Capítulo 4

4. Estimación de la Recarga Potencial

Para la estimación de la recarga por precipitación el método más utilizado es el balance hídrico: aplicación del principio de la conservación de masa a una cierta región de volumen conocido y definida por unas determinadas condiciones de frontera durante un determinado período de tiempo. La diferencia entre el total de entradas y el total de las salidas debe ser igual al cambio en el almacenamiento de agua.

La ecuación hidrológica del balance es una represtación cuantitativa de la evolución del ciclo hidrológico, la cual se expresa como:

$$Flujo_que_entra = Flujo_que_sale \pm Cambio_en_el_almacenamiento$$ **(Ecuación 19)**

Esta ecuación (19), puede ser aplicada a sistemas de cualquier tamaño, y es dependiente del tiempo, es decir, los elementos del flujo que entran al sistema en estudio deben ser medidos sobre el mismo período de tiempo que los del flujo de salida.

Las entradas incluyen la precipitación, el flujo superficial que entra hacia el sistema, incluyendo el flujo de los arroyos y la escorrentía superficial, el flujo subterráneo que viene de los acuíferos ubicados fuera del área de estudio y la importación artificial de agua a través de tuberías y canales.

Las salidas o el flujo que sale del sistema incluye la evapotranspiración del agua presente en el suelo, la evapotranspiración de agua superficial, la escorrentía superficial, el flujo subterráneo que sale del sistema y la exportación artificial de agua a través de tuberías y canales.

El cambio en el almacenamiento constituye la diferencia entre la cantidad de agua almacenada al final del período y la cantidad de agua almacenada al inicio dentro del sistema. Los cambios en el almacenamiento, los cuales son necesarios para el balance, incluyen cambios de volumen en el agua superficial de arroyos, ríos, lagos y charcos, cambios en la humedad del suelo en la zona vadosa, cambios en la cantidad de nieve o hielo almacenada en la superficie, e incluye las variaciones en el almacenamiento en depresiones temporales así como los cambios en el agua interceptada por la vegetación y en la cantidad de agua ubicada por debajo del nivel freático.

En general las técnicas de balance aplicadas a evaluación de recursos de agua subterránea tratan la recarga como el residual de otros flujos en la ecuación de balance (Recarga Potencial = Precipitación-Escorrentía-Evapotranspiración-cambios en el almacenamiento).

Los modelos empleados para la evaluación de la recarga descrita en este documento, están

fundamentados en la aplicación de balance hídrico, el primero está apoyado en la metodología presentado por Bradbury et al. (2000) para la recarga potencial y fue desarrollado por Bradbury, Dripps, Hankley, Anderson y Potter, University Wisconsin, y probado en el año 2000 con resultados satisfactorios en Pheasant Branch Creek, una zona húmeda ubicada al sur de Wisconsin, Estados Unidos y adaptado por Arismendy y Salazar, (2003) para una zona de estudio en Colombia. El segundo modelo es un modelo lluvia escorrentía (modelo de tanques (Vélez J. I. 2001)), que se empleó para representar en los dos tanques inferiores la recarga potencial del acuífero.

4.1 Períodos de estudio

Se estimó la recarga potencial anual para los siguientes tres períodos: condición normal (1993-1994), año Niña (1988-1989) y año Niño (1991-1992) (NOAA/National Weather Center, USA). Cada año de estudio elegido se inició en octubre, donde se considera, que por las tradicionales lluvias de septiembre, el suelo está completamente saturado (la humedad del suelo es igual a su capacidad máxima de almacenamiento).

4.2 Modelo para la estimación de la recarga potencial (UNAL, 2003)

Este modelo fue desarrollado por Bradbury, Dripps, Hankley, Anderson y Potter, University Wisconsin, y probado en el año 2000 con resultados satisfactorios en Pheasant Branch Creek, una zona húmeda ubicada al sur de Wisconsin, Estados Unidos y adaptado por UNAL, 2003.

El modelo se fundamenta en la aplicación de la ecuación de balance a cada una de las celdas (de tamaño arbitrario) que forma la representación digital del área de estudio. Cada una de estas celdas contiene información de variables hidrometeorológicas, físicas y sobre las características del terreno, como se muestra en la Figura 38.

Figura 38. Balance hídrico en una celda (P: precipitación; EVP: evapotranspiración; ESD: escorrentía).

La escorrentía superficial que ingresa a una celda proveniente de sus vecinas, depende de las direcciones de flujo que son las que definen el recorrido que sigue la escorrentía durante su tránsito por el área de estudio.

La ecuación de balance para cada celda es:

$$R = P - ESD - EVP - \Delta S \quad \textbf{(Ecuación 20)}$$

Donde R = recarga potencial; P = precipitación; ESD = esco-rrentía superficial; EVP= evapotranspiración y ΔS = cambio en la humedad del suelo.

4.2.1 Precipitación

La precipitación se considera como la principal fuente de recarga de agua subterránea. Se usan registros a escala temporal diaria. La metodología para elaborar los campos mensuales de precipitación de la zona de estudio están descritos en Amaya et al. (2009). Con las series de las estaciones descritas en la Tabla 1, se procedió a generar los registros diarios de la zona de estudio, para esto se usó el método de la precipitación normal de la siguiente forma.

$$P_{día_cuenca} = \frac{1}{M}\sum_{k=1}^{k=m} \overline{P}_{cuenca_mes_i} * \left(\frac{P_{día_j_mes_i_estación_k}}{\overline{P}_{estacion_k}} \right) \quad \textbf{(Ecuación 21)}$$

4.2.2 Tipo de suelo

Se empleó un mapa en el cual se agruparon las diferentes clases de suelos, a nivel de familia, en consociaciones y complejos, además un cuadro que contenía: nombre de cada consociación, composición modal, granulometría típica, capacidad de campo y resultados de análisis fisicoquímico (IGAC (Instituto Geográfico Agustín Codazzi), 2007). A partir de esta información se asignó la textura del suelo a cada consociación de acuerdo con la clasificación del triangulo de texturas.

4.2.3 Coberturas

La cobertura vegetal afecta las tasas de infiltración y determina el espesor de la zona donde ocurre la evapotranspiración. La cobertura vegetal y la textura del suelo se usan en el modelo para calcular la escorrentía superficial directa y asignar una capacidad máxima de almacenamiento de agua a cada celda. Fue necesario reclasificar el mapa disponible de acuerdo con la clasificación de coberturas de suelo de segundo nivel propuesta por Anderson (Bradbury et al., 2000) en la cual se proponen 29 categorías diferentes.

Tabla 36. Reclasificación de coberturas

Corpouraba		Anderson	
Categoría	Descripción	Categoría	Descripción
CA	Cuerpos de Agua	51	Streams and canals
AD-SE	Area degradada	74	Bare Exposed Rock
B	Bosque	42	Evergreen Forest Land
C	Cultivos	21	Cropland and Pasture
Cp1	Cultivo permanente	21	Cropland and Pasture
CPb	Cultivo permanente	21	Cropland and Pasture
CT	Cultivo transitorio	21	Cropland and Pasture
Pm	Pasto manejado	21	Cropland and Pasture
Pn	Pasto natural	21	Cropland and Pasture
Ra-Rb	Rastrojo alto	31	Herbaceus Rangeland
Rb-Ra	Rastrojo bajo	31	Herbaceus Rangeland
SD	Suelo desnudo	74	Bare Exposed Rock

U	Centro urbanos	16	Mixed Urban or Built Up Land
VP	Paramo	61	Forested Wetland
ZM	Arena	75	Strip Mines, Quarries, and Gravel Pits

4.2.4 Escorrentía

Esta variable es de gran importancia en el balance hídrico. Para este caso, el cálculo se realiza con el método desarrollado por el SCS de los estados Unidos (1964) a partir de la precipitación. El método relaciona la escorrentía total (R) con la precipitación (P) y el coeficiente de capacidad de almacenamiento (Smáx) de cada celda por medio de la siguiente ecuación empírica:

$$ESD = \frac{(P - 0.2Smáx)^2}{(P + 0.8Smáx)} \; paraP > 0.2Smáx \qquad \textbf{(Ecuación 22)}$$

Donde P es la precipitación (en mm) medida y Smax se calcula como una función del número de curva (CN) así:

$$Smáx = 25.4\left[\left(\frac{1000}{CN}\right) - 10\right] \qquad \textbf{(Ecuación 23)}$$

El cálculo de este parámetro se hace a escala diaria. La escorrentía obtenida en cada celda es transitada por la zona de acuerdo a las direcciones de flujo que se obtuvieron a partir del modelo de elevación digital de la cuenca. La escorrentía que se traslada a las celdas adyacentes es considerada como “precipitación adicional” y parte de esta puede convertirse en infiltración.

El modelo supone que la precipitación que entra en un día sale el mismo día. Una vez calculada la escorrentía y la infiltración para un día dado, el modelo avanza un día y se repite iterativamente el proceso.

Para la determinación del número de curva CN, en cada punto del área de estudio se procedió como sigue: Con base en las características de la distribución interanual de la precipitación en la zona de estudio, se definieron tres temporadas asociadas con la humedad antecedente del suelo, de tal forma que en la temporada de enero y febrero se presenta una condición de humedad antecedente seca (I); en los meses de marzo, junio, julio, agosto y diciembre la condición de humedad antecedente es media (II); y para el resto del año, la condición de humedad antecedente es húmeda (III). En función de la textura del suelo se asignó a cada conjunto uno de los cuatro grupos hidrológicos (A, B, C, D) dados por el SCS en función de su capacidad de infiltración, según las relaciones presentadas en Bradbury et al., (2000). Con base en la clasificación de grupo hidrológico y de las diferentes coberturas se asigna el valor de número de curva (CN) para la condición de humedad antecedente media (II) para cada conjunto. Los valores de CN por conjunto para las condiciones de humedad antecedente seca (I) y húmeda (III), se obtuvieron según las siguientes ecuaciones de ajuste tomadas de Bradbury et al., (2000).

$$CNI = 1.44206581732462 * 10^{-6} CNII^4 - 2.54340415305462 * 10^{-4} CNII^3 + 2.07018739405394 * 10^{-2} CNII^2 - 7.67877072822852 * 10^{-3} CNII + 2.09678222732103$$

(Ecuación 24)

$$CNIII = -6.2035228261163 * 10^{-7} CNII^4 - 1.60650096926368 * 10^{-4} CNII^3 + 2.03362629006156 * 10^{-2} CNII^2 + 2.01054923513527 CNII + 3.65427885962651$$

(Ecuación 25)

4.2.5 Evapotranspiración

Se utilizaron los valores de evapotranspiración potencial obtenida según la ecuación de Cenicafé.

Este método permite calcular la evapotranspiración potencial en función de la elevación sobre el nivel del mar. La $ETP = 1700{,}17 \exp(-0{,}0002\ h)$ (Ecuación 26 fue obtenida realizando una regresión a los valores obtenidos de aplicar el método de Penman a los datos de sus estaciones climáticas en Colombia.

$$ETP = 1700{,}17 \exp(-0{,}0002\ h)$$ **(Ecuación 26)**

4.2.6 Infiltración

La infiltración está definida por la entrada de agua desde la superficie hacia el interior del suelo y se asume que es un flujo unidireccional vertical. El cálculo se hace a nivel mensual en cada celda como la diferencia entre la precipitación total (incluyendo la escorrentía proveniente de otras celdas) en un mes de-terminado y la escorrentía total calculada para ese mismo mes.

4.2.7 Capacidad de Almacenamiento Máxima del Suelo, SMmax.

Representa la cantidad de agua que puede retener el suelo, para una combinación dada de suelo y cobertura. Esta cantidad debe ser satisfecha para que haya recarga. La capacidad máxima de almacenamiento para cada consociación, expresada como lamina de agua fue calculada como el producto de su capacidad de campo por la profundidad de raíces, éstos valores de la profundidad de raíces fueron tomadas de los propuestos Bradbury et al., (2000).

4.2.8 Humedad del Suelo, SM.

Después de estimados a nivel mensual la precipitación, la escorrentía, la evapotranspiración y la infiltración se procede a realizar el cálculo del cambio de humedad en el suelo. El valor de SM se calcula como la diferencia a nivel mensual entre la infiltración y la evapotranspiración. Si el valor de SM es mayor que cero indica almacenamiento en la masa de suelo y la posibilidad de que haya recarga. Si SM es negativo se concluye que la evapotranspiración es mayor que la infiltración, por lo cual hay disminución de la humedad del suelo. Las estimaciones mensuales de la recarga se agregan para obtener en cada celda la recarga potencial anual.

4.3 Modelo lluvia-escorrentía (Modelo de Tanques)

El modelo lluvia escorrentía se empleó para representar en los dos tanques inferiores la

recarga potencial del acuífero. Este modelo se calibró para la zona de estudio en tres diferentes cuencas. Para calibrar el modelo se utilizó la información de caudal diaria de las estaciones de la Tabla 2. Las estaciones de precipitación para cada modelo se eligen considerando cuales pueden representar correctamente la distribución espacial y temporal de la lluvia en cada cuenca asociada a una estación de caudal. Para mayor detalle del procedimiento de calibración, éste se describe en Amaya et al., (2009). Finalizado el proceso de calibración de los modelos hidrológicos, se procede a simular caudales en diferentes puntos sobre la red de drenaje de estas tres cuencas hidrográficas que se encuentran en la zona del estudio, para lo cual, dada la ausencia de información, es necesario suponer que los Parámetros del modelo hidrológico en una subcuenca de la región son iguales a algunos de los estimados en el proceso de calibración, y debe ingresarse la precipitación y evaporación diaria propias de cada cuenca al modelo de la misma forma que se ingresó en el proceso de calibración. De este proceso de simulación se extraen los valores de la recarga en la zona de estudio.

Los valores de los parámetros encontrados en la calibración para cada una de las tres cuencas hidrográficas y empleados para el proceso de simulación se muestran en la Tabla 6.

4.4 Resultados

Los resultados de la estimación de la recarga potencial por el Modelo UNAL, mostraron que la recarga en general en toda el área de estudio presenta un comportamiento homogéneo debido a que el área del estudio es de aproximadamente 128 km^2, sin embargo, se presentan diferencias debido a las temporadas de año normal, año niño y año niña, lo cual es explicable desde el punto de vista hidrológico, ya que los parámetros del modelo son constantes en cada período y los variables son los datos de precipitación. Se obtuvieron mapas de recarga potencial anual para cada uno de los tres periodos estudiados, (Figura. 40 - 42). En estos mapas es posible observar la variabilidad espacial de la recarga.

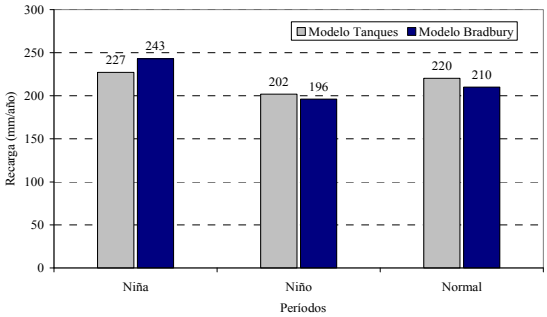


Figura 39. Comparación de recarga

En la Figura 39, se muestran los resultados consolidados luego de aplicar ambos métodos, en esta (Figura 39) se observa que existe una diferencia mayor entre los dos métodos en el periodo de año niña, Sin embargo, el porcentaje de diferencia entre los dos métodos en ningún caso sobre pasa el 7%.

Estos resultados obtenidos por medio de éstos dos métodos, se compararon con los

obtenidos en el estudio realizado por INGEOMINAS (2005), en la región de Urabá, en el cual se estimó la recarga potencial y para la zona de este estudio se estimó un valor de 99 mm/año para año seco, para año medio un valor de 177 mm/año y para año húmedo un valor de 315 mm/año.

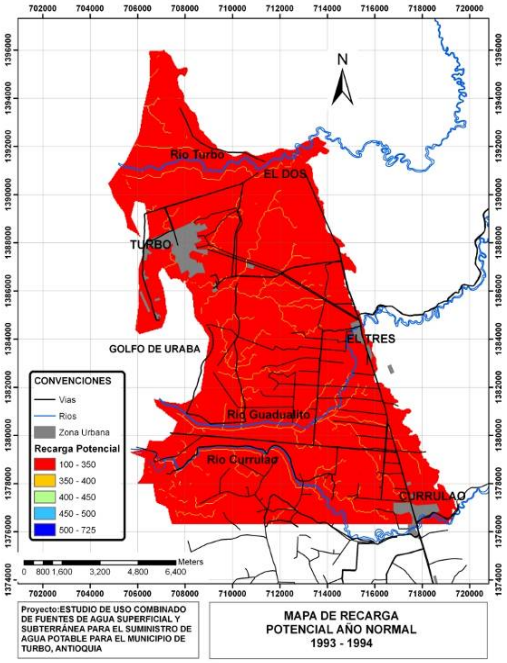


Figura 40. Mapa de recarga en un año normal (mm/año)

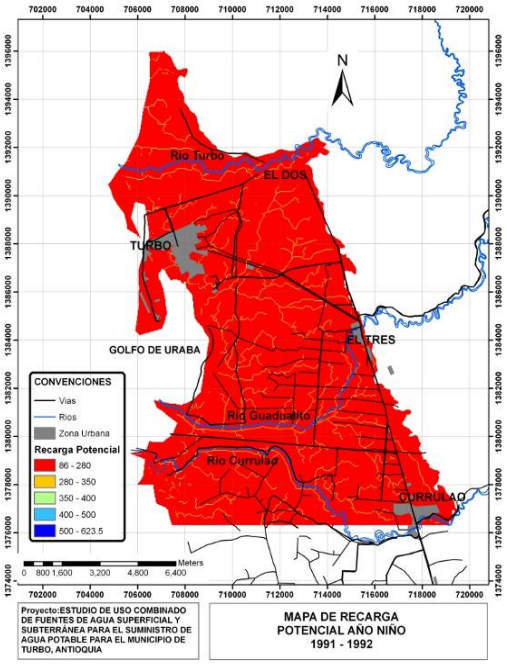


Figura 41. Mapa de recarga en un año Niño (mm/año)

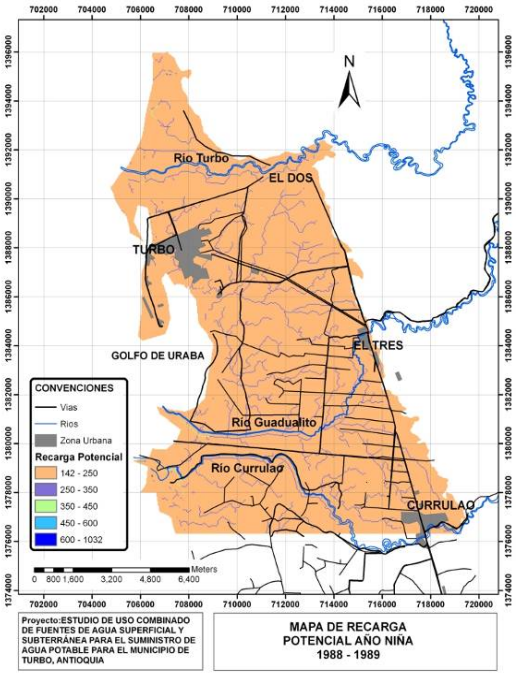


Figura 42. Mapa de recarga en un año Niña (mm/año)

4.4.1 Revisión de expresiones empíricas para estimar la recarga

Algunos autores han presentado expresiones empíricas para estimar la recarga a partir de la precipitación:

- Cheeturvedi (Sinha y Sharma, 1988):

$$r = 1.35(p - 14)^{0.5} \quad \textbf{(Ecuación 27)}$$

donde r es la recarga (pulg/año); y p es la precipitación (pulg/año).

- Sehgal (1973)

$$r = 2.5(p - 16)^{0.5} \quad \textbf{(Ecuación 28)}$$

donde r es la recarga (pulg/año); y p es la precipitación (pulg/año).

- Turc (1954)

$$r = p\left[1 - \left(0.9 + \frac{p^2}{L^2}\right)^{-0.5}\right] \quad \textbf{(Ecuación 29)}$$

$$L = 300 + 25T + 0.05T^2 \quad \textbf{(Ecuación 30)}$$

donde r es la recarga (mm/año); p es la precipitación (mm/año) y T la temperatura media anual (°C).

Tabla 37. Estimaciones de la recarga media anual en el área de estudio.

Año	P anual (mm)	T anual (°C)	Cheeturvedi (mm/año)	Sehgal (mm/año)	Turc
1988-1989	2189.44	27.0	291.34	532	1269.29
1991-1992	1647.24	26,7	244	443.82	778.63
1993-1994	1943.42	27,3	271.11	493.95	1042.29

La recarga obtenida con la fórmula de Cheeturvide representa aproximadamente al 14% de la precipitación anual en cada año. Así mismo, los valores de recarga obtenidos con las expresiones de Sehal y Turc representan el 26% y el 53% de la precipitación respectivamente. La recarga obtenida mediante la ecuación de Turc esta sobrestimada; mientras que los valores calculados a partir de las expresiones de Cheeturvide y Sehal son similares a los obtenidos para la zona de estudio mediante el modelo de Bradbury et al (2000), pero, a la luz de ese modelo, no son representativos de toda el área de estudio. Los datos de recarga anteriores pueden usarse como comparación con los valores de la Figura 39, resaltando que un único valor de recarga no representa toda el área de estudio dada la variabilidad espacial de los parámetros que la condicionan.

Capítulo 5

5. Hidrogeología

5.1 Modelo conceptual hidrogeológico

El modelo hidrogeológico conceptual permite la identificación de unidades acuíferas y sus principales características geométricas, como extensión y espesores, direcciones de flujo, fuentes y posibles zonas de recarga, y la composición fisicoquímica del agua subterránea para determinar su calidad. El modelo hidrogeológico conceptual es un esquema lógico, tanto a nivel cualitativo como cuantitativo, que describe las propiedades, condiciones, procesos y potencialidades de los acuíferos, para predecir su comportamiento y determinar sus recursos explotables; además, es útil para prever posibles impactos ambientales sobre el sistema o su aprovechamiento y para la gestión integral del recurso hídrico.

El modelo conceptual resulta del análisis e integración de la información geológica, geomorfológica, geofísica, hidrológica, de la hidráulica de aguas subterráneas, hidrogeoquímica, y otras herramientas utilizables, como en este caso, los isótopos ambientales. El modelo se "materializa" representándose por medio de perfiles hidrogeológicos, el mapa hidrogeológico, y otros mapas específicos, como mapas de isopiezas, isópacas (representa la distribución de capas de igual espesor) e isóbatas (representa al distribución de los techos o las bases de las capas).

Este capítulo se apoya en la información analizada por Gómez (2009), para definir el modelo hidrogeológico conceptual del acuífero costero del municipio de Turbo.

5.2 Geología y geomorfología

La información geológica y geomorfológica levantada durante la campaña de campo realizada durante los meses de Julio y Agosto de 2008, permitió conocer las características litológicas, estratigráficas, estructurales y morfológicas de las formaciones geológicas presentes en la zona de estudio. Junto con la información secundaria previamente consultada, se concluyó, que la zona de estudio posee tres formaciones geológicas, que son la Formación Corpa, la Formación Pavo y los depósitos cuaternarios (Gómez, 2009). Estas formaciones, conforman estructuralmente un sistema de pliegues que se observa claramente en las fotografías aéreas y que se prologan bajo el subsuelo. Las características litológicas imperantes de las rocas de la zona de estudio son en su mayoría intercalaciones de limolitas, arcillolitas y areniscas; estas últimas, son las que mayor potencial, desde el punto de vista hidrogeológico, pueden presentar para el almacenamiento y aprovechamiento del

agua subterránea.

5.3 Geofísica

La realización de 47 sondes eléctricos verticales (SEV) permitió medir la variación de la resistividad en profundidad de las rocas, y la posterior interpretación de los datos de campo, asociar un tipo de roca a rangos específicos de resistividad, definiendo así, el tipo de rocas que constituyen los estratos el subsuelo de la zona de estudio con sus espesores y profundidades. Se correlacionaron los SEV interpretados mediante cortes o perfiles geoeléctricos para establecer la continuidad lateral y en profundidad de los diferentes estratos con rangos semejantes de resistividad a la largo de la zona de estudio (Gómez, 2009). De esta manera, se elaboró el modelo geológico del subsuelo y la identificación de las rocas que representarían unidades acuíferas, como por ejemplo, la Formación Corpa, que debido a su granulometría, indica gran potencial como unidad acuífera.

5.4 Hidrogeoquímica

Con la toma y análisis de 18 muestras de agua subterránea de aljibes y pozos, se determinó las características fisicoquímicas del agua de la unidad acuífera más superficial (depósitos cuaternarios), dentro de la cual se muestrearon 10 aljibes y 5 pozos que se encontrarían en depósitos de origen mixto (marino y continental), y la unidad acuífera terciaria (paquete B de Corpa) donde se muestrearon 3 pozos. Se analizaron los valores de concentraciones de los principales iones presentes en el agua, al igual que su variación espacial en la zona de estudio. De esta manera se tiene una idea de la calidad fisicoquímica del agua más superficial y de pozos, como una herramienta para definir su uso y el tratamiento a realizar, según sea el caso (Gómez, 2009).

5.5 Isótopos ambientales

Con el análisis del fraccionamiento isotópico del 2H (deuterio) y 18O (oxígeno 18) de 20 muestras tomadas en el municipio de Turbo (aportadas por este estudio), y 29 entre el corregimiento de Nueva Colonia y el Apartadó (aportadas por parte de Corpourabá), de aguas de pozos, aljibes, manantiales, aguas superficiales y de precipitación, se pudo establecer la relación entre el agua de precipitación y el agua subterránea, generando hipótesis acerca de la forma como se presentaría la recarga para los acuíferos, indicando una conexión hidráulica desde la superficie, con los estratos profundos del acuífero, seguramente por pliegues en las rocas terciarias. Esta situación, apoyaría la hipótesis sugerida en el estudio “Evaluación del agua subterránea en la zona de Urabá, departamento de Antioquia” (INGEOMINAS, 1995), la cual sugiere que la recarga provenga de la serranía (Gómez, 2009).

5.6 Unidades hidrogeológicas

El modelo hidrogeológico está conformado por 5 unidades geológicas, y a su vez conforman 5 unidades hidrogeológicas descritas detalladamente en Gómez, (2009), en este

documento se realiza una breve descripción de las unidades hidrogeológicas.

5.6.1 Unidad hidrogeológica 1: paquete a3 Formación Pavo

Está representada por las rocas del paquete a3 (paquete superior) de la Formación Pavo de origen marino. Las otros dos paquetes, que conforman la Formación Pavo, a1 (paquete inferior) y a2 (paquete medio) no representan unidades acuíferas importantes por su granulometría. En general, la formación Pavo está conformada por arenas de tamaño medio de color gris, intercaladas con lutitas y lentes de conglomerados y se encuentra en contacto fallado con la Formación Corpa. Esta falla tiene una dirección predominante NW. La Figura 43 presenta la secuencia estratigráfica típica de la unidad hidrogeológica 1.

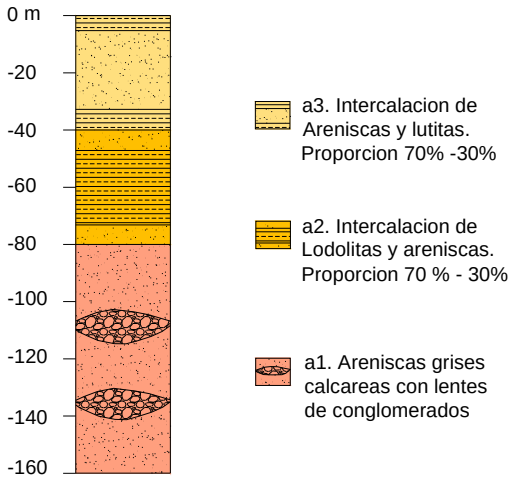


Figura 43. Secuencia estratigráfica unidad hidrogeológica 1

5.6.2 Unidad hidrogeológica 2: paquetes B y C Formación Corpa

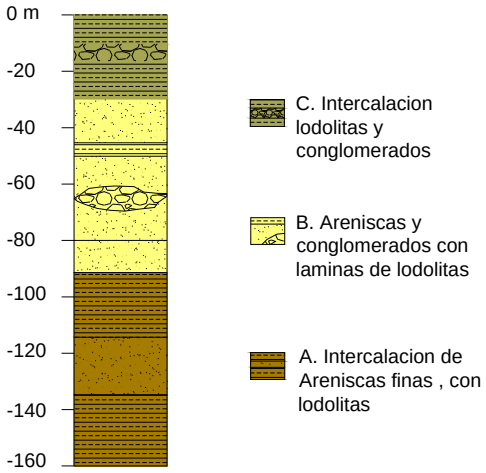


Figura 44. Secuencia estratigráfica unidad hidrogeológica 2

Está representada por las rocas de las capas B y C pertenecientes a la Formación Corpa, que consta principalmente de conglomerados intercalados con areniscas conglomeráticas de

grano grueso y capas de limolitas y arcillolitas de color gris azul, de origen continental. La capa A no representa importancia como unidad acuífera debido a su granulometría. Esta formación se observa en todos los perfiles realizados y su disposición estructural predominante está conformada por pliegues. La Figura 44 presenta la secuencia estratigráfica típica de la unidad hidrogeológica 2.

5.6.3 Unidad hidrogeológica 3: depósitos cuaternarios Qt1

Esta unidad hidrogeológica está relacionada con los depósitos cuaternarios de la zona de estudio de origen continental, con resistividades que varían entre 5 – 90 ohmio.m y se ubican a partir de la superficie del terreno con un espesor máximo de 40 m. Están representados por terrazas y los abanicos aluviales relacionados a los ríos Turbo, Guadualito y Grande de la gran llanura aluvial de Mutatá - Turbo.

Estos depósitos están conformados por gravas finas dentro de una matriz areno - arcillosa, de baja consolidación, también hay niveles netamente arenosos que varían en tamaño así como niveles de limos arcillosos, esta es una unidad que posee buena capacidad de almacenamiento de agua, y en el municipio de Turbo es la más explotada por medio de aljibes, ya que el nivel freático promedio es de 1.3 m bajo el nivel del mar. La profundidad de estos depósitos varía entre 5 y 60 metros aproximadamente, conformando un acuífero libre.

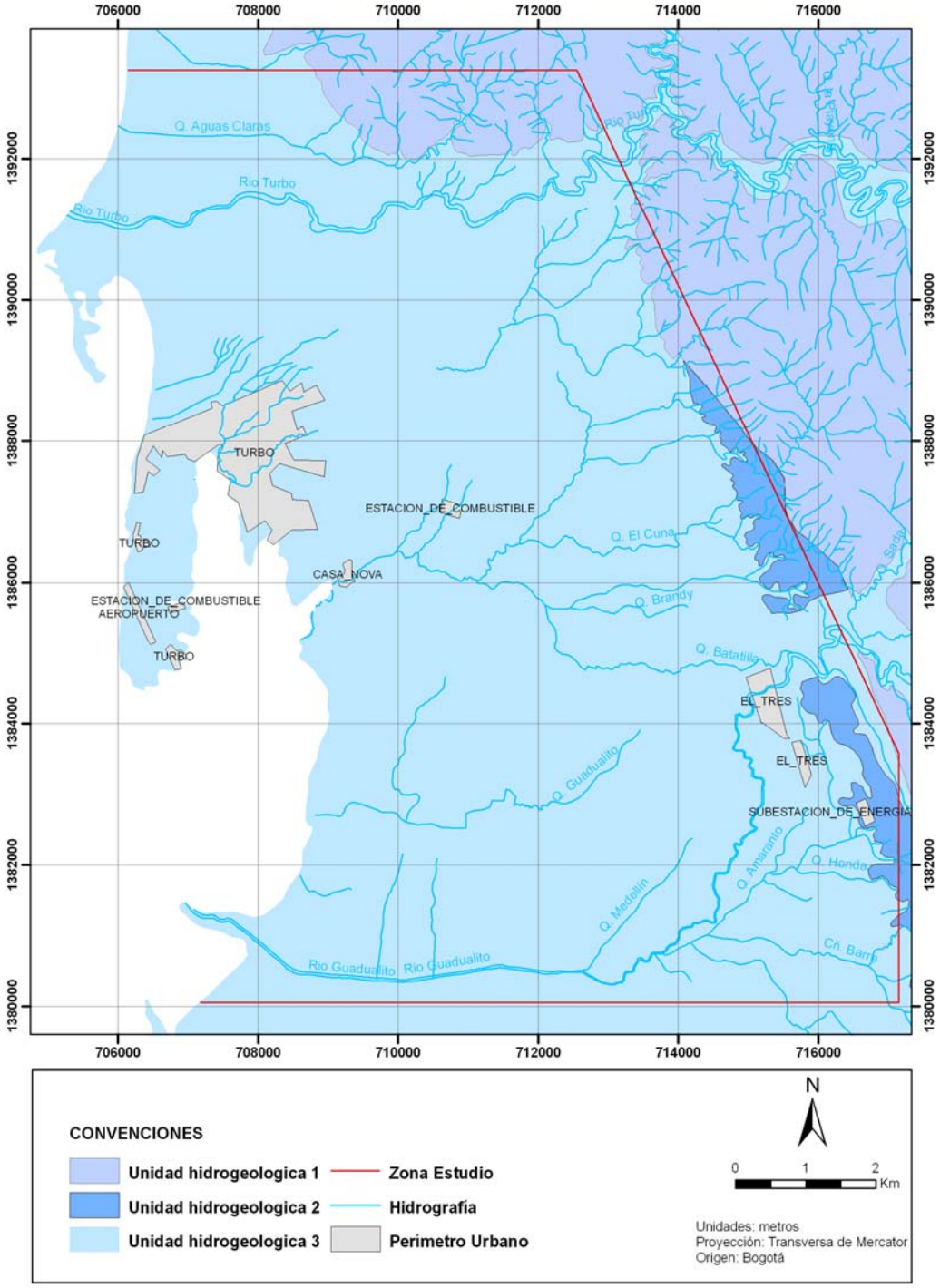
5.6.4 Unidad hidrogeológica 4: depósitos cuaternario Qt2

Estos sedimentos cuaternarios presentan resistividades entre (0.1-1) ohmio-m. Estos valores tan bajos de resistividad, suponen que los estratos estarían saturados de agua salada, pero no se puede establecer con certeza, si es por efecto de la intrusión marina en estratos de origen continental o agua salobre influenciada por estratos de origen marino. El origen marino está relacionado con las transgresiones que han ocurrido, lo cual está respaldado por la presencia de caracoles en las perforaciones realizadas y por la cercanía a la costa. Estos sedimentos pueden estar conformados por arcillas, limos y arenas o por cualquiera de sus combinaciones. Estos depósitos tienen espesores de hasta 140 metros según los sondeos realizados, es necesario tener en cuenta que estos espesores pueden ser inclusive mayores. Representarían un acuífero libre, pero por las características fisicoquímicas, debido a la salinidad del agua, no sería una unidad acuífera aprovechable.

5.6.5 Unidad hidrogeológica 5: depósitos cuaternario Qt3

Se refiere a sedimentos cuaternarios que presentan resistividades entre (2 – 5) ohmio-m, y al igual que la unidad hidrogeológica 4, no es posible asegurar su origen exacto, ya que debido al proceso de avance y retroceso del mar en tiempos históricos, su origen puede variar entre marino y continental. Estos sedimentos pueden estar saturados con agua dulce, que serían de origen continental, y eventualmente con agua salobre, atribuido a influencia en el agua por estratos de origen marino. Están conformados por arcillas, limos y arenas, o por cualquiera de sus combinaciones.

Las unidades hidrogeológicas que afloran en el área de estudio se observan en el mapa hidrogeológico (Figura 45).



Tomado de GEOLOGÍA, GEOFÍSICA, HIDROGEOQUÍMICA E ISÓTOPOS, COMO HERRAMIENTAS PARA DEFINIR UN MODELO CONCEPTUAL HIDROGEOLÓGICO, CASO DE APLICACIÓN: ACUÍFERO COSTERO MUNICIPIO DE TURBO, 2009

Figura 45. Mapa hidrogeológico

5.7 Unidades acuíferas

Debido a que algunos de las unidades hidrogeológicas contienen agua salobre a salada, desde el punto de vista de aprovechamiento del recurso, no sería viable explotarlas. Es por esto que se resumen estas unidades, desde el punto de vista de aprovechamiento del recurso, como unidades acuíferas:

5.7.1 Formación Pavo, paquete a3

Se encuentra en la zona norte con una extensión aproximada de 4 km (en sentido NW-SE) y en sentido EW se extiende aproximadamente 1 km. Su espesor variaría desde unos pocos metros hasta más de 150 m, y limitada al sur este por el contacto fallado que la pone en contacto con la Formación Corpa. Debido a su granulometría conformada por areniscas (70%) y lodolitas (30%), este paquete representa una unidad acuífera.

5.7.2 Formación Corpa, paquete B

Conformado por areniscas y conglomerados con láminas de limolitas, se encuentra plegado y presenta una buena continuidad espacial a lo largo de toda la zona de estudio, con espesores que variarían entre unos pocos metros hasta 200 m, lo que lo clasifica como la unidad acuífera más importante presente en la zona de estudio.

5.7.3 Formación Corpa, paquete C, conglomerático

Conformado por intercalaciones de lodolitas y conglomerados, predominando los niveles conglomeráticos. Presenta poca continuidad espacial, conformándose como lentes de espesores que variarían desde unos pocos metros, hasta 120 m de espesor. Es una unidad acuífera importante pero no es tan continua como el paquete B.

5.7.4 Depósitos cuaternarios Qt1

Conformado por la intercalación de limos de arenas, es la unidad acuífera más explotada por medio de aljibes de poca profundidad, desde el punto de vista de explotación intensiva no representaría la mejor opción por poseer bajos espesores, que variarían desde unos pocos metros hasta 40 metros.

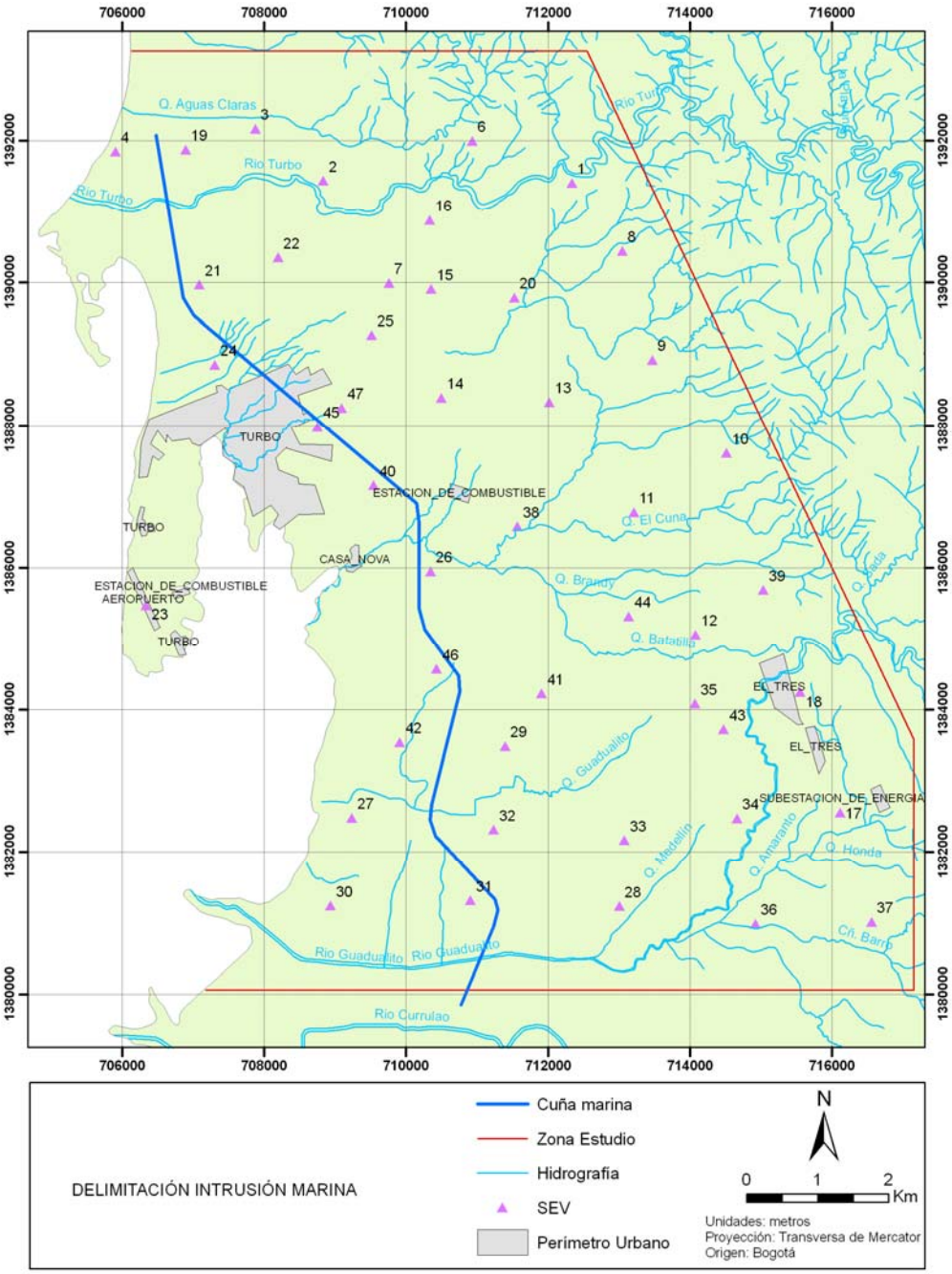
5.8 Intrusión marina

A partir de la interpretación de los SEV cercanos a la costa, la descripción de los diferentes perfiles geológicos, y valores de concentraciones del ion cloruro (Cl-) en el agua subterránea de pozos muestreados, se demarcó la línea de avance de la intrusión marina en la zona de estudio. Su detección, se estableció por los valores de resistividad eléctrica en el rango de 0 – 1 Ω.m (Ohmio.metro), interpretado como estratos de sedimentos cuaternarios con agua salada (Gómez, 2009). La Figura 8.31 presenta el avance de la intrusión marina.

5.9 Diagramas de bloque: modelo simplificado 3d

Estos diagramas se construyeron con base en los perfiles geológicos para tener una visión general de la geología del subsuelo de la zona de estudio, representando la litología, estratigrafía y estructuras. En este modelo se presenta de manera simplificada la disposición

estratigráfica y las características geológicas de la zona de estudio, desde la quebrada Piedrecitas al norte y hasta el río Guadualito al sur, limitado el este por las colinas y al oeste limitado por la línea de costa.



Tomado de GEOLOGÍA, GEOFÍSICA, HIDROGEOQUÍMICA E ISÓTOPOS, COMO HERRAMIENTAS PARA DEFINIR UN MODELO CONCEPTUAL HIDROGEOLÓGICO, CASO DE APLICACIÓN: ACUÍFERO COSTERO MUNICIPIO DE TURBO, 2009

Figura 46. Avance de la intrusión marina

La base de este modelo está compuesta por el estrato A (café rojizo) de la formación Corpa,

que litológicamente está compuesto por intercalación de areniscas finas con lodolitas, por su litología y por su profundidad no es interesante desde el punto de vista hidrogeológico.

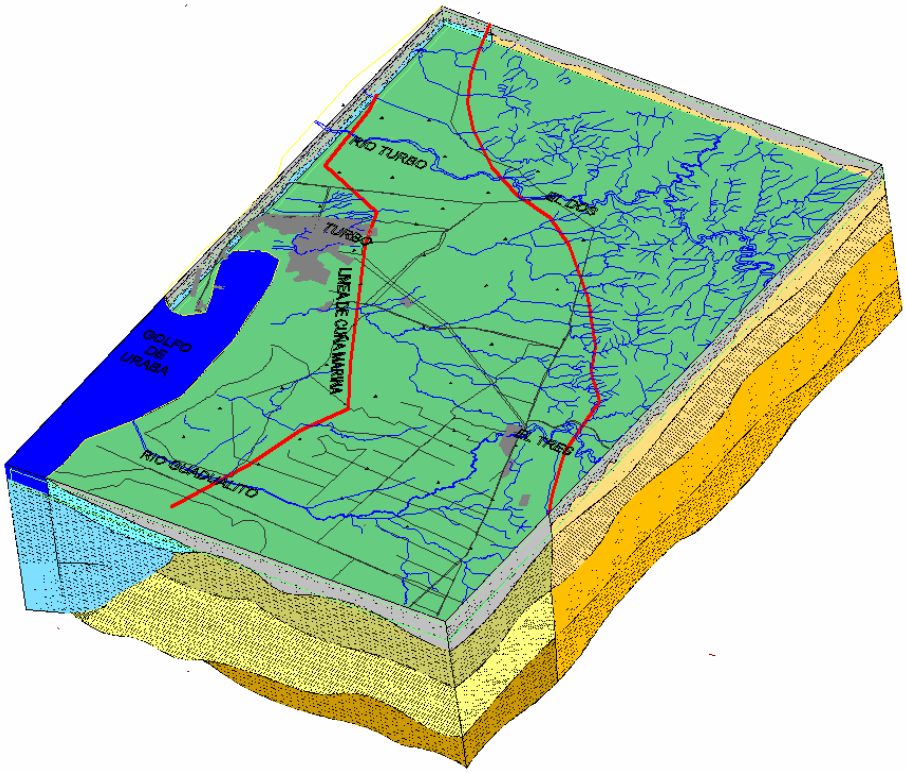


Figura 47. Diagrama de bloque, sentido sureste-noroeste

La Figura 47 presenta una vista en sentido sureste-noroeste, se esquematiza el contacto entre las formaciones Corpa y Pavo y sus estratos plegados, al igual, que el alcance de la cuña marina y la secuencia de los depósitos cuaternarios.

Suprayaciendo el estrato A, se encuentra el estrato B (amarillo) de la formación Corpa, que litológicamente está compuesto por areniscas y conglomerados con laminas de limolitas y se constituye como el acuífero de mayor interés.

Por encima del estrato B, se encuentra el estrato C de la formación Corpa, compuesto por intercalación de lodolitas y conglomerados, hacia la parte sur de la zona de estudio predominan los conglomerados, hacia la parte norte predomina las lodolitas, este estrato funciona como la capa confinante del acuífero formado por el estrato B de la formación Corpa.

En la parte noreste de la zona de estudio se observa los estratos a2 y a3 de la Formación Pavo de origen marino y por lo tanto tiene un alto contenido en carbonatos, el estrato a2 se compone por intercalación de lodolitas (70%) y areniscas (30%)y el estrato a3 se compone por areniscas (70%) y lutitas (30%). Estos estratos no presentan interés hidrogeológico.

La parte superficial está compuesta por depósitos cuaternarios Qt1, conformado por intercalación de limos y arenas, cubren en su totalidad la superficie de la zona de estudio.

Hacia la zona costera observamos los depósitos marinos Qt2 (azul claro), los cuales están saturados de agua salada, y están compuestos por limos y arcillas, bajo los depósitos Qt2 se observan depósitos cuaternarios compuestos por limos y arena, denominados Qt3.

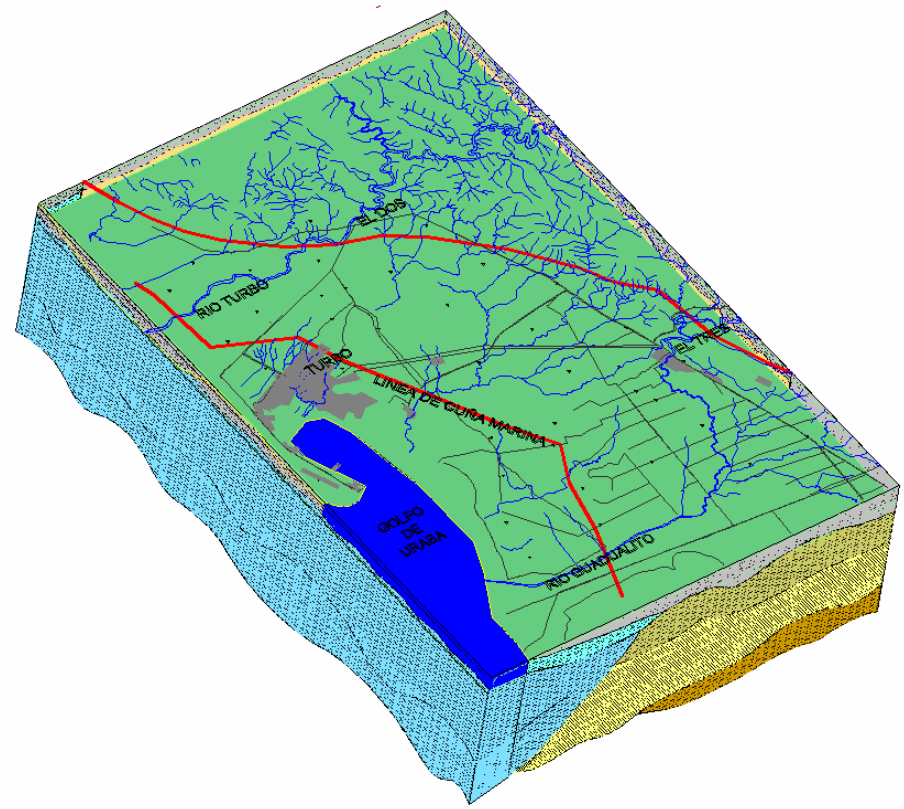


Figura 48. Diagrama de bloque, sentido sureste-noroeste

La Figura 48, presenta una vista en sentido suroeste-noreste del diagrama de bloque, mostrando el avance de la cuña marina y la estratigrafía plegada de la formación Corpa al sur.

Esta evaluación del modelo hidrogeológico permite proyectar la perforación exploratoria de un pozo de 217 metros de profundidad en diámetro de 6 pulgadas en el lugar de las coordenadas 1389287.02 N y 1040483.36 E (origen Oeste). El nivel freático, por mediciones en aljibes de la zona, se encuentra entre 1.5 y 2 metros de la superficie.

5.10 Perforación de pozo exploratorio

Para conocer los parámetros hidráulicos del acuífero identificado en el área de estudio, se requirió realizar una prueba de bombeo para determinar las condiciones de diseño del pozo de agua subterránea, por medio de esta perforación de exploración se conocerá la columna estratigráfica y el caudal optimo de diseño. La duración de estas pruebas dependerá obviamente de las condiciones de la zona y del tipo de formación y condiciones de frontera que se tengan.

La perforación de un pozo exploratorio tendrá como etapa final la realización de la prueba de bombeo que son utilizadas para determinar los parámetros hidrogeológicos de un acuífero como son: Conductividad hidráulica K, transmisividad T y el coeficiente de almacenamiento S, determinar el comportamiento del acuífero frente a un bombeo, hallar fronteras como flujo impuesto o potencial constante. La permeabilidad y el coeficiente de almacenamiento son necesarios para el diseño de pozos, cálculo de abatimientos, e interferencias, etc., y en general para tener un manejo óptimo del recurso.

Figura 49. Lote de perforación de pozo exploratorio

A través del análisis hidrogeológico realizado se determinó el predio en el cual se debía realizar la perforación de exploración. La perforación de exploración se contrató con la empresa COLPOZOS S.A, el pozo de exploración construido tiene las siguientes características:

- Pozo de 220 metros de profundidad resistidos en 12” y 14”, realización de toma de resistividad, potencial espontáneo, rayos gama y conductividad.
- Tubería de acero al carbón ASTM A53 de &” x 3/8” grado B
- 64 metros de ranurado de tubería de acero al carbón de 6” Sch 40.
- Grava seleccionada de río, la cantidad de grava depende la longitud final del pozo.
- Desarrollo del pozo.
- Prueba de bombeo.

En la Figura 56, se muestra el diseño del pozo de exploración y la toma del registro eléctrico, del diseño realizado se pudo decidir que se construyeran 64 metros de rejillas, para mayor detalle en los anexos de se muestra una copia del diseño del pozo y de la toma del registro eléctrico.

La construcción del pozo inicio el 19 de Mayo con la entrada de la maquinaria de perforación al lote de perforación (Figura 50 a Figura 55). Las labores desarrolladas durante el proceso de ejecución incluyeron: construcción de piscinas, perforación en 12” a una profundidad de 200 metros, repaso y viajes para tener listo el pozo para la toma de registro, toma de registro y diseño del pozo, entubado del pozo, engravillado, construcción del sello

sanitario debido a la presencia de sedimentos marinos encontrados a una profundidad de 46 metros aproximadamente, desarrollo del pozo y finalmente prueba de bombeo de 36 horas de duración.

Figura 50. Perforación del pozo

Figura 51. Piscina de bentonita

Figura 52. Toma de registro

Figura 53. Proceso de entubado

Figura 54. Proceso de engravillado

Figura 55. Prueba de bombeo

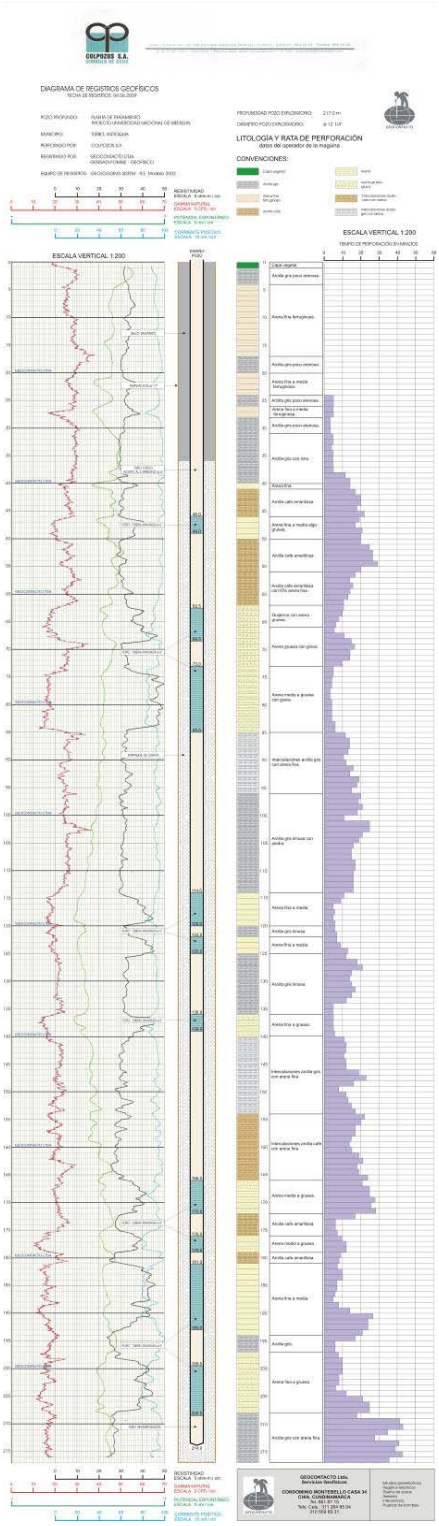


Figura 56. Diseño del pozo de exploración y la toma del registro

5.10.1 Prueba de bombeo

La prueba de bombeo se realizó a partir del 5 de Julio y con una duración de 36 horas, durante este tiempo se obtuvieron los siguientes resultados que se muestran en la Tabla 38.

Tabla 38. Caudales y abatimientos registrados durante la prueba de bombeo

Caudal	Nivel de bombeo (m)	
GPM	Ajustado/Estimado	max prueba
140	-28.50	27.75
162	-33.00	32.38
180	-38.00	37.09

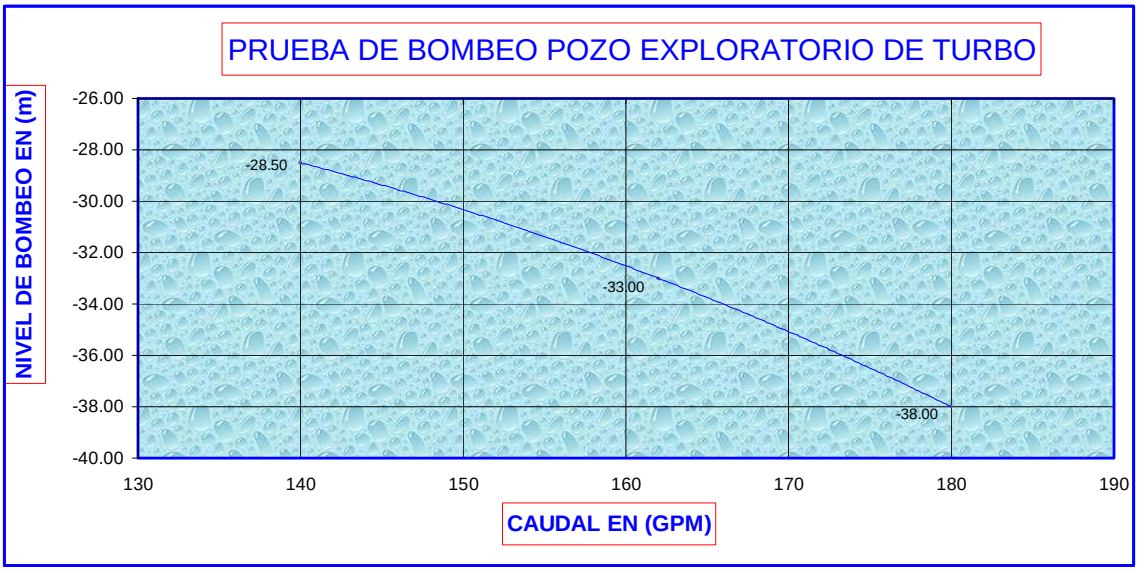


Figura 57. Curva de la prueba de bombeo

5.10.1.1 Curva característica del pozo

En las proximidades de los pozos, el flujo puede dejar de seguir la ley de Darcy y en la penetración del agua en el pozo y en el movimiento de agua en el mismo se producen perdidas de carga, originando que el abatimiento medido en el pozo sea mayor que el que teóricamente se debía observar. Este sobredescenso crece rápidamente al aumentar el caudal. Conociendo varios caudales y sus correspondientes abatimientos puede establecerse una formula general para el pozo, llamada curva característica, la cual es de gran utilidad para tareas como hallar el caudal de bombeo, escoger la bomba más eficiente, determinar procesos de colmatación de la rejilla o de la zona filtrante y en general hacer análisis económicos sobre el comportamiento del pozo.

El abatimiento observado en un pozo de bombeo es la suma de los abatimientos debidos a:

- Perdidas en el acuífero.

- Perdida por no validez de la ley de Darcy. Si en los alrededores del pozo el flujo es turbulento, se presenta un abatimiento mayor que el teórico predicho con la ley de Darcy. Esto puede suceder en pozos de pequeño diámetro, con rejillas cortas y mal desarrollados. También puede presentarse en acuíferos donde el agua fluye por unas pocas fisuras.
- Pérdidas locales d entrada del agua al pozo por la rejilla
- Pérdida por entrada de agua a la bomba
- Pérdidas por fricción. Se dan en el trayecto de la zona filtrante a la bomba.

El abatimiento en un pozo será la suma de los abatimientos que se producen por las causas enumeradas anteriormente. Según Rorabaugh, 1953, el abatimiento en un pozo puede escribirse como:

$$S_p = BQ + CQ^n \quad \textbf{(Ecuación 31)}$$

BQ expresa el abatimiento debido a las perdidas en el acuífero y CQ^n el abatimiento debido a los demás factores. B es llamado coeficiente de perdidas en la formación y es variable con el tiempo de bombeo y C se llama coeficiente de pérdidas en el pozo y es independiente del tiempo de bombeo. El valor de n puede variar entre 1 y 3.5 según Lennox, 1960.

Para determinar los coeficientes C, B y n es necesario conocer los abatimientos para tres caudales diferentes. Los abatimientos pueden obtenerse mediante ensayos sucesivos de bombeo a caudal creciente, pero constante en cada intervalo. El abatimiento provocado en el primer escalón con caudal Q_1 es S_1 , cuya obtención es inmediata.

El segundo escalón, en el que se ha provocado un incremento del caudal $Q_2 - Q_1$, provoca un incremento del abatimiento ΔS_2 y así sucesivamente. Por lo tanto el caudal para Q_2 será:

$$S_2 = S_1 + \Delta S_2 \quad \textbf{(Ecuación 32)}$$

Y el correspondiente al caudal Q_3 será:

$$S_3 = S_1 + \Delta S_2 + \Delta S_3 \quad \textbf{(Ecuación 33)}$$

Labadie y Helweg, 1975, usan el método de los mínimos cuadrados para encontrar los parámetros B, C y n. El método trata de encontrar valores de B, C y n que hagan mínima la diferencia entre los datos de campo y los valores teóricos de la $S_p = BQ + CQ^n$ (Ecuación 31), la función objetivo será:

$$E = \min_{(B,C,n)} \sum_{i=1}^{N} \left[\left(BQ_i + CQ_i^{\,n} \right) - s_i \right]^2 \quad \textbf{(Ecuación 34)}$$

Donde:

N: numero de etapas en la prueba.

Qi: Caudal en el escalón

Si: abatimiento en el escalón.

Con los valores de la prueba de bombeo se calcula la curva característica del pozo que se muestra en la

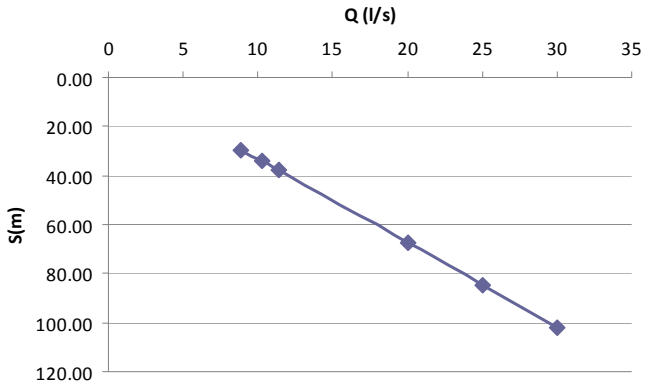


Figura 58. Curva característica

La ecuación de la curva característica es $Sp = 0.0380Q + 2.5E - 7Q^{1.8}$, se puede decir que se trata de un pozo eficiente, es decir, a medida que aumenta e caudal bombeado, los abatimientos en el pozo aumentan, pero lo hacen linealmente con el caudal.

5.10.1.2 Calculo del caudal específico

El caudal específico es el caudal que produce el acuífero captado por cada metro que desciende el nivel de agua en el pozo. Durante la prueba de bombeo tuvimos un caudal maximo de 11.35 l/s y un abatimiento de 38 metros lo cual nos indica que el caudal especifico es de 0.30 l/m*s.

5.10.1.3 Parámetros hidráulicos del acuífero

Para el análisis de los datos de campo, se utilizó el software Aquifer Test v3.5 (Waterloo hydrogeologic). El análisis se hizo por medio de los métodos Cooper-Bredehoeft-Papadopulos y Hvorlev. Y obteniendo:

Trasnmisividad (T) (m^2/d) = 32.1

La conectividad hidráulica se calcula como K=T/b donde, T es la transmisividad y b es el espesor de los acuíferos captados que para el caso de la prueba de bombeo eran de 64 metros.

Conductividad Hidráulica (m/d) = 32.1 m^2/d/64 m = 0.5

Coeficiente de almacenamiento = 5 x 10^{-4}

El valor de 0.5 m/d de conductividad corresponde a tomar como espesor del acuífero la longitud total de rejillas, debido a que el valor es tan bajo, se decidió ensayar tomando como valor del espesor del acuífero un porcentaje de dicha longitud, otorgándole a cada una un porcentaje de acuerdo con las características de gradación de cada espesor.

Con esta aclaración el resultado de la conductividad hidráulica es de 4.3 m/d.

5.11 Aplicación del modelo numérico para analizar el fenómeno de la intrusión salina y la explotación del acuífero.

El propósito de este aparte es señalar como el modelo numérico del acuífero costero de Turbo facilita la cuantificación del impacto de diferentes estrategias de gestión, permitiendo evaluar condicionantes externos como variación en la recarga y explotación del acuífero. Es importante utilizar los modelos para el desarrollo de herramientas de gestión. El diseño del modelo numérico para flujo de aguas subterráneas se apoya en el modelo conceptual previamente definido con base en toda la información disponible y bajo el programa de modelamiento, Visual MODFLOW 4.2, que es un programa desarrollado por el USGS, para simular el flujo de agua subterránea y la evolución de los niveles del agua en el suelo bajo diferentes condiciones (bombeos, ríos, drenes, recarga, etc.)

Para el acuífero de la zona de Turbo es interesante conocer el impacto bajo diferentes estrategias de manejo que implican:

- Conocer las relaciones entre la intrusión salina y bombeo para formular las estrategias de explotación del acuífero de tal manera que se reduzca la salinización a través del control del bombeo. Esto se logra conociendo como responde el movimiento de la interfase ante determinados caudales de bombeo junto a variaciones climáticas.
- Conocer lo que sucede en el acuífero bajo períodos secos, la relación entre el bombeo, la recarga y la intrusión salina.
- Conocer lo que sucede en el acuífero bajo un aumento del nivel del mar y explotación.

Además, es importante destacar que a nivel global se distinguen dos clases de variables como parámetros de entrada a los modelos numéricos, en este caso a nivel costero:

5.11.1 Variables Físicas

Aquellos parámetros intrínsecos del acuífero como la conductividad, la dispersión, los espesores y dimensiones del acuífero. Son de gran importancia para lograr representar de una manera acertada el sistema acuífero y si no son correctamente estimados pueden generar errores en los resultados de la modelación.

5.11.2 Variables Externas

Son aquellas variables relacionadas con la intervención antrópica sobre el acuífero tales como cambios de uso en el suelo y aumento del bombeo. De otra parte, están las variables que se han generado por la acción indirecta del hombre tales como el aumento del nivel del mar y la disminución en la recarga debido a variaciones climáticas. Una vez el sistema acuífero es diagnosticado en los aspectos físicos de una manera correcta, estas variables son involucradas en la definición de escenarios para correr en los modelos.

5.11.3 Descripción del modelo

5.11.3.1 Escenarios de simulación del modelo numérico

Dadas las particularidades del acuífero de Turbo y de acuerdo con sus condiciones se presenta el esquema de los diferentes escenarios.

5.11.3.2 Parámetros y sensibilidad analizada

Estos parámetros son de carácter físico y están ligados a las propiedades del acuífero. También se observan aquellos que se denominan sensibles y son los que se utilizaron en este modelo para simular las condiciones de cada escenario. La descripción y características de los parámetros más importantes se presentan en la Figura 59.

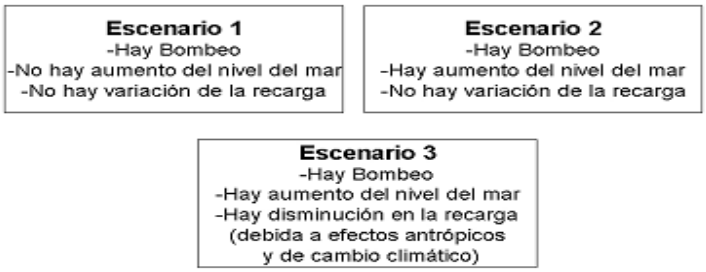


Figura 6.1: Escenarios evaluados con el modelo planteado

Figura 59. Escenarios evaluados e el modelo planteado

Malla: La definición del tamaño de las celdas que representan elementos discretos del sistema que se propone modelar, se hace considerando la extensión superficial del área en estudio, la calidad de la información de la cual se dispone y de las posibilidades del programa de modelamiento que se va a utilizar en este caso, Visual MODFLOW 4.2. En este caso, se considera que con una representación de celdas cuadradas 250 metros de lado cada una se logran resultados satisfactorios. La malla sobrepuesta tiene 52 columnas y 48 filas y sus puntos extremos corresponden a las coordenadas X: 1379840.00, Y: 704358.00 y X: 1391840.00, Y: 717358.00.

El diseño del espesor de las celdas dentro del MODFLOW se realiza a partir de interpolaciones ejecutadas por el programa de acuerdo con los datos asignados desde una serie de archivos que definen los límites superior e inferior de cada capa y que son importados desde ArcGIS. Sin embargo, como producto de esta interpolación pueden ocurrir inconsistencias en relación con la posición de los techos y las bases de las distintas unidades. Con el fin de corregir esta situación, antes de continuar con el proceso de modelamiento se realiza un control celda a celda, para cada capa, buscando localizar errores de las capas, donde esto ocurra se aplican ajustes locales. También se corrigen zonas donde la continuidad se pierde y su ajuste consiste en realizar una inspección visual del modelo fila a fila un modificando de manera manual. De esta manera se establece una relación entre el modelo conceptual y numérico para la zona de estudio.

Conductividad: Este es un parámetro clave muy sensible al movimiento del agua en el suelo. Se sugiere que, dado que no contamos con registros de conductividad, la asignación de este parámetro se hace mediante ensayo y error, con valores apoyados en la distribución de los depósitos y las unidades hidrogeológicas. También, a partir de valores estimados en COLCIENCIAS, 1995, en unidades al sur de la zona de estudio, se utilizaron valores

iniciales, del trabajo de campo realizado se obtuvieron valores de los depósitos cuaternarios que se utilizaron para la asignación de los valores de conductividad.

El proceso de cálculo parte de unos valores iniciales que actúan como semilla para realizar la primera iteración, a través de la calibración se busca, mediante una serie de ajustes, refinar el valor de diferentes parámetros del modelo, de manera que se logren reproducir, dentro de un margen de tolerancia aceptable, las condiciones de cabezas piezométricas medidas durante el inventario de captaciones (Gómez, 2009).

Los valores de este parámetro usados finalmente son los siguientes: para la unidad del cuaternario, valores de Kx = 2.5m/d, Ky = 2.5m/d y Kz = 2.5m/d, el estrato C lodolitico se le asignaron unos valores de Kx = 0.5m/d, Ky = 0.5m/d y Kz = 0.5m/d, el estrato B de la formación Corpa se le asignaron los valores de Kx = 1.5m/d, Ky = 1.5m/d y Kz = 1.5m/d, para la unidad que contiene los depósitos marinos se le asignaron valores de Kx = 0.5m/d, Ky = 0.5m/d y Kz = 0.5m/d. La alta sensibilidad del modelo respecto a los cambios en la conductividad hidráulica y la recarga han sido reportados por Ranjan et al. (2005).

Dispersión: Este parámetro está fuertemente relacionado con el comportamiento de la zona de mezcla agua dulce-agua salada e involucra la velocidad de las líneas de flujo subterráneo entre los poros. En los escenarios este parámetro se mantiene constante con valores de D = 10m, un valor que representa la situación en un acuífero poroso reportado en la literatura (Custodio y Llamas, 1976). Para este parámetro se realizó un análisis

Cabezas Iniciales: Cuando el modelo se ejecuta en estado transitorio muestra sensibilidad a este parámetro (Reilly y Harbaugh 2004). Durante el inventario de captaciones se recolectó información de niveles de agua en los aljibes y pozos de la unidad hidrogeológica Qt_1 (Gómez, 2009), con estos niveles se calibraron los diferentes parámetros del modelo. Posteriormente el resultado de la calibración con base en las cabezas iniciales, se utilizó como cabezas iniciales para la modelación en estado transitorio y para la modelación de la intrusión salina.

Concentraciones Iniciales: El valor de este parámetro se determinó con base en las muestras de agua de mar recolectadas para el análisis de calidad de agua y el valor empleado es de 5000 mg/l.

Recarga: Parámetro sumamente importante que influye sobre el movimiento de la interfase ya que determina la cantidad de flujo de agua dulce reteniendo el avance de la cuña salina. En este modelo, se uso un valor diario extraído de la modelación hidrológica mediante el modelo de lluvia escorrentía (Amaya et. al, 2009), para el escenario tres se vario utilizando la recarga real estimada a través del modelo de tanques.

Cabeza del mar: Determina los equilibrios que deben darse entre los flujos de agua dulce y agua marina. En este caso se vara el aumento del nivel del mar en los escenarios 2 y 3 así: 30, 60 y 90 cm.

Tasas de explotación de Pozos: Las tasas de bombeo se determinaron de acuerdo con la demanda establecida en el capítulo de demanda, que son los requerimientos de la población a atender. También se realizaron corridas con los caudales propuestos para ser extraídos del acuífero, obtenidos de la optimización realizada con las diferentes alternativas de

aprovechamiento de agua.

Escala temporal: Las organizaciones encargadas del Cambio Climático como el IPCC (2007) y en el caso nacional, el INVEMAR e IDEAM (2003) han establecido horizontes de planificación que se usan al simular condiciones de Cambio Climático. Por ejemplo INVEMAR e IDEAM (2003) usaron lapsos de 30 y 100 años. Igualmente en la literatura se utiliza este rango de tiempo. Por ello, se uso como horizonte de planificación t=100 años. Además, se debe mencionar que se usaron períodos de estrés de 10 años, en la mayoría de los casos.

En la Tabla 39, se presentan los datos específicos de los parámetros evaluados en cada uno de los tres escenarios: Distancia de, Tasas de Bombeo, Aumento del Nivel del Mar y Variación en la recarga.

Tabla 39. Parámetros involucrados en la simulación en modelo de acuífero implementado en el software VISUAL MODFLOW 4.2

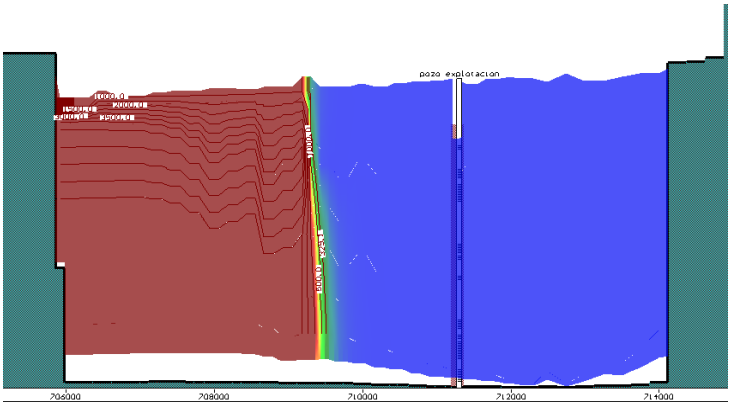
Parámetro	Símbolo	Valor	Unidades
Geometría			
Largo	L	variable	m
Ancho	B	variable	m
Espesor	d	variable	m
Propiedades de la malla			
Tamaño filas	ΔX	250	m
Tamaño columnas	ΔY	250	m
Espesor capas	ΔZ	variable	m
Características del acuífero			
Tipo capa		Libre-confinada	
Unidad de tiempo	t	día	d
Conductividad horizontal	Kx	sensible	m/d
Conductividad vertical	Ky	sensible	m/d
Conductividad transversal	Kz	sensible	m/d
Densidad de agua dulce	ρd	1000	Kg/m3
Densidad agua salada	ρa	1025	Kg/m3
Almacenamiento especifico	Ss	1.00E-5	1/m
Rendimiento especifico	Sy	0.2	
Porosidad especifica	nt	0.2	%
Porosidad total	nε	0.3	%
Dispersión longitudinal	D	10	m
Relación Disp. Long/ Disp. Transv	αv	0.1	%
Relación Disp. Long./ Disp. Vert	αt	0.001	%
Coeficiente de difusión	Dm	0	m2/d
Condiciones de frontera			
Cabezas Iniciales	ho	Sensible	
Recarga	R	Sensible	m/d
Cabeza del Mar	hmar	Sensible	m
Flujo másico de sal	Cmar	5000	mg/l
Tasa de Bombeo	B	Sensible	m3/d

5.11.4 Resultados y Análisis

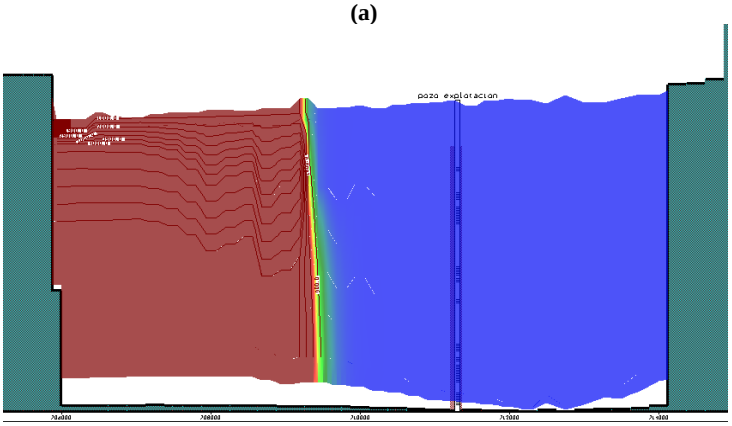
5.11.4.1 Sensibilidad del modelo a la conductividad hidráulica

Los análisis para este aparte se realizan tomando como tasa de explotación de los pozos un caudal de 300 l/s que equivale a 19440 m^3/d con un periodo de duración del bombeo de 18 horas , como explotación constante y es la situación más crítica de extracción.. Se presentan

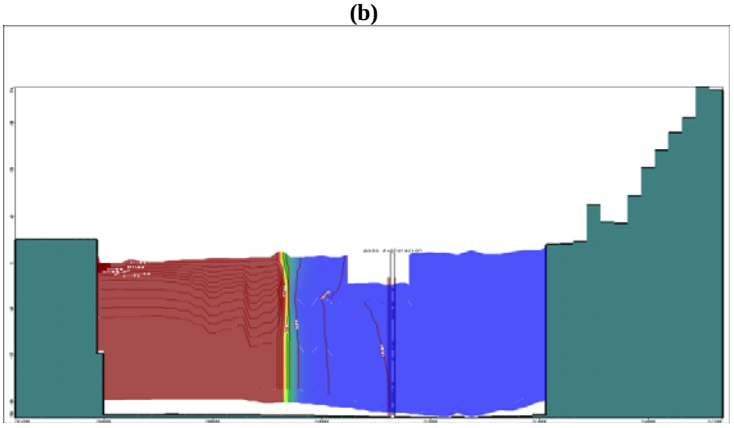
los resultados en una sección perpendicular a la línea de costa, al final del período de simulación.



(a)



(b)

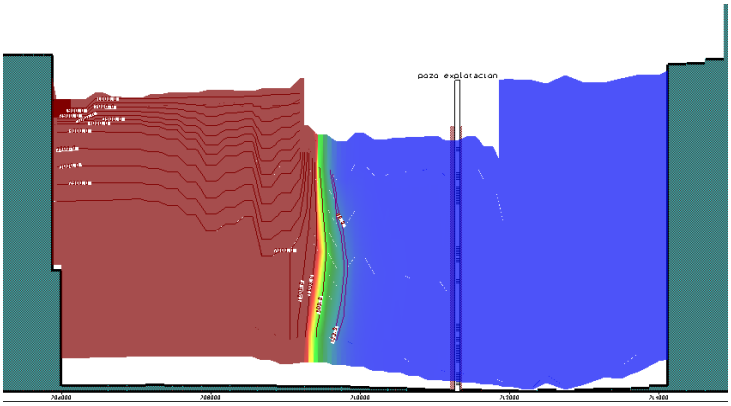


(c)

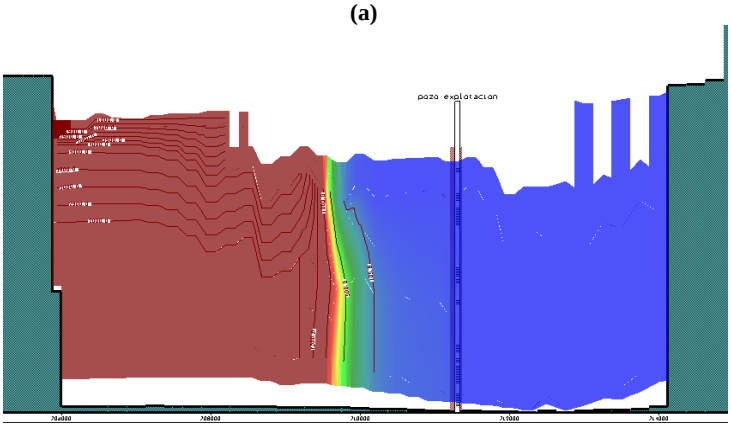
Figura 60. Isoconcentración de sal (porcentaje respecto a CMar=4200mg/l en una sección perpendicular a la línea de costa en Y=1387783 m, para casos representativos en análisis de sensibilidad del parámetro conductividad, siendo a el caso para una K=5 m/d en los estratos inferior y salado, b el caso para una K=10 m/d en los estratos inferior y salado y el caso c una K=1.5 m/d en el inferior y 0.5 m/d en el salado. La tasa de bombeo es de 19440 m^3/d en todos los casos.

En la Figura 60, se muestra la penetración de la cuña salina con la variación de la conductividad bajo un bombeo de 19444 m^3/d constante (situación crítica) que representa un 27.42 % de la recarga estimada. Se presentan los resultados en una sección perpendicular a la línea de costa, al final del período de simulación, para los casos en los que la conductividad es igual a 1.5, 5 y 10m/d. Se detecta una penetración de la cuña tan solo del 7% de la longitud total del acuífero hasta la batería de pozos (2139 metros) cuando se le asigna una conductividad de 10 m/d, y aproximadamente del 4% para el caso en que es 5 m/d y para el caso de 1.5 m/d solamente se observa un 2% de penetración de cuña salina Esto ilustra la sensibilidad del modelo a la conductividad hidráulica y la importancia de estimar correctamente este parámetro a partir de los ensayos de bombeo.

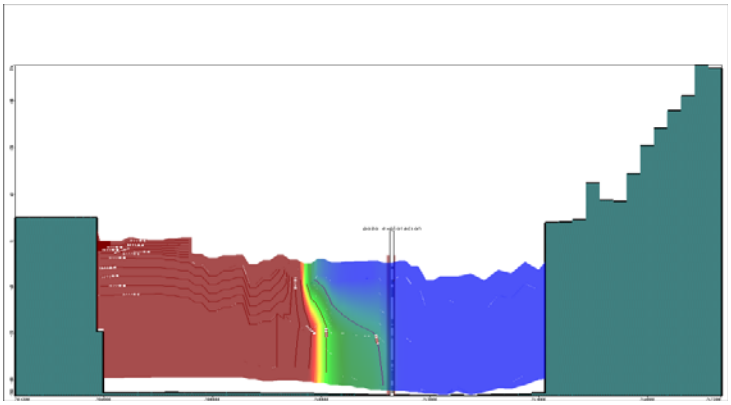
5.11.4.2 Análisis de longitud de penetración de cuña salina bajo los diferentes escenarios: Tasas de Bombeo



(a)



(b)



(c)

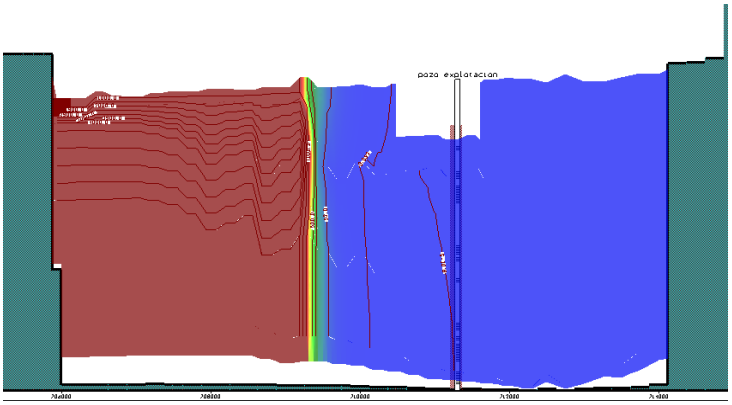
Figura 61. Avance de la cuña marina ante varias tasas de bombeo a) bombeando un 50% de la recarga, b) bombeando un 75 % de la recarga c) bombeando un 100% de reacarga.

En la Figura 61, se muestra la penetración de la cuna salina con la variación de las tasas de bombeo. Se presentan los resultados en una sección perpendicular a la línea de costa, al final del período de simulación, para los casos en los que la tasa de bombeo varia en un 50% de la recarga lo que equivale a 35443 m^3/d, un 75 % de la recarga lo que equivale a 53162 m^3/d y para un 100 % de la recarga lo que equivale a un caudal de 70883 m^3/d. Cuando se bombea con la primera tasa de extracción se obtiene un porcentaje de penetración de la cuña salina del 12%, cuando se aumenta la tasa de bombeo a a un 75% de la recarga se obtiene un porcentaje de penetración de la cuña salina de 19 % y para el escenario en el cual se aumenta la tasa de bombeo hasta el 100 % de la recarga se obtiene un porcentaje de penetración del 37 % los anteriores porcentajes se determinaron para un valor de isoconcentración de 250 mg/l.

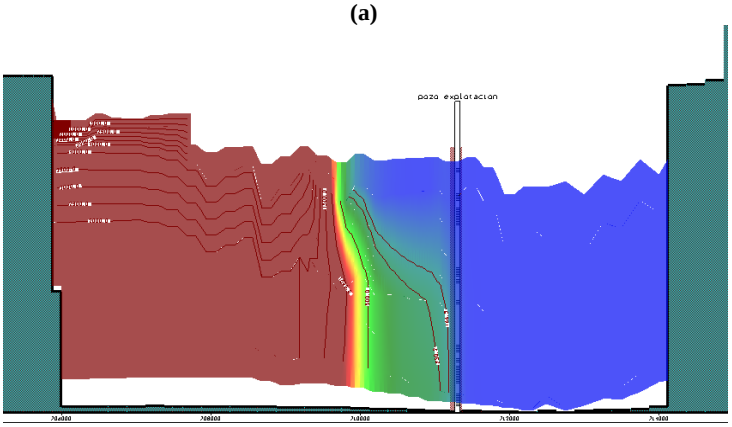
5.11.4.3 Análisis de secciones perpendiculares a la línea de costa bajo los tres escenarios propuestos

A continuación se presenta la variación del avance de la cuña salina bajo las condiciones determinadas en los tres escenarios propuestos en secciones perpendiculares a la línea de costa en la Figura 62, se muestra los resultados de bombear bajo los diferentes escenarios, mostrando que los más críticos se presentan bajo el efecto del aumento del mar y el más fuerte ocurre cuando el aumento del mar se combina con la disminución de la recarga, estos casos corresponden a los escenarios 2 y 3 respectivamente.

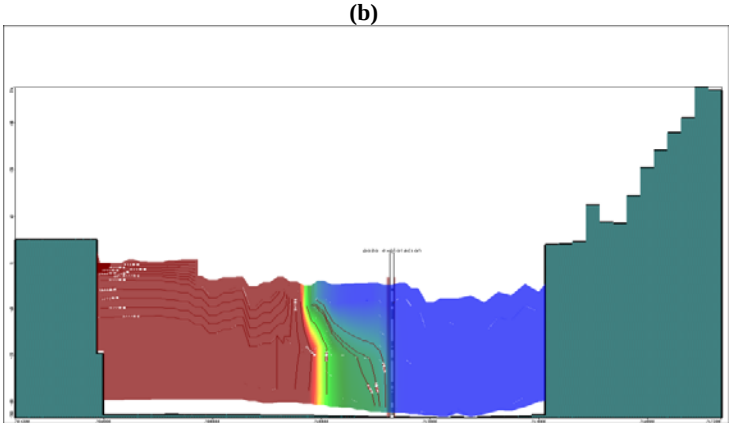
En síntesis, los resultados muestran que el bombeo intenso, sumado al ascenso del nivel del mar y disminución en las tasas de recarga, pueden estresar fuertemente al acuífero causando una intrusión salina más aguda. El análisis de este tipo de situaciones es de gran utilidad para la administración del recurso hidrogeológico en zonas costeras.



(a)



(b)



(c)

Figura 62. Avance de la cuña salina en los tres escenarios propuestos a) escenario 1, b) escenario 2, c) escenario 3

Capítulo 6

6. Demanda

6.1 Revisión de información

En este numeral se pretende cuantificar y caracterizar la demanda futura de los usuarios, para la estimación de la demanda se contó con información entregada por Aguas de Urabá E.S.P. proyectada en su plan de negocios. Se revisaron y analizaron los planes de ordenamiento territorial de cada uno de los municipios, se revisaron las bases de datos que reposan en CORPOURABA, se recurrió a la consulta en la entidad encargada del suministro de agua en el municipio, y se consultó el Sistema Único de Información de Servicios Públicos (SUI). Se presenta entonces la demanda futura calculada para uso doméstico.

La demanda futura doméstica se estimó con base en la proyección de la población urbana, que se realizó teniendo en cuenta el comportamiento histórico registrado en los censos de población realizados por el DANE en los años 1964, 1973, 1985, 1993 y 2005.

6.1.1 Información Censal

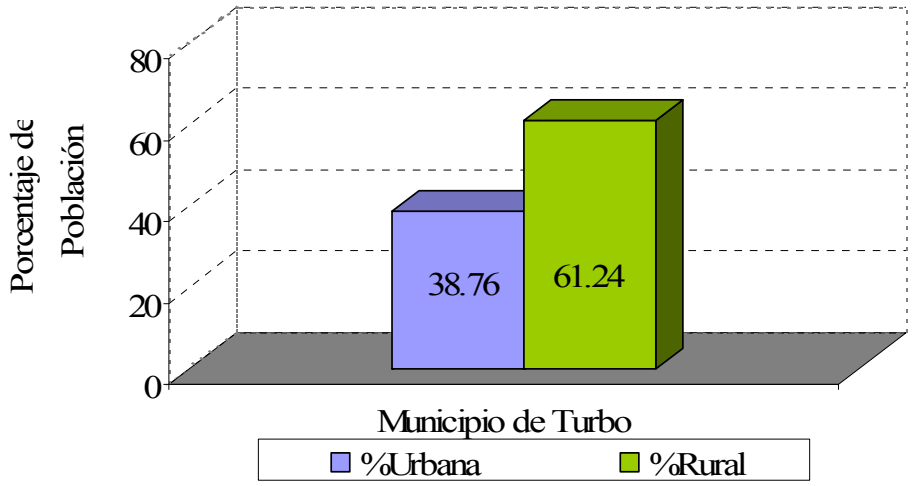
Se recolectaron los resultados de los censos de población realizados por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística – DANE -. Para el censo de 2005, dados los porcentajes de omisión censal, el DANE presenta valores de población neta encuestada y población conciliada. En este estudio se usaron los valores de población conciliada reportados por el DANE.

Tabla 40. Datos censales de la población de Turbo

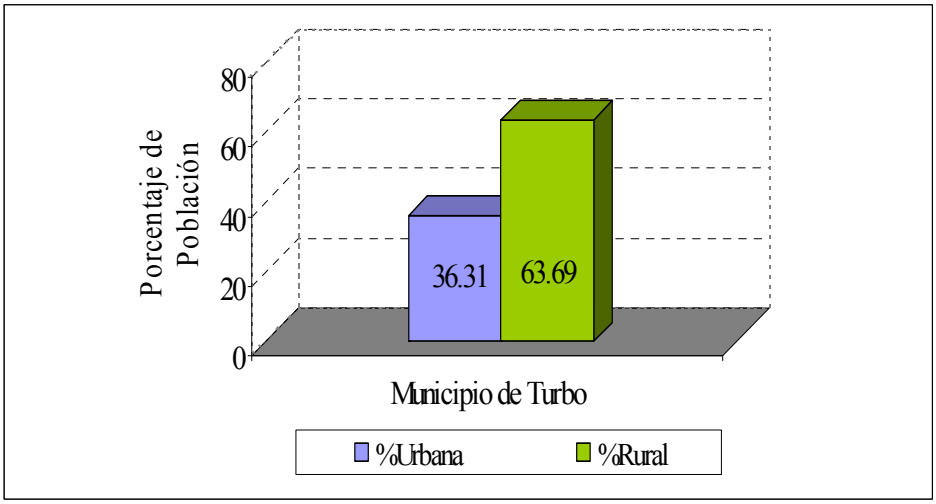
Año	Total	Cabecera	Resto
1964	23608	7553	16055
1973	36608	13320	23288
1985	79893	27775	52118
1993	99782	36233	63549
2005	121919	47259	74660

Para el municipio de Turbo se tienen 50,672 habitantes en la zona urbana y 78,190 en la rural. En la Tabla 40, se presentan los resultados de los censos de 1964, 1973, 1985, 1993 y 2005 para el municipio de Turbo y en la Figura 63, se muestra la distribución porcentual de población en la zona urbana y rural, según los censos de 1993 y 2005 respectivamente.

Se observa que la tendencia de los porcentajes ha permanecido estable durante este periodo de tiempo.



(a)



(b)

Figura 63. Distribución de la población del municipio de Turbo (a) año 1993 (b) año 2005

Como parte del análisis de la dinámica poblacional, se presenta en la Figura 64, las tasas de crecimiento anual calculadas entre los censos para el municipio de Turbo, y se observa que presentaron un crecimiento menos acelerado entre el año 1993 y 2005, y observándose una tendencia en la misma tasa de crecimiento para ambos tipo de poblaciones (rural y urbano).

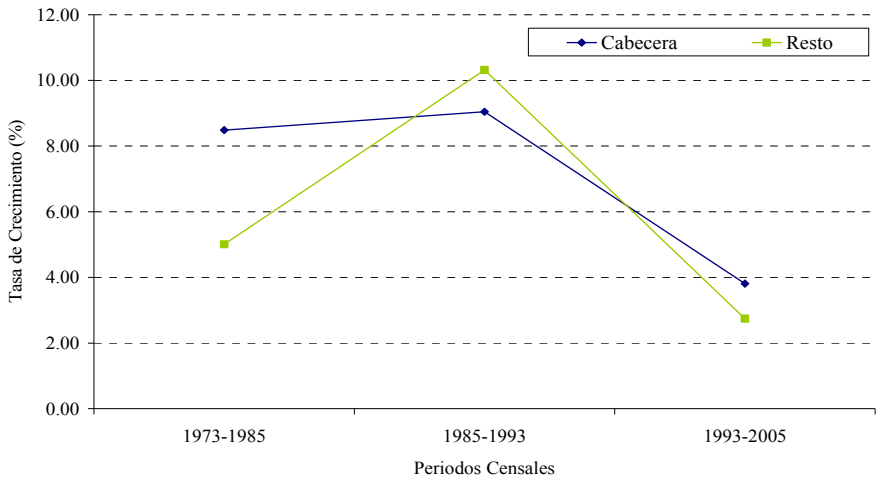


Figura 64. Evolución de la tasa de crecimiento anual de la población de Turbo

6.1.2 Información de consumos históricos

Esta información corresponde a los volúmenes de agua tratados y/o facturados por la ESP para el abastecimiento de las necesidades de la población asentada en la zona urbana del municipio de Turbo.

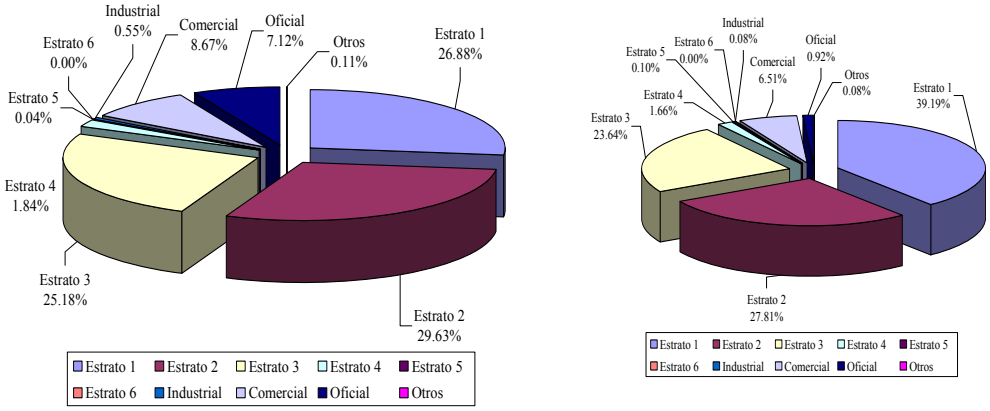
La información histórica del municipio de Turbo fue descargada de la base de datos en línea del Sistema Único de Información de Servicios Públicos (SUI), en el cual las empresas prestadoras de servicios públicos, están obligadas a reportar variables e índices de gestión, como los consumos facturados de cada año, número de suscriptores, composición socioeconómica de los mismos, entre otros.

En la Figura 65, se muestran la distribución promedio de usuarios y de consumos para el municipio de Turbo, durante los últimos seis años.

6.1.2.1 Sector residencial

El conocimiento de los consumos históricos de agua potable es fundamental para la estimación de la demanda. A partir de la información histórica de los consumos y de los IANC mensuales, se calculó la dotación promedio neta y bruta para cada estrato del sector residencial.

El sector residencial en Turbo representa el 92.4% de los suscriptores y el 83.4% de los consumos. En la Tabla 41, se presenta la influencia del sector residencial en el número de suscriptores de la ESP del municipio de Turbo y en el consumo total de agua potable.



(a) (b)

Figura 65. (a) Distribución porcentual de los consumos promedio mensual (2003 - 2008), (b) distribución porcentual de suscriptores, municipio de Turbo, registrados por la empresa Conhydra.

Tabla 41. Participación del sector residencia en la composición de suscriptores y en el consumo de agua potable de cada municipio.

Empresa de Servicios Públicos	Municipio	Porcentaje suscriptores sector residencial (%)	Porcentaje del consumo total correspondiente al sector residencial (%)
Conhydra	Turbo	92.4	83.4

A partir de la información de consumos y el número de suscriptores, para cada mes se encuentra la dotación neta promedio para cada habitante; esta dotación corregida por el índice de agua no contabilizada, IANC, es equivalente a la dotación bruta por habitante día, tal como lo muestra la $DotaciónBruta = \frac{DotaciónNeta}{(1-p)}$ (Ecuación **35**).

$$DotaciónBruta = \frac{DotaciónNeta}{(1-p)} \quad \text{(Ecuación 35)}$$

Donde:

Dotación Bruta es aquella que considera el agua que debe salir de la planta de tratamiento para cada usuario final.

Dotación Neta es aquella que finalmente será consumida por cada persona.

p corresponde a las pérdidas que hay en el sistema de acueducto.

En el municipio de Turbo los IANC históricos reportados por la empresa Conhydra se presentan en la Tabla 42.

La Tabla 43, presenta las dotaciones promedio mensuales netas y brutas calculadas a partir de la información suministrada para el municipio de Turbo por la empresa Conhydra, en el periodo comprendido entre diciembre de 2003 y Diciembre de 2008, asumiendo una cantidad de 4 habitantes por suscriptor.

Tabla 42. IANC – Fuente: Conhydra

Índice de Agua No Contabilizada	
Año	%
2003	67.0
2004	64.0
2005	64.0
2006	61.0
2007	57.0
2008	57.0

Tabla 43. Dotaciones Neta y Bruta para el sector residencial

Residencial	Dotación Neta Promedio (l/hab./día)	Dotación Bruta Promedio (l/hab./día)
Estrato 1	102.90	239.30
Estrato 2	153.65	357.33
Estrato 3	144.88	336.93
Estrato 4	105.58	245.53

Los consumos históricos para el sector residencial muestran dotaciones que se encuentran entre los rangos establecidos por el RAS 2000, sin embrago, se observa una tendencia de mayores consumos en los estratos 2 y 3. Adicionalmente se encontró que por años se registra en el municipio Índices de Agua No Contabilizada muy altos, todos superiores al 30%, porcentaje máximo admisible de perdidas técnicas para un nivel de complejidad medio alto del sistema que fija el RAS 2000, que como se aprecia en la Tabla 42, es de 57 % para el año 2008. Este porcentaje de pérdidas, debe disminuirse al máximo ya que el Artículo 6° de la Resolución 1795 de la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico (CRA), aceptará para el cálculo de los costos de la prestación del servicio de acueducto el nivel máximo de agua no contabilizada del 30%. De otro lado la Ley 373 de junio de 1997, por la cual se establece el programa para uso eficiente y ahorro del agua, invita a hacer esfuerzos ingentes para reducir las pérdidas de los sistemas de acueducto en el territorio nacional.

6.1.2.2 Sector industrial

En este sector se encontró que únicamente hay datos de consumos y de suscriptores para los años 2003 y 2008, los datos reportados presentan inconsistencias, por lo tanto no se pueden obtener conclusiones significativas en los consumos y suscriptores.

6.1.2.3 Sector comercial

El sector comercial en Turbo tiene mayor demanda de agua que el sector industrial, ya que representa un 6.5% de los suscriptores del servicio de agua potable. Sin embargo, este sector es menor consumidor de agua potable que el sector residencial, ya que solo representa cerca del 8.7% de los consumos de agua potable, como lo indica la información suministrada por Conhydra.

La variabilidad anual de la tasa de crecimiento comercial se muestra en la Tabla 44, y la

Figura 66.

Tabla 44. Información Sector Comercial – Turbo.

Turbo	Sector Comercial					
	2003	2004	2005	2006	2007	2008
Suscriptores	364	357	534	577	573	443
T.C. Suscriptores		-2.0 %	50 %	8.0 %	-1.0 %	-23.0 %
Consumo (m^3/año)	60905	76835	115822	112203	102962	71083
T.C. Consumos		26 %	51 %	-3.0 %	-8.0 %	-31.0 %

*T.C.: Tasa de Crecimiento.

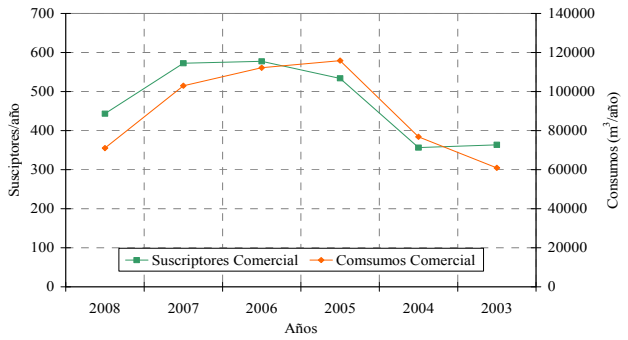


Figura 66. Información comercial de Turbo

6.1.2.4 Sector oficial

El sector oficial representa el 0.92% de los suscriptores, y el 7.12% de los consumos registrados por la empresa Conhydra, para el municipio de Turbo este sector constituye una proporción muy pequeña de la demanda. En la Tabla 45 y Figura 67 se muestra el comportamiento de este sector.

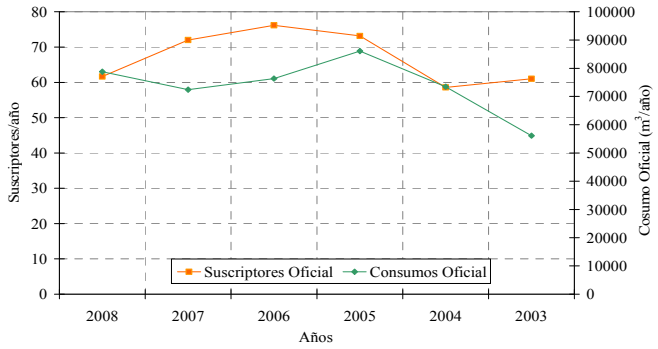


Figura 67. Información oficial de Turbo

Tabla 45. Información Sector Oficial – Turbo

Turbo	Sector Comercial					
	2003	2004	2005	2006	2007	2008
Suscriptores	61	59	73	76	72	62
T.C. Suscriptores		-4.0 %	25 %	4.0 %	-4.0 %	-14 %
Consumo (m^3/año)	56102	73466	86098	76377	72421	78743
T.C. Consumos		31 %	17 %	-11 %	-5.0 %	9.0 %

*T.C.: Tasa de Crecimiento.

6.2 Proyección de población

6.2.1 Métodos tradicionales de proyección de población

Las proyecciones de la población, zona rural y zona urbana, se muestran en la Tabla 46; estas se realizaron a partir de los censos de los años 1964, 1973, 1985, 1993 y 2005, mediante los métodos Aritmético, Geométrico, Logístico (UNAL), de variación logarítmica, y de tasa decreciente.

En la Tabla 46, se muestran los resultados de las proyecciones de población hasta el año 2050, diferenciando los valores entre zona urbana, zona rural y población total, se debe aclarar que los valores de población total, (resultado de la sumatoria de valores de la zona urbana y zona rural) se muestran conociendo que la zona rural y zona urbana presentan tasas de crecimiento diferentes. Los valores de los métodos aritmético, geométrico y de tasa decreciente, no se ajustan a la tendencia de crecimiento de la población de Turbo.

Tabla 46. Proyecciones de la Zona Urbana, Zona Rural y el Total del municipio de Turbo

Año	Urbana	Rural	Total
Método Aritmético			
2010	51853	51853	131143
2030	70230	97808	168038
2050	88607	116326	204933
Método Geométrico			
2010	52791	79845	132535
2030	82198	104443	185081
2050	127985	136619	258460
Método Propuesto por la UN			
2010	51506	79059	130590
2030	66670	95398	162298
2050	79286	109895	189730
M.Var.Logaritmica			
2010	49943	74815	125386
2030	62295	78621	140266
2050	77701	81941	156913
M.Tasa Decreciente			
2010	51464	80165	133184
2030	66271	108857	194444
2050	78312	152205	293160

En las Figura 68 y Figura 69, se ilustran los resultados de los diferentes métodos de proyección para la zona urbana y zona rural del municipio de Turbo. En las graficas se identifican algunos métodos que presentan incrementos que difícilmente ilustran el patrón de crecimiento de la población.

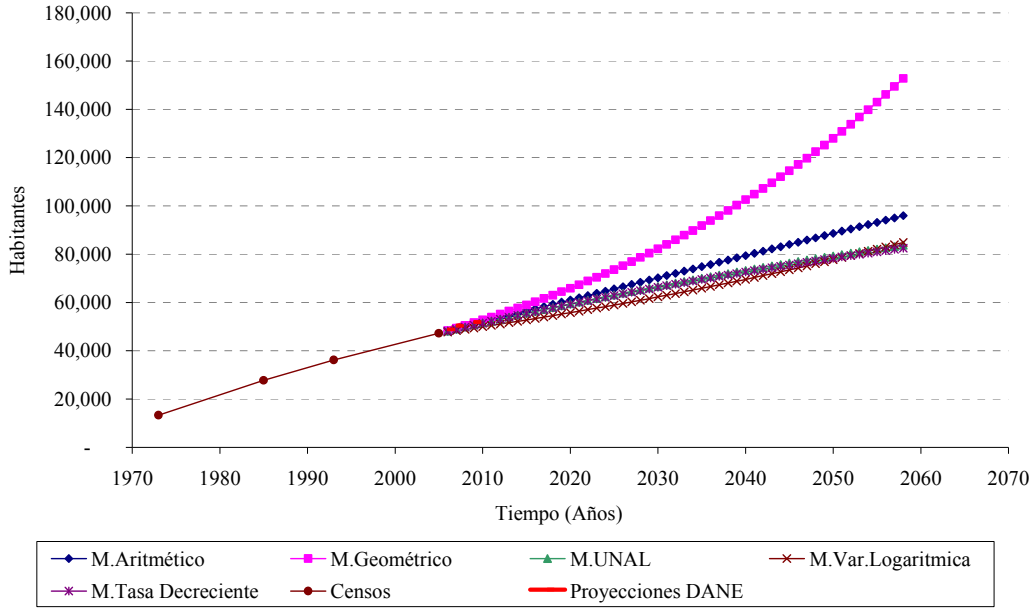


Figura 68. Proyecciones de población de la zona urbana del municipio de Turbo

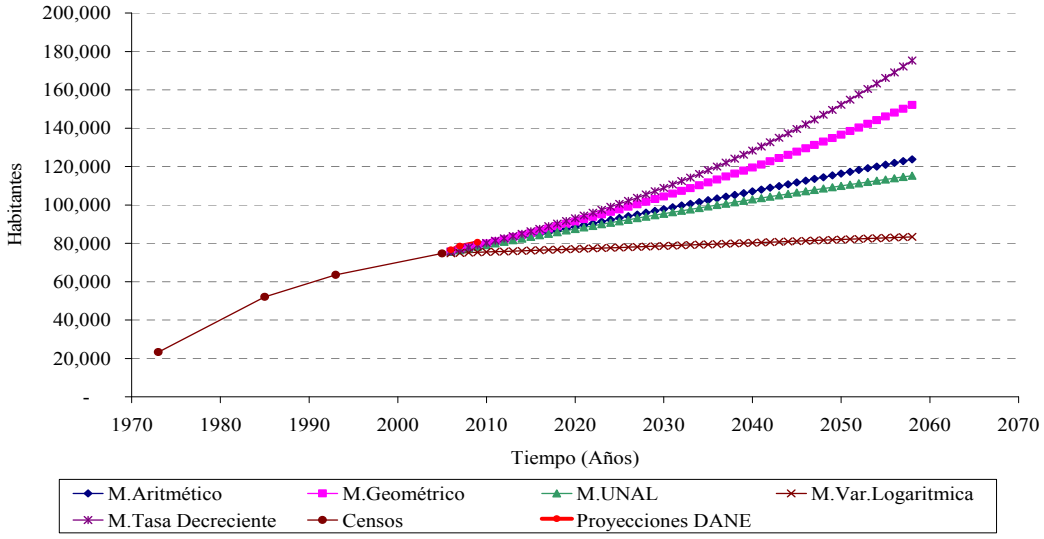


Figura 69. Proyecciones de población de la zona rural del municipio de Turbo

El método de proyección que mejor ilustra el crecimiento del municipio de Turbo, es el

propuesto por la Universidad Nacional. Los métodos aritmético y geométrico presentan un aumento poco probable de la población de la cabecera.

6.3 Escenarios de la proyección de la demanda

La incertidumbre asociada a la predicción de la demanda está ligada a factores difíciles de establecer. Dada su alta variabilidad en tiempo y espacio, en la cual influyen agentes como el crecimiento futuro de la población, el método de proyección de población utilizado, las tasas de crecimiento de la población, el crecimiento económico de la región, la eficiencia en el servicio de agua potable por parte de las empresas de servicio (IANC), el uso eficiente y racional del agua por parte de los consumidores e incluso componentes tan importantes e inestables como el clima, las situación socioeconómica de la población y sus tendencias culturales.

Debido a que el porcentaje de suscriptores del sector residencial es del 92.4%, y según el RAS 2000 en el numeral B.2.6 es una práctica común que en sistemas donde el consumo de uso residencial representa más de 90% del consumo total, el cálculo de la demanda de agua se realice únicamente a partir de la dotación neta residencial, por lo tanto, solamente se realiza proyección de demanda al sector residencial. Por otra parte, las dotaciones estimadas se presentan en l-hab/día y en el caso del sector comercial y oficial (hospitales y centros de enseñanza) se asume que la cantidad de agua que se usa en el lugar de trabajo se está dejando de usar en la casa. De la misma forma, la cantidad de suscriptores del sector industrial es muy bajo, además las empresas de este sector en su proceso productivo no utilizan el agua como materia prima, por lo tanto, para este sector no se proyectará la demanda.

Como no hay certeza de un único valor para la demanda en cualquier instante, se pretende presentar escenarios que muestran probablemente el comportamiento de esta variable con el tiempo.

6.3.1 Escenario 1

Este escenario se considera como pesimista desde el punto de vista de la demanda de agua.

- No se realizan mejoras al sistema para la disminución del IANC, pero se busca mantener los valores actuales.
- Las dotaciones se conservan estables y no se realizan campañas para su disminución. Los valores de referencia corresponden a los definidos en el numeral 6.1.2.1.

Este es el caso de estimación de demanda más desfavorable, dado que esta crece conforme crece la población. Las hipótesis expuestas cobran sentido en el caso de que la ESP no cumpla con las políticas gubernamentales de uso eficiente y racional del agua.

6.3.2 Escenario 2

Se plantea como el más optimista desde el punto de vista de disminución del consumo de agua.

- Se proyecta un uso eficiente y racional del recurso, es decir las empresas de

servicios públicos adelantarían campañas para promover la reducción de las dotaciones netas en los municipios conforme lo plantea Ley 373 de 1997; en este caso se propone un escenario donde las dotaciones netas disminuyan. La reducción de las dotaciones se hace hasta que la dotación neta sea cercana al mínimo vital (10 m3/viv./mes = 83.4 l/hab./día) para este caso se estableció como dotación asintótica la de 15 m3/viv./mes ≈ 125 l/hab./día.

- Se considera un cambio en el IANC que decrece desde el último valor registrado (6.1.2.1) hasta un 30% para el 2030. Y se mantiene estable hasta el final del periodo en el año 2039.

6.3.3 Escenario 3

Este escenario corresponde a uno de tipo tendencial, donde las expectativas son promedio en cuanto a la demanda de agua.

- Se plantea la reducción de pérdidas al 35 %, para el año 2039, La prestadora de servicio de acueducto está comprometida con la reducción de su IANC a tal punto que no refleje pérdidas económicas, es decir que en los siguientes 30 años de operación cada empresa logre alcanzar un IANC del 30 %.
- Las dotaciones netas de cada estrato socioeconómico no decrecen con el tiempo, es decir no se realizan esfuerzos en campañas de ahorro de agua para la comunidad.

6.3.4 Escenario 4

En este escenario se considera la proyección de la demanda realizada por Aguas de Urabá en su plan de negocios el cual considera una reducción de las perdidas hasta el 30% para el año 2022 y la dotación se conserva entre los límites establecidos por el RAS 2000.

En la Tabla 47 y Tabla 48, se presenta un consolidado de las proyecciones de demanda realizadas para la zona urbana y rural para el municipio de Turbo.

Tabla 47. Proyecciones de demanda (l/s) para los diferentes escenarios de demanda – Municipio de Turbo

Año	Habitantes	Dotación Neta (L-h/día)	ianc %	Dotación Bruta (L-h/día)	Qmd (l/s)	QMD (l/s)	QMH (l/s)
Escenario1							
2006	48124	126.75	0.65%	362.15	201.71	242.06	363.09
2010	51506	126.75	0.65%	362.15	215.89	259.07	388.60
2020	59436	126.75	0.65%	362.15	249.13	298.95	448.43
2030	66670	126.75	0.65%	362.15	279.45	335.34	503.01
2039	72635	126.75	0.65%	362.15	304.45	365.34	548.01
2040	73268	126.75	0.65%	362.15	307.10	368.52	552.79
Escenario 2							
2006	48124	126.75	0.65%	362.15	201.71	242.06	290.47
2010	51506	126.64	0.55%	281.41	167.76	201.31	241.57
2020	59436	126.05	0.45%	229.18	157.66	189.19	227.03
2030	66670	125.47	0.35%	193.03	148.95	178.74	214.48
2039	72635	124.94	0.300%	178.49	150.05	180.06	216.07
2040	73268	124.88	0.300%	178.40	151.29	181.55	217.85

Escenario 3							
2006	48124	126.75	0.65%	362.15	201.71	242.06	363.09
2010	51506	126.75	0.55%	281.67	167.91	201.50	302.25
2020	59436	126.75	0.45%	230.46	158.54	190.24	285.37
2030	66670	126.75	0.395%	209.51	161.66	194.00	291.00
2039	72635	126.75	0.350%	195.00	163.94	196.72	295.08
2040	73268	126.75	0.350%	195.00	165.36	198.44	297.65

Tabla 48. Proyecciones de demanda (l/s) para el escenario 4 de demanda – Municipio de Turbo

Año	Consumo facturado (m^3/mes)	ianc %	Consumo suminist. (m^3/cl-mes)	Caudal medio (m^3/mes)	Qmd (l/s)	QMD (l/s)	QMH (l/s)
2006	22.5	65.0	64.3	599,089.0	231.1	300.5	450.7
2010	21.4	46.6	40.0	467,362.0	180.3	234.4	351.6
2020	18.7	31.1	27.2	394,600.4	152.2	197.9	296.9
2030	16.4	30.0	23.5	403,029.4	155.5	202.1	303.2
2035	15.4	30.0	22.0	407,885.5	157.4	204.6	306.9

En general los resultados obtenidos para el escenario 1, pesimista, siguen la tendencia de crecimiento y/o decrecimiento de la población, dado que a largo plazo se define que la dotación bruta es constante.

En cuanto al escenario 2, optimista, se observa un decrecimiento en la demanda de agua hasta el 2030, dado con un decrecimiento considerable para la dotación bruta. Se disminuye tanto la dotación neta como el porcentaje de pérdidas. Del 2030 en adelante la demanda es creciente, dado que en general para ese año ya se ha llegado a la dotación mínima definida, 125 l/hab/día y las pérdidas también se consideran constantes hasta el 2040.

En el caso del escenario 3, la demanda decrece a medida que disminuyen las perdidas y al final del periodo se incrementa luego de la estabilización del %IANC.

Para el escenario 4, propuesto por el plan de negocios de Aguas de Urabá, se disminuyen las dotaciones de consumo y el índice de agua no contabilizada, presentando un comportamiento decreciente al inicio y finalmente aumentando hasta la demanda esperada.

En el capítulo de optimización se propone evaluar todos los escenarios con respecto a la oferta hídrica que presentan cada una de las alternativas de abastecimiento.

Capítulo 7

7. Gestión y Optimización del Uso Conjunto del Recurso

La evaluación realizada en los capítulos anteriores nos permite proponer un sistema de evaluación conjunta del uso del recurso agua superficial y agua subterránea. En este capítulo se describen las alternativas de abastecimiento y la metodología de evaluación del uso conjunto, así como los resultados obtenidos luego de realizar el proceso de optimización.

7.1 Alternativas de abastecimiento de agua

Aprovechando las proyecciones de demanda mostradas en Tabla 47 y Tabla 48, se describen las tres alternativas posibles de abastecimiento de agua para la zona urbana del municipio de Turbo, luego realizar la optimización del uso conjunto con las restricciones de cada una de las alternativas. En estas alternativas solamente se considera lo necesario para transportar el agua hasta la planta de tratamiento, debido que, para la alternativa de aprovechamiento de agua subterránea se requiere un tratamiento adicional. También se debe realizar una ampliación del sistema de tratamiento para alcanzar a tratar el agua que se requiere para la demanda futura.

7.1.1 Aprovechamiento de agua superficial desde el río Turbo

La fuente empleada para el suministro de agua en esta alternativa es el río Turbo. Durante la mayoría del año el río puede abastecer los 200 l/s que consume la población actual y de acuerdo con las proyecciones de demanda, se requeriría un mayor caudal para el sistema de tratamiento para un periodo de diseño de 30 años. En épocas de verano intenso el río tiene caudales mínimos inferiores al caudal requerido en la actualidad (ver Figura 70). Por ello se propuso la construcción de una galería filtrante y en forma complementaria se quiere organizar un programa de reforestación para mantener los caudales de la corriente. Los reportes de caudales en las estaciones de aforo muestran como caudal mínimo un valor de 50 l/s, valor que no debiera ocurrir en una cuenca que tiene 150 km^2 en esta zona pero desciende de esa manera por la deforestación ocurrida en décadas anteriores.

La galería filtrante fue diseñada y construida como un filtro en el fondo del canal del río para captar el agua sin arena y con baja turbidez, el filtro tiene dimensiones de 20 metros paralelos a la corriente, 15 metros perpendiculares y 1 metro de profundidad. Está formado por una caja de concreto, en el fondo tiene una capa de grava con 0.20 metros de espesor, sobre ésta 0.80 metros de arena de la que trae el río, dentro de la capa de grava se instaló

una red de tubos de diámetro 4” perforados y espaciados cada 2 metros.

Sobre la margen izquierda del río y frente al filtro se construyó una torre de toma para instalar las motobombas en un lugar fijo y sin peligro de inundación (ver Figura 72). El agua filtrada pasa al pozo de succión de las motobombas localizadas en la parte inferior de la torre de toma, luego el agua se eleva hasta el desarenador y desde allí se transporta hasta la planta de tratamiento de agua potable. Sin embargo, está galería filtrante no ha funcionado debido al tipo de material que el río transporta, que ha provocado que la galería filtrante se encuentre totalmente colmatada impidiendo el paso del agua a través del filtro.

Esta fuente de abastecimiento, es el punto más vulnerable del sistema, tanto en capacidad, como en calidad, por mostrar altos niveles de turbiedad, alcalinidad y dureza, además que la corriente es de carácter tormentoso en épocas de invierno, sin embargo en épocas de estiaje, los niveles del río, son insuficientes.

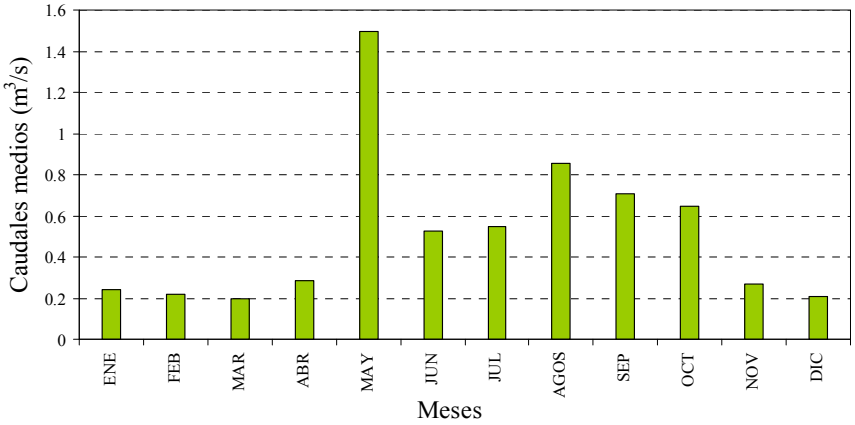


Figura 70. Caudales mínimos registrados en la estación El Dos sobre el río Turbo

7.1.1.1 Captación

El sitio de captación, está localizado a una distancia aproximada de 5 Km. al norte del casco urbano del municipio.

Figura 71. Captación actual sobre el río Turbo

Figura 72. Torre de la galería filtrante

La captación del sistema de acueducto del municipio de Turbo se realiza por medio de una barcaza (ver Figura 71), que inicialmente era flotante, con elevación mecánica. El sistema de captación como fue proyectado, no funciona, ya que debido a las altas variaciones de caudal y de arrastre de sedimentos, fue necesario anclar la barcaza a la orilla más cercana al desarenador. Debido a las crecientes del río se hizo necesario fijarla a la orilla.

Esta barcaza, ubicada en la margen izquierda del río Turbo con más de 20 años de operación, sirve de soporte al sistema de bombeo que consta de 3 motobombas que transportan el agua hasta la estructura del desarenador.

El caudal de diseño es de 180 l/s, y aunque en promedio se captan 150 l/s. Se encuentran en buen estado y funcionamiento correcto.

Pero, cuando se presentan altos caudales, estos generalmente traen altas concentraciones de sedimentos, lo que conlleva a que las mangueras se entierren y se tenga que parar el bombeo mientras baja el nivel del agua.

El sistema de captación consta de 3 motores y 3 bombas de succión, de 30 HP y de tipo autocebante respectivamente.

Para transportar el agua captada desde la barcaza hasta el desarenador se cuenta con tres líneas de aducción construidas en tubería flexible tipo acordeón de 8” de diámetro y 50 m de longitud cada una.

Anexo a la estructura de captación, se encuentra un desarenador (ver Figura 73), con capacidad de 220 l/s, construido en concreto, y de dimensiones: 2 metros x 1,3 metros x 12 metros, cuyo funcionamiento es bueno y desde allí se transporta por gravedad el agua hasta la planta de tratamiento. El grado de colmatación de esta estructura es alto debido a la gran cantidad de sedimentos transportados por el río y que hacen que las carreras de sedimentación sean muy cortas obligando a realizar mantenimientos muy frecuentes.

Figura 73. Desarenador del sistema de acueducto de Turbo

7.1.1.2 Conducción

El transporte del agua cruda del desarenador hasta la planta de tratamiento se hace por medio de dos conducciones por gravedad. Una de 10" en asbesto cemento con una longitud de 2.000 metros y otra que cuenta con 600 metros en tubería de 14" en PVC y 1.500 metros en tubería de asbesto cemento en 8". En la actualidad este sistema se encuentra en malas condiciones.

Tabla 49. Conducción de agua cruda

No.	Ø	Longitud (m)	Capacidad (l/s)	Ruta	Material
1	10"	3 Tuberías de 40 m c/u	200	Bocatoma a Desarenador	P.E.
2	10"	2.000	200	Desarenador a Planta Tratamiento	A.C
3	14"	600	200	Desarenador a Planta Tratamiento	P.V.C.
	8"	1.500	200		A.C
TOTAL		4.220 m			

Este tipo de tubería en este tipo de material (A.C) y en estos diámetros produce una ineficiencia en el transporte de la cantidad de agua, provocando que si se quisiera transportar mayor caudal sería imposible. Además, estas tuberías se encuentran en mal estado con muchas fugas ya que fueron instaladas desde hace mucho tiempo.

7.1.1.3 Aspectos geológicos y geomorfológicos de la bocatoma del río Turbo

Los aspectos geológicos y geomorfológicos se analizan en la zona comprendida desde aguas arriba de la vereda El Dos hasta antes de la desembocadura del río Turbo, sector Yarumal.

Figura 74. Parte alta de la cuenca del río Turbo

En la parte alta de la cuenca (zona de colinas altas y bajas) (ver Figura 74) hay actividades económicas como: ganadería, cultivos de banano y plátano, especies maderables (Teka) y explotación del bosque nativo; en la parte baja de la cuenca (zona plana) (ver Figura 75 y Figura 76) hay asentamientos humanos y cultivos de banano y plátano y tierras utilizadas en ganadería.

Figura 75. Parte media de la cuenca del río Turbo

Figura 76. Parte baja de la cuenca del río Turbo

La geología del lugar está compuesta por rocas terciarias en su mayoría intercalaciones de limolitas, arcillolitas y arenas finas dispuestas en paquetes gruesos plegados y fracturados. (ver Figura 77).

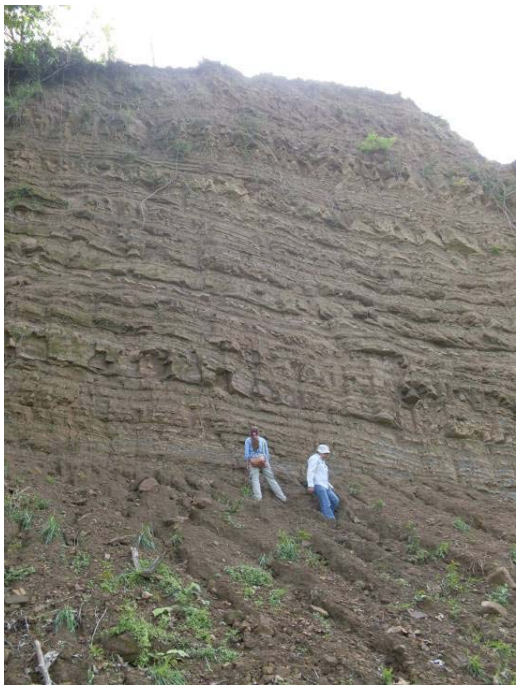


Figura 77. Rocas sedimentarias sector

Debido al tamaño de grano predominante, la composición, la disposición estructural de los estratos y a las condiciones climáticas de la zona, las rocas presentan estados avanzados de meteorización lo que facilita la erosión pluvial e hídrica en toda la cuenca.

El transporte de los materiales resultantes de la meteorización son finogranulares desde el origen mismo y cuando se forman cantos tamaño grava, estos son fácilmente desintegrados

por los procesos de abrasión normales durante el transporte.

Muestra de esta fuerte meteorización y desagregación mecánica es que solo se encuentran materiales gruesos tipo gravas en la parte alta de la cuenca (Sector vereda Manuel Cuello) (ver Figura 78 y Figura 79) donde se forman algunas terrazas aluviales altas. A partir de este punto se forma un gran depósito tipo abanico aluvial donde se acumulan los sedimentos que se han generado aguas arriba. La mayor parte de la sedimentología del abanico está conformada por intercalaciones finas de limos, arcillas y arenas finas.

La condición geomorfológica persistente desde aguas arriba de la vereda El Dos, hasta la desembocadura del río Turbo, se destaca por ser una zona de muy baja pendiente, la cual permite que el río derive fácilmente en esta zona, generando curvas que geomorfologicamente son inestables; en periodos de creciente estas curvas están sujetas a erosión generando una carga adicional de sedimentos que serán depositados aguas abajo, depositación que está igualmente favorecida por la condición de baja pendiente general de la zona.

Figura 78. Deposito de playa gruesos, quebrada Los Indios afluente del río Turbo

Figura 79. Depósito aluvial, quebrada Los Indios afluente del río Turbo

La deriva del río es igualmente favorecida por el tipo de sedimentos ya que todo el material que compone la zona de influencia es de carácter fino, que sumado a la meteorización lo convierte en un material fácilmente erodable, generando a su vez grandes volúmenes de material transportado, lo cual se pudo observar en las visitas realizadas.

La condición de erosión, depositación y gran aporte de sedimentos en este tramo del río, esta dado por los aspectos geológicos y geomorfológicos, los cuales no cambiaran con el tiempo y que pueden empeorar debido a la deforestación a la que esta siendo sometida la parte alta de la cuenca, ya que este proceso favorece la generación de movimientos en masa lo cual se traduce en mayor cantidad de sedimentos disponibles para ser transportados por las quebrada afluentes y por el río Turbo.

Es de esperarse que al presentarse fuertes lluvias que generen flujos torrenciales en el río Turbo, grandes cantidades de material (arenas y limos), serán depositados en el tramo del río analizado, generando colmatación en las obras de captación, así estas sean reubicadas, aguas arriba o aguas abajo de la zona de bocatoma actual, porque como ya se explicó la condición de depositación y gran aporte de sedimentos persiste en toda esta zona; además como se mencionó anteriormente las actividades económicas de la cuenca favorecen la generación de sedimentos.

Según los análisis realizados con respecto a la geología y geomorfología del río Turbo se puede decir que es inviable la reubicación de la bocatoma sobre el río, bien sea aguas arriba o aguas abajo de la captación actual por la gran cantidad de material fino que transporta el río, lo que generaría una colmatación a la obra construida para aprovechar el agua.

Debido a la presencia de grandes cantidades de material fino en el río (ver Figura 80) y en sus depósitos adyacentes, será frecuente la depositación en el canal principal de flujo del río y la colmatación de las obras ejecutadas en esta zona.

Figura 80. Cantidad de finos transportados por el río Turbo

Finalmente cualquier obra hidráulica, sea una presa, un canal o un lecho filtrante será fácilmente colmatada debido a la excesiva cantidad de material fino que transporta el río Turbo, producto de la condición geológica y geomorfológica ya explicada.

7.1.2 Proyecto de aprovechamiento de agua superficial desde el río Atrato

La alternativa de aprovechar el agua superficial desde el río Atrato, se presentó en la primera visita de reconocimiento hecha por el grupo de trabajo de la Universidad Nacional a la zona, en una reunión los dirigentes municipales y en especial el alcalde del municipio de Turbo expresaron su interés para que en este proyecto se estudie la posibilidad de abastecer la población con agua superficial llevada desde el río Atrato. Para este proyecto se presentó una propuesta concreta de cómo sería el estudio especifico de esta alternativa de abastecimiento, sin embargo, este proyecto se debía realizar aparte del estudio actual, finalmente, este propuesta de realización del proyecto del río Atrato no fue ejecutada.

Por lo tanto, los planteamientos de aprovechamiento de agua superficial desde el río Atrato hechos en este estudio, son preliminares y se utilizan únicamente para evaluar las posibles alternativas de abastecimiento.

7.1.2.1 Captación

Durante las visitas preliminares que se ubicaron dos posibles puntos de localización de la bocatoma, la primera se ubicaría en Bocas de Coco grande cercano al corregimiento de Bocas del Atrato. Y el otro posible lugar de ubicación de captación sería en Bocas de Matuntugo, otro brazo de desembocadura del río Atrato.

Como acercamiento preliminar al proyecto de aprovechamiento de agua del río Atrato se realizaron muestreos de calidad de agua y una batimetría de la zona ubicada como posible para el trazado de la tubería, por tanto, el procedimiento empleado para estas labores fue el siguiente:

Figura 81. Bocas de Matuntugo

- Se localizaron puntos sobre la boca de Matuntugo, en los cuales tomar muestras de agua y a partir de estos identificar inicialmente cual es la tendencia de la salinidad del río en el punto cercano a la posible bocatoma.

- El otro fin es conocer a partir de la batimetría como varia el fondo del golfo en el área trazada como posible corredor para ubicar la tubería.

Esto se realizó para los posibles brazos de captación sobre el río Atrato

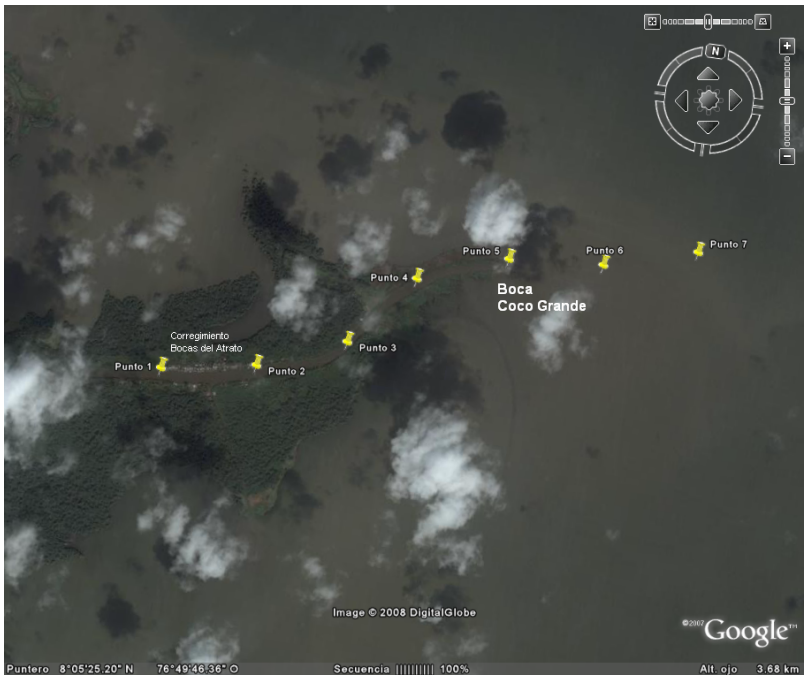


Figura 82. Bocas de Coco grande

Figura 83. Área de posible trazado de tubería

En la Figura 83, se muestra el área en la cual posiblemente se trazaría la tubería que conduciría el agua desde el río Atrato hasta la planta de tratamiento de agua potable del acueducto de Turbo. De las dos alternativas de captación sobre el río Atrato se opto por

trabajar de manera preliminar con la ubicada sobre bocas de Matuntugo, por las mejoras características ofrecidas en materia de calidad de agua descritas en el capitulo 4 y por tener menores condiciones de vulnerabilidad al movimiento de la marea por las dimensiones del canal de desembocadura.

7.1.2.2 Conducción

El transporte del agua cruda desde la bocatoma ubicada en bocas de Matuntugo se realizaría en tuberías de Polietileno (PE), estas tuberías se hincarían en el fondo del golfo como muestra la Figura 84 y Figura 85.

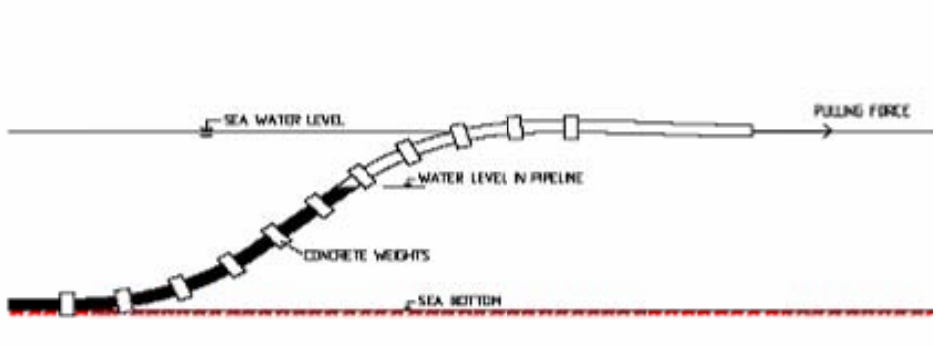


Figura 84. Hincado de tubería en el fondo del golfo (Pipelife, 2005)

Figura 85. Proceso de sumergida de tubería en el fondo del mar (Pipelife, 2005)

El trazado hasta la otra orilla desde bocas de Matuntugo tiene una longitud aproximada de 9 kilómetros y en la zona cercana a la playa se proyecta la construcción de un sistema de bombeo para transportar el agua desde esta orilla a la planta de tratamiento, esta conducción tiene una longitud aproximada de 4000 metros.

7.1.3 Proyecto de aprovechamiento de agua subterránea

La fuente empleada para el suministro de agua en esta alternativa es de agua subterránea. Dentro de este estudio se muestran las etapas durante las cuales se evaluó la capacidad del acuífero. Y en el capítulo de hidrogeología se describe que la mejor zona para realizar la

batería de pozos se encuentra ubicada cerca de la planta de tratamiento y se muestra en la Figura 86 .

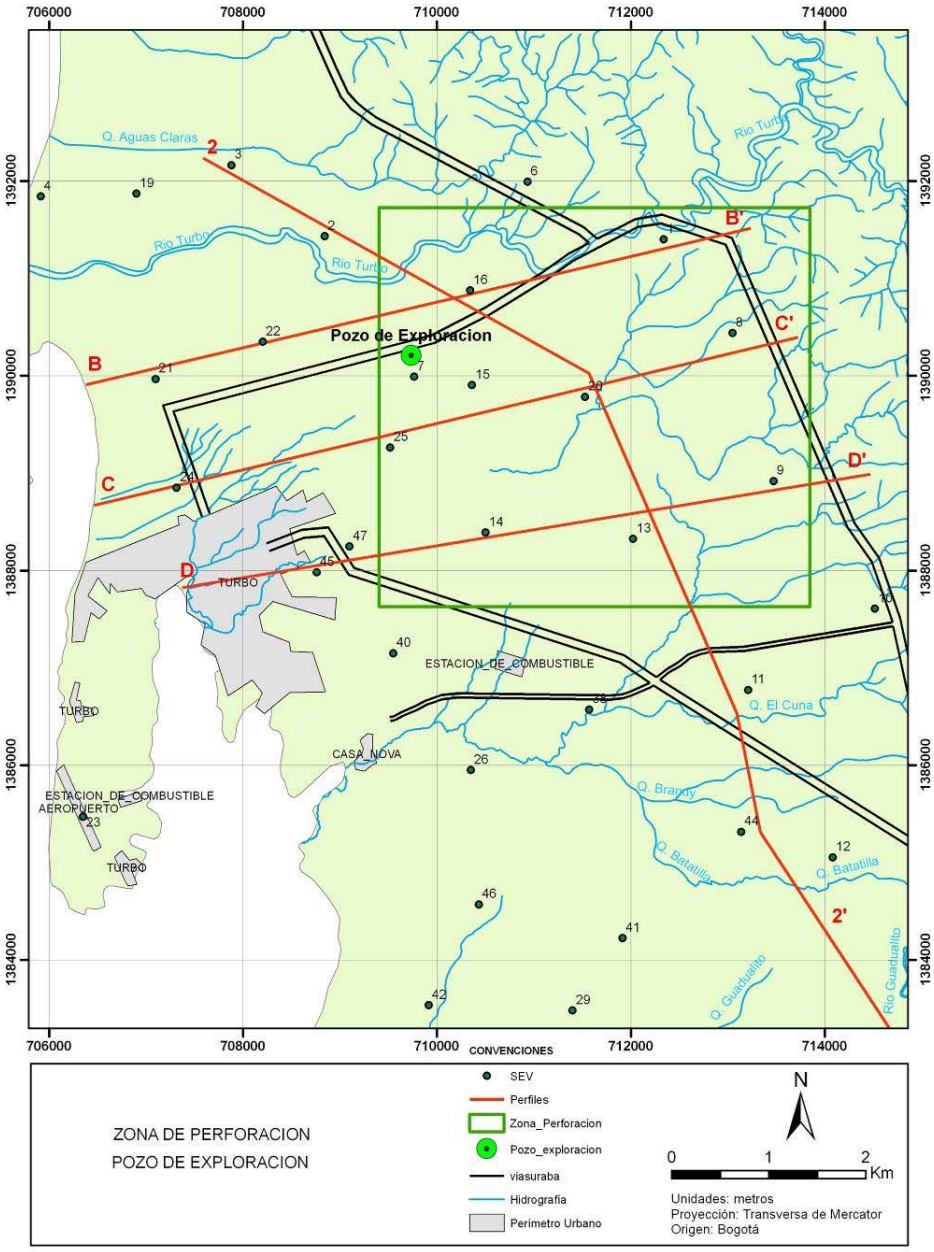


Figura 86. Localización de la zona para la batería de pozos

7.1.3.1 Captación

Se deben construir 12 pozos que aportarían la demanda requerida para la población de Turbo. Estos pozos se construirían en el terreno cercano a la planta de tratamiento de agua potable actual de municipio de turbo, en la Figura 86, se muestra la posible zona para ubicar los pozos, dentro del cuadro verde, que tiene aproximadamente una longitud de 4000

metros de un lado y 4300 metros de otro lado. El esquema del pozo se presenta en la Figura 87.

Ø 10” -14”

Figura 87. Esquema de pozo de diseño

Las características del pozo de diseño se describen a continuación:

- Pozos de aproximadamente 220 metros de profundidad revestidos10”,
- Tubería de acero al carbón ASTM A53 de 14” x 3/8” grado B
- Tubería de acero al carbón ASTM A53 de 10” x 3/8” grado B
- Filtros en acero inoxidable aproximadamente de 40 metros o más dependiendo de lo que se encuentre en cada perforación de 14” y 10”.
- Cono de 14” x 10” x 3/8”
- Sello sanitario incluyendo ampliación a 34”tubería de acero al carbón de 28” x 1/8”

y sementado con mortero 1:3 fluido, la longitud del sello sanitario puede variar de acuerdo con las características del material que se encuentre durante la perforación.

- Grava seleccionada de río, la cantidad de grava depende la longitud final del pozo, para el proceso de engravillado.

Los procesos que se deben desarrollar para los pozos diseñados:

- Traslado e instalación de los equipos de perforación.
- Sondeo de 220 metros aproximadamente para instalación de tubería de 14".
- Toma de registro eléctrico.
- Diseño definitivo del pozo, ubicación de las rejillas en cada uno de los estratos potenciales de extracción.
- Preparación de la tubería.
- Repasos de la perforación.
- Entubado del pozo.
- Engravillado
- Desarrollo del pozo
- Prueba de bombeo.

Luego se debe estimar el caudal máximo de extracción y determinar la bomba requerida para dicha extracción.

7.1.3.2 Conducción

La conducción se realiza en tubería de 12" de diámetro desde el campo de pozos hasta la llegada a la planta de tratamiento, para una distancia de 3430 metros.

7.2 Proyecto de costos y tarifas

La Carta Constitucional de 1991 le dio gran importancia al tema de los servicios públicos, como elemento y finalidad social del Estado. En el espíritu del constituyente prevalece la preocupación por el mejoramiento de la calidad de vida de los ciudadanos, así como la garantía de una prestación adecuada de los servicios públicos. Ello implica una nueva perspectiva en la que le corresponde al Estado cumplir a cabalidad con el suministro de los servicios públicos bajo condiciones de eficiencia, oportunidad y economía.

En el marco de modernización del Estado, la prestación de los servicios públicos es uno de sus ejes fundamentales. Entre ellos los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado, considerados por la ley 142 de 1994, están indisolublemente ligados al desarrollo humano, la solidaridad, el respeto por la dignidad humana y el trabajo, son además elementos fundamentales en la búsqueda de los propósitos relacionados con el bienestar de las personas, la democratización de la sociedad, tanto como de las oportunidades de acceso a los beneficios del desarrollo mismo.

En reconocimiento de tal situación la constitución de 1991 contempla criterios de costos, solidaridad y redistribución de ingresos, neutralidad, simplicidad, transparencia, suficiencia económica y financiera. Igualmente y en el marco de lo dispuesto en los artículos 334, 336, y 365 a 370 de la Constitución Política, surge la Ley 142 de 1994 que en su artículo 73 numerales 11 y 20 establece como función de las comisiones de regulación determinar el régimen de fijación de tarifas, consecuente con ello se definió el Régimen de Libertad Regulada mediante el cual la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico (CRA) fija los criterios, metodologías y fórmulas tarifarias con arreglo a las cuales las empresas de acueducto, alcantarillado y/o aseo deben determinar o modificar, cada cinco (5) años, los topes máximos o mínimos de las tarifas ofrecidas al usuario o consumidor, de obligatorio cumplimiento por parte de las empresas prestadoras.

La prestación de los servicios de agua potable y saneamiento básico en los municipios del país, enfrenta una crisis que conjuga la falta de planeación y continuidad en los programas de gobierno, la deficiencia administrativa y operativa en el sector público, la restricción de mercados por la existencia de asentamientos y comunidades con altos índices de pobreza, y los bajos niveles de calidad en la prestación de los citados servicios, así como la falta de recursos destinados a la inversión social, problema eterno del sector público colombiano.

El modelo económico actual y la Ley 142 de 1994 que establece el régimen de prestación de dichos servicios básicos, abre la posibilidad de que el sector privado dinamice con la inyección de recursos y la aplicación de modelos de gestión eficientes, algunas empresas que monopolizaron por años la prestación de los servicios públicos y por ello, se volvieron ineficaces y paquidérmicas, a la hora de responder en un mercado de libre competencia.

Según la Ley142/94, la Comisión Reguladora de Agua Potable y Saneamiento Básico (CRA) tiene la competencia para definir las metodologías de cálculo de las tarifas de los Servicios Públicos Domiciliarios (S.P.D.), dentro del régimen de libertad regulada, incluyendo criterios de costos, solidaridad y redistribución de ingresos, neutralidad, simplicidad, transparencia, suficiencia económica y financiera, en beneficio de la empresa y de los usuarios atendidos.

Las metodologías tarifarias establecidas mediante Resolución 287/04, para los servicios de acueducto y alcantarillado, que derogó los artículos de las Secciones 2.4.2, 2.4.3, 2.4.4 y 2.5.1 de acueducto y los artículos de las Secciones 3.2.2, 3.2.3 y 3.3.1 de alcantarillado (los de la Sección 4.2 para aseo, siguen vigentes), de la Resolución CRA 151/2001, que derogó las Resoluciones 08/95, 09/95 y 19/96, para los respectivos servicios citados.

Igualmente se deben tener en cuenta los parámetros definidos por la CRA, en relación con el establecimiento del plazo, condiciones y celeridad para que las entidades prestadoras de los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo alcancen los límites establecidos en la Ley 142/94, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 632/00, Resoluciones CRA 153 y 156/01 y periodos de transición de la Resolución CRA 287/04, con los cuales se obtiene una variación por ajuste tarifario, para llevar las tarifas al costo económico de prestación.

7.2.1 Descripción de la metodología de costos y tarifas para el sistema de acueducto

Para el servicio de Acueducto y Alcantarillado el costo total de prestación del servicio puede desagregarse en los siguientes componentes:

- Costo Administrativo.
- Costo de Operación y Mantenimiento.
- Costo de Inversión.
- Costo de Tasas Ambientales

De acuerdo con la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico -CRA, se entiende que los costos económicos de los servicios incluyen los costos de reposición y de expansión del sistema, correspondientes a un plan de mínimo costo, los costos económicamente eficientes de administración, operación y mantenimiento.

La teoría económica permite varias aproximaciones para la determinación del costo de provisión de un bien o servicio. Las diferentes metodologías de asignación de costo pretenden determinar un valor equivalente a aquel precio que, aplicado a la demanda proyectada, genere los ingresos requeridos para cubrir los costos.

Las aproximaciones más utilizadas en el campo de los servicios públicos se refieren a los costos marginales y a los costos medios, que de acuerdo a la Resolución 287/04, artículos 3 y 4 (antes Resolución CRA 151/01, Secciones 2.4.2 y 3.2.2); la Comisión para los servicios de Acueducto y alcantarillado, tomó como referencia de costos la aproximación de costos medios.

7.2.1.1 Costo medio de Administración (CMA)

Conforme a lo dispuesto en de la Resolución CRA 287/04,; a este costo se asocia el componente tarifario del cargo fijo, que incluye los gastos administrativos, los gastos asociados a la comercialización y los demás servicios permanentes en que incurre la entidad para garantizar que el usuario pueda disponer del servicio sin solución, corregidos por parámetros de eficiencia definidos por la CRA, que para el presente caso se asigna un valor de uno (1) al PDEA (Parámetro de eficiencia comparativa con la metodología de Análisis de la Envolvente de Datos –DEA).

El CMA relaciona los gastos de administración con los usuarios atendidos por el sistema en el año base determinado. Su representación matemática viene dada por:

$$CMA(\$/Usuarios) = \frac{\sum GastosAd\min istrativos}{N°Usuarios} \quad \textbf{(Ecuación 36)}$$

El CMA comprende gastos tales como:

- Personal Administrativo (sueldo, horas extras y prestaciones).
- Personal (sueldo, horas extras y prestaciones) y demás costos imputables al desempeño de las siguientes funciones:
    - Medición
    - Facturación
    - Atención de reclamos

- Seguros e Impuestos
- Contribuciones a la CRA y a la Superservicios
- Gastos generales.

Estos costos (CMA) de referencia se aplican para los cargos fijos. De igual manera, sobre este costo se aplican los subsidios y los sobreprecios respetando los topes de Ley.

7.2.1.2 Costo Medio de Inversión de Largo Plazo (CMI)

Como referente de costos para la recuperación de la inversión, se adopta el costo medio de inversión de largo plazo (CMI). Este se define como el precio por metro cúbico ($/m³), que aplicado a la proyección de demanda o vertimiento en un horizonte de largo plazo, permite reponer el sistema actual, realizar un plan óptimo de inversiones para atender esa demanda (e incluso remunerar el capital invertido).

El componente costo de inversión relaciona los activos existentes y las inversiones programadas con la demanda total sobre el sistema. La expresión matemática por la cual se representa su cálculo está dada por:

$$CMI(\$/m^3) = \frac{VA + VPI}{VPD} + CMIT$$

(Ecuación 37)

CMI = Costo medio de Inversión de largo plazo.

VA = Valoración de los activos de sistema a la fecha de la actividad.

VPI = Valor presente de las inversiones futuras de mínimo costo.

VPD = Valor presente de la demanda, expresada en m³, calculada con base en la proyección del consumo facturado de agua (VPF) en un horizonte de largo plazo, el cual corresponde al promedio ponderado de la vida útil de los componentes del sistema, corregido por un nivel de agua no contabilizada (P), el cual fue definido por la CRA, máximo en el 30% (Artículo 2.4.3.14 de la Resolución CRA 151 de 2001).

CMIT= Costo Medio de inversión de terrenos para garantizar la prestación actual y futura del servicio, conforme al artículo 36 de la Resolución CRA 287 de 2005.

Según el Artículo 2 de la Resolución CRA 312 de 2005, la tasa de descuento para calcular los costos económicos o tasa de remuneración del capital vinculado a la prestación de los servicios públicos de Acueducto y/o Alcantarillado, para entes prestadores hasta 25.000 suscriptores, debe ser fijada por la Junta Administradora de la entidad o por el Alcalde respectivo, cuando sea del caso, tomando para ello un valor entre el 14,24% y el 14,58%. Esta variable, es de gran importancia para las decisiones tarifarias pues, su nivel afecta de manera directa los costos de referencia, por tanto, las tarifas al usuario final.

Para efectos de definir el CMI para el Municipio de Turbo, se tomó como valor de ésta variable el 14.24% como tasa de descuento para las futuras inversiones y pero no se exige la remuneración (tasa 0%) del capital invertido, es decir, se estaría garantizando la

recuperación de los activos de los sistemas y las inversiones pero no se obtendrían rendimientos sobre los mismos, Igualmente, el estudio de costos tarifario no considera recuperar inversiones mediante la aplicación de tarifas de conexión, ya que estas inversiones en acometidas, contador y demás accesorios, serán asumidas por el Municipio de Turbo sin contraprestación alguna o en su defecto cobradas al usuario.

7.2.1.3 Costo Medio Operacional (CMO)

Los costos de operación y mantenimiento son incluidos dentro del referente tarifario mediante la definición del "costo medio operacional", en este se relacionan los gastos operativos en que ha incurrido la entidad y la producción total de agua del sistema, ambas cantidades para un año base. La expresión matemática correspondiente viene dada por:

$$CMO(\$/m^3) = \frac{\sum GastosdeOperaciónyMantenimiento}{m^3 \operatorname{Pr}oducidos(1-p)} \quad \textbf{(Ecuación 38)}$$

El valor del numerador está dado por la suma de los siguientes gastos:

- Personal de operación y mantenimiento (salario, horas extras, prestaciones sociales).
- Gastos de energía consumidos en las instalaciones.
- Equipos de oficina y herramientas (anualidad correspondiente)
- Valor de los químicos empleados.
- Almacén de repuestos (no incluye inventario)
- Valor del suministro de agua en bloque.
- Contrato de operación y mantenimiento con terceros.
- Otros costos relacionados con procesos operativos.

El denominador está dado por los metros cúbicos producidos corregidos por un factor máximo de eficiencia de agua no contabilizada, factor = (1- 0.3).

7.2.1.4 Costo Medio de Tasas Ambientales (CMT)

El componente costo medio de tasas ambientales está referido a la normatividad ambiental, en relación con los cobros por las tasas de uso de agua y retributiva. Al respecto la Corporación ambiental correspondiente (CORPOURABA), aún no ha definido dicho cobro; no obstante mediante resolución 240 del 8 de mayo de 2004 se estableció dicho cobro por utilización de aguas a razón de 0.5 $/m³ para el año 2004 y actualizado por el 5.5% para el año 2005 (0.53$/m³). La expresión matemática por la cual se representa su cálculo está dada por:

$$CMT(\$/m^3) = \frac{TU}{(1-P)}$$ **(Ecuación 39)**

TU = Es la tasa por el uso de agua en $/m³, establecida por la autoridad ambiental.

P = Nivel máximo aceptable de pérdidas definido por la CRA.

Ahora con respecto al costo medio de la tasa retributiva, la expresión matemática por la cual se representa su cálculo está dada por:

$$CMTal_{sc}(\$/m^3) = \frac{MPsc}{AVsc}$$ **(Ecuación 40)**

7.2.1.5 Costo Medio Largo Plazo (CMLP)

Hallados los costos medios de inversión de largo plazo (CMI), el costo medio de operación y mantenimiento (CMO) y el costo medio de tasas ambientales, podemos obtener el Costo Medio de Largo Plazo (CMLP): como la suma de los anteriores, así:

$$CMLP = CMO + CMI + CMT$$ **(Ecuación 41)**

Este costo (CMLP) de referencia se aplica para los cargos de consumo. De igual manera, sobre este costo se aplican los subsidios y los sobreprecios respetando los topes de Ley.

7.2.2 Bases del cálculo

7.2.2.1 Análisis de costos

Para el cálculo de los costos de referencia para el servicio de acueducto, se partió de la planta de personal requerida que actualmente labora en el sistema de acueducto operado por Conhydra en el municipio de Turbo, dicha información fue suministrada por aguas de Urabá y se utilizó para cada una de las alternativas con el ánimo identificar y cuantificar los costos, a precios del año 2009, por concepto de mano de obra, que se requerirán en la operación, mantenimiento y para los costos de administración se asumió que los costos administrativos correspondían al mismo valor para las tres alternativas y además como este valor corresponde al cargo fijo dentro de las evaluaciones únicamente se valorara lo correspondiente a los costos de operación, por lo tanto los costos cambiaran solamente para el cálculo de los costos medio de operación (CMO), Costo medio de inversión a largo plazo(CMI) y costos medio de tasas ambientales (CMT). El resumen de costos se muestra en la en ellos están incluidos los costos y gastos de personal, los gastos de insumos y materiales requeridos, de oficina y apoyo logístico.

En la Tabla 50, se observa que la alternativa que mayor valor tiene de operación y mantenimiento es la del abastecimiento desde el río Turbo.

Para el cálculo de estos valores fue necesario distribuir el personal en operativo ha incurrir para la prestación del servicio de acueducto.

Tabla 50. Gastos de operación y mantenimiento del servicio de acueducto (en miles de pesos del año 2009)

Alternativas	Operación
Abastecimiento río Turbo	969.375
Abastecimiento río Atrato	860.039
Abastecimiento Agua Subterránea	793.661

El valor de los servicios personales incluye lo correspondiente a las transferencias por prestaciones sociales, el factor prestacional está integrado por los siguientes ítems y valores que deberán ser asumidos por la empresa prestadora del servicio, anualmente:

Cesantías	8,33%
Intereses Cesantías (12% de Cesantías)	1,00%
Prima de Servicios	8,33%
Vacaciones	4,17%
Aportes a Caja Compensación	9,00%
Aportes EPS	8,00%
Aportes Pensión	10,13%
Riesgos Profesionales *	3,95%
Total	53,00%

* El factor de riesgo es la cotización pagada a la ARP, oscila entre 0.348% y el 8.7% según la clase y grado de riesgo, se toma 3.95% que es el típico para el sector de servicios públicos domiciliarios.

Igualmente, el 53% de carga prestacional se aumenta con el valor de las tres dotaciones anuales que deben suministrarse al personal que devenga hasta dos salarios mínimos, el cual se ha estimado en un 7% adicional para el personal de apoyo operativo, quien requiere dotación adicional de seguridad. En resumen, el factor multiplicador aplicado es:

- Personal Operativo con riesgo considerable de accidentes de trabajo y que recibe uniformes, calzado y dotación de seguridad: 60%.

Tabla 51. Costos y gastos de operación y mantenimiento de la alternativa de abastecimiento desde el río Turbo

PERSONAL						
CARGO	**PERFIL**	**CANT**	**DEDICACION**	**FACTOR**	**SALARIO**	**TOTAL**
				1.6	**($/mes)**	**($/año)**
Operadores Bocatoma	Técnico	2	100%	1.6	1,500,000	57,600,000
Operadores PTAP	Bachiller	3	100%	1.6	500,000	28,800,000
Fontanero	Bachiller	3	100%	1.6	480,000	27,648,000
Auxiliar fontanería	Bachiller	3	100%	1.6	465,000	26,784,000
Recargos y Horas Extras		Global	100%	1.6	3,762,153	72,233,333

TOTAL COSTO DE PERSONAL OPERATIVO Y MANTENIMIENTO ANUAL	**17,755,444**	**213,065,333**

GASTOS GENERALES OPERATIVOS Y MANTENIMIENTO

DETALLE	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	TOTAL AÑO ($)
Químicos (Cloro, sulfato y Hidroxicloruro)	Global	mes	13,266,229	159,194,743
Análisis de Laboratorio	Global	mes	550,000	6,600,000
Consumo de energia	Global	mes	48,381,916	580,582,995
Tasa Retributiva	Global	mes	125,666	1,507,986
Fletes y Acarreos	Global	mes	143,000	1,716,000
Materiales y suminisros	Global	mes	245,000	2,940,000
Mantenimiento de Bienes	Global	mes	164,000	1,968,000
Otros Gastos	Global	mes	150,000	1,800,000
TOTAL GASTOS GENERALES OPERATIVOS Y MANT. ANUAL				**756,309,725**
TOTAL GASTOS OPERATIVOS Y MANTENIMIENTO ANUAL				**969,375,058**

En la Tabla 51, Tabla 52 y Tabla 53 se muestran de manera detallada los costos y gastos de operación y mantenimiento para cada una de las alternativas de suministro de agua, estos valores se soportan en los datos suministrados por Aguas de Urabá concernientes a la operación actual del sistema de acueducto, los valores de las alternativas del río Atrato y pozos se estimaron de acuerdo con lo que se prevee se requiera en materia de operación y mantenimiento, de acuerdo con la experiencia de operadores de sistemas de acueducto.

Tabla 52. Costos y gastos de operación y mantenimiento de la alternativa de abastecimiento desde el río Atrato

PERSONAL						
CARGO	**PERFIL**	**CANT**	**DEDICACION**	**FACTOR**	**SALARIO**	**TOTAL**
				1.6	**($/mes)**	**($/año)**
Operadores Bocatoma	Técnico	2	100%	1.6	1,500,000	57,600,000
Operadores PTAP	Bachiller	3	100%	1.6	500,000	28,800,000
Fontanero	Bachiller	3	100%	1.6	480,000	27,648,000
Auxiliar fontanería	Bachiller	3	100%	1.6	465,000	26,784,000
Recargos y Horas Extras		Global	100%	1.6	4,104,167	78,800,000
TOTAL COSTO DE PERSONAL OPERATIVO Y MANTENIMIENTO ANUAL					**18,302,667**	**219,632,000**
GASTOS GENERALES OPERATIVOS Y MANTENIMIENTO						
DETALLE	**CANTIDAD**	**UNIDAD**	**VALOR UNITARIO**	**TOTAL AÑO ($)**		
Químicos (Cloro, sulfato y Hidroxicloruro)	Global	mes	3,608,696	43,304,350		
Análisis de Laboratorio	Global	mes	550,000	6,600,000		
Consumo de energía	Global	mes	48,506,558	582,078,701		
Fletes y Acarreos	Global	mes	143,000	1,716,000		
Materiales y suministros	Global	mes	245,000	2,940,000		

Mantenimiento de Bienes	Global	mes	164,000	1,968,000
Otros Gastos	Global	mes	150,000	1,800,000
TOTAL GASTOS GENERALES OPERATIVOS Y MANT. ANUAL				**640,407,050**
TOTAL GASTOS OPERATIVOS Y MANTENIMIENTO ANUAL				**860,039,050**

Tabla 53. Costos y gastos de operación y mantenimiento de la alternativa de abastecimiento desde agua subterránea

PERSONAL						
CARGO	**PERFIL**	**CANT**	**DEDICACION**	**FACTOR**	**SALARIO**	**TOTAL**
				1.6	**($/mes)**	**($/año)**
Operadores Pozos	Técnico	3	100%	1.6	1,500,000	86,400,000
Operadores PTAP	Bachiller	3	100%	1.6	500,000	28,800,000
Fontanero	Bachiller	3	100%	1.6	480,000	27,648,000
Auxiliar fontanería	Bachiller	3	100%	1.6	465,000	26,784,000
Recargos y Horas Extras		Global	100%	1.6	4,104,167	78,800,000
TOTAL COSTO DE PERSONAL OPERATIVO Y MANTENIMIENTO ANUAL					**20,702,667**	**248,432,000**

GASTOS GENERALES OPERATIVOS Y MANTENIMIENTO				
DETALLE	**CANTIDAD**	**UNIDAD**	**VALOR UNITARIO**	**TOTAL AÑO ($)**
Químicos (Cloro y Hidroxicloruro)	Global	mes	3,608,696	43,304,350
Análisis de Laboratorio	Global	mes	550,000	6,600,000
Consumo de energía	Global	mes	40,575,097	486,901,161
Fletes y Acarreos	Global	mes	143,000	1,716,000
Materiales y suministros	Global	mes	245,000	2,940,000
Mantenimiento de Bienes	Global	mes	164,000	1,968,000
Otros Gastos	Global	mes	150,000	1,800,000
TOTAL GASTOS GENERALES OPERATIVOS Y MANT. ANUAL				**545,229,510**
TOTAL GASTOS OPERATIVOS Y MANTENIMIENTO ANUAL				**793,661,510**

7.2.2.2 Sistema de Operación

El sistema de acueducto, operado por la Conhydra para el año 2009, cuenta con 5088 usuarios facturados, los cuales demandan (consumen) una cantidad anual de agua de aproximadamente 1.176.231 metros cúbicos (Tabla 54).

Tabla 54. Distribución de usuarios y consumos acueducto año 2008

Sectores	**Nº de Usuarios**	**%**	**Consumos m³ (Miles)**	**%**
Residencial	5321	90.4%	988.13	84.0%
Estrato 1	2266	38.5%	335.82	28.5%
Estrato 2	1673	28.4%	370.20	31.5%
Estrato 3	1287	21.9%	268.44	22.8%
Estrato 4	90	1.5%	13.68	1.2%
Estrato 5	5	0.1%	0	0.0%

Estrato 6	0	0.0%	0	0.0%
No Residencial	566	9.6%	188.10	16.0%
Industrial	36	0.6%	34.00	2.9%
Comercial	443	7.5%	71.08	6.0%
Oficial	62	1.0%	78.74	6.7%
Otros	25	0.4%	4.28	0.4%
Total	5888		1176.23	

7.2.2.3 Inversiones Futuras y valoración de activos existentes

El programa de inversiones definido en este estudio depende de las alternativas propuestas en él para atender los nuevos requerimientos de demanda. Para evaluar los costos de inversión requeridos por cada una de las alternativas se baso en consultas realizadas a constructores de estructuras, en las estructuras propuestas para captar el agua del río Atrato se consulto con fabricantes los cuales estimaron precios aproximados de la obra requerida. Igualmente, para el costo de las tuberías se utilizó el valor de precios de SAO de 2008 entregada por Empresas Publicas de Medellín. Para estimar el valor y la metodología del hincado de la tubería sobre el fondo del mar en la alternativa de aprovechamiento de agua desde el río Atrato se utilizó el manual de Pipelife. De la misma forma para estimar los valores relativos a la inversión de la alternativa de extracción de agua subterránea se emplearon las cotizaciones y sugerencias de la empresa Colpozos.

De otro lado, el valor histórico del sistema de acueducto existente, sin incluir terrenos, junto con la inversión que se debe realizar en materia de optimización del sistema de acueducto es de $ 4.321.626.034 en pesos, según estudio tarifario realizado para Aguas de Urabá.

Es de tener en cuenta que para efectos del cálculo de tarifas los montos totales, antes reseñados, del plan de inversiones del sistema de acueducto y de su avalúo, solo tendrá efecto en cuanto a garantizar la recuperación de los mismos en un horizonte de largo plazo conforme a los rangos previstos en el Artículo 27 de la Resolución CRA 287 de 2004; y será utilizado única y exclusivamente en inversión.

A continuación en la Tabla 55 y Tabla 56, se muestran los valores de inversión de las diferentes alternativas.

Tabla 55. Estructura de costos de inversión de la alternativa de abastecimiento desde el río Atrato

Descripción	Valor	Unidad	Costo Total
Bocatoma sobre el río Atrato. (Incluye estructura sobre el río Atrato, transporte e instalación)	75,000,000	2	$ 150,000,000
Conducción en tubería de PE Ø 24" (Incluye suministro transporte e instalación con los accesorios necesarios para su sumergencia en el golfo.)	$ 1,062,500	9000	$ 9,562,500,000
Sistema de bombeo en la orilla. (Incluye construcción de pozo de bombeo, transporte e instalación de bombas, energía y accesorios para el correcto funcionamiento de la estructura requerida)	Global	1	$ 315,000,000
Conducción en tubería de PE Ø 24" a planta de Tto (Incluye suministro, transporte e instalación con los accesorios requeridos)	$ 1,062,500	4000	$ 4,250,000,000
TOTAL			$ 14,277,500,000

Tabla 56. Estructura de costos de inversión de la alternativa de abastecimiento desde agua subterránea

Descripción	Valor	Unidad	Costo Total
Batería de 10 pozos (Incluye, proceso de construcción de los pozos, pruebas de bombeo y suministro e instalación del sistema de bombeo requerido para la extracción del pozo bombas)	$ 375,000,000	10	$ 3,750,000,000
Conducción en tubería de HD Ø 12" (Incluye sistema de tuberías en la batería de pozos y hasta la entrada a la Planta de tratamiento, incluyendo suministro, transporte e instalación con accesorios.)	$ 350,000	3430 (metros)	$ 1,200,000,000
Planta de Tratamiento para agua de Pozos (Incluye el sistema descrito para remoción de hierro y manganeso, con suministro, transporte e instalación y además puesta en marcha)	$ 800,000,000	1	$ 800,000,000
TOTAL			$ 5,750,000,000

7.2.2.4 Proyección de la demanda de agua

Para la estructura tarifaría se adoptan las proyecciones del crecimiento de la población, las metas de aumento de cobertura, los planes de reducción de pérdidas y en general, todas aquellas variables que determinan de manera directa la evolución de la demanda. El valor presente neto de la demanda total del sistema, ajustado por un factor de pérdidas de eficiencia (30%), determina el denominador a ser utilizado en la fórmula del costo medio de inversión de largo plazo.

7.2.3 Resultados sobre tarifas

Los costos encontrados luego de aplicar la metodología de la CRA para establecer los valores del metro cúbico de agua entregado a la población son los que se muestran en la Tabla 57.

Tabla 57. Valores de costos de operación por alternativa de abastecimiento

Alternativas	CMO ($/m3)	CMI ($/m3)	CMT ($/m3)	CMLP ($/m3)
Abastecimiento Río Turbo	466.42	589.11	3.21	1058.74
Abastecimiento Río Atrato	395.56	822.40	3.21	1221.17
Abastecimiento Aguas Subterráneas	385.54	445.33	3.21	834.09

Luego de realizar el ejercicio del cálculo del valor del metro cúbico este se empleara en el análisis de optimización del uso conjunto. En la Tabla 57, se observa que el valor más bajo de costo de metro cúbico de agua es el extraído desde los pozos de agua subterránea.

7.3 Análisis de optimización de uso conjunto

La planificación de sistemas de recursos hidráulicos puede ser vista como un problema en donde se tienen varios conjuntos de medidas que pueden ser implementadas en diferentes sitios y tiempos y se quiere definir cuales, en que secuencia, y cuando deben ser ejecutadas de tal manera que se maximicen los beneficios netos mientras se satisfacen las demandas.

Estas medidas suelen tener varias alternativas en cuanto a sus alcances, capacidades y en lo que conciernen a los tiempos y sitios para ser empleadas. Tiene fundamentalmente el

propósito de satisfacer diferentes tipos de demandas como la preservación de ciertas características deseables del ambiente, la protección de la salud pública, el mejoramiento de las condiciones de vida de ciertos grupos sociales, la recreación y el abastecimiento de agua de las zonas urbanas, industriales y agrícolas.

Por aprovechamiento conjunto se entiende la satisfacción de una determinada demanda a partir del uso planeado y coordinado de la componente superficial y subterránea del ciclo hidrológico (Sánchez y Murillo, 1997, citados por Henche et al, 2002)

Algunos investigadores de los recursos hidráulicos han desarrollado modelos de simulación y optimización para sistemas de aprovechamiento conjunto de agua superficial y subterránea, para apoyar objetivamente la decisión en expansión de infraestructura de abastecimiento o analizar los aprovechamientos posibles con los recursos disponibles, entre muchas otras aplicaciones. Algunos de estos modelos han enfatizado la teoría económica, tratando los acuíferos como simples depósitos, pero al ignorar el funcionamiento del flujo subterráneo y las interacciones río-acuífero, pueden inducir a errores significativos en el análisis económico. También se han desarrollado modelos de optimización del uso conjunto en sistemas interconectados río-acuífero, algunos con modelación agregada del acuífero mediante embalse lineal y otros más detallados como modelos distribuidos. La mayoría de modelos de optimización del uso conjunto con acuíferos distribuidos consideran sistemas simples río-acuífero, y no optimizan económicamente la gestión del agua, sino que minimizan el costo de operación del sistema (Pulido-Velásquez et al, 2004).

En otra tendencia de análisis del uso conjunto, se emplean modelos de optimización para definir la operación y asignación óptima del agua, de forma que se maximice el beneficio económico neto en el uso del recurso (Cai et al, 2003, citado por Pulido-Velásquez et al, 2004). La optimización de sistemas complejos ha llevado al uso de técnicas de programación de flujo en redes, que proporcionan gran flexibilidad y eficiencia para representar de forma generalizada sistemas a gran escala (Draper et al, 2003).

Draper et al (2003) presentan el modelo de optimización técnico económica para el manejo del agua en California. El modelo CALVIN (California Value Integrated Network) sugiere la operación óptima del sistema de agua, tal que maximice el valor económico de los usos urbano y agrícola. El modelo presta ayuda a actividades propias del sistema de abastecimiento, tales como: identificación de cambios económicamente promisorios en las capacidades de los elementos; identificación de transferencias de agua; integración en la operación de los elementos (incluyendo uso conjunto); identificación de soluciones para refinar y probar simulaciones.

Otros autores se han inclinado por modelos de Simulación/Optimización para el manejo de los recursos de agua. Belaineh et al (1999) presentan un modelo de Simulación/Optimización que integra las reglas de decisión de un embalse lineal, detalla la simulación río/acuífero, el uso conjunto de agua superficial y subterránea, y las entregas a través de los canales; todas las variables son representadas a través de integrales discretizadas y coeficientes de influencia. El modelo se aplicó a un área hipotética bajo diferentes escenarios, y se encontró que entre más detallado sea el modelo físico mejor será el manejo conjunto.

Pulido-Velásquez et al (2004), presentan un modelo de optimización hidrológico-económico para el uso conjunto de aguas superficiales y subterráneas, aplicado al caso del sistema Adra (España). En el modelo se incorpora la simulación distribuida de los acuíferos y la relación dinámica río-acuífero. La función objetivo consistió en maximizar el valor económico neto del uso del agua en el período considerado (horizonte de tiempo) y las restricciones garantizaron la factibilidad de los resultados y el mantenimiento del buen estado de los acuíferos. Un primer escenario consistió en condicionar las prioridades en el uso del agua entre las distintas demandas, simulándolo mediante SIMGES y usando posteriormente GAMS como post-procesador económico. Un segundo escenario utiliza el modelo GAMS para optimizar el reparto del agua, incluyendo como restricciones las limitaciones físicas del sistema y el caudal mínimo en el Delta. En ambos escenarios no se restringió la explotación del acuífero, por lo que se propicia un proceso de intrusión marina que comprometía la sostenibilidad del sistema. Finalmente se modelaron los escenarios anteriores con el control de la explotación del acuífero, obteniendo para el primero un sistema gestionado con criterios estrictos de asignación del agua según prioridades, y para el segundo un sistema gestionado de forma flexible que maximiza el beneficio económico agregado.

En cuanto al uso de la PLEM, como herramienta de optimización de sistemas de recursos hidráulicos, existen muchas aplicaciones. Por ejemplo, Srinivasan et al (1999) desarrollan un modelo para la operación de un embalse de abastecimiento de agua durante periodos críticos, e incluye variables binarias que representan los vertimientos en el embalse.

En Sudamérica se conoce algunas experiencias de optimización en recursos hidráulicos que usan Programación Lineal Entera Mixta. Piñeiro (1976), resuelve el problema de evaluación y selección óptima simultánea de la secuencia, el dimensionamiento, y la operación de un conjunto de proyectos de aprovechamiento de los recursos hidráulicos con propósitos múltiples, en un largo plazo de planificación, para la región venezolana de Bajo Yaracuy – Morón – Pto Cabello. El modelo fue desarrollado mediante el uso de la programación separable y también por la aplicación de la programación entera mixta, obteniendo mejores resultados con la última.

En su Tesis de Maestría en Ingeniería – Recursos Hidráulicos, Restrepo (2001) desarrolla un modelo de optimización del Sistema de Acueducto Interconectado de las Empresas Públicas de Medellín, usando la PLEM. En la actualidad este modelo es usado por la empresa para la operación de los subsistemas interconectados Ayurá, Manantiales y Piedras Blancas.

Restrepo (2001), encuentra que para la optimización del despacho óptimo del agua en sistemas de acueducto, la mayoría de los investigadores consultados por él, proponen diversas herramientas de optimización, según su problema específico, pero muestran preferencia por la programación lineal, la programación dinámica, la programación no lineal, simulación, y herramientas desarrolladas específicamente para el problema tratado. De acuerdo con sus resultados se evidencia que la programación lineal presenta ventajas frente a las demás herramientas de optimización, siempre y cuando todos los elementos del sistema y sus interconexiones puedan ser expresados de manera adecuada por funciones o relaciones lineales, además de poder manejar problemas de gran dimensionalidad.

Otro caso en el que se busca el aprovechamiento más adecuado de los recursos de agua, fue presentado por Arango (1996) en su Tesis de Maestría en Ingeniería – Recursos Hidráulicos. Este autor evalúo técnica y económicamente la distribución y entrega del agua a los usuarios de conformidad con el plan actual de cultivos y de riego en ejecución del Distrito de Adecuación de Tierras de Río Frío. Además efectúo la optimización de la distribución y entrega del agua a los usuarios de acuerdo a las condiciones climáticas, de suelos, a la implantación de cultivos, sistemas de canales y diversos parámetros agrícolas, y finalmente desarrollo un modelo de simulación de la operación.

7.3.1 Metodología

El problema de planificación de recursos hidráulicos, consiste en la selección e itinerario en el tiempo de un conjunto de medidas de propósitos múltiples con el fin de lograr varios objetivos. Por lo general, estos últimos son traducidos en uno o varios criterios de evaluación, dando lugar a una función objetivo que consiste en la maximización de los beneficios sociales netos o de las utilidades.

De una manera general, se puede escribir la función objetivo de la siguiente manera:

$$MAX\left\{\sum_{n=1}^{N}\sum_{t=1}^{T}(\gamma_T B_n(t) IB_n(t) - (\alpha_t C_n(t) IC_n(t))\right\} \quad \textbf{(Ecuación 42)}$$

En donde N es el número total de medidas, T es el periodo de análisis, γ_t y α_t son factores de actualización de los beneficios y costos sociales, $B_n(t)$ es el beneficio social que resultaría de la implementación de la medida n en el tiempo t, $C_n(t)$ es el costo social en el que se incurriría al implementar la medida en el tiempo t, $IB_n(t)$ e $IC_n(t)$ son indicadores de selección que toman valor de uno si la medida correspondiente es seleccionada y cero, en caso contrario.

Varias restricciones son necesarias para completar la formulación del problema de planificación como uno de optimización, dependiendo del sistema que se quiere planificar se configuración propia y sus características especificas. Entre estas restricciones pueden estar:

- Carácter no repetitivo de implementación de las medidas en el tiempo.
- Carácter mutuamente excluyente de m medidas.
- Carácter de contingencia de una medida sobre otra.
- Carácter obligatorio de una medida.
- Limite sobre el costo social de una medida
- Nivel máximo de satisfacción a una demanda especifica.

El problema de selección e itinerario es entonces un problema de optimización bastante complejo de tipo multidimensional e interdependiente. El hecho de que la decisión de construir los proyectos se haga de tal forma que la demanda sea satisfecha en cada periodo de tiempo hace pensar que el problema puede formularse en forma secuencial y solucionada mediante el uso del algoritmo de programación dinámica. A tal efecto una

etapa está constituida por el numero de medidas bajo consideración de implementación; las variable de decisión son las medidas a ser implementadas en una etapa y la variable de estado es la capacidad o alcance total del conjunto de medidas de la etapa.

7.3.2 Aplicación de la metodología al caso especifico de Turbo

Todos los capítulos de este estudio se han encaminado a determinar diferentes etapas para el proceso de evaluación de las varias alternativas involucradas para resolver el objetivo principal, que es garantizar una fuente de abastecimiento permanente.

Para llegar a una solución se deben realizar algunas suposiciones como:

- La vida de los proyectos que se van a evaluar presenta algunas restricciones definidas en las evaluaciones realizadas en cada uno de los capítulos anteriores y la necesidad de proyectos se debe solamente al hecho de que la demanda excede la capacidad de los proyectos actuales.
- La demanda de agua a través del tiempo es una función creciente. D = D(t).
- Las necesidades de agua pueden ser satisfechas hasta cierto tiempo T por medio de N proyectos, cada uno de los cuales tiene una capacidad Qi y un costo Ci.

La representación del modelo matemático se muestra a continuación:

Sea A ALTERNATIVAS /TURBO,ATRATO,POZOS/

J ZONAS /URBANA/

Parámetro F(A) COSTOS FIJOS

/TURBO 934

POZOS 879

ATRATO 810/

Parámetro D(J) DEMANDA DE LA ZONA;

D(J)= 9460800;

Parámetro O(A) OFERTA DE LAS ALTERNATIVAS

/TURBO 56764800

POZOS 9460800

ATRATO 4730400000/;

VARIABLES

FO es la función objetivo

COFI es el costo fijo

X(A,J) la variable a encontrar

Y(A) es la variable binaria

Ecuaciones

OBJ.. FO =E= SUM((A,J), O(A)*COFI);

COSTOFIJO COFI =E= SUM(A, F(A)*Y(A));

DEMANDA(J).. SUM(A,X(A,J)) =G= D(J);

La simulación se realizó en el programa GAMS versión 95, que es un lenguaje, soportado por un paquete informático, que permite especificar un problema de programación matemática independientemente del método de resolución asociado al mismo. El tipo de programación empleada fue Lineal Entera Mixta, en la cual las variables pueden ser de tipo continuo o discreto y solamente se permiten relaciones lineales entre las mismas.

A continuación se definen cada una de las variables a intervenir en el proceso.

Alternativas de abastecimiento: Definidas en el este capítulo y se describieron cada uno de sus componentes. En la programación en GAMS se denominaron como: A / TURBO, ATRATO, POZOS/.

Variables: Las variables se emplearon para generar las ecuaciones fueron las siguientes.

FO: Función objetivo

COFI: Costos fijos

X (A, J): que es la variable de decisión definida.

Y (A): la cual es una variable binaria.

Costos de fijos: Se denomino como costos fijos los obtenidos del estudio de análisis de costos que como se observó e el aparte anterior fueron derivados del costo de inversión y del costo de operación y mantenimiento para cada una de las alternativas de tratamiento. Para la programación se definió en qué momento se empleaba el costo fijo para lo cual se determino como:

$$COFI = E = SUMA(A, F(A) * Y(A)$$ **(Ecuación 43)**

Demanda: En el capítulo de demanda se estableció que es una función creciente para cada año y que su año de proyección queda definido a los 30 años que debería ser en el 2039.

Oferta de agua: Estos valores se obtuvieron de los diferentes estudios realizados en cada uno de los capítulos del presente trabajo, es así como, la oferta natural del río Turbo se extrajo de los caudales mínimos establecidos por medio del modelo de lluvia escorrentía (modelo de tanques), la oferta natural del río Atrato se obtuvo de los valores registrados en la estación limnimétrica sobre este río en la cual los caudales mínimos son de aproximadamente 1200 m^3/s, y la oferta natural del acuífero se obtuvo de los valores de recarga, combinados de una serie de ejercicios basados en la sensibilidad del modelo mostrados en el capítulo de hidrogeología y esto soportado en los parámetros del acuífero obtenidos del pozo de exploración construido. En la programación se definió que la oferta

es O (A) para todo t, de tal forma que, en cualquier tiempo cada una de las alternativas tenia asociado un caudal ofertado.

Restricciones: Dentro del análisis realizado se obtuvieron algunas restricciones aplicadas al modelo de optimización, como, por lo que se pudo determinar del modelo lluvia escorrentía existen unos periodos en los cuales la oferta del río Turbo no es suficiente para abastecer la demanda requerida, por lo tanto una condición básica es que la oferta en todo momento sea por lo menos igual o superior a la demanda. Y esta condición debería cumplirse para todas las alternativas de abastecimiento y en todo tiempo, para eso se creó la $DEMANDA(J)..SUM(A, X(A,J)) = G = D(J)$ (Ecuación 44, en la cual se indica que la demanda de la zona urbana (J), seria la sumatoria de todas las ofertas y que esta sumatoria debe ser mayor que la demanda.

$$DEMANDA(J)..SUM(A, X(A,J)) = G = D(J)$$ **(Ecuación 44)**

Por otra parte, de los análisis realizados al acuífero no se encontró problemas al momento de garantizar la demanda, sin embargo, existen otros factores que pueden incidir en la cantidad de agua extraída, como la intrusión salina, es por eso que el proceso de optimización a través de modelación entera mixta, se ayudo en un proceso de optimización de unos de los paquetes del MODFLOW en la cual se podía determinar la cantidad de pozos a construir, a qué distancia debía estar cada uno del otro y que avance se presentaba debido a la intrusión de la cuña salina, y de esta modelación si existían restricciones de algún tipo se regresaba a la modelación entera mixta se entraban las restricciones y luego se analizaban los resultados.

Función objetivo: La función objetivo se valoró para que minimizara el menor valor de la relación costo fijo y cantidad de agua extraída de cada alternativa, siempre cumpliendo con las restricciones y anulando la entrada de una alternativa mientras estaba la otra. Para lo cual se creó la $FO = E = SUM((A,J), O(A) * COFI)$ (Ecuación 45).

$$FO = E = SUM((A,J), O(A) * COFI)$$ **(Ecuación 45)**

7.4 Resultados y Análisis

Los resultados de la optimización realizada en programación entera mixta, muestran que mientras exista suficiente oferta de agua subterránea siempre se tratara de abastecer la demanda del municipio de Turbo, a través de esta fuente de abastecimiento. Esto es debido al bajo costo de tratamiento del metro cúbico de agua. El modelo de optimización determina la operación del sistema y la asignación del agua de acuerdo con su valor para el uso establecido, costos, variables de operación y restricciones ambientales.

De los escenarios planteados en el capítulo de demanda se generaron varios resultados dependiendo de la demanda requerida por la población urbana del municipio de Turbo y de la oferta de cada una de las alternativas de abastecimiento.

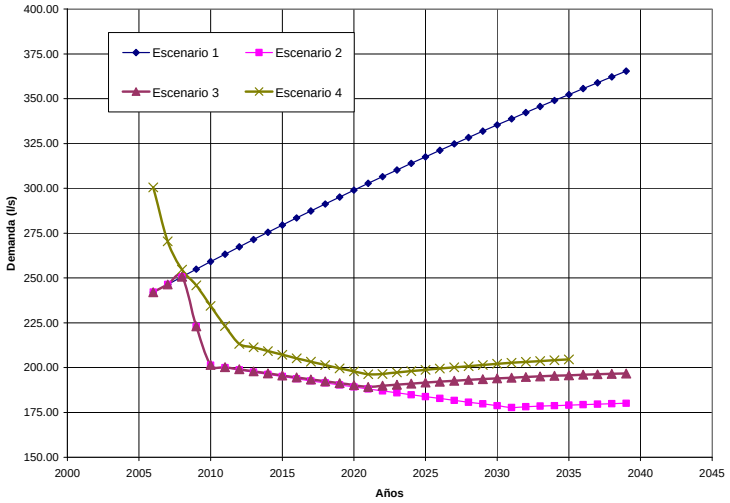


Figura 88. Tendencias de las demandas de los escenarios planteados

Como se puede observar en la Figura 88 para los escenarios 2, 3 y 4 la tendencia es a reducir las pérdidas, lo cual produce una disminución de la demanda requerida, sin embargo, para el escenario 1 se muestra una tendencia creciente de la demanda y las pérdidas, esto puede traer consecuencias dependiendo del esquema de operación y abastecimiento que se requiera, porque, como se encontró en el modelo que se desarrolla en programación entera mixta, si no se logran las metas establecidas en materia de reducción de pérdidas, el sistema no logrará un equilibrio entre, la inversión realizada y el caudal requerido en la población.

De los resultados encontrados tras la simulación realizada podemos hablar de los costos marginales en donde se indica que el costos de una unidad mas de los tres proyectos es más barato para la alternativa del río Atrato, esto es atribuible a que el costo marginal disminuye cuando se incrementa la producción y en este caso quien más oferta de agua presenta es la alternativa del río Atrato. De acuerdo con lo anterior es por esto que la alternativa del río Atrato es atractiva para un abastecimiento en un futuro, además, considerando un incremento en la demanda requerida por la zona. (proyección de crecimiento industrial y comercial a gran escala).

Igualmente, se proyectó un escenario en el cual, se pretendía conocer que influencia tiene la construcción de una planta de tratamiento exclusiva para el tratamiento del agua subterránea y otra para el tratamiento de agua de la alternativa del río Atrato, sin embargo, para este escenario, se produce un sobre costo de las tarifas del metro cúbico, como se muestra en la Tabla 58, y no se gana un beneficio real, debido a que en los ensayos de tratabilidad del agua subterránea se evidencio la necesidad de construir un sistema de remoción de hierro (bandejas), sistema de coagulación con Hidroxicloruro de Aluminio, sedimentación y filtración, es decir, una remoción de hierro acompañado de un tratamiento de agua potable convencional y mucho de estos tratamientos los tiene la planta de tratamiento actual del municipio de turbo, y a esta planta se le deben realizar adecuaciones

contempladas en los planes de inversiones de Aguas de Urabá.

Tabla 58. Tarifas bajo escenario de plantas de tratamiento exclusivas

Alternativas	CMO ($/m3)	CMI ($/m3)	CMT ($/m3)	CMLP ($/m3)
Abastecimiento Río Turbo	466.42	589.11	3.21	1058.74
Abastecimiento Río Atrato	395.56	987.00	3.21	1385.77
Abastecimiento Aguas Subterráneas	385.54	587.84	3.21	976.59

Luego de tener los resultados de la simulación de cada una de las alternativas en el programa GAMS, y conocer que la mejor alternativa que garantiza el abastecimiento y minimiza los costos es la construcción de un sistema de pozos, se procedió a realizar una optimización del campo de pozos, para esto se utilizó el programa de MODFLOW 4.2 PREMIUN en su paquete de herramientas de optimización de pozos, en el cual se tuvieron en cuenta la siguientes restricciones:

- La localización de los pozos se debía realizar buscando terrenos cercanos a la planta de tratamiento de agua potable, que estuvieran dentro del área determinada como buena en materia de oferta de agua subterránea y definida en el capítulo de la hidrogeología y el modelo hidrogeológico. Además, que tuvieran un fácil acceso por vías y extensión de redes de energía.
- El caudal extraído por la batería de pozos debía garantizar la demanda necesaria para la población del municipio de Turbo, siempre teniendo como base el análisis realizado de caudal de extracción en el pozo de exploración.
- Se realizo un análisis de restricción en la distancia entre los pozos, de tal forma, que no existiera interferencia en los conos de abatimiento producto del caudal extraído en cada uno de los pozos de la batería y de los existentes en la zona.
- La localización de los pozos se determinó pensando en el proceso de intrusión salina, es decir, la zona de la batería de pozos debería estar a una distancia tal de la línea estimada de sedimentos marinos que no produjera una captura de agua salada para el tiempo actual ni para el futuro y así evitar contaminación del acuífero.
- Se busco localizar la batería de pozos lo más cerca posible del piedemonte, pues en el estudio se considera que la formación más importante la encontraríamos más arriba y con mejor calidad de agua.
- También la optimización de pozos buscaba que la ubicación de la batería de pozos quedara alejada de industrias, estaciones de gasolina y empresas que pongan en riesgo la calidad del acuífero.

En la Figura 89, se muestra la localización de la batería de pozos localizada a 800 metros (aproximadamente) de la planta de agua potable y a 1600 metros de la línea de sedimentos marinos, en la Tabla 59, se muestran las coordenadas de localización aproximadas del

campo de pozos.

Long: 800 metros

Long: 1600 metros

Figura 89. Localización de la batería de pozos

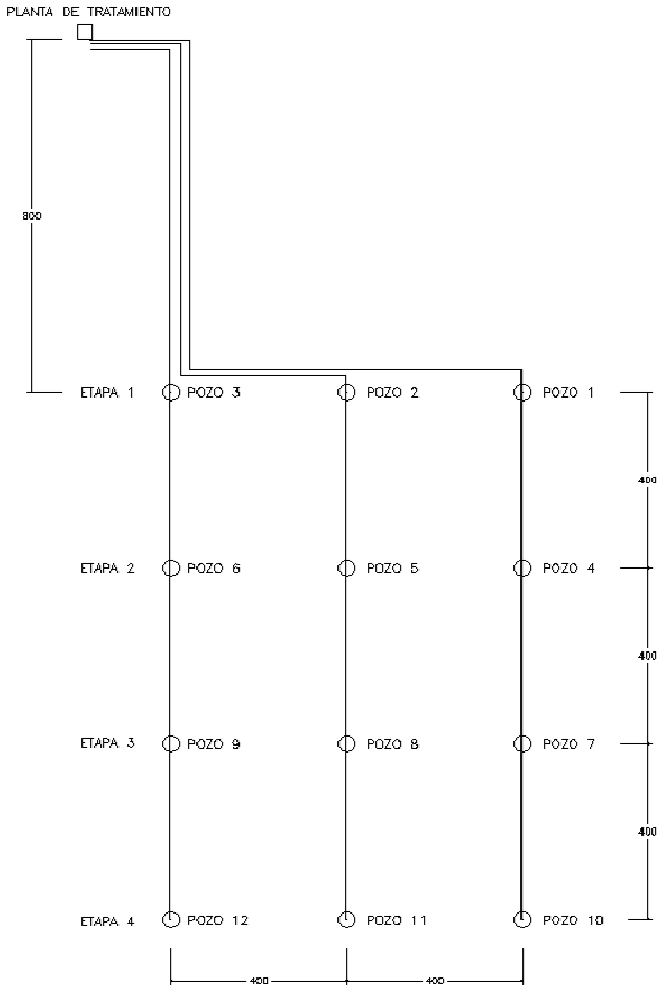


Figura 90. Esquema de batería de pozos

Tabla 59. Coordenadas de ubicación de los pozos de la batería

Pozos	Coordenadas X	Coordenadas Y
Pozo1	711332.1	1386572
Pozo 2	710932.1	1386572
Pozo3	711732.1	1386972
Pozo4	711332.1	1386972
Pozo5	710932.1	1386972
Pozo6	711732.1	1387372
Pozo7	711332.1	1387372
Pozo8	710932.1	1387372
Pozo9	711732.1	1387772
Pozo10	711332.1	1387772
Pozo11	710932.1	1387772
Pozo12	711332.1	1386572

De la modelación se obtuvo el grafico de abatimientos como lo muestra la Figura 91.

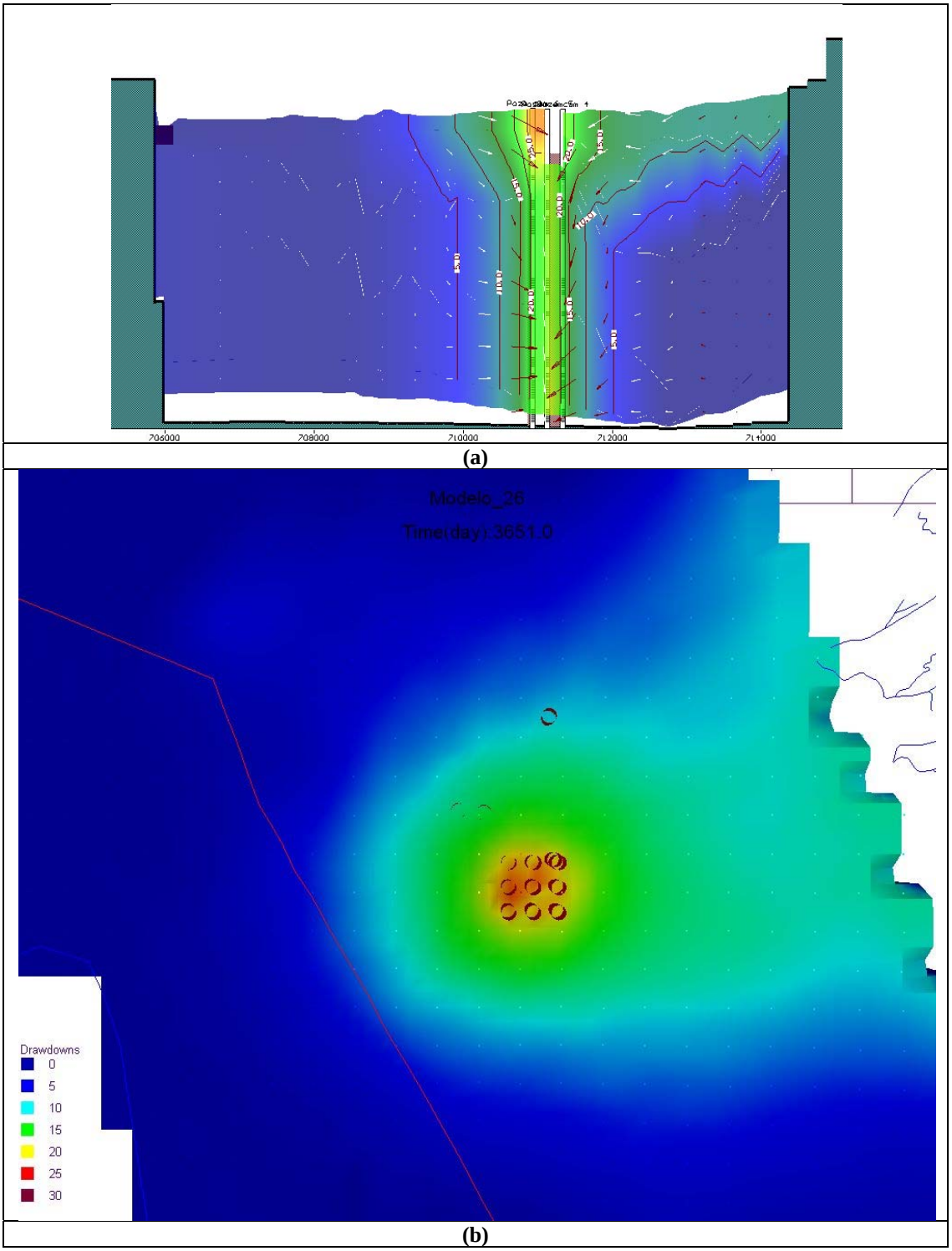


Figura 91. Abatimientos en la batería de pozos (a) perfil (b) planta

A partir de la optimización de los pozos, se diseña una batería de 12 pozos para extraer un total de 22 l/s de cada uno, lo que equivale a un bombeo de 1615.58 m^3/d. durante 18 horas

por día. Los 12 pozos se diseñan para permitir que una línea de pozos descanse un día por medio. Es decir en la Figura 90, se muestra la ubicación esquemática de los pozos; cuando se opere el sistema de extracción y mientras las etapas 1, 2, y 3 se encuentren en funcionamiento, para ese día, la línea 4 debe estar parada, para el siguiente día cuando la rotación cambie funcionan las etapas 2, 3 y 4 y descansa la línea 1 de esta manera mejoramos la operación de los pozos. Además, diariamente debe restringirse el bombeo para cada pozo a 18 horas diarias.

La distancia entre cada uno de los pozos es de 400 metros, de tal forma que cada pozo tenga 200 metros para desarrollar su cono de abatimiento y de esta manera no se produzcan interferencias en los conos.

En materia de inversión se recomienda realizar la inversión de la primera etapa el primer año y operar, esto nos permite conocer posibles imprevistos tanto durante la construcción y operación de la batería de pozos y determinar los tratamientos definitivos para cada tipo de agua.

Debido a que los índices de agua no contabilizada en los primeros años no alcanzan el valor establecido por la CRA, se recomienda que el caudal de exceso requerido por la población sea aprovechado desde la fuente del río Turbo, es decir, la demanda final proyectada es de 180 l/s cuando por el índice de agua no contabilizada la demanda sea superior, dicho exceso se debería cubrir con el agua proveniente del río Turbo.

Para esta alternativa en la cual se alterna el uso de agua superficial desde el río turbo en los momentos que no se alcance el índice de agua no contabilizada para la meta trazada, junto con extracción del campo de pozos el valor del metro cúbico es de 912.35 $/m^3.

Capítulo 8

8. Conclusiones

Para tomar decisiones con respecto a la viabilidad de proyectos de explotación de aguas subterráneas se deben realizar proyectos con objetivos específicos y que intervengan todas las disciplinas requeridas por el estudio, esta será la única manera de conocer la hidrogeología de la zona estudiada y romper con los paradigmas de los tipos de abastecimientos posibles para una población.

La hidrogeología es una disciplina que recibe el aporte de varios campos, geológico, hidrológico y químico. El conocimiento del aporte de cada uno de ellos y su posterior ensamblaje es fundamental para construir un modelo hidrogeológico confiable.

Las interpretaciones de los sondeos geoeléctricos evidenciaron la presencia de una zona limite de sedimentos marinos, en el modelo hidrogeológico creado se evaluó la respuesta del modelo ante efectos críticos y de que manera afectan el avance del agua salada. Sin embargo, se debe seguir estudiando el efecto de la extracción del campo de pozos ante la presencia de la cuña salina e instrumentar el acuífero con piezómetros para determinar el avance de la intrusión.

Dentro del estudio se evaluaron diferentes posibles escenarios de demanda, para la evaluación de las alternativas y la optimización del recurso se adoptó como escenario más positivo el que entrega un caudal de 180 l/s como QMD, por lo tanto se deben, examinar los caudales requeridos por la población en el plan de negocios de Aguas de Uraba.

Se propone realizar una inversión escalonada en la cual se construya por etapas la batería de pozos, así se aprovecharan los imprevistos de las construcciones anteriores en las siguientes y se conocerá el comportamiento del acuífero en cada etapa.

En los diferentes escenarios planteados, se muestra una tendencia a disminuir las demandas y los % IANC. Si el escenario adoptado no se logra, se debe tener claro que la demanda superara la oferta planteada con las inversiones planteadas en este estudio.

Con la simulación realizada en GAMS se llega rápidamente a la conclusión de que la mejor opción de aprovechamiento de agua es utilizar el recurso de agua subterránea, aun con ciertas restricciones. Queda claro también que la zona tiene una muy buena oferta de agua.

En este proyecto se recomienda la construcción de una batería de 12 pozos que entreguen cada uno un caudal aproximado de 22 l/s y separados entre si una longitud de 400m, para que tengan un radio de influencia de 200 metros.

El modelo hidrogeológico creado es el principio de una retroalimentación constante, basada

en las nuevas perforaciones que realicen y en lo nuevos estudios que se desarrollen por lo tanto este no es un modelo hidrogeológico definitivo.

El esquema definitivo para tratamiento de agua se debe elegir al momento de la construcción de la batería de pozos confrontando con los resultados de calidad de agua, en este documento se plantea un tipo de tratamiento de acuerdo con los análisis realizados al agua extraída del pozo de exploración.

Según el inventario de captaciones de agua subterránea, el nivel freático es muy superficial en toda la zona de estudio, alrededor de 1.5 metros; esta situación facilitó la interpretación geofísica ya que los estratos se suponen saturados y el rango de resistividades se reduce para esta situación.

La detección y determinación del alcance de la cuña marina, se estableció por los valores de resistividad entre 0 – 1 Ω.m, interpretados como sedimentos con agua salada.

La base fundamental para la construcción del modelo hidrogeológico fue la prospección geoeléctrica , la geología, la hidrogeoquimica y la hidrología.

La hidrogeoquímica aportó al modelo hidrogeológico, principalmente información de la composición química de los iones mayoritarios y propiedades físicas del agua subterránea de un solo período del año. Se sugerirá a Corpouraba el monitoreo en períodos húmedos y secos para recolectar datos que permitan analizar la evolución química del agua y otros procesos como avance de intrusión salina.

Capítulo 9

9. Recomendaciones

Se estimo la recarga con base en la precipitación, y aun hay incertidumbre en la recarga real total. Por lo tanto se deben realizar estudios hidrogeoquimicos e isotópicos que permitan conocer como son los flujos del agua desde la serranía, la edad de las aguas presentes en el acuífero y el avance de la cuña salina. Lo que se lograría con una red de monitoreo.

Para la futura zona de explotación se debe implementar un área de protección para evitar riesgos de contaminación creados por derrame de combustibles, uso intensivo de pesticidas y fertilizantes, etc.

En la zona de deben generar escenarios en los cuales la gente tenga mayor conocimiento del recurso de agua subterránea (campañas educativas), esto permitirá realizar una mejor gestión y uso del recurso, además, al momento que la población conozca mas del agua subterránea se apropiara de este y la cuidará.

Se debe evitar un uso intensivo del acuífero para otro tipo de uso diferente al domestico, la prioridad del uso del recurso de agua subterránea debe ser el abastecimiento domestico por encima de cualquier otro uso.

Es fundamental para la conservación del recurso subterránea la implementación de redes de monitoreo, programas de recolección de nueva información, actualización del modelo hidrogeológico, revisión periódica del modelo numérico, implementación de programas de control de contaminación, entre otras acciones.

Capítulo 10

10. Bibliografía

ÁLVAREZ, O. Cuantificación de la Incertidumbre en la Estimación de Campos Hidrológicos. Aplicación al Balance Hídrico de Largo Plazo. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. 2007.

AMAYA. G., TAMAYO. R. C., VELEZ. M.V., VELEZ. J. I., ALVAREZ. O., Modelación del comportamiento hidrológico de tres cuencas en el Urabá Antioqueño. Avances en Recursos Hidráulicos, 2009.

ANDREU, J. Á., PULIDO, M. V., COLLAZOS, G. PÉREZ, A. M. Metodologías y herramientas para el análisis económico de sistemas de recursos hídricos. Aplicación a la DMA. Instituto de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente. Universidad Politécnica de Valencia. 2009.

AUGURA, POSTGRADO EN APROVECHAMIENTO DE RECURSOS HIDRÁULICOS. Estudios Urabá. Recopilación de documentos. Centro de documentación Investigaciones ambientales, Universidad Nacional Sede Medellín, I/HC 1628/1986.

BARCO, O.J. Y CUARTAS, A. Estimación de la Evaporación en Colombia. Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. 1998.

BRADBURY, K. DRIPPS, W. HANKLEY, C. ANDERSON, M. & POTTER, K. Refinement of two methods for estimation of ground water recharge rates, Wisconsin: University of Wisconsin, 84 pp. 2000.

BROUWER, R. The concept of environmental and resource cost. Lessons learned from ECO2. In Brouwer, R. y P. Strosser (eds.), Environmental and Resource Cost and the Water Framework Directive. An overview of European practices. RIZA Working Paper 2004. 112x. Amsterdam, Holland. 2004.

BROWN, T. Marginal economic value of streamflow: A case study for the Colorado River Basin. Water Resources Research, 26(12), 2845-2859. 1990.

BELAINEH, G., Peralta, R., Hughes, T. 1999. "Simulation/Optimization Modeling for Water Resources Manangement". J. Water Resources Planning and management, 125(3), 154-161.

CHÁVEZ, B. Y JARAMILLO, A. Regionalización de la Temperatura del Aire en Colombia. Cenicafé. 1998.

COLLAZOS, G., M. PULIDO VELÁZQUEZ Y J. ANDREU. SSD para el análisis económico de sistemas de recursos hídricos. IV Congreso Ibérico de Gestión y Planificación del Agua. Tortosa (España), 8-12 Dic. 2004.

COOPER, H., BREDEHOEFT, J. & PAPADOPULOS, I. Response to a finite diameter well to an instantaneous charge of water. Water Resources Research 3:263-69.

CRITES, R. y TCHOBANOGLOUS, G. Tratamiento de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones. Mc Graw Hill. 2001.

CUSTODIO, E. y LLAMAS, M. Hidrología Subterránea. Omega, Barcelona, España. 1976.

DRAPER, A, Jenkins, M., Kirby, K., Lund, J., Howitt, R. 2003. "Economic engineering optimization for California water manangement". J. Water Resources Planning and Management, 129(3), 155-164.

DANE. Departamento Administrativo Nacional de Estadística, Censo (2005).

E.U. COMMISSION. Pricing and sustainable management of water resources. Communication from the Commission to the Council, European Parliament and Economic and Social Committee, COM(2000) 477, Brussels, Belgium. 2000.

GARDUÑO, H., FOSTER, S., NANNI, M., KEMPER, K., TUINHOF, A., Y KOUNDOURI, P., "El Agua Subterránea en la Planificación Hídrica Nacional y de Cuencas, promover una estrategia integral. "[http://siteresources.worldbank.org] (Septiembre, 2006), 2006.

GOBERNACIÓN DE ANTIOQUIA. Estudio de factibilidad para la creación y estructuración de la empresa sub-regional de servicios públicos de A.A. en el Urabá Antioqueño. Medellín 2005.

GÓMEZ, J. C. Geología, geofísica, hidrogeoquímica e isótopos, como herramientas para definir un modelo conceptual hidrogeológico, caso de aplicación: acuífero costero del municipio de Turbo. Tesis de maestría, Universidad Nacional Sede Medellín, 2009.

IDEAM. Guía técnico científica para el manejo de cuencas hidrográficas en Colombia. Technical Report Versión 1, Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, Bogotá. 2004.

IDEAM. Guía técnico científica para el manejo de cuencas hidrográficas en Colombia. Technical Report Versión 2, Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, Bogotá. 2007.

IDEAM. Vulnerabilidad y adaptación de la zona costera colombiana al ascenso acelerado del nivel del mar. Documento técnico de soporte para primera comunicación nacional de Colombia ante la convención marco de las naciones unidas sobre el cambio climático. Technical report. 2001.

IGAC, INSTITUTO GEOGRÁFICO AGUSTÍN CODAZZI. Estudio semidetallado de suelos de las áreas potencialmente agrícolas, Urabá, Departamento de Antioquia. 2007.

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN GEOCIENCIAS, MINERÍA Y QUÍMICA; INGEOMINAS. Subdirección de Minería. Evaluación del agua subterránea en la región de Urabá, Departamento de Antioquia. 1995.

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN GEOCIENCIAS, MINERÍA Y QUÍMICA; INGEOMINAS. Programa de exploración de aguas subterráneas. Colombia 2004.

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN GEOCIENCIAS, MINERÍA Y QUÍMICA; INGEOMINAS., Subdirección de Minería. Geología de los cinturones Sinú-San Jacinto. 50 Puerto Escondido, 51 Lorica, 59 Mulatos, 60 Canalete, 61 Montería, 69 Necoclí, 70 San Pedro De Urabá, 71 Planeta Rica, 79 Turbo, 80 Tierralta. Memoria explicativa. Bogotá, D.C., Colombia. 2003.

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES EN GEOCIENCIAS, MINERÍA Y QUÍMICA;

INGEOMINAS.. Memoria explicativa del mapa geológico del departamento de Antioquia. Bogotá, D.C., Colombia 2001.

INVEMAR, M. Programa holandés de asistencia para estudios en cambio climático: Colombia: Definición de la vulnerabilidad de los sistemas bio-geofísicos y socioeconómicos debido a un cambio en el nivel del mar en la zona costera colombiana (caribe, insular y pacífico) y medidas para su adaptación. Resumen ejecutivo. Technical report, Instituto de Investigaciones Marinas y Costeras José Benito Vives De Andréis. Vinculado al Ministerio del Medio Ambiente, Santa Marta-Colombia. 2003b.

INVEMAR. Conceptos y guía metodológica para el manejo integrado de zonas costeras en colombia. Technical report, Instituto de Investigaciones Marinas y Costeras. 2003a

IPCC. BINDO_, N., J. WILLEBRAND, V. ARTALE, J. CAZENAVE, K. H. C. GREGORY, S. AND GULEV, Y. LE QUERE, S.AND LEVITUS, C. NOJIRI, L. SHUM, L. TALLEY, Y A. UNNIKRISHNAN. Observations: Oceanic climate change and sea level. in: Climate change 2007: The physical science basis. contribution of working group in to the fourth assessment report of the intergovernmental panel on climate change. Technical report, IPCC. 2007b.

IPCC. Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.2007.

KUMMEROW, C., BARNES, W., TOSHIAKI, K., SHIUE, J. Y SIMPSON, J. The Tropical Rainfall Measuring Mission (TRMM) Sensor Package. Journal Of Atmosferic And Oceanic Technology 15, p. 809-817. 1998.

MAESTU, J., J. ANDREU Y C. MARIO: "Practical experiences in Spain". In Brouwer, R. y P. Stosser (eds.), Environmental and Resource Cost and the Water Framework Directive. An overview of European practices. RIZA Working Paper 2004. 112x. Amsterdam, Holland. 2004.

MARTINEZ. F. DIANA. C., Evaluación y modelación hidrogeoquímica del acuífero de Morrosquillo (Sucre-Colombia). Tesis de Maestría, Universidad de Antioquia. 2009.

NASA, (National Aeronautics and Space Administration). Shuttle Radar Topography Mission (SRTM). http://www2.jpl.nasa.gov/srtm/srtmBibliography.html. Consultado en Abril de 2009.

NOAA/NATIONAL WEATHER SERVICE/CLIMATE PREDICTION CENTER. Cold and warm episodies by season.

PERALTA, R. "Manejo óptimo conjuntivo de aguas bajo distintos regímenes legales e hidrológicos". 2001.

PÉREZ P., J. Manual de Potablización del Agua. 3ra edición. Universidad Nacional de Colombia, Medellín. 2002.

PIPELIFE. Sistemas de Tuberías en PE. 2005.

PULIDO VELÁZQUEZ, M. Optimización económica de la gestión del uso conjunto de aguas superficiales y subterráneas en un sistema de recursos hídricos. Contribución al Análisis Económico propuesto en la Directiva Marco Europea del Agua. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Valencia, España. 2003.

PULIDO VELÁZQUEZ, M., J. ANDREU Y G. COLLAZOS. Optimización económica del uso

conjunto de aguas superficiales y subterráneas en sistemas de recursos hídricos. Aplicación a la Directiva Marco Europea del Agua". IV Congreso Ibérico de Gestión y Planificación del Agua. Tortosa (España), 8-12 Dic. 2004.

RANJAN, P., S. KAZAMAA, Y M. SAWAMOTO. Efects of climate change on coastal fresh groundwater resources. Global Environmental Change 16, 388-399. 2006.

REILLY, T. E. Y A. HARBAUGH. Guidelines for evaluating ground-water flow models. Technical Report Scientific Investigations Report 2004-5038, U.S. Department of the Interior y U.S. Geological Survey. 2004.

RESTREPO, J.C. 2001. Modelo para el despacho óptimo del sistema de acueducto de Empresas Publicas de Medellín. Tesis de Maestría en Ingeniería – Recursos Hidráulicos. Universidad Nacional de Colombia. Medellín.

SAUQUILLO, A. Criterios Actuales para la Gestión Conjunta de Aguas Superficiales y Subterráneas. Revista de Obras Públicas. [http://ropdigital.ciccp.es/public]. (Septiembre de 2006), 1985.

SRINIVASAN, K., "Mixed-Integer Programming Model for Reservoir Performance Optimization". J. Water Resources Planning and Management, 125(5), 298-301.

UNAL (Universidad Nacional de Colombia sede Medellín) y Aguas y Aguas de Pereira. Oferta y Demanda Hídrica en la Subregión No. 1 del Departamento de Risaralda con los Municipios de Cartago y La Virginia. Medellín. 2004.

UNAL, (Universidad Nacional de Colombia sede Medellín) y CTA (Centro de Ciencia y Tecnología de Antioquia). Balances Hidrológicos y Atlas Digital de Antioquia. Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Minas. Postgrado en Aprovechamiento de Recursos Hidráulicos. 2001.

USGS (UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY), 2009. Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) "Finished" 1 Arc Second (30m). En Internet: http://seamless.usgs.gov/products/srtm1arc.php. Consultado en Abril de 2009.

VÉLEZ, J. I. Desarrollo de un modelo hidrológico conceptual y distribuido orientado a la simulación de las crecidas. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Valencia, España. 2001.

WATECO. Economics and the Environment. The implementation challenge of the Water Framework Directive. A Guidance Document. Working group for the economic studies of the WFD. 2002.

LISTADO DE CONTENIDO

Capítulo 1 1
1. Introducción general 1
1.1 Generalidades 1
1.2 Localización 1
1.3 Objetivos 2
1.3.1 Objetivo general 2
1.3.2 Objetivos específicos 2
1.4 Antecedentes 3
1.5 Metodología 5
1.5.1 Geología 5
1.5.2 Evaluación Hidrológica 6
1.5.3 Exploración Geofísica 6
1.5.4 Reconocimiento Hidrogeológico 9
1.5.5 Caracterización Hidrogeoquímica 9
1.5.6 Evaluación de Vulnerabilidad Intrínseca a la Contaminación 9
1.5.7 Evaluación Hidrodinámica 9
1.5.8 Perforaciones Exploratorias 9
1.5.9 Modelo hidrogeológico conceptual 10
1.5.10 Modelo matemático 10
Capítulo 2 11
2. Hidrología 11
2.1 Recopilación de información 11
2.2 Estimación de la variabilidad espacial de la precipitación 14
2.3 Estimación de la variabilidad espacial de la evapotranspiración 16
2.3.1 Método de Cenicafé – Budyko 16
2.3.2 Método de Turc 17
2.3.3 Método de Choudhury 17

2.4 Balances hidrológicos 18
2.4.1 Incertidumbre en la estimación del caudal medio de largo plazo 18
2.5 Descripción del modelo lluvia-escorrentía 19
2.5.1 Calibración del modelo hidrológico 20
2.5.2 Simulación de caudales 22
2.6 Resultados 22
2.6.1 Precipitación 22
2.6.2 Evapotranspiración 23
2.6.3 Balances hidrológicos 24
2.6.3.1 Calibración del modelo 24
2.6.3.2 Simulación de caudales 28
Capítulo 3 32
3. Calidad de Agua 32
3.1 Inventario de captaciones de agua subterránea 32
3.2 Muestreo aguas subterráneas 32
3.2.1 Sitios de muestreo 32
3.3 Metodología del muestreo 35
3.4 Análisis fisicoquímico 35
3.4.1 Resultados del análisis fisicoquímico 35
3.5 Evaluación de los resultados químicos 37
3.5.1 Balance iónico 37
3.5.2 Relaciones entre iones y otros parámetros 38
3.6 Clasificación química del agua subterránea 39
3.6.1 Clasificación por dureza 39
3.6.2 Clasificación por iones dominantes 39
3.6.2.1 Diagramas de Stiff 40
3.6.2.2 Diagrama Piper 43
3.7 Análisis de calidad del agua 45
3.8 Variación de la concentración de iones, dureza y alcalinidad 46

3.9 Calidad de agua del pozo exploratorio ... 58
3.9.1 Resultados del análisis fisicoquímico ... 58
3.9.2 Evaluación de los resultados químicos ... 58
3.9.2.1 Balance iónico ... 58
3.9.3 Clasificación química del agua subterránea ... 59
3.9.3.1 Clasificación por dureza ... 59
3.9.3.2 Clasificación por iones dominantes ... 59
3.9.4 Ensayo de tratabilidad ... 61
3.9.5 Remoción de hierro y manganeso ... 62
3.9.5.1 Aireadores por contacto ... 64
3.10 Calidad de agua del río Atrato ... 65
3.10.1 Análisis de los resultados de la caracterización ... 67
Capítulo 4 ... 69
4. Estimación de la Recarga Potencial ... 69
4.1 Períodos de estudio ... 70
4.2 Modelo para la estimación de la recarga potencial (UNAL, 2003) ... 70
4.2.1 Precipitación ... 71
4.2.2 Tipo de suelo ... 71
4.2.3 Coberturas ... 71
4.2.4 Escorrentía ... 72
4.2.5 Evapotranspiración ... 73
4.2.6 Infiltración ... 73
4.2.7 Capacidad de Almacenamiento Máxima del Suelo, SMmax. ... 73
4.2.8 Humedad del Suelo, SM. ... 73
4.3 Modelo lluvia-escorrentía (Modelo de Tanques) ... 73
4.4 Resultados ... 74
4.4.1 Revisión de expresiones empíricas para estimar la recarga ... 76
Capítulo 5 ... 78
5. Hidrogeología ... 78

5.1 Modelo conceptual hidrogeológico 78
5.2 Geología y geomorfología 78
5.3 Geofísica 79
5.4 Hidrogeoquímica 79
5.5 Isótopos ambientales 79
5.6 Unidades hidrogeológicas 79
5.6.1 Unidad hidrogeológica 1: paquete a3 Formación Pavo 80
5.6.2 Unidad hidrogeológica 2: paquetes B y C Formación Corpa 80
5.6.3 Unidad hidrogeológica 3: depósitos cuaternarios Qt1 81
5.6.4 Unidad hidrogeológica 4: depósitos cuaternario Qt2 81
5.6.5 Unidad hidrogeológica 5: depósitos cuaternario Qt3 81
5.7 Unidades acuíferas 83
5.7.1 Formación Pavo, paquete a3 83
5.7.2 Formación Corpa, paquete B 83
5.7.3 Formación Corpa, paquete C, conglomerático 83
5.7.4 Depósitos cuaternarios Qt1 83
5.8 Intrusión marina 83
5.9 Diagramas de bloque: modelo simplificado 3d 83
5.10 Perforación de pozo exploratorio 86
5.10.1 Prueba de bombeo 91
5.10.1.1 Curva característica del pozo 91
5.10.1.2 Calculo del caudal específico 93
5.10.1.3 Parámetros hidráulicos del acuífero 93
5.11 Aplicación del modelo numérico para analizar el fenómeno de la intrusión salina y la explotación del acuífero. 94
5.11.1 Variables Físicas 94
5.11.2 Variables Externas 94
5.11.3 Descripción del modelo 94
5.11.3.1 Escenarios de simulación del modelo numérico 94

5.11.3.2 Parámetros y sensibilidad analizada 95
5.11.4 Resultados y Análisis 97
5.11.4.1 Sensibilidad del modelo a la conductividad hidráulica 97
5.11.4.2 Análisis de longitud de penetración de cuña salina bajo los diferentes escenarios: Tasas de Bombeo 99
5.11.4.3 Análisis de secciones perpendiculares a la línea de costa bajo los tres escenarios propuestos 100
Capítulo 6 102
6. Demanda 102
6.1 Revisión de información 102
6.1.1 Información Censal 102
6.1.2 Información de consumos históricos 104
6.1.2.1 Sector residencial 104
6.1.2.2 Sector industrial 106
6.1.2.3 Sector comercial 106
6.1.2.4 Sector oficial 107
6.2 Proyección de población 108
6.2.1 Métodos tradicionales de proyección de población 108
6.3 Escenarios de la proyección de la demanda 110
6.3.1 Escenario 1 110
6.3.2 Escenario 2 110
6.3.3 Escenario 3 111
6.3.4 Escenario 4 111
Capítulo 7 113
7. Gestión y Optimización del Uso Conjunto del Recurso 113
7.1 Alternativas de abastecimiento de agua 113
7.1.1 Aprovechamiento de agua superficial desde el río Turbo 113
7.1.1.1 Captación 114
7.1.1.2 Conducción 116
7.1.1.3 Aspectos geológicos y geomorfológicos de la bocatoma del río Turbo 116

7.1.2 Proyecto de aprovechamiento de agua superficial desde el río Atrato 121
7.1.2.1 Captación 121
7.1.2.2 Conducción 123
7.1.3 Proyecto de aprovechamiento de agua subterránea 123
7.1.3.1 Captación 124
7.1.3.2 Conducción 126
7.2 Proyecto de costos y tarifas 126
7.2.1 Descripción de la metodología de costos y tarifas para el sistema de acueducto 127
7.2.1.1 Costo medio de Administración (CMA) 128
7.2.1.2 Costo Medio de Inversión de Largo Plazo (CMI) 129
7.2.1.3 Costo Medio Operacional (CMO) 130
7.2.1.4 Costo Medio de Tasas Ambientales (CMT) 130
7.2.1.5 Costo Medio Largo Plazo (CMLP) 131
7.2.2 Bases del cálculo 131
7.2.2.1 Análisis de costos 131
7.2.2.2 Sistema de Operación 134
7.2.2.3 Inversiones Futuras y valoración de activos existentes 135
7.2.2.4 Proyección de la demanda de agua 136
7.2.3 Resultados sobre tarifas 136
7.3 Análisis de optimización de uso conjunto 136
7.3.1 Metodología 139
7.3.2 Aplicación de la metodología al caso especifico de Turbo 140
7.4 Resultados y Análisis 142
Capítulo 8 149
8. Conclusiones 149
Capítulo 9 151
9. Recomendaciones 151
Capítulo 10 152
10. Bibliografía 152

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Localización general de la región de estudio 2

Figura 2. Diagrama de flujo metodológico de exploración hidrogeológica regional (INGEOMINAS 2004) 8

Figura 3. Localización de las cuencas y de las estaciones utilizadas en el modelo 12

Figura 4. Ciclo anual en las estaciones de (a) precipitación y (b) caudal 13

Figura 5. Distribución temporal de la precipitación en las estaciones seleccionadas para elaborar el modelo de tanques. 14

Figura 6. Semivariograma experimental 15

Figura 7. Variograma ajustado. 15

Figura 8. Esquema conceptual del modelo de tanques 20

Figura 9. Campo de precipitación media multianual (a) e incertidumbre asociada (b), utilizando el método KDE con mapa de derivas de la TRMM 23

Figura 10. Mapa de evapotranspiración real media multianual por el método de Turc (a) y su incertidumbre asociada (b) 23

Figura 11. Caudales medios e incertidumbres asociadas a la aplicación del método del balance hidrológico utilizando el método de cálculo de la evapotranspiración de (a) Cenicafé-Budyko, (b) Turc, y (c) Choudhury 24

Figura 12. Calibración modelo de tanques de las estaciones (a) El Dos, (b) El Tres y (c) Currulao 26

Figura 13. Curvas de duración de las series del modelo de tanques calibrado en las estaciones (a) El Dos, (b) El Tres y (c) Currulao 27

Figura 14. Serie de caudales simulados en el sitio de la bocatoma sobre el río Turbo (calibración estación El Dos) 29

Figura 15. Captaciones de aguas subterráneas en la zona de estudio 33

Figura 16. Sitios de muestreo para análisis fisicoquímico 34

Figura 17. Configuración del diagrama de Stiff para aguas subterráneas 40

Figura 18. Diagrama Piper 43

Figura 19. Diagramas de Stiff para clasificación química del agua subterránea 44

Figura 20. Variación de la concentración de bicarbonatos 47

Figura 21. Variación de la concentración de cloruros 48

Figura 22. Variación de la concentración de nitratos 49

Figura 23. Variación de la concentración de sulfatos 50

Figura 24. Variación de la concentración de sodio 51

Figura 25. Variación de la concentración de calcio 52

Figura 26. Variación de la concentración de magnesio 53

Figura 27. Variación de la concentración de manganeso 54

Figura 28. Variación de la concentración de hierro 55

Figura 29. Variación de la dureza 56

Figura 30. Variación de la alcalinidad 57

Figura 31. Diagramas de Stiff para clasificación química del agua subterránea con el agua del pozo de exploración 60

Figura 32. Evolución química del agua según Chebotarev (1995) 61

Figura 33. Ensayo de jarras 62

Figura 34. Clarificación del ensayo de jarras 62

Figura 35. Aireador por contacto 65

Figura 36. Localización de puntos de muestreo sobre la boca Matuntugo 66

Figura 37. Localización de puntos de muestreo sobre la boca de coquitos 66

Figura 38. Balance hídrico en una celda (P: precipitación; EVP: evapotranspiración; ESD: escorrentía). 70

Figura 39. Comparación de recarga 74

Figura 40. Mapa de recarga en un año normal (mm/año) 75

Figura 41. Mapa de recarga en un año Niño (mm/año) 75

Figura 42. Mapa de recarga en un año Niña (mm/año) 76

Figura 43. Secuencia estratigráfica unidad hidrogeológica 1 80

Figura 44. Secuencia estratigráfica unidad hidrogeológica 2 80

Figura 45. Mapa hidrogeológico 82

Figura 46. Avance de la intrusión marina 84

Figura 47. Diagrama de bloque, sentido sureste-noroeste 85

Figura 48. Diagrama de bloque, sentido sureste-noroeste 86

Figura 49. Lote de perforación de pozo exploratorio 87

Figura 50. Perforación del pozo 88

Figura 51. Piscina de bentonita 88

Figura 52. Toma de registro 88

Figura 53. Proceso de entubado 89

Figura 54. Proceso de engravillado 89

Figura 55. Prueba de bombeo 89

Figura 56. Diseño del pozo de exploración y la toma del registro 90

Figura 57. Curva de la prueba de bombeo 91

Figura 58. Curva característica 93

Figura 59. Escenarios evaluados e el modelo planteado 95

Figura 60. Isoconcentración de sal (porcentaje respecto a CMar=4200mg/l en una sección perpendicular a la línea de costa en Y=1387783 m, para casos representativos en análisis de sensibilidad del parámetro conductividad, siendo a el caso para una K=5 m/d en los estratos inferior y salado, b el caso para una K=10 m/d en los estratos inferior y salado y el caso c una K=1.5 m/d en el inferior y 0.5 m/d en el salado. La tasa de bombeo es de 19440 m^3/d en todos los casos. 98

Figura 61. Avance de la cuña marina ante varias tasas de bombeo a) bombeando un 50% de la recarga, b) bombeando un 75 % de la recarga c) bombeando un 100% de reacarga. 100

Figura 62. Avance de la cuña salina en los tres escenarios propuestos a) escenario 1, b) escenario 2, c) escenario 3 101

Figura 63. Distribución de la población del municipio de Turbo (a) año 1993 (b) año 2005 103

Figura 64. Evolución de la tasa de crecimiento anual de la población de Turbo 104

Figura 65. (a) Distribución porcentual de los consumos promedio mensual (2003 - 2008), (b) distribución porcentual de suscriptores, municipio de Turbo, registrados por la empresa Conhydra. 105

Figura 66. Información comercial de Turbo 107

Figura 67. Información oficial de Turbo 108

Figura 68. Proyecciones de población de la zona urbana del municipio de Turbo 109

Figura 69. Proyecciones de población de la zona rural del municipio de Turbo 109

Figura 70. Caudales mínimos registrados en la estación El Dos sobre el río Turbo 114

Figura 71. Captación actual sobre el río Turbo 114

Figura 72. Torre de la galería filtrante 115

Figura 73. Desarenador del sistema de acueducto de Turbo 116

Figura 74. Parte alta de la cuenca del río Turbo 117
Figura 75. Parte media de la cuenca del río Turbo 117
Figura 76. Parte baja de la cuenca del río Turbo 118
Figura 77. Rocas sedimentarias sector 118
Figura 78. Deposito de playa gruesos, quebrada Los Indios afluente del río Turbo 119
Figura 79. Depósito aluvial, quebrada Los Indios afluente del río Turbo 119
Figura 80. Cantidad de finos transportados por el río Turbo 120
Figura 81. Bocas de Matuntugo 121
Figura 82. Bocas de Coco grande 122
Figura 83. Área de posible trazado de tubería 122
Figura 84. Hincado de tubería en el fondo del golfo (Pipelife, 2005) 123
Figura 85. Proceso de sumergida de tubería en el fondo del mar (Pipelife, 2005) 123
Figura 86. Localización de la zona para la batería de pozos 124
Figura 87. Esquema de pozo de diseño 125
Figura 88. Tendencias de las demandas de los escenarios planteados 143
Figura 89. Localización de la batería de pozos 145
Figura 90. Esquema de batería de pozos 146
Figura 91. Abatimientos en la batería de pozos (a) perfil (b) planta 147

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Estaciones de medición de precipitación usadas para el modelamiento hidrológico 11

Tabla 2. Estaciones de medición de caudal usadas para el modelamiento hidrológico 12

Tabla 3. Rangos establecidos para los parámetros del modelo 20

Tabla 4. Precipitación y evapotranspiración real media multianual en las cuencas de las estaciones de medición de caudal, y su incertidumbre asociada (mm/año)..... 23

Tabla 5. Caudales medios a la salida de las tres cuencas de las estaciones de medición de caudal y su incertidumbre asociada (m^3/s) 24

Tabla 6. Parámetros de calibración del modelo de tanques en las cuencas analizadas 25

Tabla 7. Indicadores de error de la calibración del modelo de tanques en las cuencas analizadas ... 28

Tabla 8. Estadísticos de las series de caudales mínimos anuales simulados a la salida de la cuenca del río Turbo..... 29

Tabla 9. Factor de frecuencia para caudales mínimos de la distribución tipo Gumbel..... 30

Tabla 10. Caudales mínimos para diferentes periodos de retorno obtenidos de la simulación..... 30

Tabla 11. Caudales mínimos para diferentes periodos de retorno obtenidos de la simulación para los ríos Guadualito y Currulao..... 30

Tabla 12. Captaciones inventariadas..... 32

Tabla 13. Parámetros físicos 35

Tabla 14. Resultados de sólidos 36

Tabla 15. Resultados de durezas y alcalinidad..... 36

Tabla 16. Resultados químicos..... 37

Tabla 17. Error aceptable en balance iónico según sumatoria de aniones 38

Tabla 18. Errores del balance iónico 38

Tabla 19. Clasificación por dureza, Custodio y Llamas 1976..... 39

Tabla 20. Clasificación por dureza, Pérez 1997..... 39

Tabla 21. Clasificación del agua subterránea por dureza, Pérez 1997 39

Tabla 22. Diagramas de Stiff..... 40

Tabla 23. Clasificación química del agua 45

Tabla 24. Valores admisibles de características físicas del agua para consumo humano 45

Tabla 25. Valores admisibles de características químicas para consumo humano 46

Tabla 26. Captaciones que exceden valor admisible para características químicas 46

Tabla 27. Captaciones que exceden valor admisible para características físicas 46

Tabla 28. Resultados de los parámetros físicos 58

Tabla 29. Resultados de sólidos 58

Tabla 30. Resultados de durezas y alcalinidad 58

Tabla 31. Resultados químicos 58

Tabla 32. Errores del balance iónico 58

Tabla 33. Diagramas de Stiff 59

Tabla 37. Procesos de tratamiento de hierro y manganeso (Pérez, 2002) 63

Tabla 38. Resultados del Análisis Físico - Químico y Bacteriológico Agua Cruda del Canal de Entrada en la PTAP 67

Tabla 39. Reclasificación de coberturas 71

Tabla 40. Estimaciones de la recarga media anual en el área de estudio. 77

Tabla 41. Caudales y abatimientos registrados durante la prueba de bombeo 91

Tabla 42. Parámetros involucrados en la simulación en modelo de acuífero implementado en el software VISUAL MODFLOW 4.2 97

Tabla 43. Datos censales de la población de Turbo 102

Tabla 44. Participación del sector residencia en la composición de suscriptores y en el consumo de agua potable de cada municipio. 105

Tabla 45. IANC – Fuente: Conhydra 106

Tabla 46. Dotaciones Neta y Bruta para el sector residencial 106

Tabla 47. Información Sector Comercial – Turbo. 107

Tabla 48. Información Sector Oficial – Turbo 108

Tabla 49. Proyecciones de la Zona Urbana, Zona Rural y el Total del municipio de Turbo 108

Tabla 50. Proyecciones de demanda (l/s) para los diferentes escenarios de demanda – Municipio de Turbo 111

Tabla 51. Proyecciones de demanda (l/s) para el escenario 4 de demanda – Municipio de Turbo. 112

Tabla 52. Conducción de agua cruda 116

Tabla 53. Gastos de operación y mantenimiento del servicio de acueducto (en miles de pesos del año 2009) 132

Tabla 54. Costos y gastos de operación y mantenimiento de la alternativa de abastecimiento desde el río Turbo 132

Tabla 55. Costos y gastos de operación y mantenimiento de la alternativa de abastecimiento desde el río Atrato 133

Tabla 56. Costos y gastos de operación y mantenimiento de la alternativa de abastecimiento desde agua subterránea 134

Tabla 57. Distribución de usuarios y consumos acueducto año 2008 134

Tabla 58. Estructura de costos de inversión de la alternativa de abastecimiento desde el río Atrato 135

Tabla 59. Estructura de costos de inversión de la alternativa de abastecimiento desde agua subterránea 136

Tabla 60. Valores de costos de operación por alternativa de abastecimiento 136

Tabla 61. Tarifas bajo escenario de plantas de tratamiento exclusivas 144

Tabla 62. Coordenadas de ubicación de los pozos de la batería 146