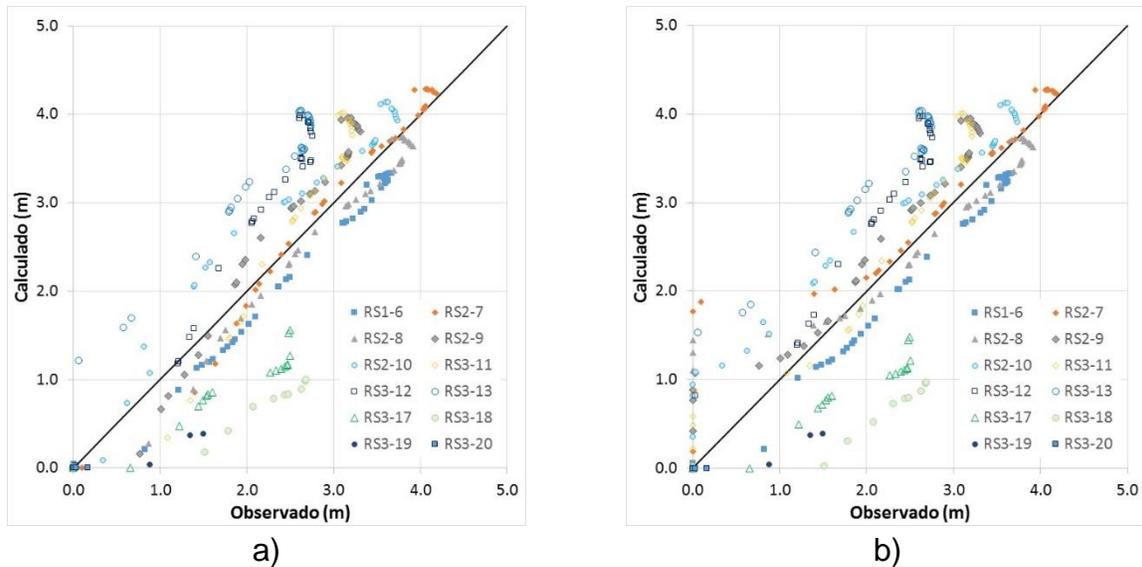
Al realizar la simulación con los cambios en el almacenamiento específico se observó un cambio en los tirantes calculados de entre -1.58 a 1.74 m (figura 38), y el frente del agua varió de entre 50 a 6000 m en ubicación. Se observó que en los segmentos del 44 al 114 donde la conductividad hidráulica calibrada del lecho del río varió entre  $7.0E-8$  y  $4.0E-9$  el frente del agua avanzó más de 6 km aguas abajo de lo observado, lo cual es de esperarse ya que disminuimos el almacenamiento específico.



**Figura 38.** Relación de tirante calculado y observado modificando el rendimiento específico.

Realizando el cambio del valor de la anisotropía a 0.5 (figura 39a) el frente del agua vario alrededor de 50 y 500 m más hacia aguas abajo y el tirante del agua entre -1.42 y 1.72 m. Utilizando un valor de 1.5 de anisotropía se obtuvieron diferencias entre el tirante de agua observado y calculado entre -1.78 y 1.76 m y el frente del agua vario alrededor de 50 y 500 m más hacia aguas abajo.

Se observó un mejor ajuste de los tirantes en las primeras 6 regletas (diferencias de alrededor de  $\pm 1$  m), en los últimos periodos de estrés (36 a 43). En los segmentos aguas abajo (60 al 114 m) la diferencia entre los tirantes calculados y observados aumentó en ambos casos (utilizando 0.5 y 1.5 de anisotropía).



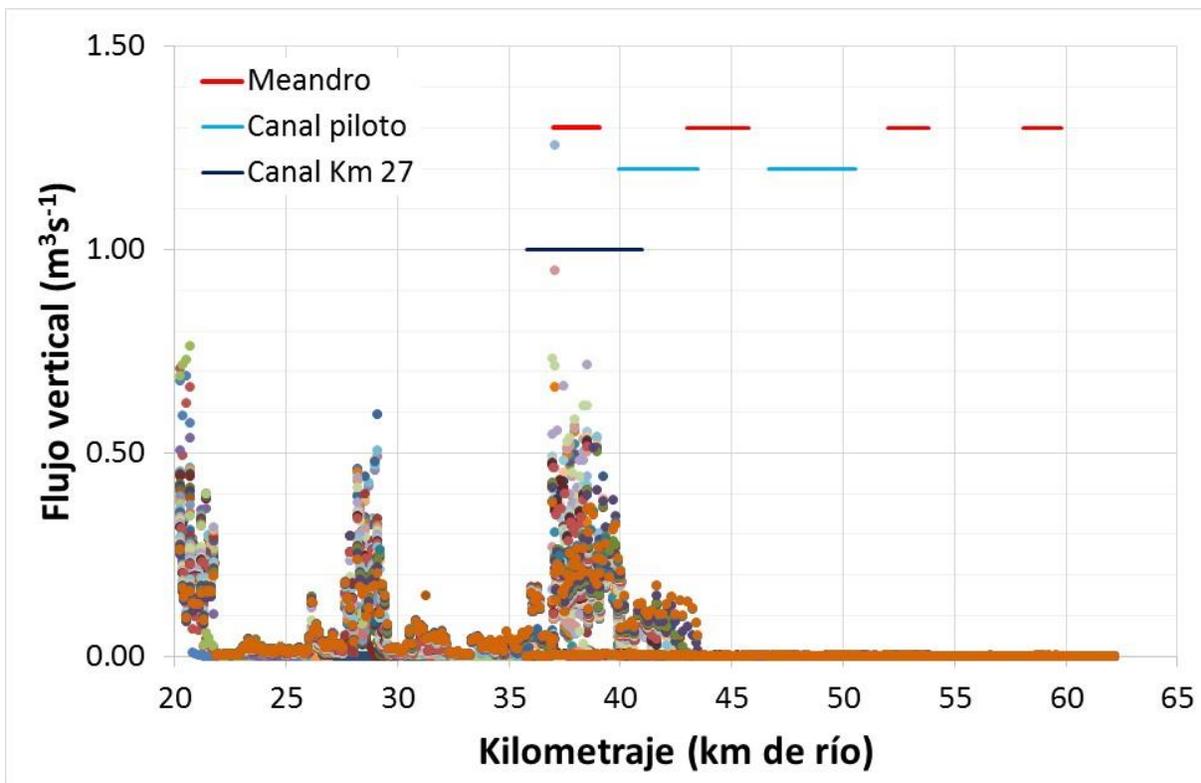
**Figura 39.** Relación de tirante calculado y observado modificando el valor de anisotropía a) 0.5 y b) 1.5.

El análisis de sensibilidad realizado para los parámetros geohidrológicos del acuífero y la conductividad hidráulica del lecho del río, permiten inferir que el modelo es más susceptible a cambios en la conductividad hidráulica horizontal del acuífero que a otros parámetros. En la modelización del flujo superficial y su relación con el acuífero, es primordial calcular adecuada y precisamente las relaciones geométricas ya que de esto depende la solución matemática del modelo de infiltración; se debe analizar a detalle la topografía de las secciones utilizadas como segmentos en el modelo, verificando que las relaciones geométricas representen adecuadamente la representación geométrica en el modelo. La topografía detallada es una pieza elemental en la obtención de la geometría, entre más detalle geográfico se tenga se podrá generar la geometría con mejor certidumbre, dando al modelo precisión en las relaciones matemáticas.

### 7.6 Infiltración

Los resultados de la aplicación del modelo DFW mostraron los caudales de flujo vertical para cada tramo de cada segmento de río, meandro y canal piloto simulados; para los períodos de estrés 2 al 43. Los valores de flujo vertical (infiltración) calculados variaron entre 0 a 1.3 m<sup>3</sup>/s (figura 40).

Los valores calculados más altos fueron entre los segmentos 30 al 43 (km 35 a km 43, figura 40), en dicha zona inicia la ramificación del cauce del río presentándose la zona de meandros y canal piloto. La ocupación de diversos cauces de río permite inferir que la extensión de la inundación fue un factor hidrológico primordial para la obtención de infiltraciones altas en esta zona. La mayoría de los valores de flujo vertical resultantes se encuentra dentro del rango de los 0 a 0.8 m<sup>3</sup>/s.



**Figura 40.** Flujo vertical resultado de cada en cada periodo de estrés simulado y para cada tramo de segmento. Las líneas representan la ubicación de los meandros, canal piloto y canal del Km 27 en kilómetros de río.

En la tabla 6 se enlistan los resultados obtenidos del modelo DFW, para cada fecha simulada en cada periodo de estrés. El flujo vertical se refiere al caudal que se integra al acuífero en la componente vertical como infiltración, este es la suma total de los flujos verticales calculados para cada tramo de segmento al final de cada periodo de estrés. El caudal superficial es el caudal monitoreado durante el flujo pulso y que fue simulado en cada periodo de estrés, estos caudales fueron los datos de entrada al inicio geográfico del modelo; el porcentaje infiltrado es la razón entre flujo vertical infiltrado y el caudal superficial, el número de días corresponde a los días transcurridos entre cada periodo

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

de estrés, el volumen infiltrado es resultado de la multiplicación del flujo vertical por el número de días total de cada periodo de estrés y por último, el volumen acumulado para cada periodo de estrés.

A partir del PS 10 se observa un decaimiento en el volumen infiltrado, esto se pudo deber a la variación del estado de saturación del acuífero y además, a la calibración del modelo, ya que en algunas zonas no se alcanzó una calibración adecuada que permitiera una mayor infiltración y por ende una mejor calibración respecto al frente del agua analizado, el flujo superficial y el tirante de agua superficial.

**Tabla 6.** Tabla de resultados del modelo DFW, flujo vertical calculado y caudal superficial descargado monitoreado al inicio del modelo para cada periodo de estrés (PS), además el volumen infiltrado en cada PS y el acumulado calculado obtenidos del modelo.

Fecha	PS	Flujo vertical	Caudal superficial	% Infiltrado	# de días	Volumen infiltrado	Volumen infiltrado acumulado
		m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s			m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
24/03/2014 00:40	2	2.81	3.99	71%	0.48	115,459.99	115,459.99
24/03/2014 04:32	3	3.16	4.02	79%	0.16	44,012.29	159,472.27
24/03/2014 07:24	4	4.34	8.33	52%	0.12	44,825.84	204,298.11
24/03/2014 13:43	5	4.50	11.81	38%	0.26	102,235.52	306,533.63
24/03/2014 19:43	6	4.50	14.17	32%	0.25	97,234.23	403,767.86
24/03/2014 21:22	7	4.50	14.93	30%	0.07	26,755.40	430,523.26
24/03/2014 23:12	8	4.60	16.03	29%	0.08	30,389.02	460,912.28
25/03/2014 00:27	9	5.14	16.66	31%	0.05	23,113.55	484,025.83
25/03/2014 03:34	10	5.16	18.52	28%	0.13	57,950.92	541,976.75
25/03/2014 05:19	11	5.24	19.31	27%	0.07	33,004.81	574,981.55
25/03/2014 07:14	12	5.34	20.33	26%	0.08	36,844.65	611,826.20
25/03/2014 08:17	13	5.61	20.74	27%	0.04	21,206.61	633,032.81
25/03/2014 11:10	14	5.69	22.09	26%	0.12	59,060.48	692,093.29
25/03/2014 14:49	15	5.99	23.72	25%	0.15	78,645.72	770,739.01
25/03/2014 18:00	16	6.36	25.38	25%	0.13	72,922.98	843,661.99
26/03/2014 07:20	17	7.76	31.65	25%	0.56	372,655.13	1,216,317.13
26/03/2014 07:49	18	7.93	31.98	25%	0.02	13,804.15	1,230,121.28
26/03/2014 12:37	19	8.24	34.17	24%	0.20	142,429.93	1,372,551.21
26/03/2014 14:19	20	8.45	35.39	24%	0.07	51,735.59	1,424,286.80
27/03/2014 01:01	21	10.40	42.18	25%	0.45	400,636.70	1,824,923.50
27/03/2014 17:55	22	15.44	58.82	26%	0.70	939,278.68	2,764,202.18
27/03/2014 18:21	23	15.55	59.5	26%	0.02	24,261.83	2,788,464.01
27/03/2014 19:23	24	15.86	60.82	26%	0.04	58,982.54	2,847,446.55
27/03/2014 22:34	25	16.90	62.22	27%	0.13	193,630.57	3,041,077.12
28/03/2014 03:12	26	18.66	69.5	27%	0.19	311,191.00	3,352,268.12
28/03/2014 05:43	27	19.00	72.05	26%	0.10	172,154.49	3,524,422.61
28/03/2014 12:20	28	19.84	77.13	26%	0.28	472,586.91	3,997,009.52
29/03/2014 01:49	29	20.64	84.32	24%	0.56	1,001,916.59	4,998,926.11
29/03/2014 10:06	30	20.09	87.14	23%	0.35	598,944.23	5,597,870.34
29/03/2014 12:06	31	19.99	87.5	23%	0.08	143,931.42	5,741,801.76
29/03/2014 13:59	32	19.96	87.95	23%	0.08	135,352.92	5,877,154.68
29/03/2014 15:16	33	19.95	88.54	23%	0.05	92,188.18	5,969,342.87
29/03/2014 16:50	34	19.86	89.43	22%	0.07	111,987.94	6,081,330.81
30/03/2014 23:59	35	19.48	92.92	21%	1.30	2,184,159.61	8,265,490.42
31/03/2014 05:21	36	19.32	90.95	21%	0.22	373,310.21	8,638,800.63
31/03/2014 10:35	37	19.63	89.67	22%	0.22	369,762.82	9,008,563.45
31/03/2014 15:08	38	19.87	87.72	23%	0.19	325,490.95	9,334,054.40
31/03/2014 19:14	39	20.20	83.64	24%	0.17	298,088.48	9,632,142.88
31/03/2014 20:50	40	20.19	82.08	25%	0.07	116,280.76	9,748,423.64
01/04/2014 08:57	41	21.08	73.76	29%	0.50	919,690.12	10,668,113.76
02/04/2014 05:36	42	21.19	86.79	24%	0.86	1,575,431.21	12,243,544.97
02/04/2014 08:02	43	20.98	88.37	24%	0.10	183,809.69	12,427,354.66

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

Del periodo simulado (24 de marzo a las 00:40 h al 2 de abril a las 08:02 h) se calculó un volumen infiltrado total (volumen acumulado) de aproximadamente 12.427 hm<sup>3</sup> (millones de metros cúbicos). En la tabla 7 se enlistan los datos monitoreados en sitios de descarga y regletas (iniciando en la RS1-6), con la finalidad de calcular el volumen retenido entre los sitios que se encontraban dentro de la zona de estudio (tabla 7), el volumen retenido es la diferencia entre el volumen monitoreado aguas arriba y aguas abajo, el cual incluye el volumen evaporado, retenido en meandros y canal principal. Cabe mencionar que el volumen retenido calculado supone que el caudal se mantiene constante durante todo el día (tabla 8). En total se estimó, a partir de las descargas monitoreadas del 24 de marzo al 02 de abril, un volumen retenido (incluyendo infiltración) entre el sitio RS1-6 al DMS-6 de 47.77 hm<sup>3</sup> (tabla 7). Mientras que con el modelo se estimó que se retuvieron 31.99 hm<sup>3</sup> en el canal, meandros y cauce piloto como inundación superficial durante todo el periodo de la simulación.

**Tabla 7.** Caudal (Q) y volumen (V) obtenidos del monitoreo del flujo pulso, 2014.

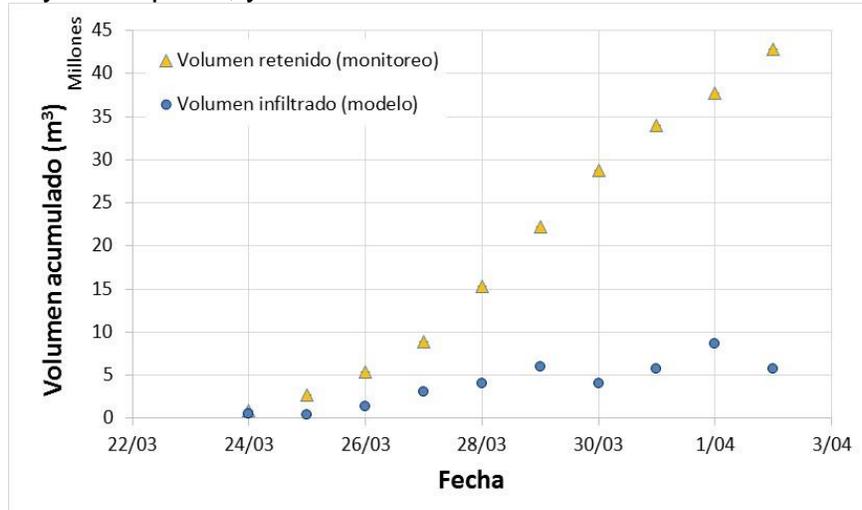
Día	RS1-6		DMS-3A		DMS-4		DMS-6	
	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m <sup>3</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m <sup>3</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m <sup>3</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)	V (m <sup>3</sup> )
24/03/2014	10.36	895,049.7	0.00	0.0	0.00	0.0	0.00	0.0
25/03/2014	21.22	1,833,219.6	10.20	881,672.4	0.00	0.0	0.00	0.0
26/03/2014	30.57	2,640,838.8	21.87	1,889,906.2	8.82	762,230.6	0.00	0.0
27/03/2014	40.12	3,466,413.9	31.76	2,744,177.0	21.78	1,881,636.8	0.00	0.0
28/03/2014	75.36	6,510,749.7	51.50	4,449,342.3	40.37	3,488,131.7	0.00	0.0
29/03/2014	87.14	7,529,191.2	66.69	5,762,346.0	59.67	5,155,057.0	7.43	641,805.1
30/03/2014	96.79	8,363,007.2	77.75	6,717,513.5	67.76	5,854,533.0	20.79	1,796,342.4
31/03/2014	90.09	7,783,659.0	75.28	6,504,049.8	70.06	6,053,121.5	29.58	2,555,452.8
01/04/2014	73.47	6,347,877.7	60.75	5,248,369.4	59.58	5,147,399.2	30.55	2,639,692.8
02/04/2014	89.46	7,729,081.0	71.42	6,171,046.4	64.30	5,555,414.6	31.16	2,692,310.4

**Tabla 8.** Volumen retenido calculado con los datos de volúmenes monitoreados durante el periodo de análisis del flujo pulso.

Volumen retenido (m <sup>3</sup> )			
Día	RS1-6 a DMS-3A	DMS-3A a DMS-4	DMS-4 a DMS-6
24/03/2014	895,049.7	0.0	0.0
25/03/2014	951,547.2	881,672.4	0.0
26/03/2014	750,932.6	1,127,675.6	762,230.6
27/03/2014	722,236.9	862,540.2	1,881,636.8
28/03/2014	2,061,407.4	961,210.6	3,488,131.7
29/03/2014	1,766,845.2	607,289.0	4,513,251.9
30/03/2014	1,645,493.7	862,980.6	4,058,190.6
31/03/2014	1,279,609.2	450,928.3	3,497,668.7
01/04/2014	1,099,508.3	100,970.2	2,507,706.4
02/04/2014	1,558,034.6	615,631.8	2,863,104.2
<b>Total</b>	<b>12,730,664.73</b>	<b>6,470,898.73</b>	<b>23,571,920.86</b>
			<b>42,773,484.31</b>

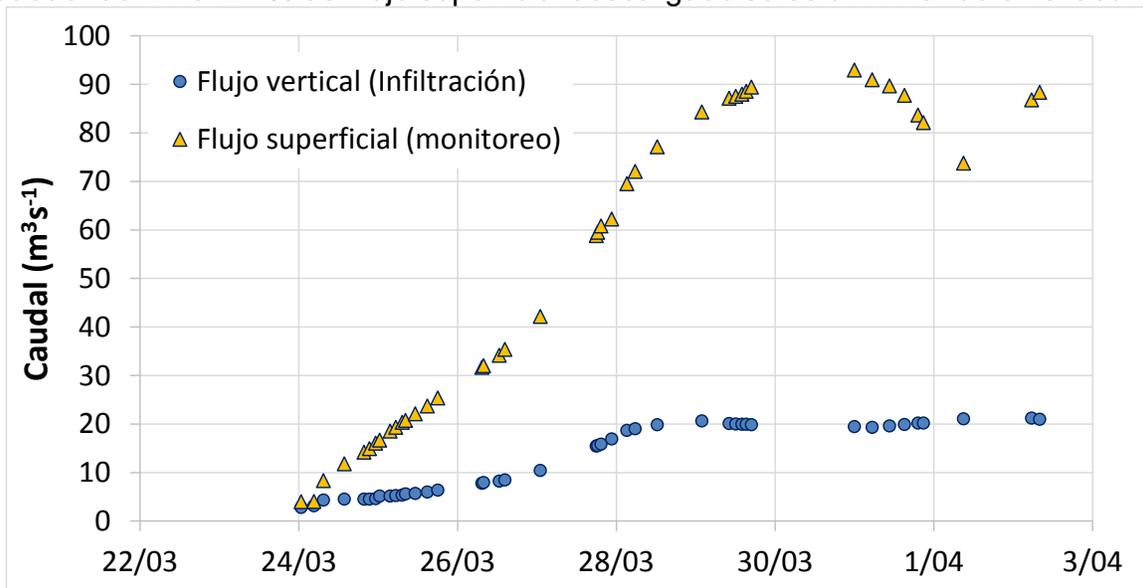
En la figura 41 se ilustran los volúmenes retenidos monitoreados y los volúmenes de infiltración calculados por el modelo, se puede observar que para los primeros 4 días (caudales simulados entre 3.99 y 62.2 m<sup>3</sup>/s) las diferencias entre el volumen retenido y

el infiltrado son 0.43 y 2.35 hm<sup>3</sup>, en los días 28 de marzo y 02 de abril (caudales simulados entre 69.5 y 88.3 m<sup>3</sup>/s) se obtuvieron diferencias de 11 a 37 hm<sup>3</sup>. Estas diferencias se deben a que los volúmenes retenidos estimados con los aforos consideran otros procesos hidrológicos (aparte de infiltración), como lo es la retención por inundación, es decir el llenado de las zonas inundables del río, como lo son meandros, cauce principal y canal piloto, y en el modelo se está restimando cuanto se infiltra.



**Figura 41.** Volumen acumulado diario, retenido (datos monitoreados) e infiltrado (datos calculados).

En la figura 42 se grafica el flujo vertical (infiltración) obtenido del modelo y el caudal superficial (monitoreado) al inicio del modelo. Se observa que a finales del día 25 de marzo prevalece un flujo vertical casi constante (alrededor de 20 m<sup>3</sup>/s), indicando que alrededor del 24 al 27 % del flujo superficial descargado se está infiltrando en el acuífero.



**Figura 42.** Flujo o caudal superficial monitoreado (dato de entrada al inicio geográfico del modelo) y flujo vertical (infiltración calculada con el modelo) diario.

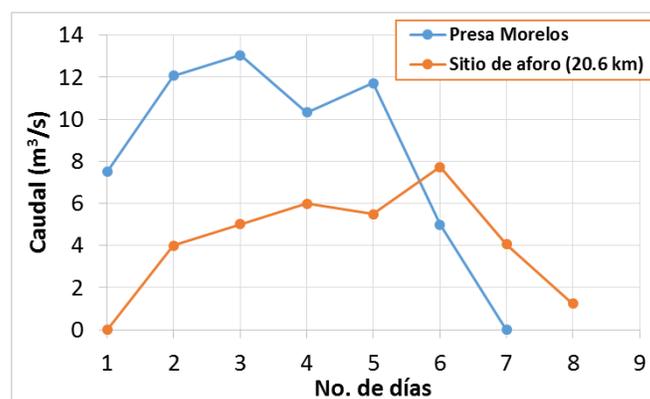
En los segmentos 16 al 23 (km 29 a 32), se obtuvieron anchos de inundación de hasta 1.2 km, siguiéndole los segmentos 20 al 40 (km 30 a km 40) con alrededor de 200 a 600 m de ancho de inundación. En los segmentos 32 al 72 (km 36.5 a 46.5) inicia la bifurcación del río en un cauce piloto y meandros abandonados, los cuales se conectaron con el cauce principal durante el flujo pulso, al inicio de este tramo (segmento 32 a 40, km 36.5 a 40) es donde se observan extensiones de hasta 600 m de ancho de inundación.

Debido a que los tirantes de agua en el río fueron sobreestimados en los primeros segmentos del modelo, el ancho de la inundación también está sobreestimado por ello se obtuvieron anchos de hasta 1.2 km, cuando en la realidad no sobrepasaron los 400 m, esto conlleva a caudales menores debido a las pendientes pequeñas entre segmentos.

### 7.7 Propuesta de hidrograma.

Debido a que el modelo inicia en la zona seca del río y las descargas se realizan desde la Presa Derivadora Morelos, se propusieron dos hidrogramas de descarga al inicio del modelo. Los caudales a simular se determinaron de acuerdo al análisis del porcentaje de pérdidas entre el tramo de la Presa Morelos al inicio del tramo seco (zona húmeda). Los datos utilizados para el análisis fueron los monitoreados durante el flujo base, los cuales fueron de entre 50 a 47% de retención del primer al séptimo día con caudales de entre 4.0 y 5.9 m<sup>3</sup>/s y porcentajes de entre 19 a 34% con caudales de entre 1.0 a 7.0 m<sup>3</sup>/s (figura 43).

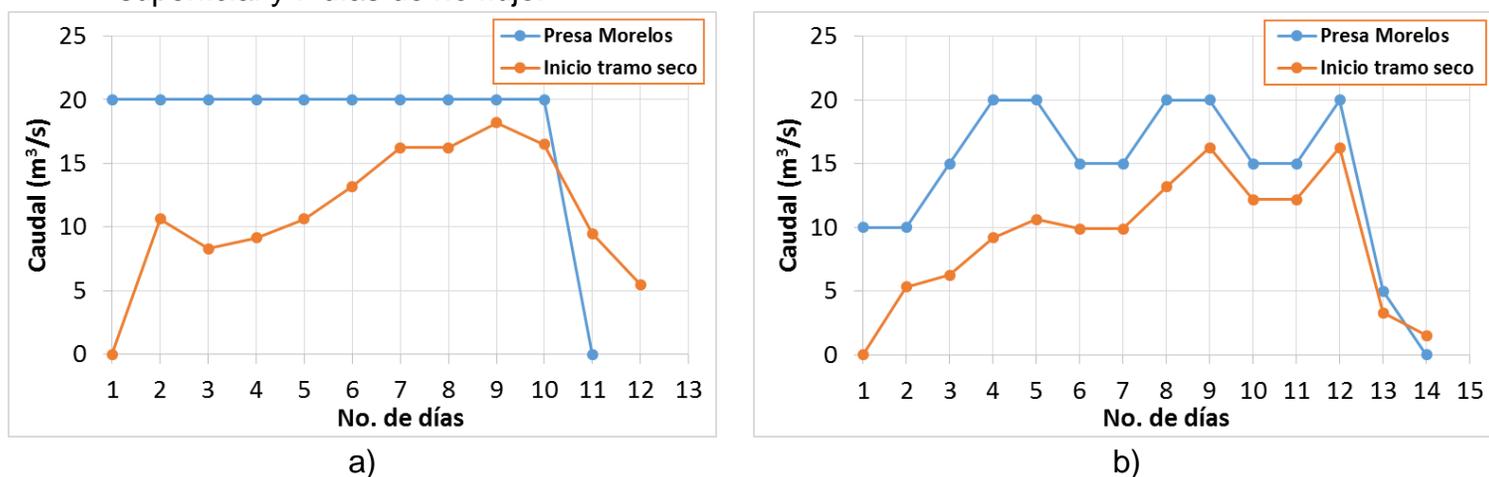
El modelo utilizado para analizar las propuestas de escenarios fue el recalibrado para el flujo base, ya que se obtuvo un mejor ajuste de los primeros 33 segmentos del río tanto en el flujo pulso como en el base. En ambos casos se obtuvieron ajustes menores a un metro de diferencia entre los valores calculados y simulados de tirante de agua superficial en el río.



**Figura 43.** Hidrograma descargado en Presa Derivadora Morelos durante el flujo base 2014 y el hidrograma resultante en el sitio de aforo ubicado a 20.6 km aguas abajo de la presa (aproximadamente 700 m aguas arriba del inicio del tramo seco). Los datos de caudal en la Presa Morelos y en el sitio de aforo son datos preliminares y no han sido validados por ninguna agencia gubernamental, son utilizados únicamente como ejercicio para la propuesta de escenarios de inundación.

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado

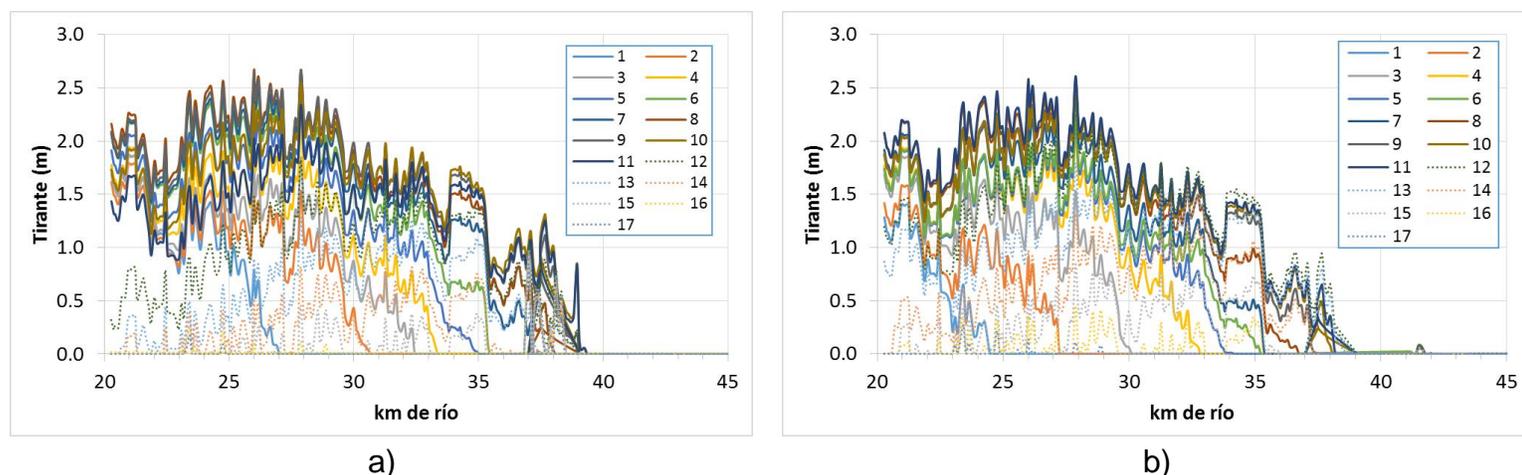
En el primer hidrograma propuesto (escenario 1) suponemos que se descargaron  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  constantes durante 10 días desde la Presa Derivadora Morelos, un total de  $17.28 \text{ hm}^3$ , utilizando los porcentajes de retención anteriormente mencionados se obtuvieron caudales de entre  $5.50$  y  $18.20 \text{ m}^3/\text{s}$  (figura 44a) en el inicio del tramo seco, estos caudales fueron los que se simularon en la propuesta 1 en un total de 11 días de descargas superficiales y otros 10 días de cero flujo para conocer cuantos días duraría el agua de inundación en cada tramo y segmento de río (figura 45a); así mismo, se definió un hidrograma (escenario 2) con variaciones de caudal de entre  $5.0$  y  $20.0 \text{ m}^3/\text{s}$  (figura 44b) derivados desde Presa Morelos con pequeños pulsos de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  el volumen total descargado es igual a la propuesta anterior, al inicio del tramo seco se estimaron flujos de entre  $1.50$  y  $16.24 \text{ m}^3/\text{s}$  la simulación se realizó para un total de 13 días de flujo superficial y 7 días de no flujo.



**Figura 44.** Hidrograma descargado en Presa Derivadora Morelos durante el flujo base 2014 y el hidrograma resultante en el sitio de aforo ubicado a 20.6 km aguas debajo de la presa y alrededor de 700 m aguas arriba del inicio del tramo seco. La línea no indica que es un caudal continuo, solo es representación gráfica.

En la figura 45a se grafica el tirante de agua calculado para cada día simulado en cada kilómetro de río del tramo seco. El primer día de flujo en el tramo seco (2do día de descargas desde Presa Morelos) llega el agua al kilómetro 27 (segmento 12), el segundo día el frente se mueve alrededor de 4 km aguas abajo, al cuarto día llega al segmento 26 (km 33.5). Los tirantes de agua superficial en el río variaron entre 0-2.7 m, observándose un remanso del km 23 al 29 (segmentos 6 al 17). El día 8 llega el agua al segmento 33 con alrededor de 0.20 m.

## Efectos hidrológicos de los flujos pulso y base en la zona riparia del Delta del Río Colorado



**Figura 45.** Tirante resultante de la modelación de los hidrogramas propuestos a) escenario 1 y b) escenario 2.

En la figura 45b se grafican los tirantes resultantes de la modelización del escenario 2, en donde se observa que el frente del agua llega el primer día de descarga en el tramo seco (2do. desde Presa Morelos) llega al km 25 y el segundo día avanza alrededor de 2.5 km. El agua descargada llega aproximadamente al km 39 con un tirante de alrededor de 0.20 m, el día 9 de descarga en el tramo seco (día 10 desde Presa Morelos) siendo este el segmento 33 tramo 2.

En comparación los frentes de agua del escenario 1 tardan más en moverse aguas abajo que en el escenario 2, sin embargo, el primer frente del escenario 1 se extiende 2 km más aguas abajo que el escenario 2. Además, los tirantes en la escenario 1 son mayores a los resultantes en el escenario 2, pero se observa una mayor duración del tirante en el escenario 2 así como una uniformidad en los tirantes (figura 45b).

Si bien, se descargó el mismo volumen en ambos hidrogramas desde Presa Morelos, el volumen total que llega al inicio del tramo seco difiere en alrededor de 700,000 m<sup>3</sup> entre ambas propuestas. De la propuesta 1 del total de 11.59 hm<sup>3</sup> descargados en la zona seca se calculó que se infiltrarían 11.45 hm<sup>3</sup> (alrededor de 98.8%) durante un periodo de 21 días (tabla 8), llegando los flujos de entrada a 0 m<sup>3</sup>/s duraría alrededor de 7 días infiltrando con una respuesta del acuífero de alrededor de 4.0 m.

**Tabla 9.** Volumen infiltrado acumulado resultante del escenario 1.

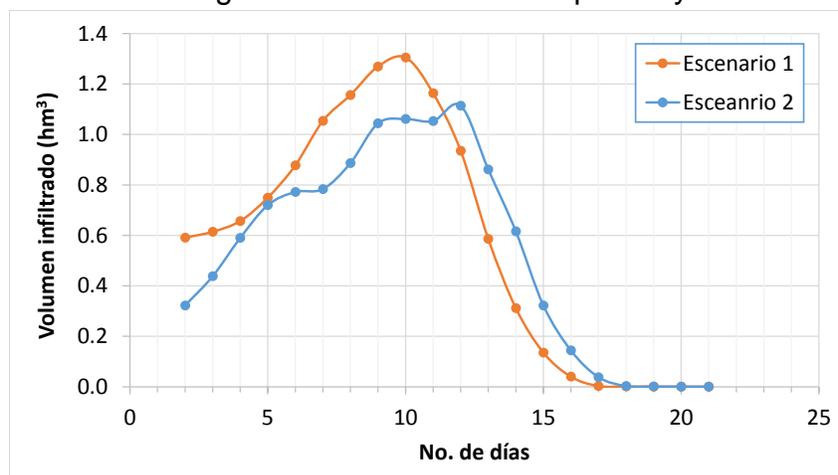
Día	Flujo vertical	Caudal superficial	% Infiltrado	# de días	Volumen infiltrado	Volumen infiltrado acumulado
	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s			m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
2	6.84	10.65	64%	1.00	590,811.84	590,811.84
3	7.11	8.32	85%	1.00	614,405.01	1,205,216.85
4	7.60	9.17	83%	1.00	656,763.21	1,861,980.06
5	8.68	10.64	82%	1.00	749,627.14	2,611,607.19
6	10.16	13.18	77%	1.00	877,760.15	3,489,367.34
7	12.20	16.24	75%	1.00	1,053,822.10	4,543,189.44
8	13.38	16.24	82%	1.00	1,156,440.76	5,699,630.20
9	14.69	18.20	81%	1.00	1,269,308.19	6,968,938.39
10	15.10	16.50	92%	1.00	1,304,570.45	8,273,508.84
11	13.47	9.50	142%	1.00	1,163,430.43	9,436,939.27
12	10.82	5.50	197%	1.00	934,945.35	10,371,884.62
13	6.79	0.00	0%	1.00	586,322.22	10,958,206.84
14	3.61	0.00	0%	1.00	311,876.94	11,270,083.78
15	1.57	0.00	0%	1.00	135,575.81	11,405,659.59
16	0.46	0.00	0%	1.00	39,854.73	11,445,514.33
17	0.03	0.00	0%	1.00	2,805.09	11,448,319.42
18	0.01	0.00	0%	1.00	994.12	11,449,313.54
19	0.01	0.00	0%	1.00	467.08	11,449,780.61
20	0.00	0.00	0%	1.00	242.27	11,450,022.88
21	0.00	0.00	0%	1.00	176.08	<b>11,450,198.96</b>

Del escenario 2 del total de 10.88 hm<sup>3</sup> descargados en la zona seca se calculó que se infiltrarían 10.77 hm<sup>3</sup> (alrededor de 99%) durante un periodo de 21 días (tabla 10), llegando los flujos de entrada a 0 m<sup>3</sup>/s duraría alrededor de 5 días infiltrando, con una respuesta del acuífero de alrededor de 3.5 m.

**Tabla 10.** Volumen infiltrado acumulado obtenido del escenario 2.

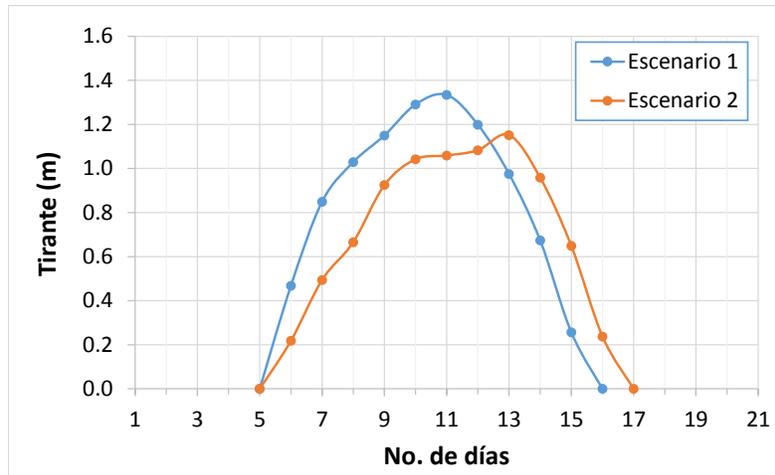
Día	Flujo vertical	Caudal superficial	% Infiltrado	# de días	Volumen infiltrado	Volumen infiltrado acumulado
	m <sup>3</sup> /s	m <sup>3</sup> /s			m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
2	3.73	5.32	70%	1.00	322,304.00	322,304.00
3	5.07	6.24	81%	1.00	437,802.62	760,106.63
4	6.83	9.17	74%	1.00	589,762.68	1,349,869.31
5	8.33	10.64	78%	1.00	719,793.22	2,069,662.53
6	8.94	9.89	90%	1.00	772,116.18	2,841,778.71
7	9.07	9.89	92%	1.00	783,484.10	3,625,262.81
8	10.26	13.18	78%	1.00	886,576.58	4,511,839.39
9	12.08	16.24	74%	1.00	1,043,976.80	5,555,816.19
10	12.28	12.18	101%	1.00	1,061,154.06	6,616,970.25
11	12.19	12.18	100%	1.00	1,052,911.97	7,669,882.22
12	12.89	16.24	79%	1.00	1,114,016.85	8,783,899.06
13	9.97	3.30	303%	1.00	861,621.53	9,645,520.59
14	7.13	1.50	475%	1.00	616,161.00	10,261,681.58
15	3.73	0.00	0%	1.00	322,426.82	10,584,108.40
16	1.67	0.00	0%	1.00	143,964.88	10,728,073.28
17	0.44	0.00	0%	1.00	37,956.47	10,766,029.76
18	0.03	0.00	0%	1.00	3,010.75	10,769,040.51
19	0.01	0.00	0%	1.00	939.17	10,769,979.68
20	0.00	0.00	0%	1.00	384.62	10,770,364.31
21	0.00	0.00	0%	1.00	88.47	<b>10,770,452.77</b>

En los escenarios la respuesta del río y el acuífero variaron, la forma de la curva de infiltración también (figura 46). Si bien las diferencias entre los volúmenes infiltrados estimados puedan deberse a la discrepancia entre los volúmenes descargados al inicio del tramo seco, se observa que en el escenario 1 el incremento del volumen infiltrado es mayor durante la cresta de la curva (día 7 al 10) alcanzando alrededor de  $1.3 \text{ hm}^3$ . En el escenario 2 el volumen infiltrado es mayor durante la recesión de la curva en comparación del escenario 1, en esta última se alcanza alrededor de  $1.1 \text{ hm}^3$  (Figura 46). El comportamiento del proceso de infiltración (Figura 46) permite analizar en qué parte del hidrograma tendremos mayor infiltración lo cual nos puede ayudar a relacionar otros procesos hidrológicos, por ejemplo, si queremos infiltrar por un mayor tiempo el agua para mantener los niveles de agua en el acuífero en las zonas de restauración aledañas, o mantener una conexión longitudinal entre secciones por mayor número de días, etc.



**Figura 46.** Volumen infiltrado diario estimado de los resultados de la modelización de los escenarios 1 y 2.

Analizando las dos propuestas para conocer cuántos días duraría el agua en las cercanías al puente vehicular de Mexicali-San Luis Río Colorado (km 33.5, segmento 26 tramo 2), se obtuvo que para la propuesta 1 se tendría un tirante máximo de alrededor de 1.3 m con presencia de agua durante 10 días y para la propuesta 2 un tirante máximo de 1.18 m con presencia de agua superficial durante aproximadamente 11 días.



**Figura 47.** Tirante de agua debajo del puente vehicular Mexicali-San Luis Río Colorado resultado de la modelación de los escenarios de descarga 1 y 2.

Una elongación de 3 días de descarga desde la Presa Morelos (escenario 2) permitiría prolongar la presencia de agua superficial durante 1 día y mantener un tirante regular entre segmentos, además, de permitir que el frente del agua avance con mayor velocidad (2 km/d) por el efecto de los pulsos de agua de 20 m<sup>3</sup>/s, en comparación de la fecha de llegada al puente de Mexicali-San Luis se estima que en ambas propuestas tardaría alrededor de 5 días (días de descarga desde Presa Morelos) en llegar, el volumen total infiltrado difiere en alrededor de 0.2% y la respuesta del acuífero varió alrededor de 1 m entre ambas propuestas. Las diferencias entre ambos hidrogramas, es la elongación de las descargas, la continuidad y magnitud de los flujos, lo cual modifica la profundidad del agua en el río, la respuesta del acuífero, el movimiento de la onda del agua superficial y la duración de la inundación.

### Capítulo VIII. Conclusiones

1. La construcción del primer modelo acoplado de agua subterránea-superficial de la zona seca del Río Colorado utilizando por primera vez el modelo DFW en un cauce natural, permitió simular flujos de las descargas ambientales del evento del flujo pulso como datos de entrada para generar un modelo calibrado con el análisis del frente del agua superficial. La calibración consistió en modificar el parámetro de conductividad hidráulica saturada del lecho del río, meandros y canales secundarios (canal piloto y canal del Km 27), así como la conductividad hidráulica del acuífero entre  $9.72E-05$  a  $4.39E-09$  m/s. Se logró afinar el modelo recalibrando los segmentos 1 a 43 con la modelación de las descargas del flujo base, obteniendo conductividades hidráulicas en estos segmentos de  $9.72E-05$  a  $9.15E-07$  m/s.
2. La calibración de la conductividad hidráulica durante la modelización del flujo pulso permite inferir que para el periodo de calibración realizado del 24 de marzo al 02 de abril del 2014 el proceso de inundación fue un proceso predominante, por ello se concluye que para evaluar el total de los volúmenes infiltrados durante el evento se requiere realizar la simulación de todo el periodo de descargas incluyendo, además, otros sitios de derivación durante el flujo pulso. La baja conductividad hidráulica (valores de entre  $7.39E-08$  a  $4.39E-09$  m/s) resultante de la calibración del flujo pulso se debió a que en los segmentos aguas arriba (del 1 al 43) el agua fue retenida en el modelo debido a la geometría del cauce y esto impide que el frente del agua avance por lo cual la conductividad hidráulica se debió de disminuir a valores muy bajos.
3. Se identificaron zonas donde la infiltración fue mayor, del km 20 a 22 (primeros 2 km del modelo), del km 28 a 30 (segmentos 16 a 19) y del km 37 a 43 (segmentos 33 a 59). De acuerdo a los resultados obtenidos se concluye que la geometría del cauce es esencial para la modelización y para la conexión longitudinal del río, un mantenimiento del cauce (desazolve y reconexión) ayudaría a mejorar esta conexión.
4. Con la finalidad de aportar elementos para el diseño de futuras descargas ambientales de acuerdo a escenarios propuestos en las mesas de trabajo del grupo binacional de científicos se proponen dos hidrogramas con el objetivo de mantener un tirante de agua en las inmediaciones del puente Mexicali-San Luis Río Colorado, obteniéndose que un hidrograma de caudales constantes permite un mayor tirante en el río pero la residencia de la inundación es menor que si se utiliza un hidrograma con flujos variables con pulsos de agua. Se concluye que para fines de recreación se puede optar por un hidrograma de flujos variables menores a  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  para evitar el desbordamiento de la zona de inundación a

terrazas altas y con ello disminuir el efecto de infiltración por extensión de la inundación.

5. El análisis de la tasa de infiltración en el periodo de descarga del 24 de marzo al 02 de abril durante el evento del flujo pulso y del 05 al 10 de septiembre durante el evento del flujo base permitió obtener el volumen de agua superficial que se infiltró. Sin embargo, en algunas zonas la infiltración fue sobreestimada y en los últimos segmentos subestimada. Se determinó la conectividad hidrológica entre el acuífero y el río considerando diferentes escenarios de flujo; para el flujo pulso, para el flujo base y para dos propuestas de descargas, utilizando el modelo acoplado de agua superficial con agua subterránea.
6. Los objetivos de este trabajo se alcanzaron cumpliendo con las metas propuestas al inicio de la investigación. La determinación de la geometría del cauce, estimación de los parámetros hidráulicos del río, simulando y analizando información obtenida en el evento del flujo pulso y base integrando el río al modelo de agua subterránea. Este modelo permitirá evaluar la respuesta del río y del acuífero bajo diferentes escenarios de flujo, cambios en la geometría del cauce y/o desconexión o conexión de meandros. Así mismo permitirá determinar zonas en las que se pueda mantener un tirante de agua para recreación o restauración. Además, permitirá integrar cambios en el sistema acuífero de las zonas cercanas al río para observar la evolución del nivel freático y su relación con futuras descargas de flujos ambientales.

### Capítulo IX. Recomendaciones

1. De acuerdo con los resultados de las diferentes simulaciones realizadas utilizando el modelo DFW se recomienda realizar una discretización escalar menor, disminuyendo el tamaño en X, Y de las celdas del modelo.
2. En cuanto al monitoreo de flujos ambientales, se recomienda aumentar la red piezométrica fuera de la zona riparia y profundizar los piezómetros para tener datos observados antes de los eventos. Además, se recomienda continuar con el monitoreo del frente del agua con sensores automáticos debido a la dificultad de seguir el frente en las noches, esto permitirá refinar la calibración del modelo.
3. Se recomienda considerar las limitaciones de este modelo, como lo es la calibración del modelo, los parámetros utilizados y las variaciones entre los datos calculados y observados.
4. Considerar la recalibración de un modelo de agua subterránea incluyendo información del sistema actualizada, incluyendo salidas y entradas del modelo. La información utilizada no se encontraba actualizada y la discretización del modelo padre no representaba adecuadamente las condiciones precedentes al flujo pulso y base.
5. Se recomienda recalibrar el modelo para un periodo de descargas más largo, utilizando todos los datos monitoreados durante el flujo pulso. Utilizar la nueva geometría del cauce después del flujo pulso para incluir los cambios en la geometría del cauce. Refinar la calibración de acuerdo a la respuesta subterránea y del tirante del agua en el río.
6. De acuerdo a los resultados obtenidos con las simulaciones realizadas se recomienda un hidrograma que tenga como máxima descarga la capacidad del canal principal del río, siendo esta de alrededor de 10-30 m<sup>3</sup>/s. Si el objetivo es la conexión longitudinal o flujos que permitan su uso recreativo cerca del puente Mexicali-San Luis se recomienda un hidrograma de flujos variables con pequeños pulsos. Con esto se generarían ondas del frente del agua más cortas entre si y permitiría mantener el suelo semisaturado durante mas días, además de que de acuerdo a los resultados de los escenarios propuestos el agua que llega a la zona seca se integraría casi en su totalidad al acuífero.

### Capítulo X. Bibliografía.

- Alarcón-Gómez, G. 2015. Caracterización de la infiltración en el lecho seco del Delta Río Colorado bajo escenarios del flujo pulso 2014. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma del Estado de Baja California.
- American Rivers. 2013. Colorado River: The most endangered river in America. Consultado en Abril, 2013. Disponible en: [[www.americanrivers.org](http://www.americanrivers.org)].
- Anderson, M. y Woessner W. Applied ground water modeling: Simulation of flow and advective transport. Academic Press. San Diego, California. 1995.
- Ariel Construcciones, S.A. 1968. “Estudio Hidrogeológico preliminar de los Acuíferos del Valle de Mexicali, BC. Y Mesa Arenosa de San Luís Sonora”. Contrato de Estudio S/N clave AS-1.
- Bart, J., Dunn, L. y Leist, A. 2010. A sampling plan for riparian birds of the Lower Colorado River—Final Report: U.S. Geological Survey Open-File Report 2010–1158, 20 p.
- Brunner, G. 2010a. HEC-RAS River Analysis System User’s Manual Version 4.1. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. Davis, CA.
- Brunner, G. 2010b. HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual Version 4.1. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. Davis, CA.
- Cazares, K. Consideraciones geohidrológicas y legales en la gestión del agua subterránea del valle de Mexicali, Baja California, ante el revestimiento del canal todo americano. Tesis de maestría. CICESE, 2008.
- Cohen, M., Henges, C. y Castillo, G. 2001. A preliminary water balance for the Colorado River Delta, 1992 – 1998. En Journal of Arid Enviroments Vol. 49, p. 35-48
- Cohen, M. y Henges-Jeck, C. 2001. Missing Water. Pacific Institute. Oackland, California.
- Comisión Europea. 2008. Protección de las aguas subterráneas en Europa: la nueva directiva sobre las aguas subterráneas – consolidación del marco normativo de la UE. Dirección General de Medio Ambiente. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities. ISBN 978-92-79-09818-5.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). 2009. Actualización de la disponibilidad media anual de agua subterránea acuífero (0210) valle de Mexicali estado de Baja California. Subdirección General Técnica, Gerencia de Aguas Subterráneas, Subgerencia de Evaluación y Ordenamiento de Acuíferos. Publicada en el diario oficial de la federación el 28 de agosto de 2009.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). 2010. Atlas digital del agua México. Visualizador de mapas digitales. Sistema Nacional de Información sobre cantidad, calidad, usos y conservación del agua (SINA). Secretaria de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT). Disponible en: <http://www.conagua.gob.mx/atlas/#>

- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). 2010. Estadísticas del agua en México, edición 2010. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Insurgentes Sur No. 2416. México, D.F.
- Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Bancos de Nivel en las márgenes derecha e izquierda del Río Colorado. Compilado de bancos de nivel en sitio demostrativo FFCC-Vado Carranza. Instituto de Ingeniería.
- Cortez, A. 1999. Dinámicas y conflicto por las aguas transfronterizas del Río Colorado: el proyecto All-American Canal y la sociedad hidráulica del Valle de Mexicali. En Frontera Norte, Baja California, México, Enero – Junio. Vol. 11, p. 33-60
- Cortez, A. 2000. La autogestión de usuarios hidroagrícolas del Valle de Mexicali. Efectos del proceso de transferencia. En Estudios Fronterizos, Mexicali, Baja California. México. Julio-Diciembre. Vol. 1, núm. 2, p. 65-91
- Cortez, A. 2000. Calidad del agua y sociedad rural, riesgos potenciales de salud en la cuenca baja del Río Colorado: el caso del Valle de Mexicali, México. Relaciones Tierra-Agua en cuencas hidrográficas rurales. Taller electrónico. 18 Septiembre a 27 Octubre.
- Cowan, W.L., 1956, Estimating hydraulic roughness coefficients: Agricultural Engineering, 377,p. 473–475.
- Custodio E. y Llamas M. 1983. Hidrológica Subterránea. Segunda edición.
- Cruces, J. 2006. Modelo MODFLOW. Master en Ingeniería medioambiental y gestión del agua. EOI. Madrid, España.
- Chow, V; Maidment, D y Mays, L. 1994. Hidrología Aplicada. Editorial Mc Graw Hill. ISBN: 958-600-171-7. Santafé de Bogota, Colombia.
- Chow, V. 1994. Hidraulica de canales abiertos. McGraw Hill. ISBN: 07-010776-9. Santafé de Bogota, Colombia.
- Chuenhooklin, S; Ichikawa, T y Patamatamkul, S. 2003. Flood flow pattern and distribution of infiltration over large floodplain and natural groundwater recharge area. Annual Journal of Hydraulic Engineering, JSCE, Vol. 47.
- Cunge J, Holly FM, Verwey A. 1980. Practical aspects of computational river hydraulics. Pitman Advanced Publishing Program: London.
- Díaz, P. 2001. Simulación Numérica del acuífero superior del Valle de Mexicali, Baja California, México. Tesis de Maestría. Centro de Investigación científica y de educación superior de Ensenada.
- Dettinger, M. 1997. Coping with severe and sustained drought in the Southwest, in Impact of Climate Change and Land Use in the Southwestern United States: A Web-based symposium for the Udall Policy Center, University of Arizona, Tucson, Az. July 1997. Disponible en:(<http://geochange.er.usgs.gov/sw/changes/natural/codrought/>).
- Dickinson, J., Land, M., Faunt, C., Leake, S., Reichard, E., Fleming, J. and Pool, D. 2006. Hydrogeologic framework refinement, ground-water flow and storage, water-

- chemistry analyses, and water-budget components of the Yuma area, southwestern Arizona and southeastern California: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2006–5135, 90 p.
- DOF, 2009. Acuerdo por el que se da a conocer la ubicación geográfica de 371 acuíferos del territorio nacional, se actualiza la disponibilidad media anual de agua subterránea de 282 acuíferos, y se modifica, para su mejor precisión, la descripción geográfica de 202 acuíferos Artículo 1. Diario Oficial de la Federación. Órgano del Gobierno Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos. Tomo DCLXXI No. 20, México, D.F. 28 de agosto del 2009.
- Doherty, J. 2010. PEST: Model-Independent Parameter Estimation. Manual de usuario. Watermark Numerical Computing. Quinta Edición.
- ESRI (Environmental Systems Research Institute, Inc). 380 New York Street, Redlands, California, 92373-8100, Estados Unidos. Copyright © 1995–2011
- Feirstein, E., Zamora-Arroyo, F., Vionnet, L. y Maddock, T. 2008. Simulation of groundwater conditions in the Colorado River Delta, Mexico. Tesis de Maestría. Tucson, AZ.
- Fetter, C.W. 2001. Applied hydrogeology. 4ta Edición. Prentice Hall. New Jersey
- Freeze, A. y Cherry, J. 1979. Groundwater, Prentice Hall, Inc., Upper Saddle River NJ, USA.
- Fundación Proyecto WET Internacional .2005. Descubre una Cuenca: el Río Colorado. Serie Descubre una Cuenca.
- Gilvear, D; Heal, K y Stephen, A. 2002. Hydrology and the ecological quality of Scottish river ecosystems. Elsevier, The Science of the Total Environment, 294: 131–159.
- Glenn, E. , Flessa, K., Cohen, M., Nagler, P., Rowell, K. y Zamora-Arroyo, F. 2007. Just add Water and the Colorado River still reaches the sea. En Environ Manage 40:1-6. Tucson, AZ.
- Glenn, P; Hucklebridge, K; Hinojosa-Huerta, O; Nagler, P y Pitt, J. 2007. Reconciling Environmental and Flood Control Goals on an Arid Zone River: Case Study of the Limitrophe Region of the Lower Colorado River in the United States and Mexico. Environmental Management. DOI 10.1007/s00267-007-9056-4
- Gobierno del Estado de Baja California (GobBC). 2011. Portal ciudadano Baja California. <http://www.bajacalifornia.gob.mx/portal/site.jsp>
- Guiller, P. 2005. River restoration: seeking ecological standards. Journal of Applied Ecology 42: 201–207.
- Harbaugh, A. 2005. MODFLOW-2005, The U.S. Geological Survey modular groundwater model—the Ground-Water Flow Process: U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6- A16, variously p.
- Harbaugh, A. 1990. A Computer Program for Calculating Subregional Water Budgets Using Results from the U.S. Geological Survey Modular Three-dimensional Finite-

- difference Ground-water Flow Model. U.S. Geological Survey. Open-File Report 90-392. Reston, Virginia.
- Heath, R. 1983. Basic ground-water hydrology: U.S. Geological Survey Water Supply paper 2220, 86p.
- Hely, G. 1979. Lower Colorado River Water Supply- Its magnitude and distribution. Water Resources of Lower Colorado River-Salton Sea area. Geological Survey professional paper 486-D. Washington.
- Henderson, F. M. 1963, Flood waves in prismatic channels. Journal of the Hydraulics Division of the American Society of Civil Engineers, v. 89, HY 4, p. 39-67.
- Hinojosa-Huerta, O., Briggs, M., Carrillo, Y., Glenn, E., Flores, M. y Roman, M. 2005. Community-Based restoration of desert Wetlands: The case of the Colorado River Delta. USDA Forest Service Gen. Tech. Rep. PSW-GTR-191, , pág: 637-645.
- Hinojosa-Huerta, O. y Carrillo, Y. Las cuencas hidrográficas de México: La cuenca Binacional del Río Colorado. Pág. 180-187.
- IBWC. 2014. Minute 319 Colorado River Delta Environmental Flows Monitoring. Initial Progress Report. Disponible en: <http://www.ibwc.gov/EMD/Min319Monitoring.pdf>
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). 2010. Av. Héroe de Nacozari Sur Núm. 2301. Fracc. Jardines del Parque C.P. 20276. Aguascalientes, Ags.
- Informe Técnico Final proyecto CONACYT/SEMARNAT 2002-C01-0033. Inventario y caracterización de las descargas que afectan la salud de los ecosistemas del Delta del Río Colorado, México.
- James, W; Finney K y James, W. 2012. Auto-Integrating Multiple HEC-RAS Flood-line Models into Catchment-wide SWMM Flood Forecasting Models. AWRA Hydrology & Watershed Management Technical Committee. Vol. 7, No. 1. Guelph, ON.
- Kondolf, G. M.; Boulton, A. J.; O'Daniel, S.; Poole, G. C.; Rahel, F. J.; Stanley, E. H.; Wohl, E.; Bång, A.; Carlstrom, J.; Cristoni, C.; Huber, H.; Koljonen, S.; Louhi, P. y Nakamura, K. 2006. Process-based ecological river restoration: visualizing three-dimensional connectivity and dynamic vectors to recover lost linkages. Ecology and Society 11(2): 5. Disponible en: [<http://www.ecologyandsociety.org/vol11/iss2/art5/>]
- Le Roy, N; Allan, D; Bain, M; Karr, J; Prestegard, L; Richter, B; Sparks, R y Stromberg, J. 1997. The Natural Flow Regime-A paradigm for river conservation and restoration. BioSciencia Vol. 47 No. 11.
- LESSER y Asociados S. A. DE C. V. 2006. Estudio de actualización geohidrológica integral del acuífero Valle de Mexicali del Estado de Baja California, análisis e incorporación de la actualización geohidrológica de la zona de la Mesa Arenosa de San Luis, Sonora. Diciembre de 2006. Comisión Nacional del Agua.

- Leyva, E. 2010. Acuíferos semiconfinados y su modelación: Aplicaciones al acuífero de la zona metropolitana de la Ciudad de México. Universidad Nacional Autónoma de México. México, D.F.
- Lite, S.J y Stromberg, J.C. 2005. Surface water and ground-water thresholds for maintaining Populus–Salix forests, San Pedro River, Arizona. Elsevier, Biological Conservation 125: 153–167.
- Loeltz, J. y Leake S. 1983. A method for estimating ground-water return flow to the lower Colorado river in the Yuma area, Arizona and California. U.S. Geological Survey. Water Resources Investigations Report 83-4220. Tucson, Arizona.
- Loeltz, J., Burdge, I., Robison, J. y Olmsted, F. 1975. Geohydrologic reconnaissance of the Imperial Valley, California. Water Resources of Lower Colorado River-Salton Sea area. Geological Survey professional paper 486-K. Washington.
- Luecke, D., Pitt, J., Congdon, C., Glenn, E., Valdes-Casillas, C. y Briggs, M. 1999. A Delta once more: restoring riparian and wetland habitat in the Colorado, River Delta, Environmental Defense Fund Report, Washington DC, USA.
- McDonald, M. y Harbaugh, A. 1988. A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model: Techniques of Water-Resources Investigations of the United States Geological Survey, Book 6, Chapter A1, 586p.
- Mehl, S. y Hill, M. 2005. MODFLOW-2005, the U.S. Geological Survey modular ground-water model – documentation of shared node local grid refinement (LGR) and the boundary flow and head (bfh) package. U.S. Geological Survey Office of Ground Water and U.S. Department of Energy. Denver, Colorado.
- Mehl, S, y Hill, M, 2013, MODFLOW–LGR—Documentation of ghost node local grid refinement (LGR2) for multiple areas and the boundary flow and head (BFH2) package: U.S. Geological Survey Techniques and Methods book 6, chap. A44, 43 p., <http://pubs.usgs.gov/tm/6A44/>.
- Merrit, F., Loftin, K. y Ricketts, T. 1999. Manual del Ingeniero Civil, Tomo I. McGraw-Hill. 4ta Edición. México, D.F. ISBN 970-10-2255-6
- Millán, R., Santamaría, E., Medrano, R. y Barocio, O. 1999. El Delta del Río Colorado: Un ecosistema con alta productividad primaria. En Ciencias Marinas, Diciembre 1999. Vol. 25. Número 004. Ensenada, México. pp. 509-524.
- Mock, P., Burnett, E. y Hammett, B. 1988. Digital computer model study of Yuma area groundwater problems associated with increased river flows in the lower Colorado River from January 1983 to June 1984, Arizona Department of Water Resources Open-File Report No. 6, Phoenix AZ, USA
- MODFLOW 2005. Software cortesía del U.S. Geological Survey (USGS).2009. Disponible en <http://www.usgs.gov>.
- Morris EM, Woolhiser DA. 1980. Unsteady one-dimensional flow over a plane: partial equilibrium and recession hydrographs. Water Resources Research 16: 355-360.

- Mungía, V. 2004. El revestimiento del canal todo americano: ¿Competencia o cooperación por el agua en la frontera México-Estados Unidos?. El Colegio de la frontera norte, Plaza y Valdés Editores, México Norte.
- Niswonger RG, Panday S, Ibaraki M. 2011. MODFLOW-NWT, A Newton formulation for MODFLOW-2005. US Geol. Tech. Methods, Book 6, Chap. A37. 32 pp.
- Olmsted, F., Loeltz, O. y Irelan, B. 1973. Geohydrology of the Yuma Area, Arizona and California, Geological Survey Professional Paper 486-H, United States Government Printing Office Washington, DC.
- Pappenberger, F; Beven, K; Horritt, M y Blazkova, S. 2005. Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. *Journal of Hydrology* 302: 46-69.
- Pérez, D. 2008. Modelización hidráulica de la relación acuífero-Río Colorado en el Tramo FFCC-Vado Carranza como elemento para la restauración de la zona riparia. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma de Baja California.
- Periódico oficial del Estado de Baja California. Comisión Estatal del Agua: Programa Estatal Hídrico 2008-2013 (PEH). Sección X, Tomo CXV, Mexicali, Baja California.
- Philip JR. 1957. The theory of infiltration, 1. The infiltration equation and its solution. *Soil Science* 53: 345-357.
- Pitt, J; Luecke, D; Cohen, M; Glenn, E y Valdés-Casillas, C. 2000. Two Nations, One River: Managing Ecosystem Conservation in the Colorado River Delta. *Natural Resources Journal*. Vol. 40. Pag. 820-969.
- Pontius, D. 1997. Colorado River Basin Study. Final Report: the Western Water Policy Advisor Commission.
- Postel, S y Richter, B. 2003. Rivers for life – Managing water for people and nature. Island Press. Estados Unidos. ISBN 1-55963-444-8.
- Ramírez-Hernández, J. 1997. “Estudio de las Relaciones Hidrogeológicas del Acuífero Superior del Valle de Mexicali con Aguas Geotérmicas Superficiales”. Tesis Doctoral. Universidad de Alcalá de Henares, España.
- Ramírez-Hernández, J.; Hinojosa-Huerta, O; Pregrina-Llanes, M; Calvo-Fonseca, A. y Carrera-Villa, E. 2013. Groundwater responses to controlled water releases in the limitrophe region of the Colorado River: Implications for management and restoration. *Elsevier Ecological Engineering*. Volumen 59, Pág. 93–103. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ecoleng.2013.02.016>.
- Ramos, M. 2009. Correlación del tipo de suelo-nivel freático-cobertura Vegetal en el corredor ripario del Río Colorado en el tramo FFCC-Vado Carranza. Tesis de Maestría en Ingeniería. Universidad Autónoma de Baja California.
- Reshma, T; Venkata, R y Deva P. 2013. Simulation of event based runoff using HEC-HMS Model for an experimental Watershed. *International Journal of Hydraulic Engineering*, 2(2): 28-33. DOI: 10.5923/j.ijhe.20130202.02.

- Richter, B; Baumgartner, J; Wigington, R y Braun, D. 1997. How much water does a river need?. *Freshwater Biology* 37:231-249.
- Rodríguez Burgueño, JE. 2012. Modelación geohidrológica transitoria de la relación acuífero-río de la zona FFCC -vado Carranza del río Colorado con propósito de manejo de la zona riparia. Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Baja California, Instituto de Ingeniería, Mexicali, B.C.
- Rodríguez-Burgueño, JE; Salcedo-Peredia, A; Alarcón-Gómez, G. y Ramírez-Hernández, J. 2016. Análisis de metodologías en la estimación de pérdidas hidráulicas: Caso flujo pulso en el delta del Río Colorado. *Avances en Investigación Ambiental en la UABC. Volumen 2: Conociendo Nuestro Ambiente.* Concepción Carreón Diazconti, Silvia Ahumada Valdez y Ma. Elizabeth Ramírez Barreto, Coordinadoras. Universidad Autónoma de Baja California. Mexicali, Baja California, México.
- Rodriguez, L; Cello, P; Vionnet, C y Goodrich, D. 2008. Fully conservative coupling of HEC-RAS with MODFLOW to simulate stream-aquifer interactions in a drainage basin. *Elsevier Journal of Hydrology* 353: 129-142.
- Roman, J. y Ramírez-Hernández, J. 2003. Interdependent Border Water Supply Issues: The Imperial and Mexicali Valleys. Capítulo 2 SCERP MONOGRAPH SERIES NO. 8. *The U.S.-MEXICAN Border Environment: Binational Water Management Planning.* San Diego State University Press. Page 95-144
- RCR y EWRP (Rutgers Cooperative Research y Extension's Water Resources Program). 2005. Hydrologic and Hydraulic Modeling Approach and Summary report of the Many Mind Watershed. Atlantic Highlands and Middletown, NJ.
- Saha, G; Paul, S.; Li, J; Hirshfield, F y Sui, J. 2013. Investigation of land-use change and groundwater-surface water interaction in the Kiskatinaw River watershed, northeastern British Columbia (parts of NTS 093P/01, /02, /07-/10); in *Geoscience BC Summary of Activities 2012, Geoscience BC, Report 2013-1, p. 139-148.*
- Salcedo, A. 2016. Simulación hidráulica del Flujo Pulso (2014) en el Corredor Ripario del Delta del Río Colorado. Tesis de Maestría. Universidad Autónoma del Estado de Baja California, Instituto de Ingeniería.
- Samaniego, M. 2008. El control del Río Colorado como factor histórico de la necesidad de estudiar la relación Tierra/Agua. En *Frontera Norte*, vol. 20, No. 40. El Colegio de la Frontera Norte, Tijuana, México. pp. 49-78.
- Shanafiield, M; Niswonger, R; Prudic, D; Pohl, G; Susfalk y Panday, S. 2012. A method for estimating spatially variable seepage and hydraulic conductivity in channels with very mild slopes. *Hydrological Process.* Wiley Online Library. DOI: 10.1002/hyp.9545
- Sanjurjo, E. y Carrillo, Y. 2006. Beneficios económicos de los flujos de agua en el Delta del Río Colorado: consideraciones y recomendaciones iniciales. *Instituto Nacional de Ecología. Gaceta Ecológica, No.80, pág.: 51-62, México*

- Sanjurjo, E. e Islas, I. 2007. Valoración económica de la actividad recreativa en el Río Colorado. En *Región y sociedad*, vol. XIX, No. 40. Colegio de Sonora ISSN 1870-3925
- Secretaría de la Convención de Ramsar. 2007. El manejo de las aguas subterráneas: Lineamientos para el manejo de las aguas subterráneas a fin de mantener las características ecológicas de los humedales. *Manuales Ramsar para el uso racional de los humedales*, 3ª edición, vol. 9. Secretaría de la Convención de Ramsar, Gland (Suiza).
- Shanafield, M; Niswonger, R; Prudic, D; Pohll, G; Susfalk, R y Panday, S. 2012. A method for estimating spatially variable seepage and hydraulic conductivity in channels with very mild slopes. *Hydrol. Process.* 28, 51–61 (2014). DOI: 10.1002/hyp.9545.
- SIWI, IFPRI, IUCN, IWMI. 2005. “Let it Reign: The New Water Paradigm for Global Food Security.” Final Report to CSD-13. Stockholm International Water Institute, Stockholm.
- Solinst. Levelogger Model 3001. User guide.
- Stanton, P. 2009. A line drawn in water: Aquifers beneath the Mexico-United States border. *International Perspectives*. Vol. 12.
- Tetra Tech, Inc. 2004. Lower Colorado River- Proposed Pilot Channel Analysis. Reporte final. U.S. Army Corps of Engineers Distrito de Los Ángeles, CA.
- Tockner, K; Ward, J; Arscott, D; Edwards, P; Kollmann, J; Gurnell, A; Petts, G y Maiolinin, B. 2003. The Tagliamento River: A model ecosystem of European importance. *Aquat. Sci.* 65: 239–253. DOI 10.1007/s00027-003-0699-9.
- Topcon Positioning Systems, Inc. 2010. 7400 National Drive, Livermore, CA 94550, U.S.A. [www.topconpositioning.com](http://www.topconpositioning.com)
- Tratado entre el gobierno de los Estados Unidos Mexicanos y el gobierno de los Estados Unidos de América de la distribución de las aguas internacionales de los Ríos Colorado, Tijuana y Bravo, desde Fort Quitman, Texas, hasta el Golfo de México, 1944.
- UNEP, 2004. Arias, E., Albar, M., Becerra, M., Boone, A., Chia, D., Gao, J., Muñoz, C., Parra, I., Reza, M., Saínez, J. and A. Vargas. Gulf of California/Colorado River Basin, GIWA Regional assessment 27. University of Kalmar, Kalmar, Sweden.
- UNICEN. 2009. Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos aires. Apuntes. Área de Ciencias de la Tierra. Consultado en Octubre del 2009. Disponible en:  
<http://users.exa.unicen.edu.ar/~jdiez/files/cstierra/apuntes/unidad4.pdf>.
- USGS, 2009 (United States Geological Survey). 119 National Center, 12201 Sunrise Valley Drive, Reston, VA 20192. Copyright 1879–2011
- USGS, 2014 (United States Geological Survey). 119 National Center, 12201 Sunrise Valley Drive, Reston, VA 20192. Copyright 1879–2011. Web page.

- Vázquez, R., 2008. Modelación Numérica de Acuíferos. Departamento de Geofísica Aplicada. Segunda reunión grupo tecnológico del agua. Ensenada, Baja California, 27-29 febrero 2008. CICESE.
- Villanueva, M. e Iglesias, A. 1984. Pozos y Acuífero: Técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo. Instituto Geológico y Minero de España. ISBN: 84-7474-258-7. Talleres gráficos IBERGESA, Crta. de Burgos km 12.200. Madrid.
- Woolsey, S; Capelli, F; Gonser,T; Hoehn,E; Hostmann, M; Junker, B; Paetzold, A; Roulier, C; Schweizer, E; Tieg, S ; Tockner, K; Weber, C y Peter,A. 2007. A strategy to assess river restoration success. *Freshwater Biology* 52, 752–769. Doi:10.1111/j.1365-2427.2007.01740.x.
- Winston, R.B. 2009. ModelMuse: A graphical user interface for MODFLOW–2005 and PHAST: U.S. Geological Survey Techniques and Methods 6–A29, 52 p., available only online at <http://pubs.hical User Interface for MODFLOW–2005 and PHAST>.
- Yuan, Y y Qaiser, K. 2011. Floodplain Modeling in the Kansas River Basin Using Hydrologic Engineering Center (HEC) Models. Impacts of Urbanization and Wetlands for Mitigation. U.S. Environmental Protection Agency, National Exposure Research Laboratory, Environmental Sciences Division Landscape Ecology Branch. Las Vegas, NV. EPA/600/R-11/116.
- Zamora-Arroyo, F., Pitt, J., Cornelius, S., Glenn, E., Hinojosa-Huerta, O., Moreno, M., García, J., Nagler, P., de la Garza, M. y Parra, I. 2005. Conservation Priorities in the Colorado River Delta, Mexico and the United States. Prepared by the Sonoran Institute, Environmental Defense, University of Arizona, Pronatura Noroeste Dirección de Conservación Sonora, Centro de Investigación en Alimentación y Desarrollo, and World Wildlife Fund—Gulf of California Program. 103 pp.