



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estudio hidrogeológico para el
aprovechamiento óptimo del
yacimiento de agua subterránea
de la localidad El Coacoyul**

TESIS

Que para obtener el título de
INGENIERO GEÓLOGO

P R E S E N T A

ARNOLD ALEXIS ABURTO DE JESÚS

DIRECTOR DE TESIS

**ING. MIGUEL ILDEFONSO VERA
OCAMPO**



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018

Índice Temático

Agradecimientos	1
Resumen	2
Abstract	2
1 Proemio	3
2 Objetivo	4
3 Formulación del problema	5
3.1 Justificación del problema	5
3.1.1 Presentación del área de trabajo	6
3.1.1.1 Localización y vías de acceso	6
3.1.1.1.1 El municipio de Zihuatanejo de Azueta	6
3.1.1.1.2 Ejido de El Coacoyul	8
3.2 Planteamiento del problema	5
3.3 Exploración del problema	6
3.3.2 Evolución poblacional	10
3.3.3 Registro meteorológico en de El Coacoyul	15
3.3.3.1 La estación de monitoreo atmosférico	15
3.3.3.1.1 Temperatura	15
3.3.3.1.1.1 La frecuencia de los datos y los estadísticos descriptivos	18
3.3.3.1.1.2 Precipitación	19
3.3.3.1.2.1 Los estadísticos descriptivos	22
3.3.4 El sistema de agua potable y alcantarillado de El Coacoyul (SAPAC)	23
3.3.4.1 Reseña	23
3.3.4.2 Infraestructura	25
3.3.4.3 Alcances y limitaciones del SAPAC	27
4 Requerimientos teóricos	31
4.1 Marco geológico	31
4.1.1 Geología	31
4.1.2 Geología estructural	37
4.2 Reseña hidrológica	39
4.2.1 Balance de aguas subterráneas de la CONAGUA	43
5 Método de trabajo	48
5.1 Trabajo de campo	48
5.1.1 Geología	48
5.1.1.1 Estratigrafía	60
5.1.1.2 Hidroestratigrafía	61
5.1.1.3 Geología estructural	63
5.1.2 Hidrogeología	70
5.1.2.1 Censo de aprovechamientos	70
5.1.2.2 Cálculo de la Transmisividad y Prueba de bombeo	74
5.1.2.2.1 Cálculo de la transmisividad	74
5.1.2.2.2 La prueba de bombeo	76
5.2 Procesamiento de la información	80
5.2.1 De la muestra a la población mediante inferencia estadística	80

5.2.1.1 Teorema del límite central	81
5.2.1.2 Los intervalos de confianza	82
5.2.1.2.1 Medidas de tendencia central muestrales de la precipitación	82
5.2.1.2.2 Cálculo de la media poblacional de la precipitación	82
5.2.1.2.3 Medidas de tendencia central muestrales de la temperatura	83
5.2.1.2.4 Cálculo de la media poblacional de la temperatura	83
5.2.1.3 Parámetros del censo poblacional.....	83
5.2.1.3.1 Número de habitantes por vivienda	84
5.2.1.3.2 Almacenamiento hídrico por vivienda.....	84
5.2.2 Interpretación de los parámetros resultantes	84
5.2.3 Cálculo de la evapotranspiración	86
5.2.4 Cálculo del consumo hídrico per cápita.....	87
5.2.5 Balance de aguas subterráneas	88
5.2.5.1 Entradas al acuífero	88
5.2.5.1.1 Recarga Vertical (Rv)	88
5.2.5.1.2 Entradas subterráneas horizontales (Eh)	88
5.2.5.2 Salidas del acuífero	90
5.2.5.2.1 Evapotranspiración.....	90
5.2.5.2.2 Bombeo (B)	92
5.2.5.2.3 Salidas Subterráneas (Sh)	92
5.2.5.3 Cambio de almacenamiento (ΔV_S).....	92
5.2.5.4 Disponibilidad de agua subterránea	94
5.2.6 Diseño Hidráulico de un nuevo sistema de agua potable.....	95
5.2.6.1 Estudios introductorios	95
5.2.6.1.1 Vida útil de la obra y período de diseño	95
5.2.6.1.2 Consumo de agua potable	95
5.2.6.2 Captación	97
5.2.6.3 Conducción	98
5.2.6.3.1 Cálculo del diámetro, pérdidas por fricción y velocidad del agua. ...	102
5.2.6.3.2 Cálculo de la carga hidráulica de la línea de conducción	103
5.2.6.3.3 sobrepresión por golpe de ariete	105
5.2.6.3.4 Distancia entre silletas.....	108
5.2.6.3.5 Atraques	109
5.2.6.4 Regularización y almacenamiento.....	111
5.2.6.5 Distribución.....	114
5.3 Análisis de la información.....	125
Conclusiones	129
Recomendaciones	130
Anexos	131
Fuentes de información	135

Lista de tablas

Tabla 3.1 Superficie del ejido de El Coacoyul y territorios próximos.	8
Tabla 3.2 Evolución poblacional del municipio de Zihuatanejo de Azueta.	10
Tabla 3.3. Evolución poblacional de El Coacoyul (1960-2010).	11
Tabla 3.4. Crecimiento poblacional esperado para el año 2050.....	13
Tabla 3.5. Temperatura media anual del periodo 1966-1995.....	16
Tabla 3.6. Temperatura media anual de periodo 1995-2017.....	16
Tabla 3.7. Estadísticos descriptivos para los valores de la temperatura diaria.	19
Tabla 3.8. Precipitación anual en milímetros en el periodo 1964-1993.....	20
Tabla 3.9. Precipitación anual en milímetros en el periodo 1993-2017.....	20
Tabla 3.10. Estadísticos descriptivos para la precipitación anual.....	22
Tabla 3.11. Dimensiones del almacenamiento de agua del SAPAC.....	25
Tabla 3.12. Superficies de las diferentes divisiones políticas del lugar de trabajo.....	27
Tabla 3.13. Datos de abastecimiento poblacional del SAPAC.....	29
Tabla 3.14. Extracción hídrica del SAPAC.....	30
Tabla 4.1. Entradas subterráneas horizontales.....	45
Tabla 4.2. Ponderación de la evapotranspiración.....	46
Tabla 4.3. Cálculo de las salidas subterráneas.....	47
Tabla 5.1. Censos de aprovechamientos, diciembre del 2015.....	70
Tabla 5.2. Prueba de bombeo.....	77
Tabla 5.3 Medidas de tendencia central de la muestra obtenida en el censo.....	83
Tabla 5.4. Parámetros poblacionales resultantes de las muestras.....	84
Tabla 5.5. Medias poblacionales de las variables aleatorias cuantitativas.....	86
Tabla 5.6. Entradas subterráneas por flujo horizontales.....	90
Tabla 5.7. Volumen perdido por el cálculo de la evapotranspiración.....	91
Tabla 5.8. Salidas subterráneas por flujo horizontal.....	92
Tabla 5.9. Consumo hídrico de la captación.....	98
Tabla 5.10. Pérdidas secundarias en la línea de conducción.....	104
Tabla 5.11. Fuerzas de empuje hidrodinámico en los ángulos de deflexión.....	110
Tabla 5.12. Empuje hidrodinámico real y volumen de concreto.....	110
Tabla 5.13. Porcentajes horarios del gasto máximo diario.....	111
Tabla 5.14. Tabla de diferencia para un bombeo de 24 horas.....	112
Tabla 5.15. Longitud real y virtual de las tuberías principales de distribución.....	116
Tabla 5.16. Caudales acumulados y diámetros de las tuberías de distribución.....	117
Tabla 5.17. Caudales acumulados y diámetros ajustados.....	118
Tabla 5.18. Pérdidas totales para las líneas de conducción-distribución.....	119
Tabla 5.19. Información hidráulica de la red de tuberías Oeste.....	122
Tabla 5.20. Información hidráulica de la red de tuberías Este.....	122
Tabla 5.21. Presiones en la red de distribución (sección Oeste).....	124
Tabla 5.22. Presiones en la red de distribución (sección Este).....	124
Tabla 5.23. Extracción del SAPAC a lo largo del periodo de diseño.....	126

Lista de figuras

Figura 3.1. Localización del municipio de Zihuatanejo de Azueta.	7
Figura 3.2. Subdivisión ejidal del municipio de Zihuatanejo de Azueta.	9
Figura 3.3 Evolución poblacional del municipio de Zihuatanejo de Azueta.	11
Figura 3.4. Evolución poblacional de El Coacoyul.	12
Figura 3.5. Evolución poblacional para el 2050 del municipio y el pueblo.	14
Figura 3.6. Temperatura media anual del periodo 1966-2017.	17
Figura 3.7. Frecuencia de los valores de temperatura.	18
Figura 3.8. Precipitaciones anuales del periodo 1964-2017.	21
Figura 3.9. Colonias del pueblo de El Coacoyul y localidades aledañas.	24
Figura 3.10. Infraestructura del SAPAC.	26
Figura 3.11. Alcance del SAPAC.	28
Figura 4.1. Mapa geológico de área de estudio según CONAGUA.	32
Figura 4.2. Mapa geológico del área de estudio según Martini.	34
Figura 4.3. Zona de cizalla milonítica de Playa Larga, según Martini.	38
Figura 4.4. Localización y límites del acuífero de El Coacoyul.	39
Figura 4.5. Sección geológica I-I´.	40
Figura 4.6. Profundidad al nivel estático.	41
Figura 4.7. Elevación del nivel estático.	42
Figura 4.8. Cálculo de la evapotranspiración por el método de TURC.	45
Figura 5.1. Textura fanerítica del granito-grandiorita.	50
Figura 5.2. Granodiorita con enclaves máficos de hornblenda y magnetita.	50
Figura 5.3. Granito calcoalcalino.	51
Figura 5.4. Intrusivos metamorfozados de grano fino.	53
Figura 5.5. Superficies de esquistosidad.	53
Figura 5.6. Simbología utilizada en la columna sedimentaria.	56
Figura 5.7. Columna sedimentaria, primera sección.	57
Figura 5.8. Columna sedimentaria, segunda sección.	58
Figura 5.9. Suelo primario.	59
Figura 5.10. Secuencia estratigráfica del área de estudio.	60
Figura 5.11. Planos de esquistosidad en la unidad (Me).	64
Figura 5.12. Roseta de rumbos de los planos de esquistosidad en (Me).	65
Figura 5.13. Planos de diaclasas.	65
Figura 5.14. Roseta de rumbo de las diaclasas.	66
Figura 5.15. Tres direcciones principales de las diaclasas.	66
Figura 5.16. Fotografía de los planos de esquistosidad en la unidad (Me).	67
Figura 5.17. Mapa geológico de la zona oeste del área de estudio.	68
Figura 5.18. Mapa geológico de la zona este del área de estudio.	69
Figura 5.19. Profundidad al nivel estático (m), diciembre del 2015.	71
Figura 5.20. Elevación del nivel estático (msnm), diciembre de 2015.	72
Figura 5.21. Flujo subterráneo, diciembre del 2015.	73
Figura 5.22. Grafica de la prueba de bombeo en el aprovechamiento A1.	78

Figura 5.23. Canales de entrada y salida utilizados de Eh y Sh.....	89
Figura 5.24. Áreas para el cálculo de la evapotranspiración.....	91
Figura 5.25. Trazo planimétrico de la línea de conducción.	100
Figura 5.26. Trazo altimétrico de la línea de conducción.	101
Figura 5.27. Tuberías principales y zonas de distribución.....	115
Figura 5.28. Reubicación del tanque de regularización y almacenamiento.....	123
Figura 5.29. Incremento del QMD en función de la población.....	126
Figura 5.30. Extracción del SAPAC durante el periodo de diseño.	127

Agradecimientos

A Hilda, Rola y Andy, por su amor.

De la progenie, su calor.

A mis amigos, por el tremor.

De la academia, el valor.

“Los hombres se creen libres porque ellos son conscientes de sus voluntades y deseos, pero son ignorantes de las causas por las cuales ellos son llevados al deseo y a la esperanza.”

Baruch Spinoza.

Resumen

En los últimos años, la comunidad de El Coacoyul en el municipio de Zihuatanejo de Azueta en el estado de Guerrero ha experimentado el desabasto hídrico causado por la falta de planeación y mantenimiento en el sistema de abastecimiento local denominado: Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Coacoyul (SAPAC). El crecimiento poblacional al igual que la carencia infraestructural ha rebasado por completo a este organismo llegando al punto en donde el 40% de la población carece de este servicio básico.

En este trabajo de tesis se estudia el acuífero homónimo cuya caracterización permite conocer la disponibilidad de agua subterránea para el consumo público. Hecho lo anterior se propone un diseño hidráulico para un nuevo sistema de abastecimiento de agua potable. Se analizan los resultados obtenidos para exponer las limitaciones y los alcances, así como las recomendaciones pertinentes.

Abstract

In recent years, the community of El Coacoyul in the municipality of Zihuatanejo de Azueta in the state of Guerrero has experienced the water shortage caused by the lack of planning and maintenance in the local supply system called: Drinking Water and Sewerage System Coacoyul (SAPAC in spanish initials). The population growth as well as the infrastructural deficiency has completely exceeded this organism reaching the point where 40% of the population requires this basic service.

In this thesis the homonymous aquifer is studied whose characterization allows to know the availability of groundwater for public consumption. Having done the above, a hydraulic design for a new potable water supply system is proposed. The results obtained are analyzed to expose the limitations and scope, as well as the pertinent recommendations.

Capítulo 1 : Proemio

Este trabajo de tesis surge de la necesidad hídrica de una localidad costera asentada en la margen occidental del estado de Guerrero, muy cerca con los límites con el estado de Michoacán: el pueblo de El Coacoyul.

El caserío se extiende en su mayoría a lo largo de depósitos aluviales que presentan abundancia de agua y un nivel freático muy cercano a la superficie del terreno. El acuífero se encuentra en la abundante porosidad primaria del relleno aluvial de la cuenca del mencionado poblado, así como en la porosidad secundaria de las rocas plutónicas emplazadas en el lugar.

La recarga procede de las sierras cercanas que construyen el contorno de la comunidad, elevaciones que, a pesar de su cercanía con la línea de costa, superan en algunos casos los 500 metros de altura.

A pesar de las altas temperaturas, que sobrepasan los 30°C la mayor parte del año, y de no contar con ríos o arroyos de un caudal importante, el nivel freático rara vez se encuentra a más de 10 metros de profundidad y los aprovechamientos que extraen agua del acuífero no languidecen con frecuencia.

Incluso en la temporada de estiaje, en la región, no escasea el agua, y en las estaciones lluviosas, el líquido conoce el exceso. Por estas razones el recurso presenta una alta disponibilidad para los habitantes, cifra que apenas supera unos pocos miles de personas.

Para conocer la cantidad de agua disponible en el acuífero, así como para diseñar un sistema de abastecimiento de agua potable que permita el manejo adecuado del agua en el pueblo de El Coacoyul, se requiere de seguir un conjunto de etapas de trabajo que permitan llevarlo a cabo; son las siguientes:

- a) Formulación del problema: en este apartado del trabajo se expone la justificación y planteamiento del problema en cuestión en el pueblo de El Coacoyul, que estriba principalmente en la mala administración e infraestructura hídrica de los tiempos recientes.

La posterior exploración del problema se encarga de presentar el área de trabajo además de recopilar información imprescindible para la obtención de los resultados, como lo son los datos de: precipitación, temperatura, crecimiento poblacional y el estado actual del manejo de los recursos hídricos.

- b) Requerimientos teóricos: aquí se muestra el material consultado que permite construir el anfiteatro de lo que se espera encontrar a través del trabajo de campo. El conocimiento de la geología local -incluyendo la estratigrafía y la geología estructural- al igual que el panorama hidrogeológico, son prioridad.
- c) Método de trabajo: Estriba en comparar la información recopilada en campo con la enunciada en el marco teórico. La geología, de la mano con el censo de aprovechamientos y los datos obtenidos en la formulación del problema, darán pie para construir el panorama hidrogeológico que permite conocer el balance y la disponibilidad de agua subterránea.

Hecho lo anterior se procederá a elaborar el diseño hidráulico para un sistema de abastecimiento de agua potable adecuado a la población local. Para resolver el problema se utilizarán algunas ecuaciones de la hidráulica, como lo son: Manning y Hazen-Williams. Luego entonces, los resultados permitirán conocer las dimensiones y presiones adecuadas para la línea de conducción y la red de distribución optimas en el área de trabajo.

- d) Conclusiones: Cuantificada la cantidad de agua disponible y la extracción por el sistema de abastecimiento propuesto, se analizará la evolución hídrica de la localidad para conocer los alcances y limitaciones de este trabajo. También se anotarán las recomendaciones consideradas pertinentes.

Capítulo 2 : Objetivo

La finalidad de este estudio consiste en caracterizar el acuífero localizado en el poblado de El Coacoyul estado de Guerrero, para conocer su estado hidráulico y por ende sus alcances y limitaciones, y así conseguir un aprovechamiento óptimo del recurso hídrico con el beneficio consecuente de los habitantes de la localidad.

Capítulo 3 : Formulación del problema

3.1 Justificación del problema

Al igual que todo el país, en las últimas décadas, el poblado en cuestión ha experimentado un crecimiento poblacional exponencial, las colonias se han duplicado y la expansión continúa. En los territorios contiguos la población opta por abastecerse por medio de pipas y en las zonas lejanas se acarrea agua a cubeta desde los riachuelos. El desabasto es tal que algunas personas físicas comercian el fluido ya que la infraestructura no llega a las demarcaciones ubicadas hacia el norte de El Coacoyul.

El diseño original de las obras destinadas al manejo del vital líquido se ha visto rebasado en todos los aspectos. Aunado a la falta de recursos económicos, el colapso en un futuro cercano es inminente.

3.2 Planteamiento del problema

El acuífero que abastece a la comunidad procede de los rellenos aluviales que sobreyacen a rocas plutónicas, espesores que superan los diez metros en algunas zonas y en otras más apenas unos pocos centímetros. El volumen en este horizonte es considerable, pero la mayor parte se aloja en las fracturas de las rocas plutónicas inferiores.

El comportamiento de un acuífero emplazado en porosidad secundaria es muy impredecible, a diferencia de la uniformidad que presentan los acuíferos en porosidad intergranular. Por ello, estudiar su comportamiento será la columna vertebral para obtener los resultados óptimos.

Acerca de la infraestructura, no se tiene registro exacto en los órganos de gobierno locales que den información sobre la antigüedad de las obras para el manejo del agua potable, ni tampoco sobre su construcción. Lo que es un hecho es que dichas obras superan las tres décadas de existencia y sólo ocasionalmente presentaron mantenimiento significativo.

El Coacoyul presenta una problemática que no tiene que ver con la falta de agua sino con su distribución.

3.3 Exploración del problema

3.3.1 Presentación del área de trabajo

3.1.1.1 Localización y vías de acceso

3.1.1.1.1 El municipio de Zihuatanejo de Azueta

Zihuatanejo de Azueta es uno de los 81 municipios que integran el estado de Guerrero, pertenece a la región de Costa Grande. Tiene una extensión territorial de 1,485.15 kilómetros cuadrados y está ubicado entre los paralelos 17°33" y 18°05" de latitud norte y entre los meridianos 101°15" y 101°44" de longitud oeste respecto de meridiano de Greenwich. La principal ciudad del municipio es también su cabecera, el puerto de Zihuatanejo. Otros asentamientos importantes son la zona turística de Ixtapa y la comunidad de Agua de Correa, situados al noroeste y sureste de la zona estudiada respectivamente.

Limita al norte con los municipios de Coyuca de Catalán y Coahuayutla, al oeste con el municipio de La Unión de Isidoro Montes de Oca, al este con el municipio de Petatlán y al sur con el Océano Pacífico, como puede apreciarse en la Figura 3.1. Las ciudades principales más cercanas son los puertos de Lázaro Cárdenas en el estado Michoacán (98 km al noroeste) y el puerto de Acapulco (240 km al sureste) en el mismo estado guerrerense.

Existen tres vías de acceso principales, dos de ellas por la carretera federal México 200 (de noroeste a sureste, la sección Lázaro Cárdenas-Zihuatanejo, y de sureste a noreste, el tramo Acapulco-Zihuatanejo) y la última a través de la carretera federal México 134 (Coyuca de Catalán-Zihuatanejo).

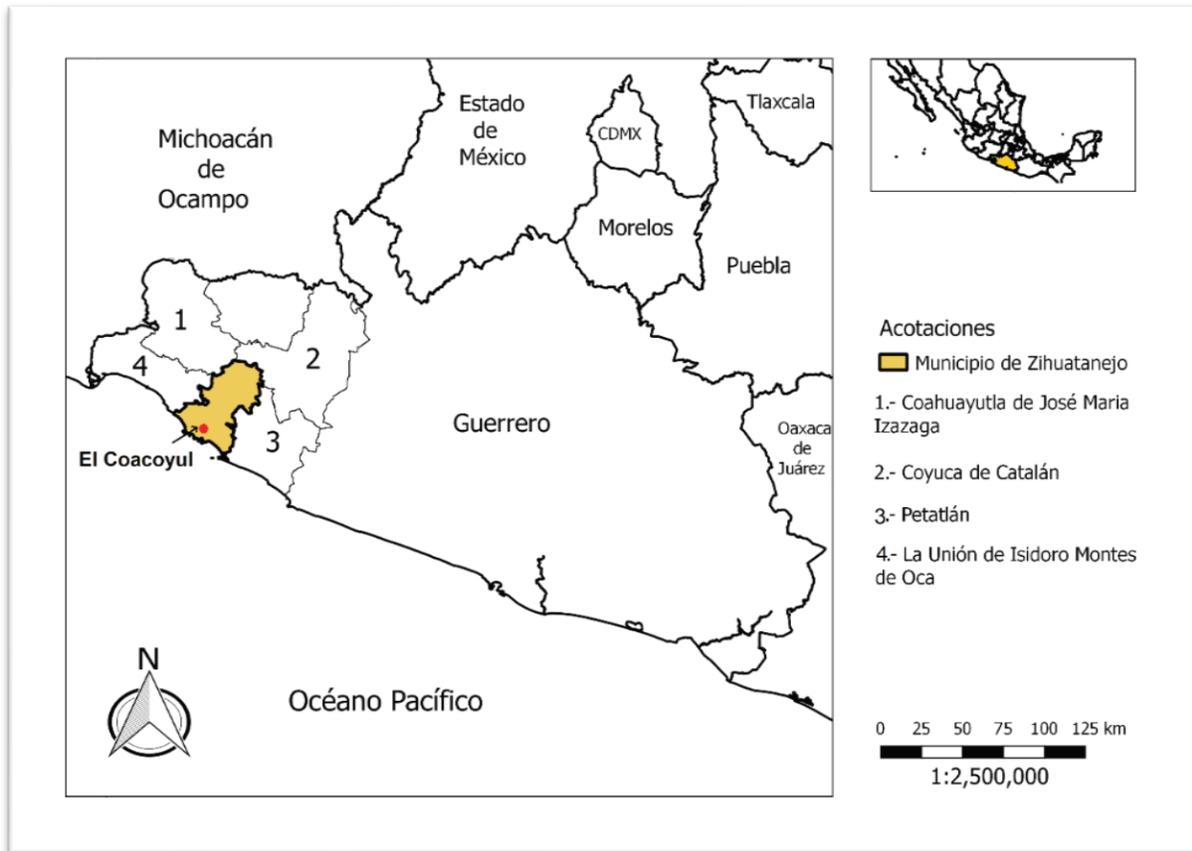


Figura 3.1. Localización del municipio de Zihuatanejo de Azueta.

Fuente: elaboración propia.

La carretera México 200 sigue la línea de costa desde Chiapas hasta Nayarit. La ruta pasa a través de los municipios de Petatlán, Zihuatanejo y La Unión. La ciudad de Zihuatanejo (cabecera municipal) es el vértice entre los tramos: Zihuatanejo-Lázaro Cárdenas y Acapulco-Zihuatanejo, dos de los tres accesos principales.

El último acceso es por el norte, desde la carretera federal México 134. Esta vía comunica La ciudad de México con las serranías y costas occidentales guerrerenses. El arribo a Zihuatanejo es mediante el tramo Zihuatanejo-Coyuca de Catalán. El tramo Zihuatanejo-Coyuca de Catalán termina en el puerto, por lo que a pesar de ser un acceso al municipio, no lo es para el ejido de El Coacoyul.

3.1.1.1.2 Ejido de El Coacoyul

El ejido de El Coacoyul, es parte del municipio de Zihuatanejo de Azueta. Está conformado por cuatro localidades menores, los pueblos de las Pozas, El Paraíso, San Miguelito y el pueblo de El Coacoyul (cabecera ejidal). Colinda al noroeste con el ejido de Agua de Correa, al norte con el ejido de Chaveta y al noreste con el ejido de El Zarco. Además del ejido existen más subdivisiones, presentan una diversidad de nombres en función de su toponimia. Estas demarcaciones son: Playa Blanca, Los Achotes, La Salida del Tular, Rancho La Laguna, Las Parotas, El Aguadulce y La Hacienda de El Coacoyul. Así también, el proyecto de ampliación del Ejido de San Jeronimito y las pequeñas propiedades, que en su mayoría se han vendido a propietarios extranjeros. De los parajes mencionados. El ejido de El Cocoyul limita al sureste con Los Achotes, Rancho La Laguna y Playa Blanca. Al sur se halla el proyecto de ampliación a San Jeronimito y al suroeste las pequeñas propiedades.

La carretera federal México 200 cruza el ejido de noroeste a sureste y es la única vía de acceso al lugar. Se puede llegar desde el noreste por la ciudad de Zihuatanejo, localizada a escasos 8 kilómetros, y desde el sureste por la ciudad de Petatlán, cabecera municipal vecina, a 32 kilómetros de distancia.

El ejido de El Coacoyul tiene un área de 3424 hectáreas, lo que lo coloca en el cuarto lugar de los mayores ejidos circundantes, el resto de las superficies ejidales se anota en la Tabla 3.1. No se cuenta con información de Los Achotes, Playa blanca, La Salida de Tular, El Aguadulce, Rancho La Laguna ni Las Parotas. Cabe aclarar que, a pesar de compartir el nombre, La Hacienda de El Coacoyul es un territorio independiente al ejido de El Coacoyul.

Tabla 3.1 Superficie del ejido de El Coacoyul y territorios próximos.

Nombre	Superficie (en hectáreas)
Ejido El Coacoyul	3424
Ejido de La Correa	4516
Ejido de Chaveta	12693.6
Ejido de El Zarco	4080
Pequeñas propiedades	2318.4
Hacienda de El Coacoyul	3088
Proy. de ampl. a San Jeronimito	2935

Fuente: elaboración propia.

El poblado de El Coacoyul, etiquetado en la Figura 3.2, es el área de interés. Forma parte, junto con comunidades menores como: Las Pozas, San Miguelito, El Paraíso y la colonia El Aeropuerto, del ejido homónimo.

Está ubicado a escasos 8 kilómetros al este de la ciudad de Zihuatanejo y a 32 kilómetros al noroeste de la ciudad de Petatlán, cabecera del municipio colindante al oriente.

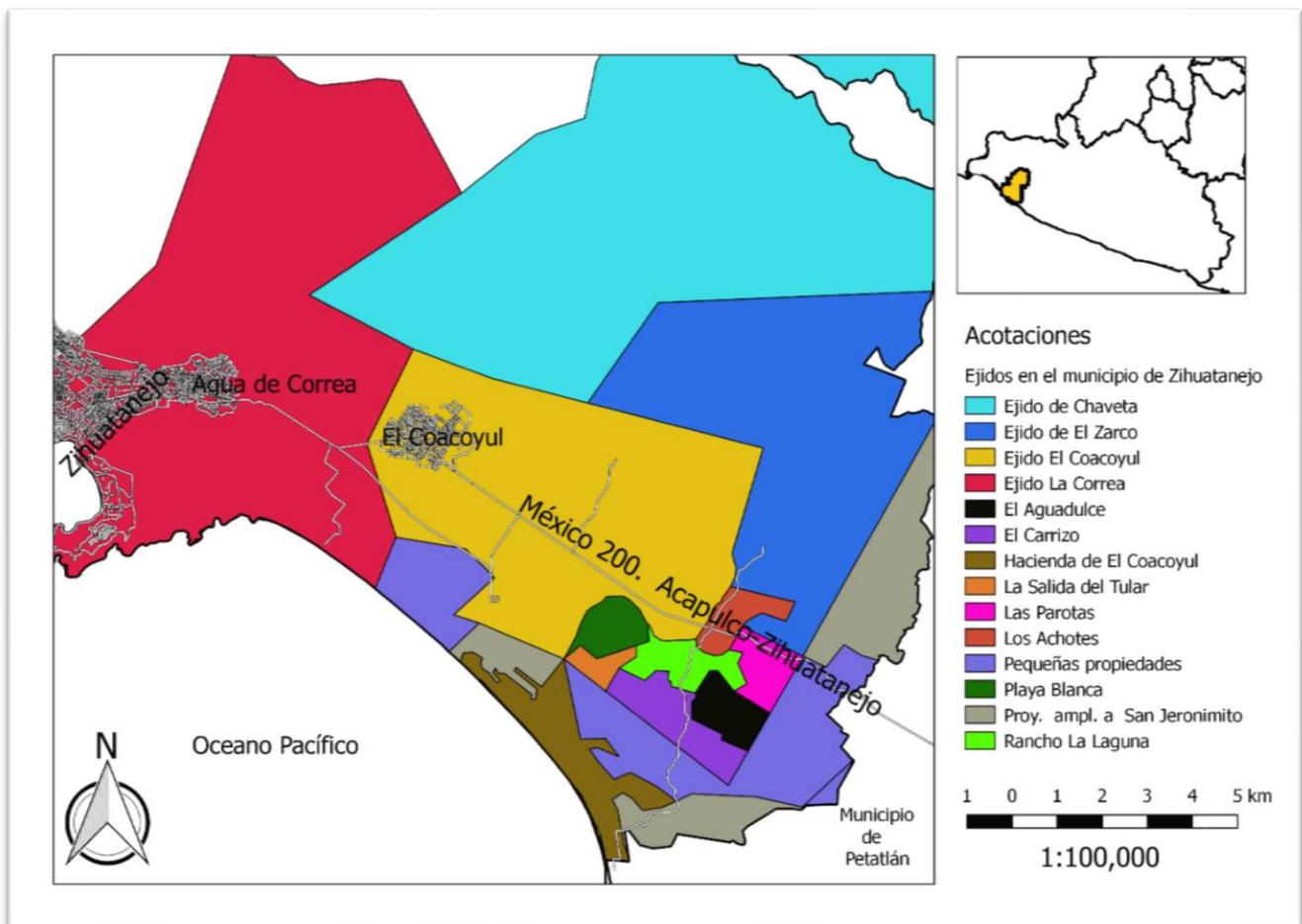


Figura 3.2. Subdivisión ejidal del municipio de Zihuatanejo de Azueta.

Fuente: elaboración propia.

3.3.2 Evolución poblacional

El crecimiento poblacional en todo el municipio tiene una marcada exponenciación en el lapso de 1980 a 1985, debido a la finalización del proyecto Ixtapa, la construcción del aeropuerto internacional de Zihuatanejo y la terminación de la carretera nacional México 200 en el tramo Acapulco-Zihuatanejo (obras concluidas a mediados de los setenta). En el caso particular de El Coacoyul, en los años sesenta existía sólo una colonia (Centro). Al inaugurarse las obras ya mencionadas, la afluencia de trabajadores creció, quedándose buena parte de ellos a radicar en la localidad. Fue tal el crecimiento poblacional que para finales de los noventa había ya seis colonias en el poblado (Centro, Morelos, Progreso, Ampliación Progreso, Lomas de Sotelo y la Quebradora). Actualmente las poblaciones vecinas de El Paraíso y Las Pozas están cerca de la colindancia con El Coacoyul, aunque aún no se consideran parte del mismo.

Los datos poblacionales del municipio comienzan en 1960 y terminan en el 2015, dicha información se expone en la Tabla 3.2 y la Tabla 3.3.

Tabla 3.2 Evolución poblacional del municipio de Zihuatanejo de Azueta (1960-2015).

Año	Población	Crecimiento
1960	9693	
1965	13783	42.1954%
1970	17873	29.6742%
1975	21797	21.9549%
1980	25721	18.0025%
1985	44544	73.1814%
1990	63366	42.2548%
1995	87161	37.5517%
2000	95548	9.6224%
2005	104609	9.4832%
2010	118211	13.0027%
2015	124824	5.5942%

Fuente: elaboración propia

La gráfica mostrada en la Figura 3.3 clarifica que 1980 a 1985 se registra el mayor incremento poblacional de 73.18%, pasando de 25721 habitantes a 44544. Los incrementos de 1985-1990 (42.25%) y 1990-1995 (37.55%) son también importantes. En conjunto, el lapso de 1980-1995 presenta los tres mayores índices de crecimiento en la historia del municipio.

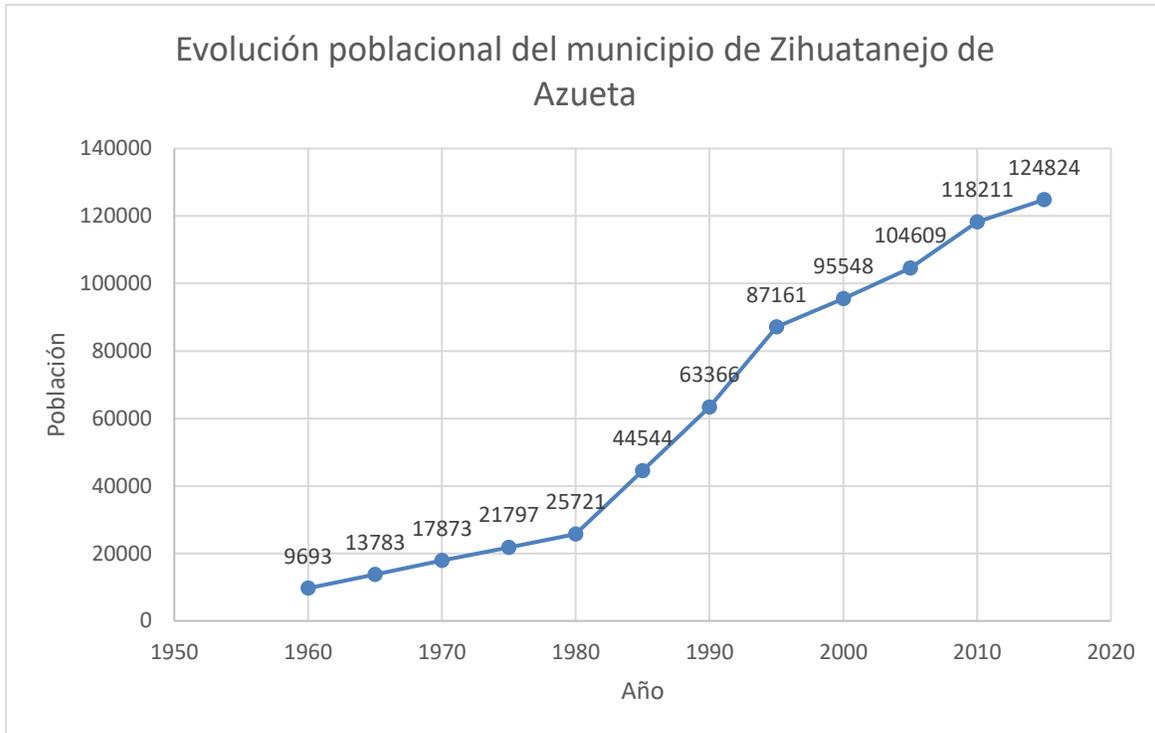


Figura 3.3 Evolución poblacional del municipio de Zihuatanejo de Azueta.

Fuente: elaboración propia.

Para El Coacoyul el mayor crecimiento tiene lugar también de 1980 a 1985, duplicando su población en sólo una década.

Tabla 3.3. Evolución poblacional de El Coacoyul (1960-2010).

Año	Población	Crecimiento
1960	1157	
1965	1230	6.3094%
1970	1302	5.8537%
1975	1592	22.2734%
1980	1881	18.1533%
1985	2993	59.1175%
1990	4104	37.1199%
1995	5167	25.9016%
2000	5382	4.1610%
2005	6362	18.2088%
2010	6850	7.6705%

Fuente: elaboración propia

En la Figura 3.4, la gráfica permite corroborar que al igual que en todo el municipio, en El Coacoyul el mayor incremento poblacional tiene lugar en el lustro de 1980 a 1985, con un valor de 59.11%. El segundo y tercer mayor incremento son los intervalos de 1985-1990 (con un crecimiento de 37.11%) y de 1990-1995 (aumento de 25.9%) respectivamente.

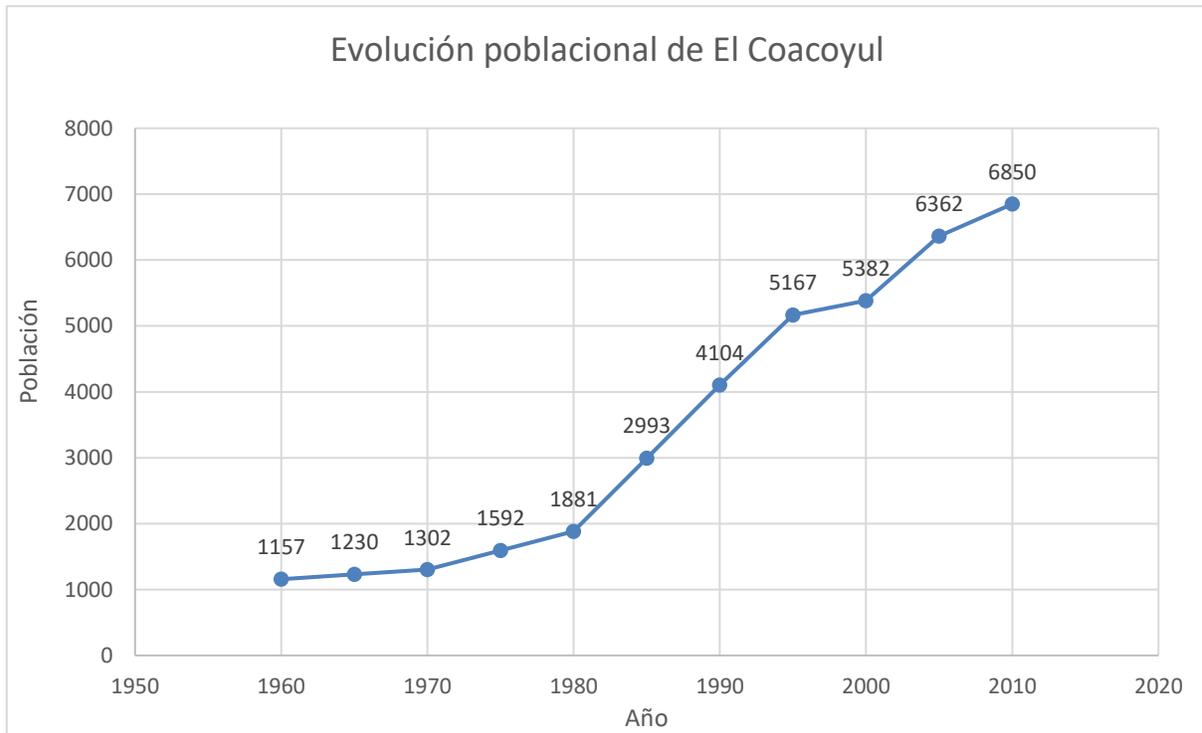


Figura 3.4. Evolución poblacional de El Coacoyul.

Fuente: elaboración propia.

Con los datos de las Tablas 3.2 y 3.3 se resolvieron las condiciones iniciales de las ecuaciones diferenciales que describen el crecimiento poblacional del municipio de Zihuatanejo de Azueta y del poblado de El Coacoyul. Se presentan a continuación.

Crecimiento poblacional de El Coacoyul

$$P(t) = (6.2237 \times 10^{-28})(e^{0.03556t}) \quad \text{ecuación (1)}$$

Crecimiento poblacional del municipio de Zihuatanejo de Azueta.

$$P(t) = (3.0916 \times 10^{-36})(e^{0.0464t}) \quad \text{ecuación (2)}$$

Para ambos modelos se representa la población en miles de habitantes ($P(t)$) en función de la variable tiempo (t), esta última toma los valores anuales, es decir, la fecha en formato único de año. Para conocer el número de habitantes que había en el municipio de Zihuatanejo de Azueta en el año de 1980, la igualdad tendría el siguiente planteamiento y resultado:

$$P(1980) = (6.2237 \times 10^{-28})(e^{0.03556(1980)}) = 24529 \text{ habitantes}$$

Las tasas de crecimiento por lustro se muestran en las Tablas 3.2 y 3.3, pero el crecimiento poblacional para cada uno de los periodos (1960-2015 para el municipio y 1960-2010 para El Coacoyul) se obtuvo mediante la resolución diferencial. Siendo de 3.556 % para El Coacoyul y de 4.64% para el municipio de Zihuatanejo.

Con base en las ecuaciones (1) y (2) se espera que la evolución poblacional hasta el año 2050 converja a los números expuestos en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4. Crecimiento poblacional esperado para el año 2050.

Población esperada en miles de habitantes periodo 2015-2050		
Año	El Coacoyul	Municipio de Zih.
2015	8179	124824
2020	9771	156941
2025	11672	197921
2030	13944	249603
2035	16657	314799
2040	19898	396974
2045	23770	500631
2050	28395	631356

Fuente: elaboración propia.

A pesar de que la tasa de crecimiento del municipio es sólo 1.1% mayor que la de El Coacoyul la pendiente de la curva del municipio es mucho más pronunciada, tal y como puede observarse en la Figura 3.5. Esto sucede porque el crecimiento poblacional depende también de la cantidad de habitantes en cada periodo de tiempo, valor mucho mayor en el municipio que sólo en el pueblo de El Coacoyul.

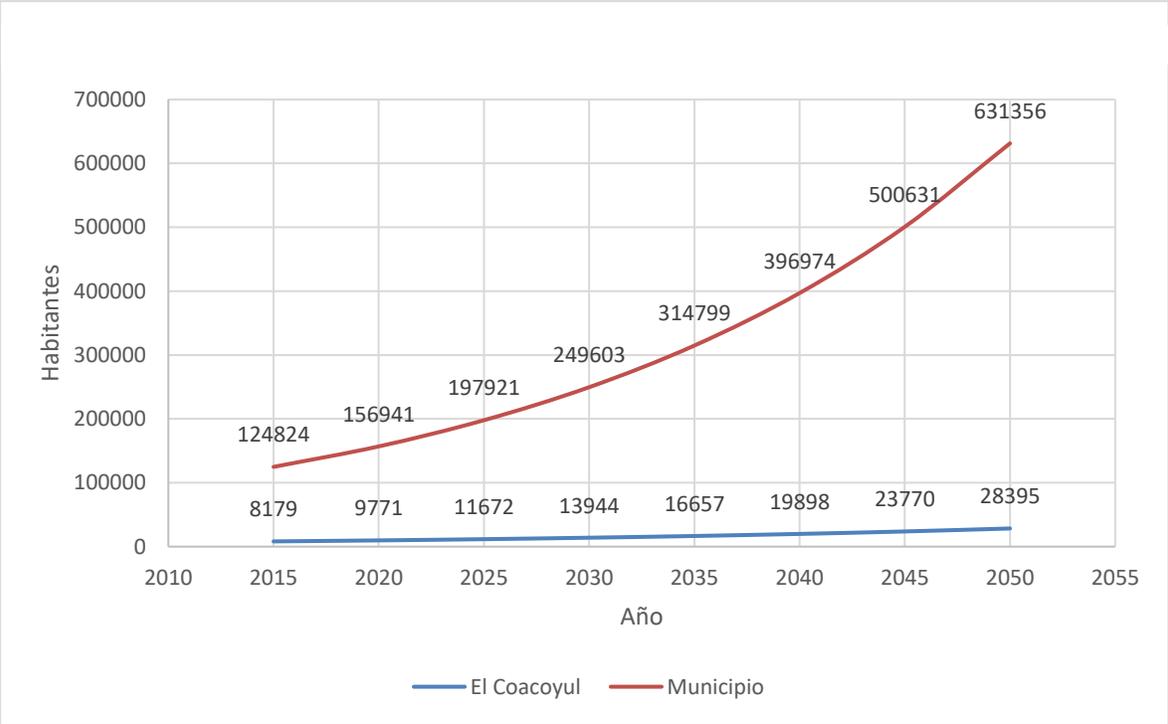


Figura 3.5. Evolución poblacional para el 2050 del municipio de Zihuatanejo de Azueta y El Coacoyul.

Fuente: elaboración propia.

El crecimiento poblacional municipal seguirá siendo exponencial, para el 2050 se espera que la población se cuadruple, alcanzando más de 600,000 habitantes, algo parecido a la actual ciudad de Acapulco. Para el Coacoyul el crecimiento será algo menor, aglomerando cerca de 30,000 personas, el triple de los que actualmente lo habitan.

3.3.3 Registro meteorológico en El Coacoyul

3.3.3.1 La estación de monitoreo atmosférico

El Servicio Meteorológico Nacional junto con la Comisión Nacional del Agua cuentan con estaciones meteorológicas automáticas instaladas a lo largo de toda la república, conocidas con EMAS debido a sus iniciales. En la ciudad de Zihuatanejo una de estas estaciones se encarga de recopilar datos de temperatura, presión, precipitación, entre otros. Estas instalaciones se localizan en las afueras de la ciudad exactamente en las coordenadas 17°38'41" de latitud norte y 101°33'16" de longitud oeste. La estación se encuentra a 10 kilómetros al noroeste de El Coacoyul pero solo a 4 kilómetros de los límites con el acuífero homónimo. Se utilizarán los datos recopilados por la EMAS de la ciudad de Zihuatanejo ya que a pesar de que no provienen exactamente del área de interés, son de la misma cuenca y la cercanía es suficiente para considerarlos útiles, además de no haber otra fuente de información fidedigna más próxima.

Las EMAS proporcionan información únicamente de los últimos tres meses. Hubo oportunidad de recopilar datos de esta estación del año 2015 al 2017. Para años anteriores se requirió información de dos instituciones gubernamentales, la Base de Datos Climatológica Nacional (CLICOM) y el Instituto Nacional de Investigaciones Forestales, Agrícolas y Pecuarias (INIFAP). Los registros más antiguos de la zona de estudio comienzan en 1964, aunque hay temporadas en donde no existe apunte alguno.

A continuación, se analizarán estadísticamente los datos de precipitación y temperatura para conocer su comportamiento con base en los parámetros de tendencia central y dispersión.

3.3.3.1.1 Temperatura

Para realizar este análisis se usaron los datos de temperatura promedio diaria. El registro de datos de temperatura comienza en 1966 y termina en el 2017, sumando un total de 18,993 días que equivalen a 52 años. Sin embargo, del total de días del periodo mencionado hubo 6,573 sin registro. Quedaron únicamente 12,420 días con información disponible. Los periodos principales de ausencia de datos son de 1991-1996 y de 1999-2001; así como el año de 1986.

En la Tabla 3.5 y 3.6 se muestran las temperaturas medias anuales obtenidas procesando los valores diarios.

Tabla 3.5. Temperatura media anual del periodo 1966-1995.

Temperatura media Anual					
Año	Temperatura (°C)	Año	Temperatura (°C)	Año	Temperatura (°C)
1966	27.44	1976	26.11	1986	
1967	26.53	1977	27.94	1987	26.98
1968	26.53	1978	26.34	1988	26.54
1969	26.42	1979	26.59	1989	26.55
1970	26.08	1980	26.01	1990	26.46
1971	26.28	1981	25.76	1991	
1972	26.31	1982	26.86	1992	
1973	25.46	1983	26.95	1993	
1974	25.27	1984	26.04	1994	
1975	26.45	1985	25.91	1995	

Fuente: elaboración propia.

Tabla 3.6. Temperatura media anual de periodo 1995-2017.

Temperatura media Anual			
Año	Temperatura (°C)	Año	Temperatura (°C)
1996		2007	27.41
1997	27.68	2008	29.01
1998	27.97	2009	29.41
1999		2010	28.28
2000		2011	28.09
2001		2012	28.29
2002	29.75	2013	28.33
2003	29.30	2014	28.50
2004	28.71	2015	29.42
2005	27.08	2016	30.74
2006	27.45	2017	31.36

Fuente: elaboración propia.

El gráfico de la Figura 3.6 describe un comportamiento muy irregular durante todo el periodo de estudio. Sin embargo, a partir del año 2002 los valores se comportan de manera periódica. Siendo los años 2002, 2009 y 2017 los valores de temperaturas máximas y los años intermedios fluctúan para emular el comportamiento de crestas y valles. A juzgar por esa tendencia se espera que los próximos años sean más templados, aunque sólo es un supuesto. El año con la menor temperatura media fue 1974 con 25.27°C y el más caluroso fue el 2017 con 31.36°C.

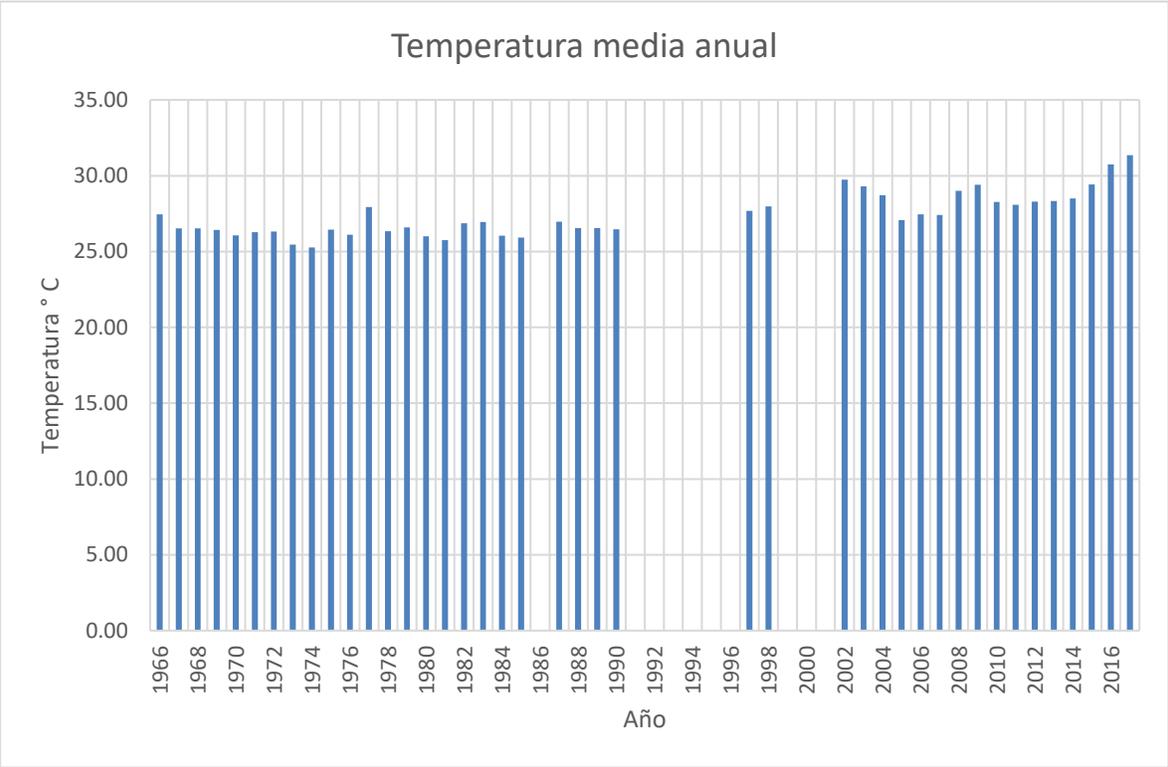


Figura 3.6. Temperatura media anual del periodo 1966-2017.

Fuente: elaboración propia.

3.3.3.1.1.1 La frecuencia de los datos y los estadísticos descriptivos

Para obtener la frecuencia y los estadísticos descriptivos se utilizaron los datos diarios (y no los promedios anuales como en las Tablas 3.5 y 3.6 y la Figura 3.6) desde 1966 hasta el 2017. La muestra está conformada por un compendio de 12,420 antecedentes de temperatura diaria, con ausencia de información en los intervalos ya mencionados.

La temperatura más frecuente en el periodo 1966-2017 corresponde a 27.5°C, sobresale del resto, en la gráfica exhibida en la Figura 3.7, con un recuento de 945. Le siguen 27°C y 28° con 923 y 894 repeticiones respectivamente. Lógicamente, la media de la muestra debe hallarse en el intervalo de 27°C a 28°C.

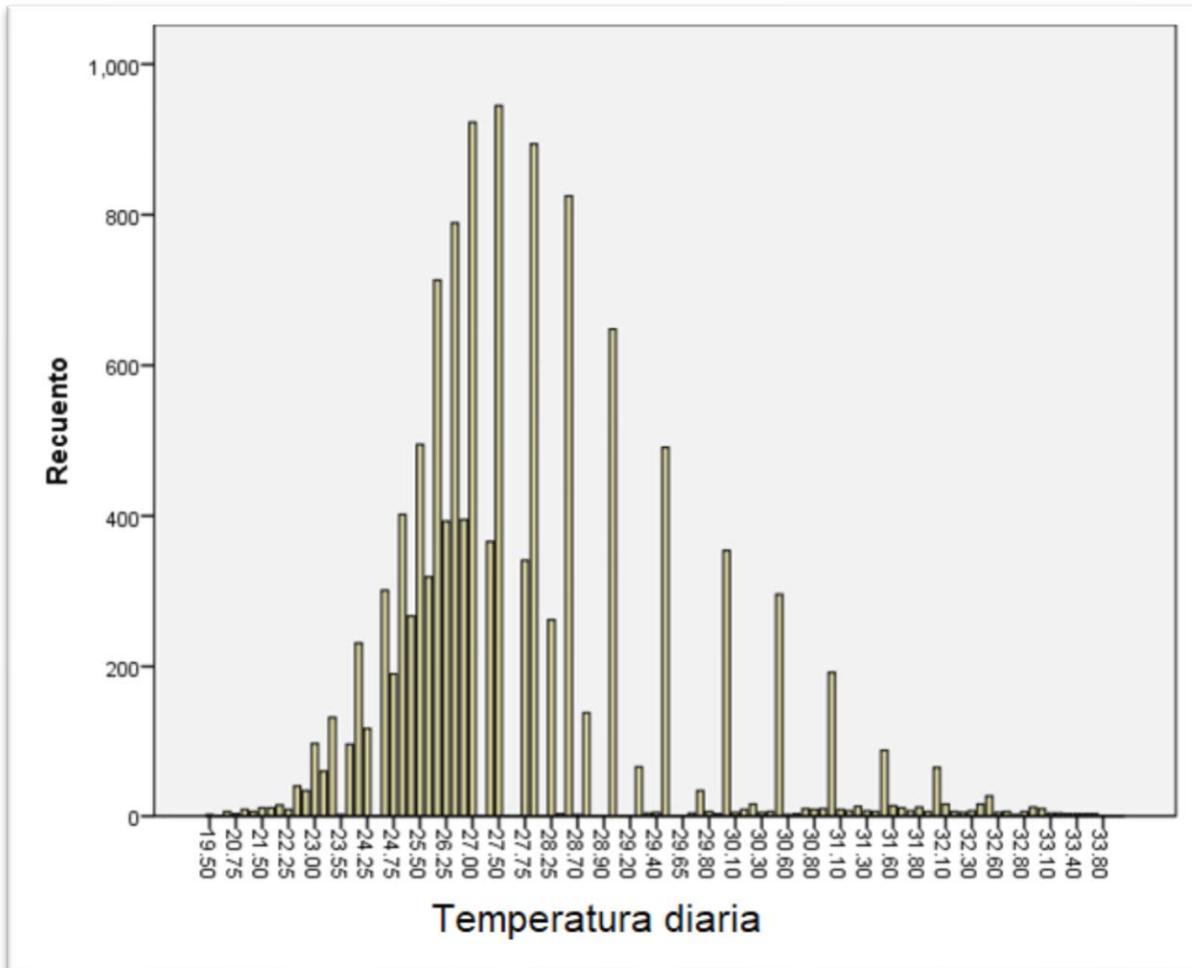


Figura 3.7. Frecuencia de los valores de temperatura.

Fuente: elaboración propia.

Los estadísticos descriptivos de la Tabla 3.7 enuncian que el promedio de temperatura mínima ronda los 19°C mientras que la máxima alcanzó los 34°C. Se recuerda que se utiliza el promedio de temperatura diaria como una medida representativa de la variación de temperatura durante el día, por lo que durante 1966 a 2017 pudo darse una temperatura menor a los 19°C o mayor a 34°C.

Tabla 3.7. Estadísticos descriptivos para los valores de la temperatura diaria.

Estadísticos descriptivos para los valores de temperatura diaria					
	N	Mínimo	Máximo	Media	Desviación estándar
Número de datos totales	12420	19.50	34.50	27.2573	2.00731
Número de datos cotejados	12420				

Fuente: elaboración propia.

La desviación estándar es de 2°C, valor muy pequeño en comparación con el máximo y mínimo de los datos. Con base en ello se espera que la temperatura se comporte de manera parecida a la que se ha registrado en los últimos cincuenta años, con valores cercanos a los 20°C en invierno y alcanzando los 35°C en verano. La temperatura media es de 27.25°C, 2.25°C por arriba de la temperatura promedio estatal, que es de 25°C. Los 27°C son típicos del clima cálido subhúmedo presente en el área de trabajo.

3.3.3.1.2 Precipitación

A diferencia de la temperatura, la precipitación es una magnitud acumulativa. La muestra de los valores de precipitación se trabajó anualmente, sumando un total de 50 valores anuales, en el periodo de 1964-2017. Las EMAS recaban el dato de precipitación diario, para obtener la precipitación anual simplemente se adicionan todos los días del año. Los años 1978, 2007, 2008 y 2009 carecen de información, la estación tomó apunte parcial de las precipitaciones diarias, pero hay periodos muy largos en blanco, sobre todo en la temporada de lluvias, por lo que los valores de precipitación anual se descartaron por no considerarse idóneos para fines estadísticos.

A continuación, en las Tablas 3.8 y 3.8 se muestran los valores de precipitaciones anuales obtenidas procesando los valores diarios.

Tabla 3.8. Precipitación anual en milímetros en el periodo 1964-1993.

Año	Precipitación (mm)	Año	Precipitación (mm)
1964	456	1979	1237.1
1965	429.1	1980	1334.4
1966	1492.3	1981	1197.6
1967	1552.1	1982	410.1
1968	1271.9	1983	1273.2
1969	809.2	1984	1932.8
1970	956.5	1985	606.7
1971	850.5	1986	671.9
1972	789.5	1987	1076.6
1973	1434.5	1988	1734.7
1974	1058.2	1989	877.9
1975	1468.8	1990	1300.1
1976	644.5	1991	811.3
1977	621.1	1992	1400.3
1978		1993	1275.4

Fuente: elaboración propia

Tabla 3.9. Precipitación anual en milímetros en el periodo 1993-2017.

Año	Precipitación (mm)	Año	Precipitación (mm)
1994	353.9	2006	550.5
1995	672.7	2007	
1996	1283.7	2008	
1997	893.9	2009	
1998	1705.7	2010	1930.6
1999	1167.5	2011	1537.8
2000	962.5	2012	705.5
2001	242.1	2013	1405.4
2002	903.5	2014	1178.5
2003	728	2015	855
2004	689.5	2016	687.1
2005	577.6	2017	874.6

Fuente: elaboración propia

En la Figura 3.8, se observa que el año de 1984 presenta la mayor precipitación en los últimos cincuenta años con un total de 1932.8 mm, contrariamente el año 2002 sólo suma un total de 242.1 mm de precipitación. El comportamiento de la precipitación anual es más irregular que el de la temperatura. Presenta grandes diferencias en las lluvias de un año a otro, como de 1965 a 1966, donde el primero sólo registra 429.1 mm de lluvia y el segundo presenta abundancia con un total de 1429.3 mm, y también temporadas con poca fluctuación como el intervalo de 1969 a 1972 donde las diferencias anuales no superan los 250 mm.

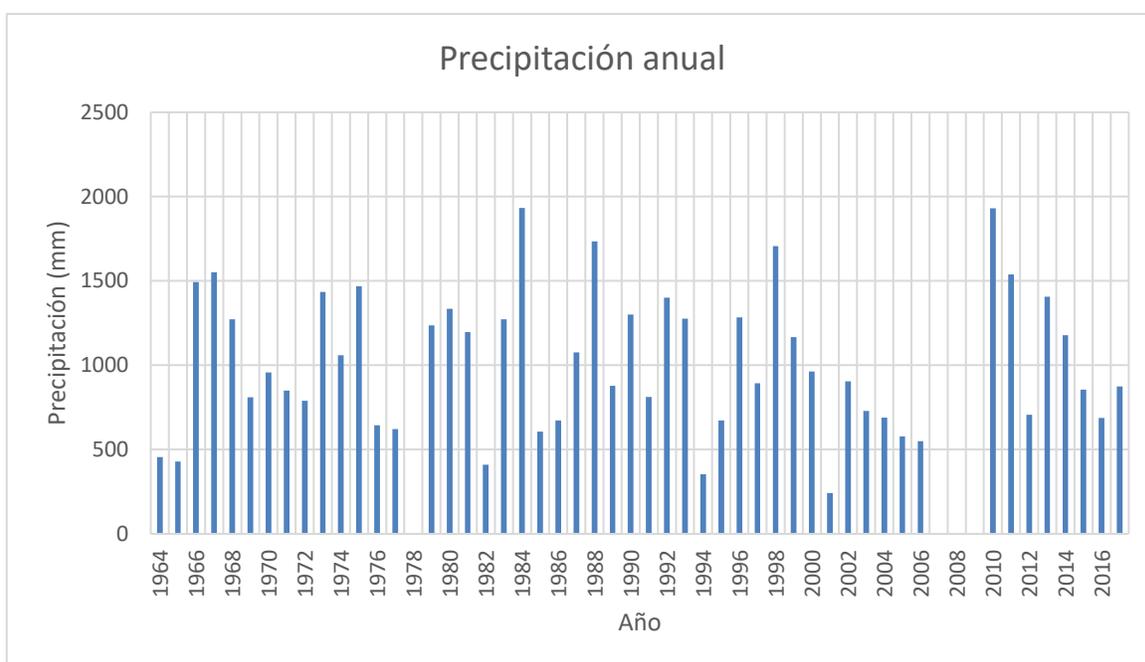


Figura 3.8. Precipitaciones anuales del periodo 1964-2017.

Fuente: elaboración propia.

3.3.3.1.2.1 Los estadísticos descriptivos

La fluctuación de las precipitaciones anuales está representada por los 417.72 mm de la desviación estándar, un valor muy alto que describe marcadamente el notable comportamiento aleatorio de las lluvias en los últimos cincuenta años, tal y como lo ilustra la Tabla 3.10.

Tabla 3.10. Estadísticos descriptivos para la precipitación anual.

Estadísticos descriptivos para la precipitación anual					
	N	Mínimo	Máximo	Media	Desviación estándar
Número de datos totales	50	242.10	1932.80	1017.5980	417.72042
Número de datos cotejados	50				

Fuente: elaboración propia.

La desviación estándar de los datos es de 417.72 milímetros, un valor demasiado grande que indica que las precipitaciones esperadas anualmente tendrán tal variación que pueden haber años de estiaje, así como grandes temporadas de lluvias. La precipitación media anual alcanza los 1017.59 mm, 182.41 mm menos que el promedio de precipitación anual en el estado guerrerense.

3.3.4 El sistema de agua potable y alcantarillado de El Coacoyul (SAPAC)

3.3.4.1 Reseña

El Coacoyul está dividido en seis colonias: Centro, Morelos, Progreso, Ampliación Progreso, Lomas de Sotelo y La Quebradora. Al Este se localizan los pueblos vecinos de Las Pozas y El Paraíso, pertenecientes también al Ejido de El Coacoyul, y al Oeste la localidad de la Chivera, integrante del ejido de La Correa. Cuenta con un sistema de agua potable distribuido por cinco de sus seis colonias, así como en la comunidad vecina de El Paraíso. Las colonias que cuentan con este servicio son: Morelos, Centro, Progreso, Ampliación Progreso y Lomas de Sotelo. El sistema funciona mediante la extracción de agua de un aprovechamiento de tipo pozo somero con ademe de concreto, localizado a orillas del arroyo de San Miguelito (aprovechamiento del SAPAC), comunidad vecina ubicada a 4.5 km al Este de El Coacoyul, a través de una bomba no sumergible de 50 caballos de fuerza. El agua extraída se envía a dos tanques de almacenamiento emplazados en las cotas más altas de El Paraíso (tanques de agua SAPAC) a una altura aproximada de 35 metros sobre el nivel del mar. La distribución se realiza únicamente por gravedad y se reparte el agua a las localidades ya mencionadas.

Existen aproximadamente 1000 tomas registradas en el padrón de usuarios (SAPAC, 2018). La distribución del se realiza por tandeo, se abren las mismas válvulas cada tercer día lo que significa que el agua llega a cada una de las casas un total de tres veces a la semana. A las colonias más lejanas (Lomas de Sotelo y Ampliación Progreso) se suministra un promedio de 4 horas cada vez que es su turno de abastecimiento, mientras que las colonias más cercanas (Centro y Morelos) y El Paraíso sólo reciben un promedio de 2 a 2 horas y media del servicio. El mapa de la Figura 3.9 representa las divisiones coloniales de la localidad de El Coacoyul, además de algunas comunidades vecinas.

Cuando se abastece a las colonias lejanas se cierran las válvulas que aportan agua a las colonias cercanas y viceversa. El servicio comienza todos los días del año desde las 6 de la mañana hasta las 10 de la noche con un trabajo ininterrumpido de la bomba y un llenado continuo de los tanques de almacenamiento. Los tanques de almacenamiento se llenan en el transcurso de la noche, durante ocho horas (22:00 horas-06:00 horas) y se vacían continuamente durante el día en función de la distribución. Por la noche los tanques terminan con un nivel tan bajo (casi vacío) que son inservibles para continuar con el servicio hasta que vuelvan a llenarse. El SAPAC se sustenta en el trabajo ininterrumpido de la bomba, hecho que se traduce en un estancamiento total del sistema en caso de que exista algún fallo sin opción alguna de continuar la distribución hasta que el desperfecto fuese compuesto.

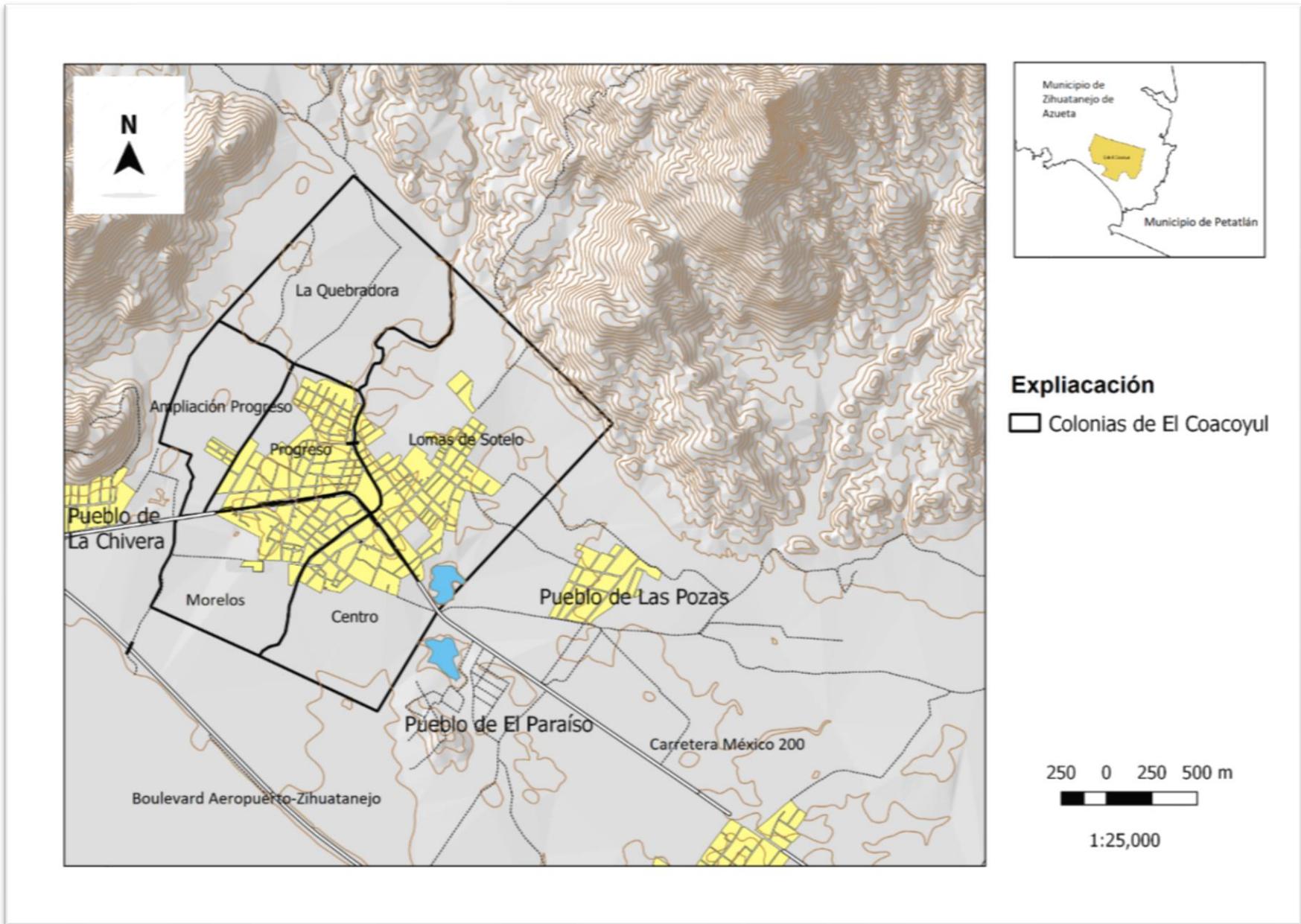


Figura 3.9. Colonias del pueblo de El Coacoyul y localidades aledañas.

Fuente: elaboración propia. La Quebradora, Lomas de Sotelo, Ampliación Progreso, Progreso, Morelos y Centro son las colonias que conforman el pueblo de El Coacoyul. Las comunidades de Las Pozas y El Paraíso forman parte del ejido El Coacoyul, pero no del Pueblo. La Chivera, también conocida como “Los Reyes”, pertenece al Ejido de La Correa.

3.3.4.2 Infraestructura

Los tanques de almacenamiento están contruidos con concreto, son de forma prismática rectangular y están interconectados mediante una tubería a nivel del suelo. Se hallan a 35 metros sobre el nivel del mar en una loma al sur del pueblo de El Paraíso. Son alimentados por la bomba que extrae agua del aprovechamiento del SAPAC. Sus dimensiones se muestran detalladamente en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11. Dimensiones de los tanques de almacenamiento de agua del SAPAC.

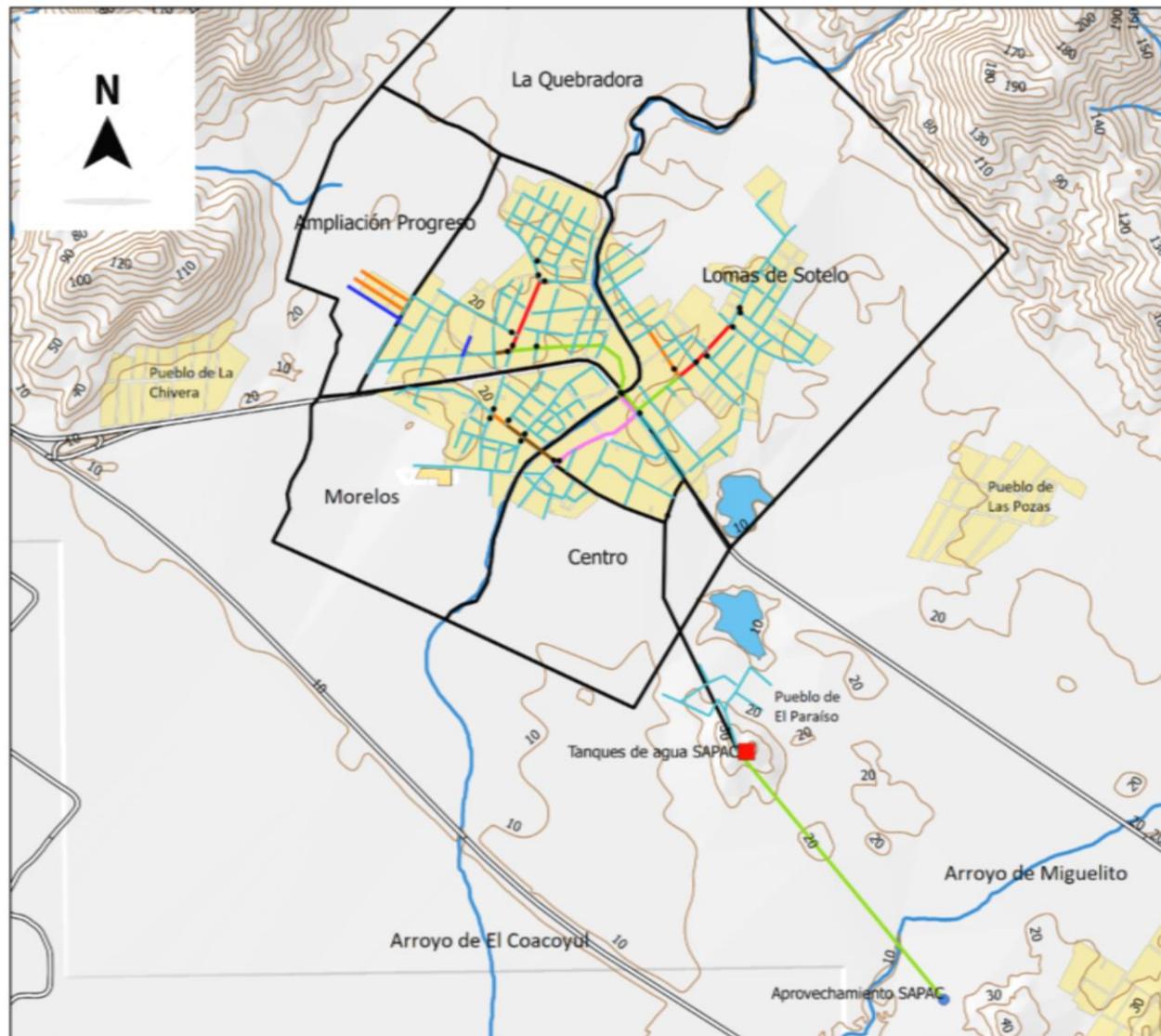
Dimensión	Tanque de agua Este	Tanque de agua Oeste
Profundidad (metros)	2.5	2.5
Lado 1 (metros)	13.3	9.6
Lado 2 (metros)	13.1	6.7
Capacidad de almacenamiento (metros cúbicos)	435.575	160.8
Capacidad de almacenamiento (litros)	435,575	160,800

Fuente: elaboración propia

El volumen combinado de los dos tanques cuantifica una capacidad total de 596375 litros de almacenamiento. Este almacenamiento es completado después de 8 horas de bombeo. Esto comprueba que la bomba trabaja a un caudal aproximado de 20.7 litros por segundo. El sistema utiliza ocho tamaños diferentes de tuberías, comenzando de mayor a menor de 10 in, 8 in, 6 in, 4 in, 3 in, 2 ½ in, 2 in y 1 ½ in de diámetro. Estas tuberías están contruidas de concreto las de 10, 8 y 6 in mientras que los calibres menores son de policloruro de vinilo (PVC).

La mayoría de las tuberías son subterráneas a excepción de un tramo subaéreo de aproximadamente 850 metros, tramo que ocupa la tubería principal de 10 in que comunica los tanques de almacenamiento con el pueblo de El Coacoyul. El SAPAC se provee de un aprovechamiento homónimo, cercano al arroyo de Miguelito. La bomba extrae un caudal de 20.7 litros por segundo que envía a través de un tubo de 6 pulgadas hacia los tanques de almacenamiento ubicados en la parte más alta del pueblo de El Paraíso. Llenos los tanques, la distribución se realiza por tandeo hacia las diferentes colonias que conforman el pueblo de El Coacoyul y hacia el pueblo de El Paraíso.

La localización geográfica y los diámetros de tubería para la red de distribución y la línea de conducción, así como los tanques de almacenamiento, se exponen en la Figura 3.10.



Explicación

- Aprovechamiento SAPAC
- Colonias
- Válvulas
- Tanque SAPAC
- Tuberías de 1 1/2 in
- Tuberías de 2 in
- Tuberías de 2 1/2 in
- Tuberías 3 in
- Tuberías de 4 in
- Tuberías de 6 in
- Tuberías de 8 in
- Tuberías de 10 in

250 0 250 500 750 m
 1:20,000

Figura 3.10. Infraestructura del SAPAC.

Fuente: elaboración propia.

3.3.4.3 Alcances y limitaciones del SAPAC

El ejido de Coacoyul cuenta con una superficie de 3424 hectáreas que equivalen a 34.24 kilómetros cuadrados. El pueblo de El Coacoyul ocupa únicamente 4.25 kilómetros cuadrados de la superficie total del ejido (12.41%) mientras que la mancha urbana del pueblo es de 1.81 kilómetros cuadrados (42.56% del área total del pueblo). Restan 2.44 kilómetros cuadrados (57.44% del área total del pueblo) de lotes y huertos sin asentamientos humanos. Las relaciones porcentuales entre cada demarcación y sus dimensiones se apuntan en la Tabla 3.12.

Tabla 3.12. Superficies de las diferentes divisiones políticas del lugar de trabajo.

Concepto	Superficie (km ²)	Superficie (hm ²)	Superficie (m ²)	Relación (%)
Ejido El Coacoyul	34.24	3424	34,240,000	100%
Pueblo de El Coacoyul	4.2489	424.89	4,248,919.47	12.41%
Mancha Urbana del pueblo de El Coacoyul	1.8084	180.84	1,808,437.93	42.56%

Fuente: elaboración propia.

La relación se refiere al porcentaje de tamaño de cada lugar de estudio con respecto al anterior. El Ejido de El Coacoyul presenta un 100% de relación porque es mayor área de estudio, el pueblo de El Coacoyul representa el 12.41% del área total del Ejido mientras que la mancha urbana del pueblo de El Coacoyul ocupa el 42.56% de la dimensión del pueblo.

La infraestructura del SAPAC ocupa una superficie total 1,170,393 m² que equivalen a 1.17 kilómetros cuadrados, que representan el 27.56% del total del pueblo de El Coacoyul. El desarrollo de la infraestructura del SAPAC se ha elaborado en función del crecimiento urbano, al partir esta premisa, se tiene que el SAPAC ocupa el 64.72% de la mancha urbana del pueblo. En otras palabras. El sistema de distribución abastece a 6 de cada diez pobladores de El Coacoyul. Para inicios del 2018 la mancha urbana de El Coacoyul debe aproximarse a los 9,100 habitantes, luego entonces, 5,890 habitantes cuentan con servicio de agua potable.

La mancha urbana y las zonas de eficiencia e ineficiencia del SAPAC están coloreadas en el mapa de la Figura 3.11, al igual que los límites entre colonias y poblados aledaños.

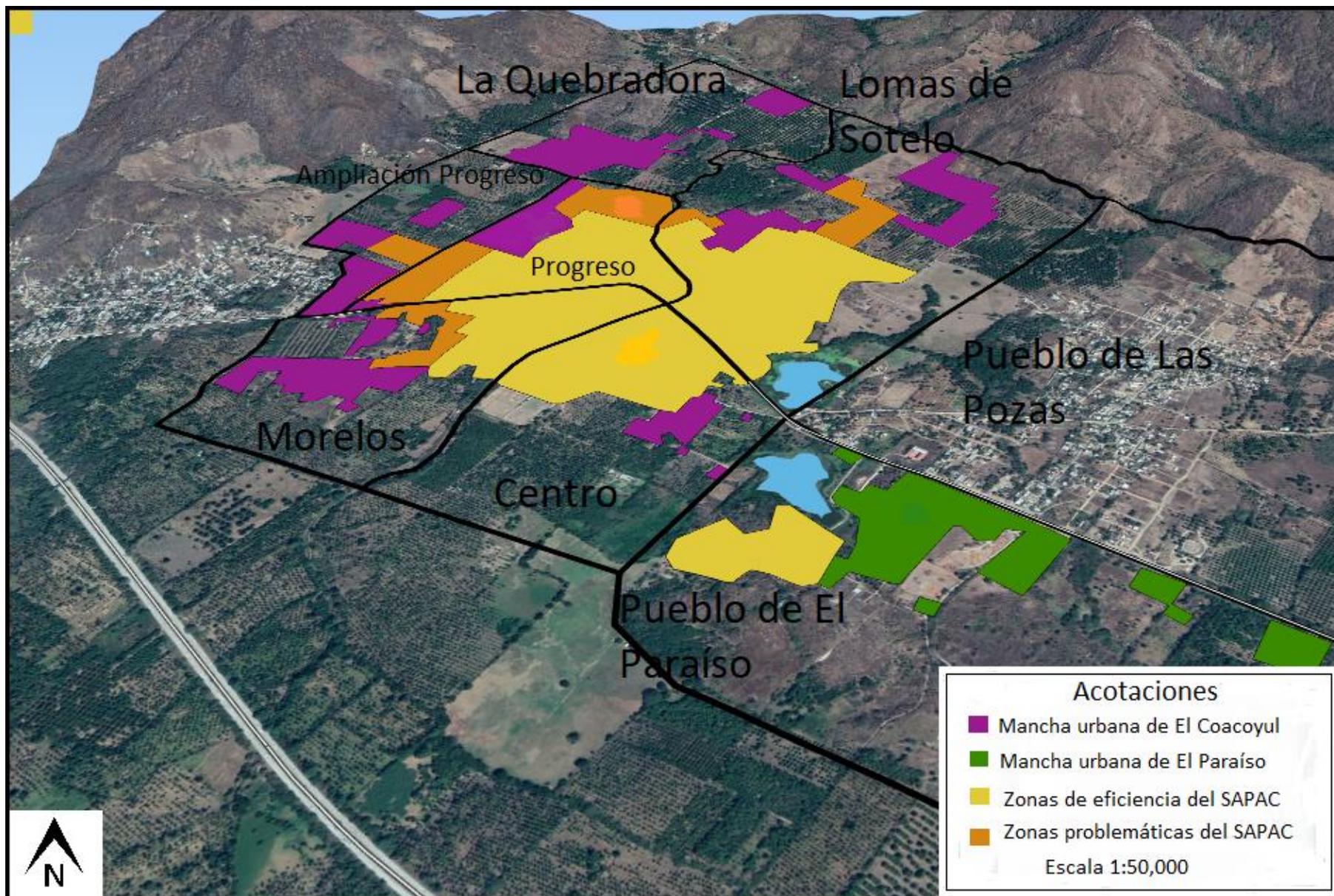


Figura 3.11. Alcance del SAPAC.

Fuente: modificada y recuperada de: <https://www.google.com/maps>

De la Figura 3.13, los colores amarillo y naranja se refieren a las zonas de funcionamiento eficaz y problemático respectivamente. En la zona naranja de la colonia Lomas de Sotelo los problemas principales son a causa del relieve, ya que la altura en esa parte del pueblo es muy similar a la altura del tanque de distribución (35 m), la gravedad no permite el paso efectivo del agua, por lo que solo se dispone de un pequeño caudal que logra conseguirse cerrando todas las válvulas que alimentan otras zonas del pueblo.

En las colonias Progreso, Ampliación Progreso y Morelos las dificultades de la distribución estriban en el ordenamiento incorrecto de las tuberías. El flujo del agua pasa de tuberías de menor diámetro a tuberías de mayor diámetro, y disminuye la presión a lo largo de las ramificaciones consiguientes. Dichas zonas también forman parte de la mancha urbana de El Coacoyul, aunque el color violeta resalta las regiones en donde el SAPAC no tiene presencia. En el pueblo de El Paraíso algunas hectáreas cuentan también con el servicio, pero la mayoría de la mancha urbana (en color verde) lo carece.

Para el año 2018, con base en la ecuación (1), se obtuvo un total de 9100 habitantes en El Coacoyul. De los 6 habitantes de cada 10 que reciben el servicio de agua potable del SAPAC uno cuenta con el servicio ineficiente debido a los problemas ya mencionados anteriormente. Esto reduce al SAPAC a un 50% de efectividad, 4,565 de los 9,100 habitantes de El Coacoyul son el mayor número de personas que el SAPAC puede suministrar con eficiencia (50.16%). Mientras que su mayor alcance es de 5,890 personas, 64.72% de la población total, tal y como puede observarse en la Tabla 3.13.

Tabla 3.13. Datos de abastecimiento poblacional del SAPAC.

Datos de abastecimiento poblacional del SAPAC			
Concepto	Superficie Total (m²)	Población Aproximada	Proporción de la población aproximada (%)
Mancha Urbana de El Coacoyul	1,808,437.93	9100	100
Infraestructura total del SAPAC	1,170,393	5890	64.72
Infraestructura Eficiente del SAPAC	907,231.07	4565	50.16
Infraestructura Ineficiente del SAPAC	263,161.93	1325	14.56

Fuente: elaboración propia.

Al dividir el bombeo del pozo del SAPAC entre el número de habitantes de El Coacoyul (9,100 para el año 2018, de los cuales 64.72% cuentan con el servicio, resultando en 5,890 usuarios) se concluye que cada habitante del poblado tiene un consumo diario de 303 litros, cifra considerable.

A pesar de ello, con la infraestructura actual sólo se abastece el 64.72% de la población. Un abastecimiento total requeriría de una extracción anual que superará los 928,506,304.07 metros cúbicos de agua (tomando en cuenta el consumo de 303 litros diarios), aunque dicho consumo debe minimizarse, tal y como se hará más adelante en este trabajo. Los datos de consumo están expuestos con detalle en la Tabla 3.14.

La planeación del proyecto también debe incluir una cifra de extracción mayor que circunscriba al crecimiento poblacional para el periodo de diseño requerido.

Tabla 3.14. Extracción hídrica del SAPAC.

Consumo hídrico del SAPAC								
Concepto	Anual		Mensual		Semanal		Diario	
	Litros	m³	Litros	m³	Litros	m³	Litros	m³
Extracción del SAPAC	600,929,280	600,929	50,077,440	50,077	12,519,360	12,519	1,788,480	1788.4
Consumo per cápita en El Coacoyul	102,025.34	102.02	8,502.11	8.5	2,125.52	2.12	303.64	.303

Fuente: elaboración propia.

El SAPAC extrae y distribuye 600,929 metros cúbicos al año, cifra que se extrae directamente del acuífero de El Coacoyul mediante el aprovechamiento del SAPAC.

Capítulo 4 : Requerimientos teóricos

4.1 Marco geológico

4.1.1 Geología

A diferencia de lugares altamente estudiados referente a su geología, la región de Zihuatanejo y alrededores ha sido trabajada muy poco por parte de cualquier actividad relacionada a las Ciencias de la Tierra. Dos documentos serán los expuestos a continuación y se utilizarán como el fundamento geológico preliminar del área de estudio.

La CONAGUA en su publicación: “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoyul (1217), estado de Guerrero”¹, presenta la siguiente información:

La geología del estado de Guerrero es muy diversa, ya que la entidad se encuentra dividida en diferentes terrenos tectonoestratigráficos, con estratigrafías variadas. Además, debido a que esta región está situada en el borde suroccidental de la placa Norteamericana, en la fosa de Acapulco se sumergen placas oceánicas que han formado depósitos relacionados con arcos insulares y mares marginales, y también depósitos vulcanosedimentarios, como los terrenos Guerrero, Oaxaca y otros.

El mapa geológico de la Figura 4.1 muestra la litología de la cuenca hidrológica de El Coacoyul e incluye los poblados de El Coacoyul, La Chivera, El Paraíso, Las Pozas, Miguelito y El Aeropuerto, así como pequeños asentamientos como El Corte, El Encanto y La Mata de Sandía.

La geología que compete al pueblo de El Coacoyul y los poblados alrededores comprende rocas metamórficas del Paleozoico, rocas intrusivas del Cenozoico, calizas y lutitas del Cretácico Inferior, así como los materiales recientes formados por depósitos de gravas y arenas provenientes de la meteorización de las rocas preexistentes.

Explicación

Límite de cuenca hidrológica	
Contacto geológico	
Falla normal	
Cuaternario aluvión	
Depósitos de playa	
Ígnea intrusiva intermedia	
Ígnea intrusiva ácida	
Esquistos	
Calizas	
Andesitas metamorfizadas	
Poblado	

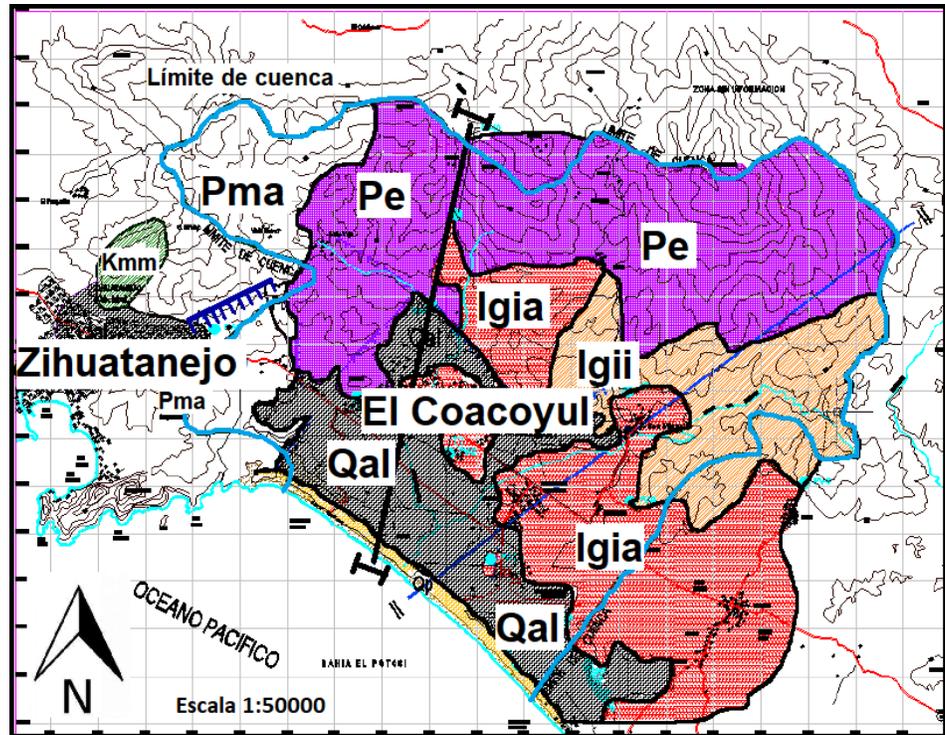


Figura 4.1. Mapa geológico de área de estudio según CONAGUA.

Fuente: recuperado y modificado de “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoysl (1217), Estado de Guerrero”, CONAGUA, (20,04,2015). Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

Paleozoico metamórfico (Pma.Pe)

Esta unidad es un complejo de rocas metamórficas conformado por pizarras y filitas que constituyen el basamento de la región. Forma una banda de 50-100 km de ancho a lo largo de los estados de Guerrero y Oaxaca. En el área cerca de Zihuatanejo afloran en forma de serranías menores que se pierden en el mar en forma de acantilados rocas meta-andesíticas de color verdoso con foliación incipiente. La unidad Pe aflora en la sección norte de la cuenca y está formada por esquistos de color verde que presentan una fuerte alteración meteórica.

Rocas del Mesozoico (Km)

Dentro de la zona de interés se presentan afloramientos formados por una sucesión de calizas y dolomías del Cretácico Inferior. Esta unidad se localiza al norte de la ciudad de Zihuatanejo (cerros La Salitrera, El Mango, Mata de Sandia y El Encanto), y se encuentra suprayaciendo en forma discordante a las rocas

metamórficas del paleozoico. La sucesión es una intercalación de rocas carbonatas masivas e interestratificadas.

Rocas del Cenozoico

Las unidades del Cenozoico intrusionan a las formaciones del Paleozoico y el Mesozoico. Hay rocas intrusivas del Eoceno-Oligoceno que afloran entre los poblados de Zihuatanejo y San Miguelito, las que están representadas por rocas de composición granítica e intermedia (sienita-monzonita), frecuentemente en contacto por falla con rocas metamórficas. Hacia la superficie, las rocas graníticas están meteorizadas y originan arenas de composición cuarzosa con una matriz feldespática.

Depósitos del Cuaternario (Qal)

La unidad aflora ampliamente en las zonas de menor elevación, es el relleno de la cuenca y en las regiones adyacentes a los arroyos principales. El aporte principal del material procede del acarreo por parte del arroyo de El Coacoyul y San Miguelito. En los linderos de la cuenca y en las proximidades de los arroyos se observan bloques de gran tamaño, superando el metro en algunos casos. Conforme se acerca al litoral los tamaños disminuyen hasta formar depósitos de playas. Están conformadas por arcillas, limos, arenas y gravas, productos de la erosión de la secuencia metamórfica y granítica descrita previamente.

En la tesis doctoral del Michelangelo Martini titulada: “Estratigrafía, deformación y magmatismo de la región comprendida entre Huetamo y Zihuatanejo (Michoacán, Guerrero): implicaciones para la evolución tectónica del sur de México durante el Cretácico y el Terciario Temprano”², se publicó la geología de una gran región que comprende los límites de los estados de Michoacán y Guerrero. Esta área incluye información de localidades de interés para este trabajo, información que se expondrá a continuación.

En opinión distinta a la CONAGUA, Martini clasifica las serranías al norte del pueblo de El Coacoyul como rocas intrusivas y no metamórficas. Una zona de cizalla que obedece a una falla lateral izquierda es otra marcada diferencia, falla que delimita la cuenca del lado occidental, en los linderos de la ciudad de Zihuatanejo. Este mapa geológico se presenta en la Figura 4.2.

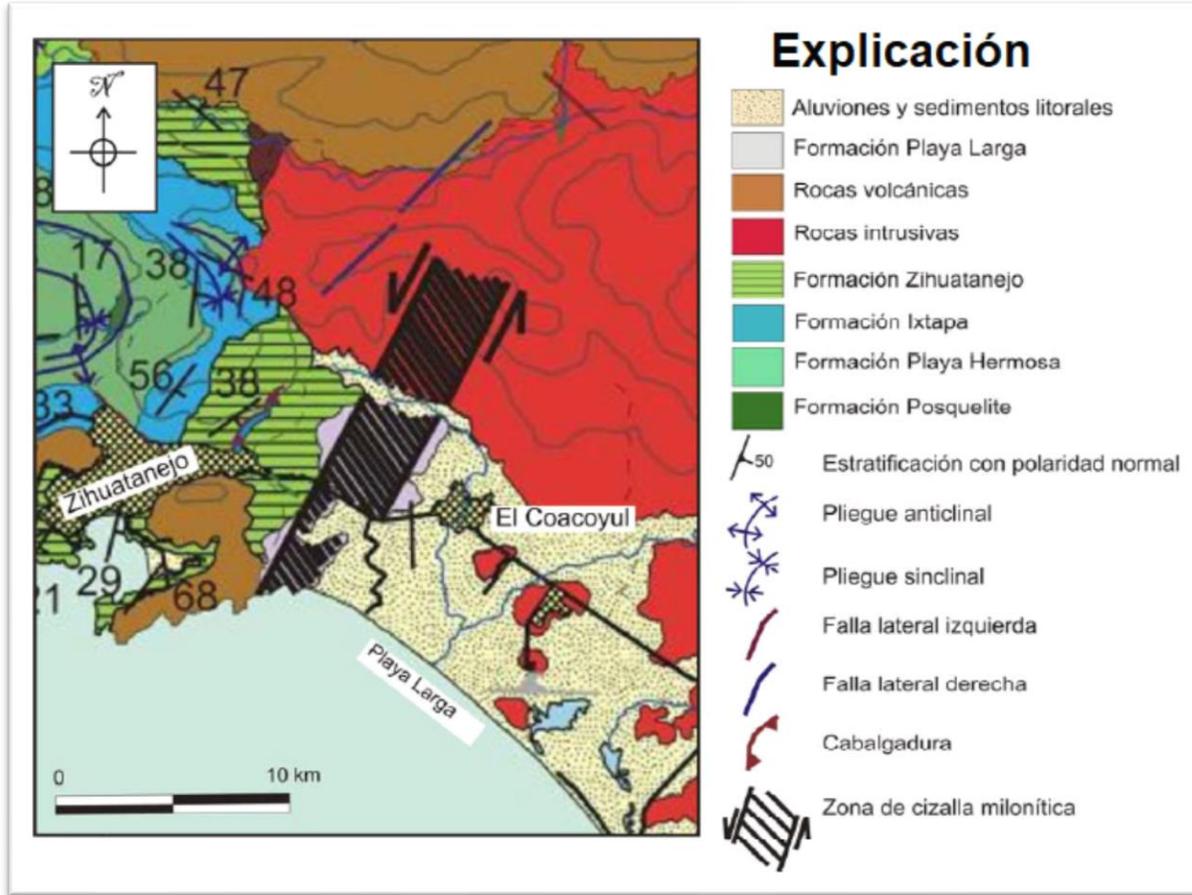


Figura 4.2. Mapa geológico del área de estudio según Martini.

Fuente: recuperado de “Estratigrafía, deformación y magmatismo de la región comprendida entre Huetamo y Zihuatanejo (Michoacán, Guerrero): implicaciones para la evolución tectónica del sur de México durante el Cretácico y el Terciario Temprano”, Martini, Michelangelo (18,10,2009). Recuperado de http://www.geociencias.unam.mx/geociencias/posgrado/tesis/doctorado/michelangelo_m.pdf

Formación Playa Larga

Está conformada por alternancia de metaconglomerado y metareniscas miloníticas de color grisáceo. Los metaconglomerados son matriz- a clasto- soportados, mal clasificados. Se componen por clastos de tamaño variable de 1 a 25 cm, que, en las partes con menor deformación presentan formas principalmente subangulosas. Los clastos proceden de rocas volcánicas porfidicas y andesitas principalmente, así como rocas granitoides, en una matriz de cuarzo, plagioclasa, muscovita y óxidos. Estas rocas presentan una foliación milonítica, marcada por la orientación preferencial de los clastos.

Rocas volcánicas

Las rocas volcánicas del Eoceno afloran principalmente al norte de Zihuatanejo, rodeando el batolito homónimo. Forman una potente sucesión de aproximadamente 1500 metros de derrames de lava y brechas autoclásticas y una parte superior compuesta por aproximadamente 700 metros de ignimbritas. 300 metros de areniscas y conglomerados volcanoclásticos continentales se hallan intercalados entre las lavas y las ignimbritas.

Rocas intrusivas

El batolito de Vallecitos de Zaragoza-Zihuatanejo aflora principalmente en la parte central de Zihuatanejo. Presenta variaciones texturales y composicionales importantes. Presentan textura holocristalina, fanerítica, equigranular a inequigranular y una composición variable desde diorita hasta granito. Los granitos son de grano medio y se caracterizan por una paragénesis principal de cuarzo, K-feldespatos mayor a plagioclasa, hornblenda y biotita. Las dioritas son la litología dominante. Texturalmente varían desde equigranulares de grano medio a grueso a inequigranulares, y están compuestas por cuarzo, plagioclasas mayores a K-Feldespatos y clinopiroxenos. Estas litologías también pertenecen al Cenozoico, específicamente al Eoceno.

Formación Zihuatanejo

Esta formación aflora limitadamente entre la bahía de Zihuatanejo y el poblado de El Calabazalito (al norte de Zihuatanejo en dirección a la carretera que va a Coyuca de Catalán). La base de esta formación consta de una sucesión de arenisca calcárea de grano medio a fino intercaladas con margas, en estratos de espesor variable de 4 a 45 cm. Hacia la base de la sucesión se observan los depósitos turbidíticos representados por lutitas, areniscas y conglomerados volcanoclásticos de color gris a verdoso, donde se encuentran intercalados algunos derrames de lava, además de toba.

Formación Ixtapa

Aflora en los alrededores occidentales de Zihuatanejo. Se compone por caliza, desde masiva hasta estratificada, interestratificada con lutita, limolita calcárea y autobrecha. Contiene una abundante fauna fósil diversa como gasterópodos, equinoides, rudistas y corales. Entre la estratificación también se observan escasos derrames de lava, de andesita principalmente. En el entronque para Ixtapa, sobre la carretera nacional Zihuatanejo-Lázaro Cárdenas las andesitas

muestran cristalización de biotita-actinolita, epidota y cuarzo, lo que indica un evento de metamorfismo de contacto, relacionado probablemente con el emplazamiento de los batolitos cenozoicos.

Formación Playa Hermosa

Esta formación aflora a lo largo de la costa entre los poblados de Zihuatanejo y Troncones (pequeño pueblo costero ubicado a pocos kilómetros al occidente de Zihuatanejo). Está constituida por una alternancia de arenisca, lutita, limolita y menor abundancia de conglomerado. Las areniscas varían composicionalmente de arcosas a grauvacas arcósicas, con menor abundancia de litarenitas en la parte superior de la sucesión. Los conglomerados están compuestos por fragmentos de andesitas y tobas en una matriz compuesta por cuarzo y óxidos. Las rocas de la formación Playa Hermosa se encuentran afectadas también por un evento de metamorfismo de contacto, que determinó la cristalización de biotita-actinolita y epidota, así como la cristalización de cuarzo.

Formación Posquelite

Se extiende en los alrededores del poblado Homónimo (ubicado al norte de Zihuatanejo, a lo largo de la carretera Zihuatanejo-Coyuca de Catalán). Conglomerado polimíctico y areniscas componen esta formación. Las areniscas son principalmente masivas y se presentan en estratos de 20-30 cm. Son de grano fino a medio y varían de moderadamente a mal clasificadas. Composicionalmente pasan de grauvacas arcósicas a arcosas ricas en cuarzo. Los clastos son mayoritariamente subangulosos y en orden de abundancia, cuarzo, plagioclasa y muscovita. La cristalización de biotita-actinolita y de epidota al igual que la recristalización del cuarzo son evidencia del evento metamórfico de contacto.

Aluviones y sedimentos litorales

Compuestos por fragmentos de roca granítica, de plagioclasa y feldespatos potásicos principalmente, que rellenan la cuenca de El Coacoyul. Algunos clastos presentan el lineamiento típico de la formación Playa Larga, así como los menos escasos clastos de andesita. El aluvión se extiende al norte hasta la sierra que delimita al pueblo de El Coacoyul, al occidente hasta los inicios de Agua de correa, mientras que al oriente alcanza las inmediaciones del pueblo El Aeropuerto. En la parte sur los clastos disminuyen su tamaño de grava para conformar las arenas de Playa Larga, en unos de los extremos de la bahía de Potosí.

4.1.2 Geología estructural

La geología estructural está influida por la complejidad tectónica que presenta la zona. La sobreposición de diferentes dominios tectónicos hace posible el contacto, en discordancia angular o por falla, de diferentes unidades litoestratigráficas que funcionan generalmente como barreras de flujo subterráneo y le imprimen un rasgo muy característico a esta región del sur del país.

A excepción de los depósitos aluviales más recientes, el resto de las rocas están afectadas, por fallas normales, inversas, de inflexión e incluso de tipo rotacional, producto de la tectónica que ha imperado en la región, consecuencia de procesos geológicos asociados a la zona de subducción de la placa del Pacífico y la placa de Norteamérica.

En la región de Playa Larga, se tiene registro de una fase de transcurrencia derecha, proceso que reactivó las fallas mayores y dio lugar a la zona de cizalla de Playa Larga. La red estereográfica arroja información, con base en las trazas ciclográficas de los planos de foliación de la zona de cizalla de Playa Larga, que permite concluir que las estructuras de esta fase de deformación son compatibles con una extensión NW-SE.

Una zona de cizalla milonítica se extiende desde las cercanías de Playa Larga hasta la ranchería de El Encanto (poblado ubicado en la serranía a pocos km al noroeste de El Coacoyul). La cizalla es vertical, presenta una dirección principal N45°E y un ancho de aproximadamente 2 kilómetros. Además, corta la sucesión de areniscas y conglomerados de la formación Playa Larga y las rocas granodioríticas del batolito Vallecitos de Zaragoza-Zihuatanejo (litología que conforma las montañas al norte de El Coacoyul).²

La zona de cizalla de Playa Larga, esquematizada en la Figura 4.3, es el resultado de un proceso de compresión desde la línea de costa hacia el continente y una expansión a lo largo del litoral, proceso que dio origen al plegamiento de las formaciones Ixtapa, Playa Hermosa y Zihuatanejo (que forman parte de la sucesión mesozoica plegada).

Este gran rasgo estructural delimita la cuenca de El Coacoyul en la margen occidental y afecta la formación Playa Larga y al batolito Vallecitos de Zaragoza-Zihuatanejo.

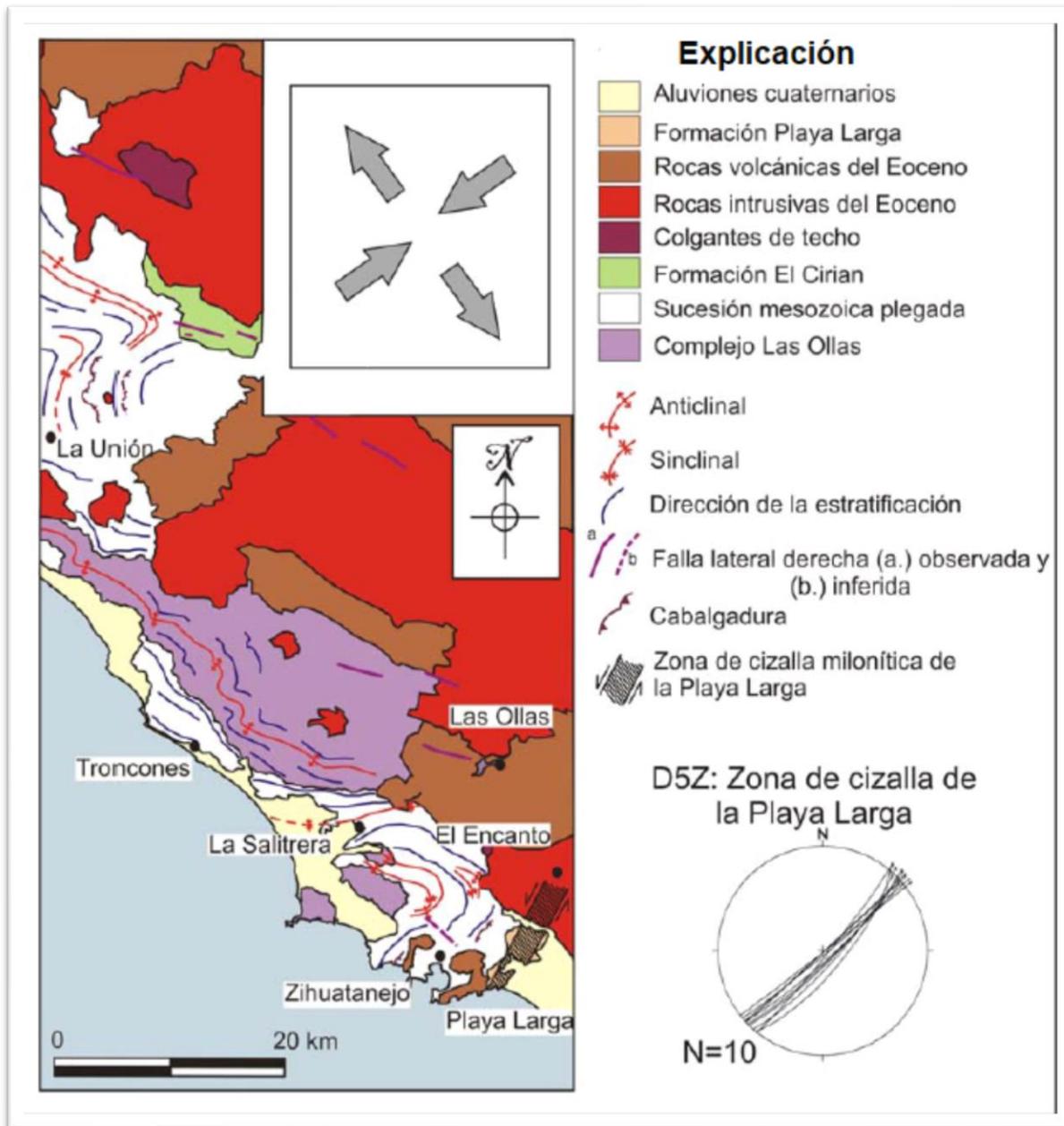


Figura 4.3. Zona de cizalla milonítica de Playa Larga, según Martini.

Fuente: recuperado y modificado de “Estratigrafía, deformación y magmatismo de la región comprendida entre Huetamo y Zihuatanejo (Michoacán, Guerrero): implicaciones para la evolución tectónica del sur de México durante el Cretácico y el Terciario Temprano”, Martini, Michelangelo (18,10,2009). Recuperado de http://www.geociencias.unam.mx/geociencias/posgrado/tesis/doctorado/michelangelo_m.pdf

4.2 Reseña hidrogeológica

El acuífero de El Coacoyul ocupa una superficie total del 270 km², limita al norte con los acuíferos de Ixtapa y San Jeronimito, al oriente con San Jeronimito, al sur con el Océano Pacífico y al occidente con los acuíferos de Ixtapa y Bahía de Zihuatanejo, tal y como se observa en la Figura 4.4.



Figura 4.4. Localización y límites del acuífero de El Coacoyul.

Fuente: recuperado de “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoyul (1217), Estado de Guerrero”, CONAGUA, (20,04,2015). Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

Con base en el estudio hidrogeológico de la CONAGUA¹ se clasifica el acuífero de El Coacoyul como un acuífero libre. Está alojado en los sedimentos que forman el aluvión que fue depositado por el arroyo de El Coacoyul y San Miguelito.

Su espesor varía desde pocos metros en las cercanías de las sierras del poblado de El Coacoyul y aumenta hasta algunas decenas de metros conforme se avanza hacia la planicie costera. Los límites del aluvión están marcados por las rocas metamórficas y graníticas que acrecientan el relieve. Estas rocas son a su vez el basamento y una barrera de flujo subterráneo.

Además de que el acuífero toma la forma del aluvión que rellena la pequeña cuenca de El Coacoyul, el basamento granítico presenta intenso fracturamiento, discontinuidades que en las zonas más superiores son tan abundantes que es la escala milimétrica la que separa una de las otras. Luego entonces, el acuífero de El Coacoyul se encuentra alojado en el relleno aluvial (porosidad primaria) y en las fracturas (porosidad secundaria) que afectan la zona superior del basamento granítico. La presencia de fallas normales de tipo escalonado que desplazan hacia abajo bloques tanto de rocas intrusivas como metamórficas dieron pie a la formación de la cuenca de El Coacoyul, que una vez rellena alojó en sus sedimentos el acuífero homónimo. Los límites laterales del acuífero y el basamento están constituidos por rocas graníticas y metamórficas¹. En sitios distales el espesor de los sedimentos que rellenan la cuenca es tan pequeño que el acuífero únicamente se halla en las rocas ígneas plutónicas alteradas y fracturadas.

En la Figura 4.5 se representa la sección geológica I-I' (marcada en el mapa geológico de la Figura 4.1) muestra las rocas metamórficas que fungen como basamento principal de los límites serranos del aluvión donde se halla el acuífero. En la parte más baja de la cuenca las rocas graníticas dominan y las partes superiores de la misma, meteorizadas, presentan permeabilidad secundaria, por lo que se consideran también alojamiento para el acuífero.

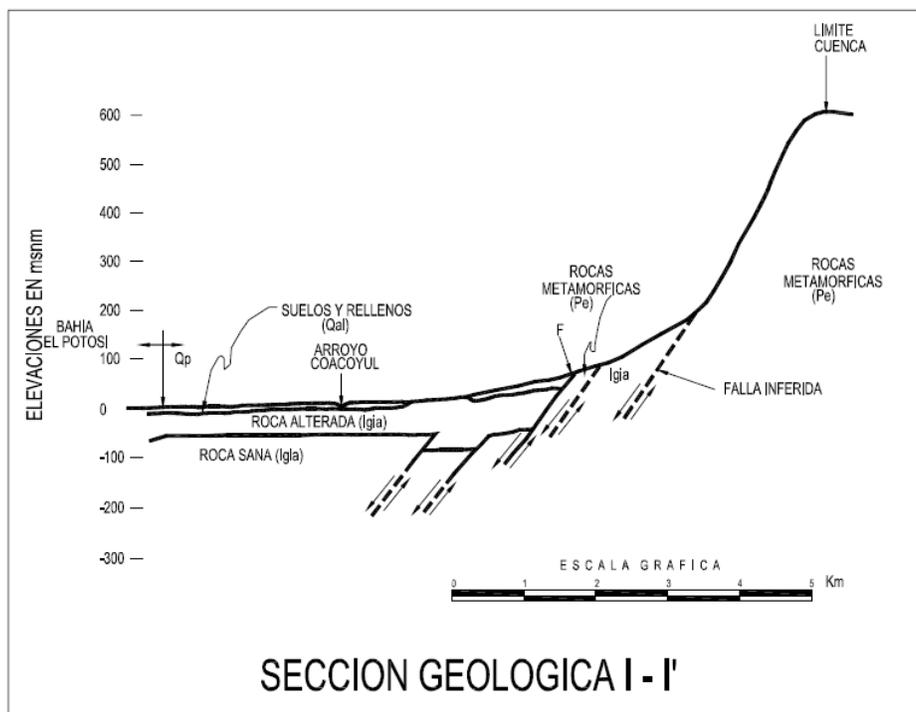


Figura 4.5. Sección geológica I-I'.

Fuente: recuperado de “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoyul (1217), Estado de Guerrero”, CONAGUA, (20,04,2015). Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

La información de los parámetros hidráulicos procede de la interpretación de 10 pruebas de bombeo realizadas por IPESA, cinco de ellos en 1991 y el resto en 1999. Para los dos casos los resultados se interpretaron usando el método convencional de Neuman y el modelo numérico de Rathod y Rushton.

Las pruebas de ejecutaron tanto en la etapa de abatimiento como en la recuperación y el tiempo de bombeo varió de 4 a 30 horas. Los valores de K obtenidos por el método de Neuman varían de 1.44 a 281 m/d y de 0.5 a 200 m/d para el caso del modelo numérico. La transmisividad resultó oscilar entre 32 y 1170 m²/d con el uso el método convencional de Neuman.

Los valores del coeficiente de almacenamiento obtenidos por ensayo y error durante la calibración con el modelo numérico fluctúan entre 0.01 y 0.001. Estos valores son consistentes con los resultados obtenidos en más de 30 pruebas de bombeo realizadas en los acuíferos de los poblados vecinos de Pantla e Ixtapa.

Los valores máximos de profundidad al nivel estático, expuestos en la Figura 4.6 superan los 7 metros en los linderos de las serranías mientras que cerca de la costa disminuyen incluso por debajo de los 2 metros.

Por otro lado, la configuración de las curvas de elevación del nivel estático de la Figura 4.7 (noviembre del 2004) presenta elevaciones máximas entre 10 y 15 msnm en las zonas norteñas de los poblados de San Miguelito y Coacoysl y valores mínimos de 1 a 2 msnm en los aprovechamientos localizados hacia las zonas costeras. Los gradientes hidráulicos varían de 0.008 a 0.012.

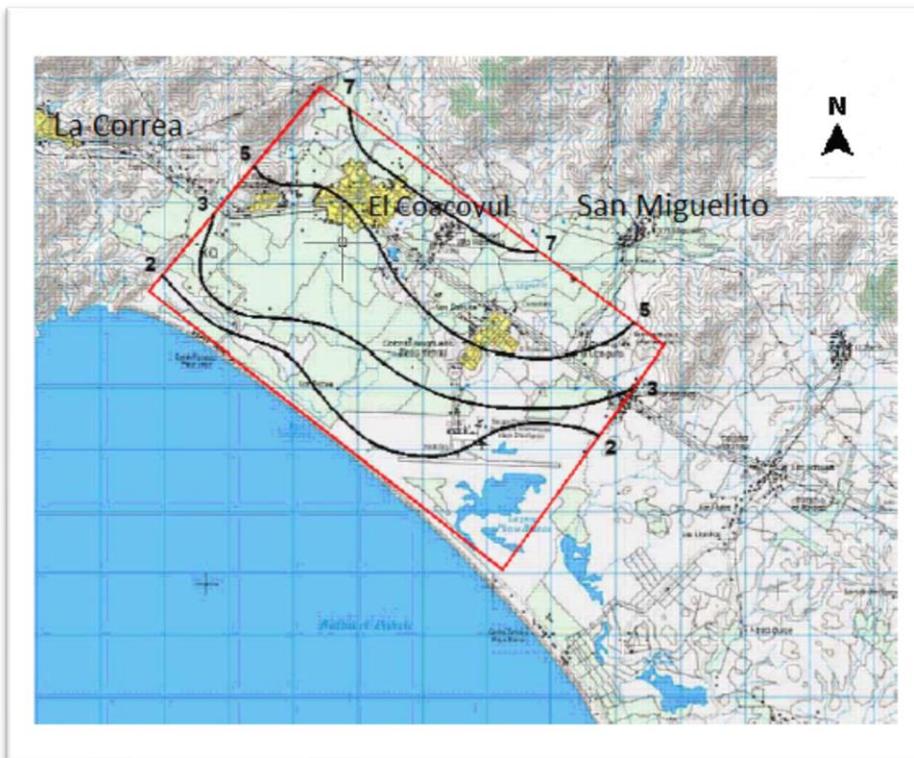


Figura 4.6. Profundidad al nivel estático.

Fuente: recuperado y modificado de “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoysl (1217), Estado de Guerrero”, CONAGUA, (20,04,2015). Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

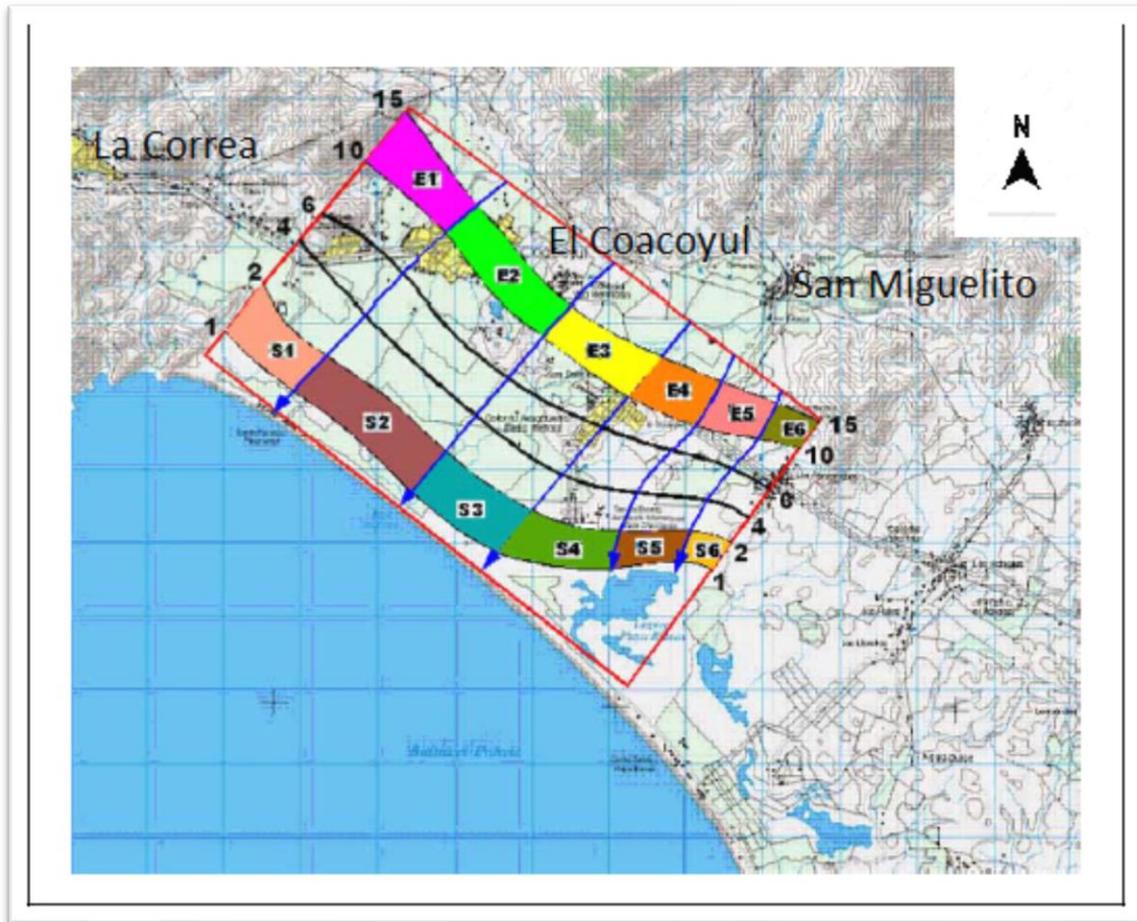


Figura 4.7. Elevación del nivel estático.

Fuente: recuperado y modificado de “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacooyul (1217), Estado de Guerrero”, CONAGUA, (20,04,2015). Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

Las muestras estudiadas por la CONAGUA indican que la calidad química del agua es apta para todo uso. Las concentraciones de sólidos totales disueltos no superan las 850 partes por millón (ppm), por debajo de las 1000 ppm que establece la Norma Oficial Mexicana para el agua destinada para consumo humano.

A pesar de esto, en la cercanía a la costa se registran valores de salinidad superiores a las 1000 partes por millón (ppm).

4.2.1 Balance de agua subterránea de la CONAGUA

La diferencia entre la suma total de las entradas (recarga) y la suma total de las salidas (descarga), representa el volumen de almacenamiento ganado o perdido por el acuífero

La ecuación de general de balance de acuerdo con la ley general de conservación de la masa es la siguiente

$$\text{Entradas (E) – Salidas (S) = Cambio de masa} \quad \text{ecuación (3)}$$

Al aplicar la ecuación 3 al estudio del acuífero, las entradas quedan representadas por la recarga total, las salidas por la descarga total y el cambio de masa por el cambio de almacenamiento en la unidad hidrogeológica.

$$\text{Recarga total – Descarga total = Cambio de almacenamiento del acuífero} \\ \text{ecuación (4)}$$

Las entradas al acuífero están conformadas por: la recarga total (Rt) que equivale a la suma de las entradas subterráneas (Eh) más la recarga vertical por lluvia (Rv). Las salidas del acuífero se componen de: el bombeo (B), las salidas subterráneas hacia el mar (Sh) y la evapotranspiración (ETR).

Luego entonces, la ecuación del balance hídrico se reescribe como sigue.

$$Eh + Rv - B - Sh - ETR = \Delta V(S) \quad \text{ecuación (5)}$$

En donde:

Rt= Recarga total (equivale a Eh+Rv, Entradas subterráneas y recarga vertical por lluvia)

B= Bombeo

Sh= Salidas subterráneas hacia el mar

ETR= Evapotranspiración

$\Delta V(S)$ = Cambio en el volumen de almacenamiento

Recarga vertical (Rv)

Es uno de los términos que mayor incertidumbre implica su cálculo, para conocerlo se despejará de la ecuación de balance y se resolverá más adelante.¹

$$Rv = B + Sh + ETR + \Delta V(S) - Eh \quad \text{ecuación (6)}$$

Entradas subterráneas horizontales (Eh)

Una fracción del volumen de las lluvias se precipita por las fracturas de las rocas graníticas y por los piedemontes, para posteriormente recargar el acuífero del abanico aluvial en forma de flujo subterráneo que converge hacia el mar. Para el cálculo, la CONAGUA¹ utilizó la configuración de la elevación del nivel estático corresponde a noviembre del 2004 (Figura 4.7). Con base en dicha configuración seleccionaron canales de flujo y se aplicó la ley de Darcy para calcular el caudal (Q) que recarga el acuífero.

La recarga horizontal es el resultado de la suma de los caudales de cada uno de los canales establecidos. La ecuación es la siguiente:

$$Q = B * i * T \quad \text{ecuación (7)}$$

En donde:

B= Ancho(m) del canal de flujo

i= gradiente hidráulico ($i=h_2-h_1/L$), h y L son la diferencia y distancia respectivamente

T= Transmisividad (m^2/s) en el canal de flujo

En la Tabla 4.1 se anotan los valores obtenidos en cada celda y el total de 5.5 hm³/año.

Tabla 4.1. Entradas subterráneas horizontales.

Canal	Longitud (m)	Ancho (m)	$h_2 - h_1$ (m)	l	T (m ² /día)	Caudal (m ³ /día)	Volumen (hm ³ /año)
E1	1500	600	5	0.0083	200	2500	0.9
E2	1800	550	5	0.0091	300	4909	1.8
E3	1400	600	5	0.0083	600	7000	2.5
E4	900	500	5	0.0100	30	270	0.1
E5	900	500	5	0.0125	30	270	0.1
E6	600	400	5	0.0125	30	270	0.1
Total							5.5

Los valores de T utilizados para el cálculo fueron obtenidos de “Actualización del estudio hidrogeológico de la zona Coacoyul-San Miguelito, Estado de Guerrero, 1999”. Recuperado y modificado de “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoyul (1217), Estado de Guerrero”, CONAGUA, (20,04,2015). Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

Evapotranspiración (ETR)

Mediante el método de TURC, que utiliza las medias anuales de temperatura y precipitación 26.3°C y precipitación de 958 mm la CONAGUA₁ obtuvo una evapotranspiración potencial de 888.2 mm anuales, información expuesta en la Figura 4.8.

Fórmula de Turc:

$$ETR (mm) = \frac{P (mm)}{\sqrt{0.90 + \left(\frac{P^2 (mm)}{L^2}\right)}} \quad L = 300 + 25T + 0.05T^3$$

T (°C) =	26.3		
P(mm) =	958	P ² =	917764
L =	1867.07235	L ² =	3485959.16
ETR (mm)	888.2279056		

Figura 4.8. Cálculo de la evapotranspiración por el método de TURC.

Fuente: recuperado de “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoyul (1217), Estado de Guerrero”, CONAGUA, (20,04,2015). Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

El efecto de la evapotranspiración tiene influencia hasta una profundidad máxima de 10 metros, por lo que la cantidad de agua perdida no será igual a pocos centímetros de la superficie que a varios metros por debajo de la misma. Existe relación lineal entre la profundidad al nivel estático y el porcentaje de evapotranspiración, además de considerar la extinción del efecto de esta última hasta los 10 metros, se puede decir que a mayor profundidad el efecto de la evapotranspiración disminuye. De tal manera que a 0 metros el valor de la evapotranspiración es del 100%, a 2 metros de 80%, a 5 metros de 50%, etc. La CONAGUA¹ considera las curvas menores a 10 metros, se calcula el área entre ellas y se toma el valor promedio entre cada uno de los intervalos de profundidad. El valor promedio de profundidad se pondera con el porcentaje de evapotranspiración (ETR) correspondiente que a la relación lineal mencionada anteriormente.

En la Tabla 4.2 se muestran cálculos que concluyen en una evapotranspiración de 16 hm³/año.

Tabla 4.2. Ponderación de la evapotranspiración.

Intervalo curvas (m)	Profundidad promedio (m)	Área (km ²)	%	ETR (m)	Volumen ETR (hm ³ /año)
0-2	1	4.8	0.9	0.888	3.8
2-3	2.5	5.2	0.75	0.888	3.5
3-5	4	9.8	0.6	0.888	5.2
5-7	6	8.5	0.4	0.888	3
7	7	1.6	0.3	0.888	0.4
	Balance de área	29.9		ETR=	16

Fuente: recuperado y modificado de “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoyul (1217), Estado de Guerrero”, CONAGUA, (20,04,2015). Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

Bombeo (B)

La extracción del agua en el área de trabajo fluctúa en el tiempo, en las estimaciones recientes de la CONAGUA¹, la cantidad asciende a 2.4 hm³/año. Se usa mayoritariamente con fines agrarios y urbanos.

Salidas subterráneas (Sh)

Las salidas subterráneas fueron evaluadas de la misma manera como se evaluaron las entradas subterráneas, a partir de la configuración de elevación del nivel estático mostrada en la Figura 4.7. El valor estimado es de 1.8 hm³/año. Tal y como se observa en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Cálculo de las salidas subterráneas.

Canal	Longitud L (m)	Ancho B (m)	$h_2 - h_1$ (m)	I	T (m ² /día)	Caudal Q (m ³ /día)	Volumen (hm ³ /año)
S1	1300	550	1	0.0018	200	472.7	0.2
S2	1800	550	1	0.0018	250	818.2	0.3
S3	1500	500	1	0.0020	200	750	0.3
S4	1300	400	1	0.0025	600	1950	0.7
S5	900	350	1	0.0029	250	642.9	0.2
S6	500	400	1	0.0025	250	250	0.1
Total							1.8

Fuente: recuperado y modificado de “Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoyul (1217), Estado de Guerrero”, CONAGUA, (20,04,2015). Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

Cambio de almacenamiento ($\Delta V(S)$)

El cambio de almacenamiento varía estacionalmente como respuesta a la infiltración de la lluvia. En época de estiaje se abaten los niveles para recuperarse rápidamente en temporada de lluvias. Por esta razón, para fines del balance de aguas subterráneas, no existe cambio de almacenamiento en el acuífero, es decir $\Delta V(S)=0.1$

Recarga total del acuífero (R_t)

Conocidas todas las componentes que se requieren para el balance se resuelve la recarga vertical (R_v), planteada en la ecuación (6).

$$R_v = 1.8 + 2.4 + 16 - 0 - 5.5 \text{ [hectómetros cúbicos anuales]}$$

Entonces la recarga vertical equivale a 14.7 hm³ anuales.

La recarga total media anual (R_t) equivale a la suma de la recarga vertical (R_v) más la recarga subterránea (E_h). Por lo que:

$$R_t = 14.7 + 5.5 \text{ [hectómetros cúbicos anuales]}$$

Suman un total de recarga media anual de 20.2 hectómetros cúbicos anuales.

Capítulo 5 : Método de trabajo

5.1 Trabajo de campo

El reconocimiento de las unidades litológicas en campo para la posterior elaboración del mapa geológico se llevó a cabo utilizando las cartas topográficas 1:20000 del: INEGI E14C22 b y C14C22 e. El levantamiento de la información se realizó mediante el uso de un GPS Garmin modelo eTrex y una brújula Brunton mientras que la configuración hidrogeológica se construyó al medir los niveles dinámicos y estáticos de diferentes aprovechamientos localizados a lo largo de todo el acuífero usando un lazo graduado en conjunto con un electrodo de elaboración básica. Para proponer la estratigrafía se tomaron en cuenta los valores de edad absoluta hechos por el Servicio Geológico Mexicano anotados en la carta geológico-minera: E-14-7-10.

5.1.1 Geología

El poblado de El Coacoyul se asienta sobre el aluvión que rellena una pequeña cuenca que está delimitada al norte y al oeste por serranías y al sur por el Océano Pacífico, hacia el este el material no consolidado se extiende hasta dejar los límites del área de interés. En la región afloran los tres tipos de rocas. El norte y el oeste están dominados por los intrusivos que conforman las elevaciones que delimitan el valle; al suroeste, un enclave metamórfico se muestra en las cercanías de Playa Larga. Y finalmente, en la bahía de Zihuatanejo, en el malecón que comunica playa Principal con playa La Madera se observa una secuencia sedimentaria que contiene miembros clásticos y no clásticos.

Granito- Granodiorita (Gr-Gd)

Está emplazado al norte y al occidente de la cuenca y ocupa, junto con el granito calcoalcalino, prácticamente toda el área de estudio. No se trata de cuerpos esporádicos en el área sino de un batolito que domina toda la región.

La estructura y el perfil de meteorización varían zonalmente, las emplazadas al noreste presentan estructura compacta y baja meteorización, está en su mayoría en forma de cebolla, separando a la roca en capas pequeñas que tienen pocos centímetros de espesor. La meteorización química y biológica son considerables ya que a pesar de que algunos lomeríos presentan roca totalmente sana, existen grandes horizontes de suelo que superan las decenas de metros. Por otro lado, en

la margen occidental los tres tipos de meteorización son altos, regularmente el color ocre no permite distinguir las características de la roca, pero hay algunos afloramientos viables para la observación. La estructura de la roca es semicompacta aunque al aplicar fuerza con la mano el material se disgrega con facilidad. Sobre toda la unidad la vegetación es abundante en árboles típicos del clima cálido subhúmedo como las parotas y los bocotes.

La roca es de composición ácida y de textura fanerítica, el tamaño de grano varía de medio a grueso, supera los 2 mm y alcanza algunas veces las cercanías de la escala centimétrica, principalmente en la extensión noreste, en donde el tamaño de grano dominante está cerca de los 5 mm. Al occidente el tamaño de grano disminuye, oscilando entre 2 y 4 mm; las dimensiones mayores se observan marcadamente adentrándose al continente mientras que decrecen hacia la línea de costa. Los minerales esenciales de la unidad son el cuarzo, la ortoclasa y las plagioclasas, filosilicatos como moscovita y biotita aparecen también, aunque en menor cantidad. La magnetita es el mineral accesorio que se distingue a simple vista.

La composición mineralógica varía a lo largo de la unidad; generalmente, la hornblenda y magnetita aparecen en menor porcentaje al noreste, pero los cristales son mucho mayores que en su similar occidental. En los intrusivos occidentales, la hornblenda y magnetita son más abundantes, este hecho se traduce en un pequeño cambio de color en la unidad, en donde la occidental es más oscura que su vecina del noreste. La biotita y la moscovita presentan cristales muy marcados únicamente al noreste, al occidente, debido a la mayor meteorización, se observan muy rara vez.

Los enclaves máficos de hornblenda abundan, superan algunas veces los 30 centímetros pueden confundirse fácilmente con xénolitos. En toda la unidad los diques son muy comunes, y sus espesores fluctúan desde los pocos milímetros hasta acercarse -mayoritariamente en la zona noreste- a un metro de grosor.

Curiosamente el mayor tamaño de grano se halla en los que intrusionan a la parte noreste de la unidad, los cristales de cuarzo más grandes superan los 2 cm. Del lado occidental el tamaño de grano de los diques es mucho menor, alcanzando rara vez un milímetro, además hay una mayor abundancia en minerales oscuros.

Las características mencionadas diferencian en términos generales a las dos secciones de unidad, a pesar de ello, las relaciones mineralógicas expuestas pueden cambiar en pequeñas áreas de ambas zonas.

Las Figuras 5.1 y 5.2 se refieren a la textura fanerítica y a los enclaves máficos respectivamente.



Figura 5.1. Textura fanerítica del granito-granodiorita.

Fuente: fotografía propia.



Figura 5.2. Granodiorita con enclaves máficos de hornblenda y magnetita.

Fuente: fotografía propia.

Granito Calcoalcalino (Gr-CAI)

Se halla al norte de la cuenca, alrededor de una de las secciones de la unidad de granito-granodiorita; hay otros afloramientos más pequeños que destacan sobre el aluvión en varios puntos del poblado de El Coacoyul y el pueblo de El Paraíso. Geomorfológicamente no hay distinción alguna entre Gr-Gd y Gr-CAI, ambas unidades forman parte del mismo batolito, de hecho, no hay ningún contacto entre ellas. El principal criterio de diferenciación es la composición química entre los dos plutones, factor que se marca significativamente en un área de transición mineralógica de pocos metros que se usó como contacto para elaborar el mapa geológico. Esta característica resalta que las rocas graníticas actuales probablemente proceden de un magma precursor cuyas etapas de enfriamiento originaron dos composiciones líticas distintas. La relación entre feldespato alcalino y plagioclasa en esta unidad se inclina claramente hacia el primer componente por lo que el color de la roca resulta en una mezcla de rosa y blanco muy característico que distingue de los granitos y granodioritas típicos. La estructura es compacta y el perfil de meteorización mediano, comparada con la otra unidad intrusiva se ordena entre la sección noreste y la sección occidental y son las que muestran menor y mayor meteorización respectivamente. La textura es fanerítica de grano medio muy uniforme, de 2 mm de tamaño. Los minerales esenciales son el cuarzo, la ortoclasa y las plagioclasas, la magnetita aparece como accesorio, aunque en un porcentaje del 1% o aún menor. Un color pardo amarillento típico de minerales de alteración de hierro se encuentra disperso en toda la unidad, aunque no se distingue a simple vista de que mineral se trata. A diferencia de Gr-Gd los diques en esta unidad son prácticamente inexistentes. La fotografía de esta roca se expone en la Figura 5.3



Figura 5.3. Granito calcoalcalino.

Fuente: fotografía propia.

El tamaño de grano es uniforme y alcanza los 2 mm. El perfil de meteorización es medio-alto.

Intrusivos metamorfizados (Me)

La unidad aflora en el límite occidental de Playa Larga y se extiende cerca de un kilómetro por las elevaciones inmediatas localizadas al noreste. La estructura de la roca es compacta y el perfil de meteorización es bajo a lo largo de la línea de costa y aumenta conforme se adentra al continente. En la parte más meteorizada el suelo alcanza los dos metros y en la costa la roca se presenta al fresco, debido a que sobre la línea de costa no hay vegetación alguna que colabore a la meteorización biológica.

El protolito es claramente de origen plutónico granito-granodiorítico. La textura foliada aglomera a los componentes de la roca en forma de bandas, cada una de las bandas contiene una composición mineralógica definida a causa de la disgregación mineral producida por el metamorfismo, pero en términos generales los minerales presentan un tamaño de grano fino. La separación distingue a los minerales máficos de los félsicos, los segundos se componen de cuarzo, feldspatos potásicos y plagioclasas mientras que los primeros contienen principalmente hornblenda y magnetita.

El tamaño de las bandas minerales abarca desde los pocos milímetros hasta superar la decena de centímetros en los espesores más grandes. Algunas aglomeraciones de minerales no presentan el bandeamiento completo y se muestran como elipses perpendiculares a la dirección de deformación, emulando a clastos redondeados, este fenómeno puede observarse en la Figura 5.4.

A pesar de que la descripción expuesta indica que se trata de un gneiss, en algunas franjas de la unidad el bandeamiento es tan delgado que las superficies forman laminas al separarse, característica propia de los esquistos.

Los planos originados a causa del bandeamiento mineral son superficies de debilidad que se extienden por toda la unidad <<esquematisadas en la Figura 5.5>>, dentro de estos se hallan cuerpos intrusivos de granito-granodiorita que no presentan ninguna evidencia de metamorfismo. Estas rocas intrusionantes de granito-granodiorita son el único indicio de un contacto entre las unidades que conforman el batolito (Gr-Gd) y esta colección de intrusivos metamorfizados, ya que el material que rellena la cuenca no permite ver contacto alguno hacia el norte. Por otro lado, hacia el occidente existe una zona de transición, litología que se expondrá a continuación.

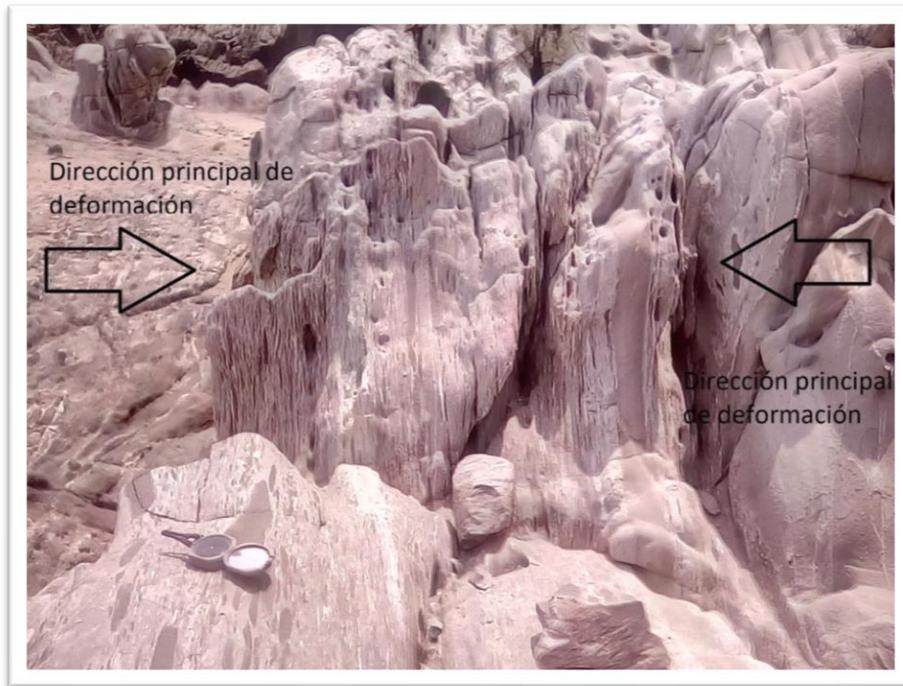


Figura 5.4. Intrusivos metamorizados de grano fino.

Fuente: fotografía propia.

En la parte central y derecha de la imagen se observan las bandas de minerales félsicos y máficos. En el lado inferior izquierdo se aprecian las elipses alargadas que emulan clastos redondeados. La fotografía se tomó perpendicularmente a la dirección de deformación.

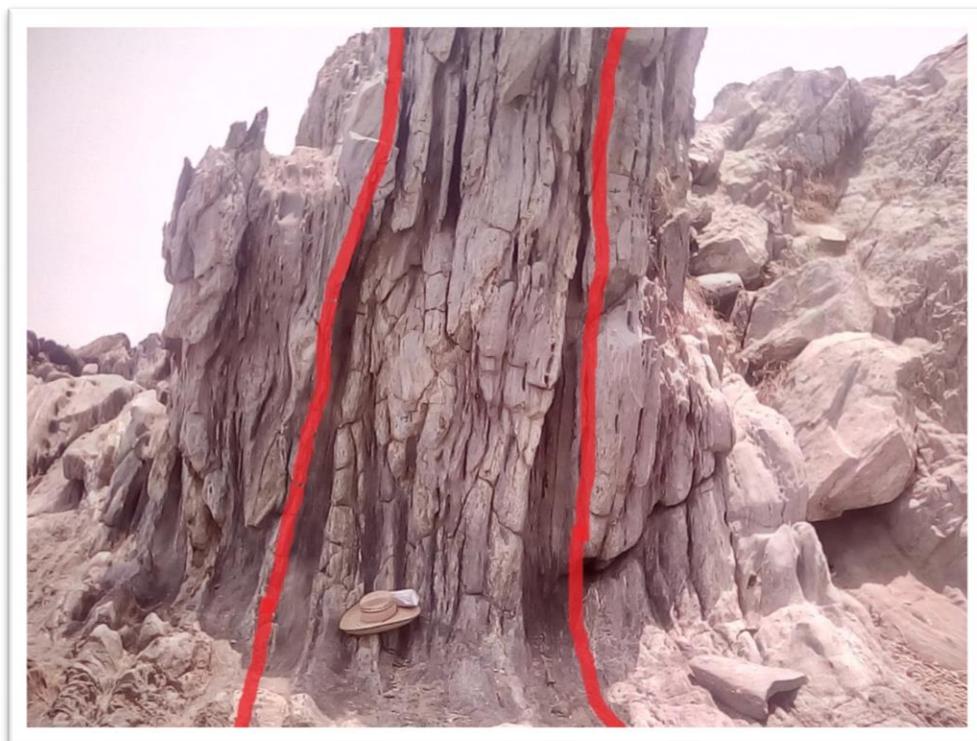


Figura 5.5. Superficies de esquistosidad paralelas a los planos de bandeamiento mineral.

Fuente: fotografía propia.

Zona de transición (Tran)

La zona de transición es el área que se extiende entre la unidad de granito-granodiorita (de la parte occidental) y los intrusivos metamorfizados que afloran en los límites de Playa Larga. Se trata de una roca semicompacta con un perfil de meteorización mediano, principalmente biológico, los horizontes de suelo alcanzan los dos metros.

Esta región presenta características de rocas metamórficas, pero en menor grado que la unidad anterior. No existe bandeamiento mineral, únicamente lineación. El protolito es claramente granítico y los minerales esenciales son el cuarzo, ortoclasa, las plagioclasas y hornblenda; la magnetita es el mineral accesorio que se identifica a simple vista. La lineación mineral distingue de máficos y félsicos; los primeros compuestos de hornblenda y los segundos de cuarzo, ortoclasa y plagioclasas. Los enclaves alargados que componen el lineamiento mineral generalmente no superan los 2 mm de espesor, y las líneas muestran un carácter intermitente.

La roca no tiene superficies laminares características de la esquistosidad, la textura es no foliada y el tamaño de grano fino. Esta unidad tiene particularidades de un grado de metamorfismo mucho menor que los intrusivos metamorfizados vecinos.

La denominación informal de zona de transición se ha tomado para exponer que el metamorfismo de mayor grado de la unidad aledaña (Me), disminuye en dirección noroeste hasta mostrar signos de un metamorfismo menor en esta zona de transición y desaparece totalmente en la unidad consiguiente de granito-granodiorita. La textura indica que esta área transicional es la parte más alejada del mismo protolito que formó a la unidad (Me), ambas afectadas por el metamorfismo regional; fenómeno causado por la subducción de la placa del Pacífico por debajo de la Norteamericana. El paso del metamorfismo de mayor grado de la unidad (Me) al de menor grado de la zona de transición (Tran) es paulatino y se distingue en pocos afloramientos que han resistido la alta meteorización biológica del lugar.

Cabe aclarar que el contacto que se marca en el mapa geológico entre el granito-granodiorita (Gr-Gd) y la zona de transición (Tran) es un contacto posible ya que debido a la espesa vegetación del lugar no se observa ningún contacto litológico o estructural. Pero se descarta que este intrusivo (Gr-Gd) sea el protolito de las unidades: zona de transición (Tran) e intrusivos metamorfizados (Me). En el apartado de geología estructural de este capítulo se exponen las razones.

El único hecho observado en campo es que dentro de los planos de debilidad causados por el metamorfismo en la unidad (Me) se hayan paquetes de granito-

granodiorita que intrusionan a todo el conjunto metamórfico, además las intrusiones granodioríticas aparecen también en un par de puntos más en el área costera de la zona de transición; donde no hay planos de debilidad por lo que la intrusión es mucho más concisa y resalta de la geometría planar y vertical de la morfología local (principalmente por los riscos que constituyen el litoral). Con base en lo anterior, en términos de edad relativa, la unidad granito-granodiorita (Gr-Gd) es más joven que las unidades de intrusivos metamorfizados (Me) y la zona de transición (Tran). Las unidades (Gr-Gd) y (Gr-CAI) son contemporáneas ya que pertenecen al mismo batolito.

Secuencia sedimentaria (Sed)

En el litoral que delimita la bahía de Zihuatanejo, desde playa La Ropa hasta los linderos de playa La Madera se extiende una secuencia sedimentaria que contiene rocas clásticas y no clásticas. El miembro más joven aflora en playa La Ropa mientras que la edad de los estratos aumenta hacia el nor-noroeste, siguiendo la línea de costa, donde las rocas más antiguas se observan en el límite occidental de playa La Madera.

La mayoría de la secuencia sedimentaria está sepultada bajo la arena, se estudiaron únicamente un total de 59 metros de espesores de roca. Toda la columna presenta características de depósitos marinos, a pesar de que existe un intervalo que muestra una secuencia tipo Flysch (intercalación rítmica entre areniscas de grano medio y lutitas), la mayoría de los estratos de arenisca presentan gradación. Oscilan desde grano medio -o fino en un solo caso- en la parte superior, terminan con conglomerados o grano grueso en la base de los estratos; secuencia bouma incompleta típica de los depósitos turbidíticos de talud o aguas profundas. El único miembro que presenta textura no clástica es el estrato más joven de la columna conformado por caliza tipo mudstone, roca que muestra sólo un espesor de un metro, porque los estratos se sepultan bajo la arena de playa La Ropa. Esta caliza es la única litología que aflora en playa La Ropa, la secuencia reaparece al norte, emplazada bajo la arena, aproximadamente 175 m de espesor de la columna sedimentaria.

Un conjunto de estratos de arenisca de grano medio intercalados con lutitas laminadas prosiguen en la sucesión (secuencia tipo Flysch). A partir de aquí se aprecia el contacto intrusivo entre las rocas sedimentarias (Sed) y la unidad de granito-granodiorita (Gr-Gd), que sigue a lo largo del litoral y desaparece bajo las construcciones poco antes de llegar a playa La Madera. Los estratos se pierden bajo la arena una vez más, aproximadamente un espesor de 194 metros y sobresalen nuevamente en playa La Madera. La última parte de la columna es visible de playa La Madera hasta poco antes del inicio de playa Principal. Hay dos

direcciones de estratificación generales a lo largo de la secuencia: NW con inclinación al NE y NE con inclinación al SE, dominan la primera dirección en los estratos sureños y la segunda en los miembros al norte. Esto sugiere algún tipo de deformación estructural causado por una falla o quizá un cambio geométrico en los componentes de la cuenca provocado por basculamiento en compañía de un tiempo de no depósito.

Debido a que la mayoría de la secuencia se localiza bajo la playa no se ha podido observar ninguna falla o discordancia angular que puedan corroborar estas dos teorías, respectivamente. Otra de las causas probables de este cambio en la estratificación, y que se observa en campo, es el contacto intrusivo entre las rocas sedimentarias (Sed) y el Granito-Granodiorita (Gr-Gd) ya que en la poca extensión que es visible ha deformado de manera considerable algunos estratos de arenisca, al punto de fracturarlos y engullirlos como xenolitos. Este escenario podría ser el causante, a una escala subterránea mucho mayor, de las muy dispares direcciones de estratificación.

En las Figuras 5.7 y 5.8 se expone la columna sedimentaria a detalle, los símbolos utilizados para la misma se esquematizan en la Figura 5.6.

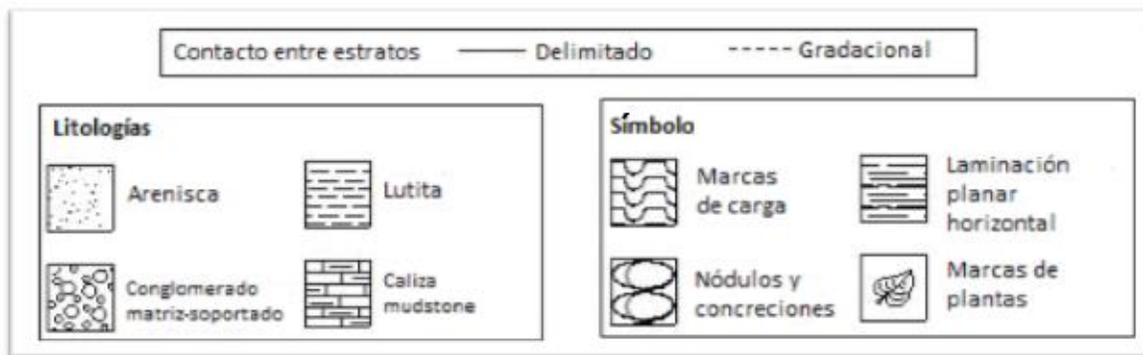


Figura 5.6. Simbología utilizada en la columna sedimentaria.

Fuente: elaboración propia.

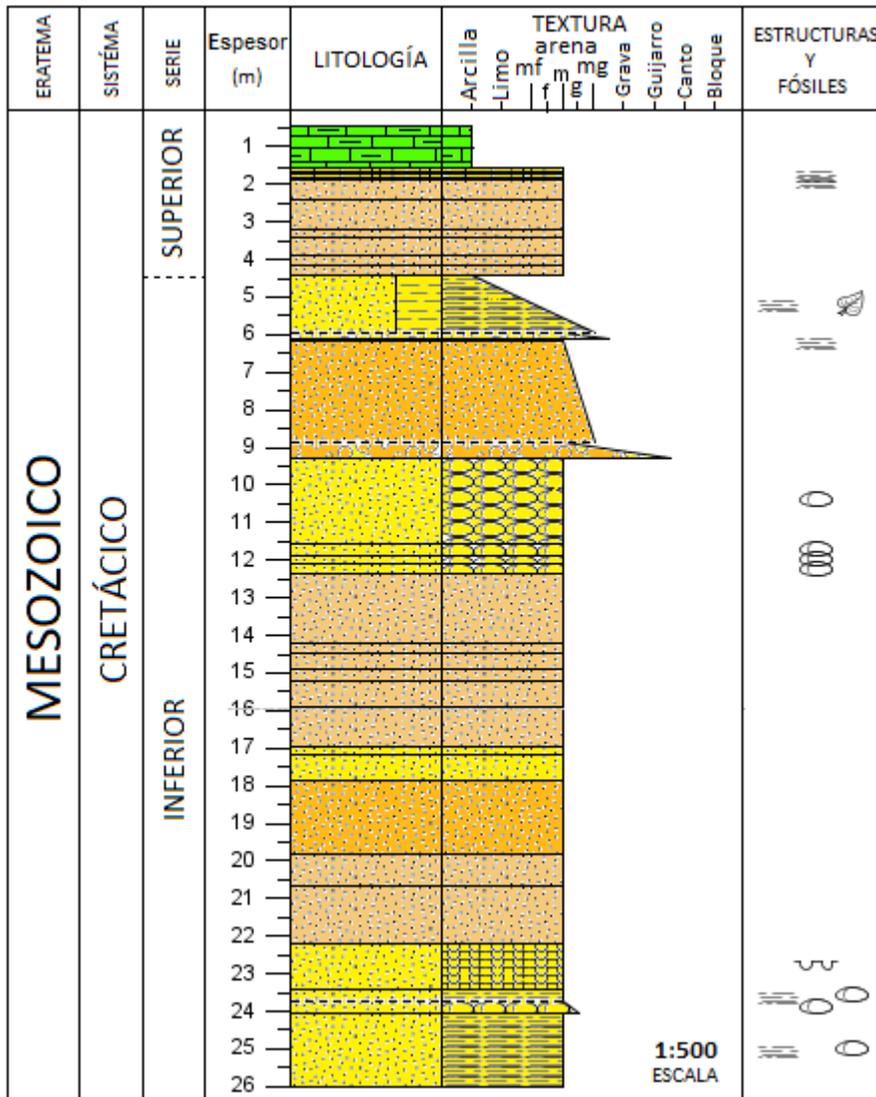


Figura 5.7. Columna sedimentaria, primera sección.

Fuente: elaboración propia.

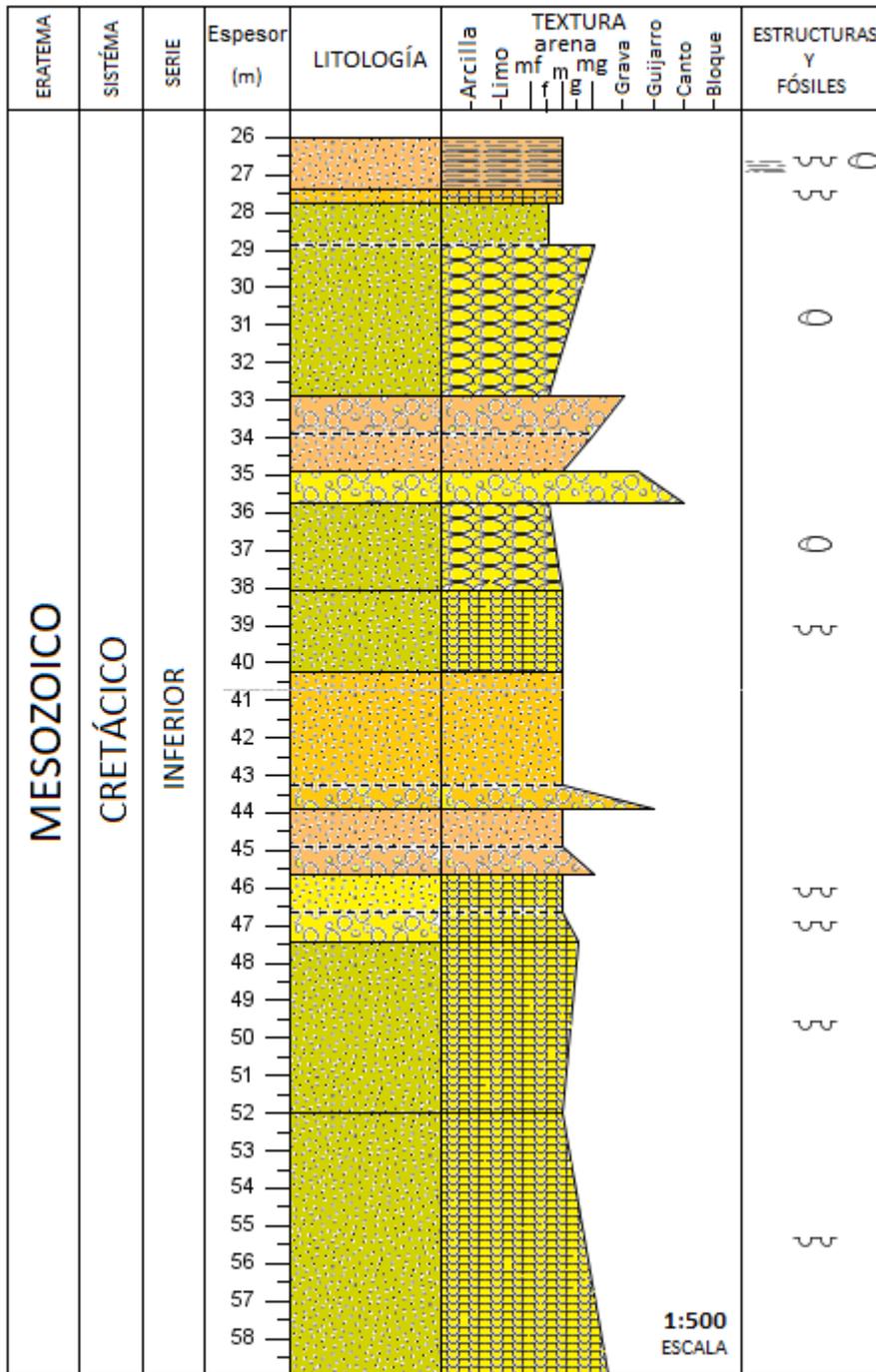


Figura 5.8. Columna sedimentaria, segunda sección.

Fuente: elaboración propia.

Aluvión (AI)

El aluvión cubre todas las partes bajas de la cuenca de El Coacoyul, así como los poblados aledaños de Los Reyes, Las Pozas y El Paraíso. Está compuesto por granos finos y alcanzan tamaños de bloques de más de un par de metros de diámetro, principalmente en los linderos de los arroyos. El mayor componente del aluvión es el suelo procedente de la meteorización del granito calcoalcalino (Gr-CAI), que es transportado por los arroyos y corrientes de agua menores a las cotas más bajas del valle.

También hay presencia de suelo no transportado (primario), fotografía mostrada en la Figura 5.9, pero se localiza mayoritariamente en los límites del aluvión con el resto de las litologías. El aporte de la unidad de granito-granodiorita (Gr-Gd) es pequeño comparado con el granito calcoalcalino (Gr-CAI) y presenta en términos generales tamaños de grano mayores, entre gravas y bloques. El abanico que rellena la depresión frente a playa La Ropa es una excepción y tiene mayor procedencia de la unidad granito-granodiorita (Gr-Gd), porque el granito calcoalcalino (Gr-CAI) no aflora en ese lugar.



Figura 5.9. Suelo primario.

Fuente: fotografía propia.

Procedente de la meteorización del granito calcoalcalino que será transportado por las corrientes de agua para rellenar la cuenca de El Coacoyul.

5.1.1.1 Estratigrafía

El ordenamiento estratigráfico de las unidades que afloran en el área de estudio se muestra en la secuencia esquematizada en la Figura 5.10. Los intrusivos metamorfizados (Me) conforman el basamento de la secuencia.

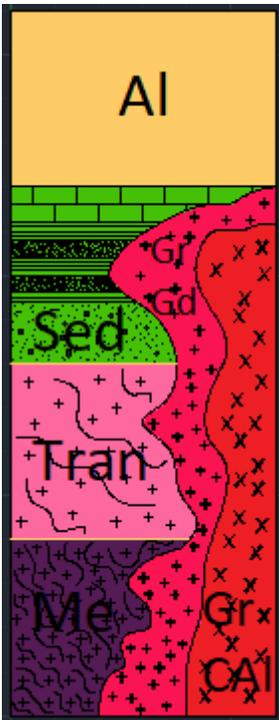


Figura 5.10. Secuencia estratigráfica del área de estudio.

Fuente: elaboración propia.

A pesar de que la zona de transición (Tran) puede considerarse contemporánea de la unidad (Me), se ha colocado arriba estratigráficamente porque es la sección más somera de la unidad (Me). Las rocas sedimentarias (Sed) no presentan contacto con las unidades (Me) o (Tran), únicamente son intrusionadas por (Gr-Gd) y (Gr-CAI). A pesar de ello no existen indicios de metamorfismo en este conjunto de rocas, por lo que debieron depositarse después del evento metamórfico y antes del emplazamiento de los intrusivos. Los plutones (Gr-Gr) y (Gr-CAI) son sincrónicos e intruyen a las tres unidades anteriores. Finalmente, el aluvión es el componente más joven de la secuencia.

La carta geológico-minera Zihuatanejos E14-7-10 elaborada por el Servicio Geológico Mexicano en 1999 sugiere que el depósito de la secuencia sedimentaria de la bahía de Zihuatanejo ocurrió en el intervalo desde el comienzo del Hauteriviano (132.9 m.a.), Cretácico Inferior; hasta la finalización del Cenomaniano (93.9 m.a.), Cretácico Superior.

En la estratigrafía del mencionado documento se manejan las unidades Gr-Gd y Gr-CAI como un solo Plutón cuyo emplazamiento corresponde al inicio del Oligoceno (33.9 m.a) en el periodo Paleógeno. La capa de aluvión se registra como la más joven de las unidades con una edad pleistocena de 1.68 millones de años.

La zona de transición y los intrusivos metamorfizados no se mencionan en la carta geológico-minera del Servicio Geológico Mexicano ni en la Actualización de Disponibilidad Media Anual hecha por la CONAGUA¹ y Martini en su tesis doctoral² propone un origen distinto para estas formaciones, por lo que no es posible mencionar una edad absoluta para las unidades (Me) y (Tran). Lógicamente, esta debería ser anterior al Hauteriviano en el Cretácico inferior.

5.1.1.2 Hidroestratigrafía

Con base en la geología elaborada mediante el trabajo de campo se puede realizar una interpretación de cada uno de los componentes del acuífero. En el área pueden observarse los tres tipos de roca, cuyas porosidades presentan la variabilidad suficiente para conformar un diseño subterráneo que permita el flujo de agua a través de la cuenca de El Coacoyul.

Granito- Granodiorita (Gr-Gd)

Esta unidad es la que abarca la mayor superficie, debido a su carácter cristalino no presenta porosidad primaria. La baja meteorización no ha provocado discontinuidades que puedan considerarse como rutas de migración del fluido, por lo que tampoco cuenta con porosidad secundaria. En términos general este granito se considera impermeable.

Granito Calcoalcalino (Gr-CAI)

Ocupa el segundo lugar en extensión superficial. A pesar de no presentar porosidad primaria, a diferencia de la unidad anterior, la meteorización es mayor. Este fenómeno está menos marcado en las cotas superiores, pero en los límites de la serranía con la cuenca de El Coacoyul la roca comienza a formar suelo y las diaclasas son tan abundantes que pueden hallarse a distancias menores a un centímetro una de otra. Luego entonces, el granito calcoalcalino tiene una marcada porosidad secundaria (por las diaclasas principalmente) en las zonas más cercanas a la cuenca, sobre todo en los piedemontes que rodean a la misma.

Intrusivos metamorfizados (Me) y Zona de transición (Tran)

Localizada al oeste de la cuenca presenta el bandeamiento típico de los esquistos por lo que no tiene porosidad intraclasto. No existe una frecuencia importante en las discontinuidades, de hecho, son más que escasas. En la zona de transición la esquistosidad disminuye, y la roca muestra características cristalinas y metamórficas, tampoco existen discontinuidades de consideración. Estas dos unidades también son impermeables.

Secuencia sedimentaria (Sed)

Aflora a lo largo de la línea de costa oriental de la bahía de Zihuatanejo. Se compone de areniscas de grano medio a grueso y estratos clásticos de menor tamaño como las lutitas. Las areniscas presentan porosidad intraclasto y las frecuentes discontinuidades pueden considerarse como porosidad secundaria. A pesar de esto, la unidad de granito-granodiorita intrusión a todo el paquete sedimentario a unos pocos metros del continente, actuando como una barrera que no permite el flujo del agua hacia el mar en esa área. Los estratos de areniscas tienen porosidad primaria pero su ordenamiento estratigráfico permite que se definan como cuerpos impermeables.

Aluvión (Al)

Rellena la cuenca de El Coacoyul y se compone desde partículas limosas hasta bloques de roca procedentes de las unidades circundantes. Es el miembro más joven del área de estudio y también el que sobreyace a todas las litologías mencionadas anteriormente. En la porosidad intraclasto del aluvión se halla el acuífero de El Coacoyul.

El acuífero está contenido en el aluvión que recubre la pequeña cuenca en donde se encuentra el poblado de El Coacoyul. Con base en el carácter impermeable de las unidades que conforman el basamento (Gr-Gd, Gr-CAI, Me, Tran y Sed) se concluye que se trata de un acuífero libre.

El espesor es variable, superando los 20 metros en los piedemontes en la región norte, 11 metros en las partes céntricas del poblado, hasta alcanzar el nivel del mar en la línea de costa. En términos generales disminuye conforme se avanza hacia la playa, por lo que el acuífero se acuña desde el Norte hacia el Sur.

5.1.1.3 Geología estructural

Las unidades más afectadas por discontinuidades son la sección occidental del granito-granodiorita (Gr-Gd) y los intrusivos metamorfizados (Me), muestran diaclasas y superficies de esquistosidad respectivamente. Las diaclasas existentes en la primera (Gr-Gd), son muy abundantes y afectan a toda la extensión de la unidad que se localiza al sur de la carretera El Coacoyul-Zihuatanejo hasta llegar al litoral. Discontinuidades concéntricas, típicamente conocidas como en forma de cebolla también aparecen a lo largo de los afloramientos, aunque su frecuencia es mucho menor que la primera. En los intrusivos metamorfizados (Me) los planos de esquistosidad dominan toda la extensión de la roca, y algunos de ellos están rellenos de cuarzo blanco y depósitos considerables de magnetita que superan los siete centímetros de espesor.

La sección oriental del granito-granodiorita (Gr-Gd) curiosamente no muestra signos estructurales, únicamente algunas intrusiones por diques y vetillas. En la unidad de granito calcoalcalino (Gr-CAI) se observan diaclasas abundantes pero la separación entre ellas es tan pequeña que sólo las mayores alcanzan la escala milimétrica. En la secuencia sedimentaria que aflora en la bahía de Zihuatanejo las diaclasas presentan una separación entre dos mm y pocas veces superan el centímetro de espesor, aunque la frecuencia de las discontinuidades es baja.

En general, las discontinuidades observadas en el área de estudio no presentan movimiento por lo que no se hallaron fallas importantes, un par de ellas aparecen en la región occidental del granito-granodiorita, pero su influencia es local ya que la proyección se pierde una decena de metros al descender hacia el nivel del mar.

En la Figura 5.11 se exponen los planos de esquistosidad presentes en la unidad de intrusivos metamorfizados (Me) y en la 5.12 la roseta de rumbos. La dirección preferencial de los planos es hacia el noreste, de donde el 35% de las superficies de esquistosidad se acotan entre el intervalo N50°E y N60°E. Los intervalos (N60°E, N70°E) y (N40°E, N50°E) acumulan el 25% y el 30% del resto de los datos. Con base en esta información se propone una dirección de deformación, causada por el metamorfismo regional, perpendicular a los planos de esquistosidad. Dicho esfuerzo podría estar contenido en el intervalo (N50°W, N20°W). Las direcciones del esfuerzo y el intervalo probable se encuentran señalados con flechas y en líneas de color rojo respectivamente, en la figura 5.12.

Los planos de diaclasas existentes en la sección occidental de la unidad intrusiva de granito-granodiorita así como la roseta de rumbos de la misma, se ilustran en las Figuras 5.13 y 5.14 respectivamente, ambas fueron elaboradas con un total de 200 datos de rumbo y echado. Las diaclasas ubicadas en esta sección de la roca presentan varias direcciones principales y no hay un número pequeño de familias que contengan la mayoría de los datos sino muchas familias con un porcentaje

pequeño de diaclasas. El mayor es del 13% ubicado en el intervalo (N10°W, N20°W), el 9% en (S80°E, E franco) y el 8% en (N20°E, N30°E); el resto de los intervalos no supera el 6%. En la fotografía presentada en la Figura 5.15 están resaltadas las tres direcciones principales ya mencionadas

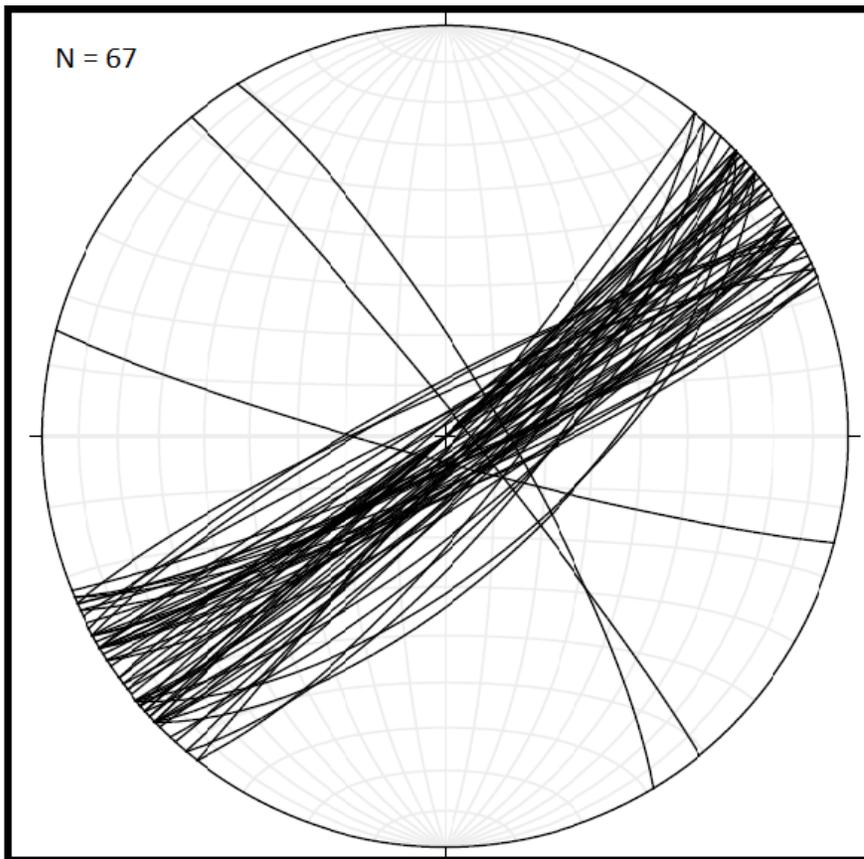


Figura 5.11. Planos de esquistosidad en la unidad de intrusivos metamorfizados (Me).

Fuente: elaboración propia.

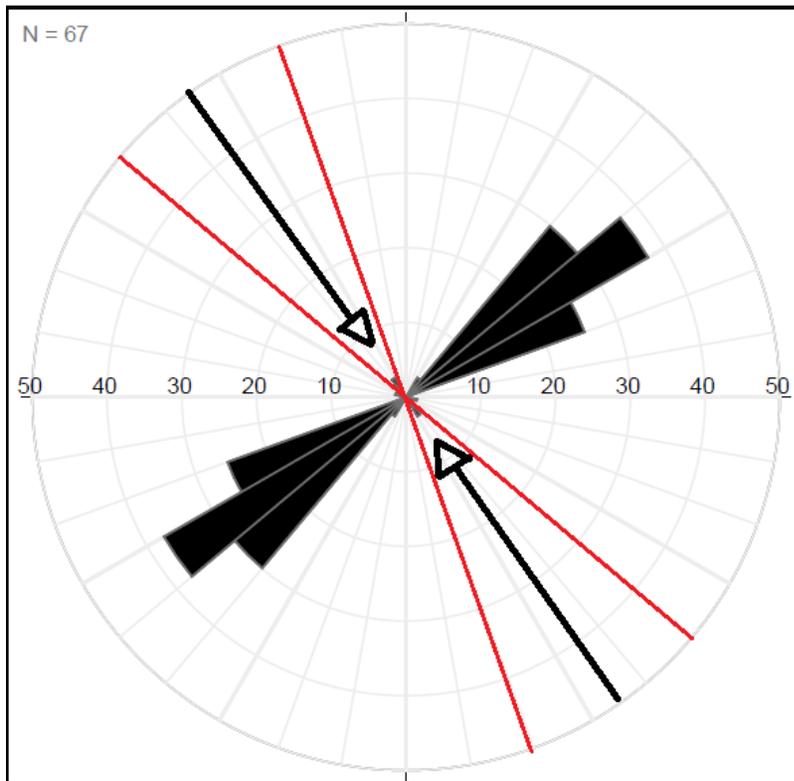


Figura 5.12. Roseta de rumbos de los planos de esquistosidad en la unidad de intrusivos metamorfizados (Me).

Fuente: elaboración propia.

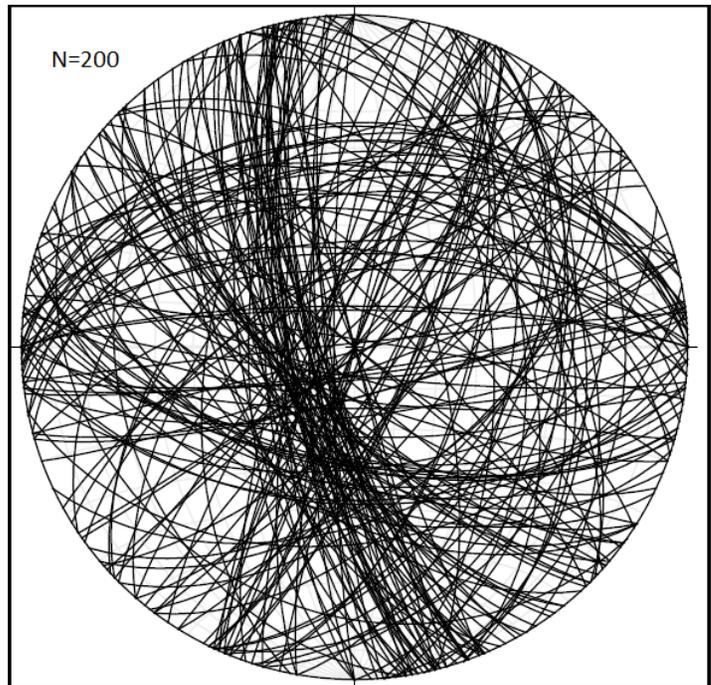


Figura 5.13. Planos de diaclasas.

Fuente: elaboración propia.

Localizados en la región al sur de la carretera Zihuatanejo-El Coacoyul, en la unidad de granito-granodiorita (Gr-Gd).

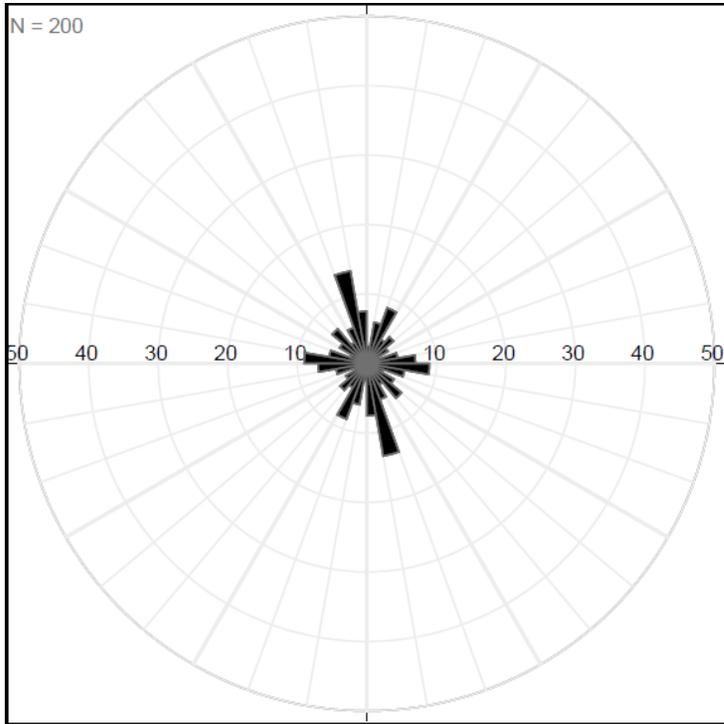


Figura 5.14. Roseta de rumbo de las diaclasas.

Fuente: elaboración propia.

localizados en la región al sur de la carretera Zihuatanejo-El Coacoyul, en la unidad granito-granodiorita (Gr-Gd).



Figura 5.15. Tres direcciones principales de las diaclasas.

Fuente: elaboración propia.

localizadas en la región al sur de la carretera Zihuatanejo-El Coacoyul, en la unidad granito-granodiorita (Gr-Gd).

Con base en los datos estructurales obtenidos y la comparación entre las rosetas de rumbos de los planos de esquistosidad (Me) y las diaclasas (Gr-Gd) se puede argumentar que los esfuerzos causados por el metamorfismo regional que construyeron los planos de esquistosidad de la unidad (Me) no corresponden con los que provocaron las discontinuidades en la unidad de granito-granodiorita (Gr-Gd).

Por lo anterior no existe relación estructural entre las dos unidades y se descarta la idea de que la unidad de granito-granodiorita (Gr-Gd) sea el protolito de la zona de transición. Otro ángulo de la esquistosidad en los intrusivos metamorfizados puede apreciarse en la fotografía de la Figura 5.16.



Figura 5.16. Fotografía de los planos de esquistosidad en la unidad de intrusivos metamorfizados (Me).

Fuente: fotografía propia.

Finalmente, los mapas geológicos del área de estudio, en las zonas oeste y este, se exponen en las Figuras 5.17 y 5.18 respectivamente.

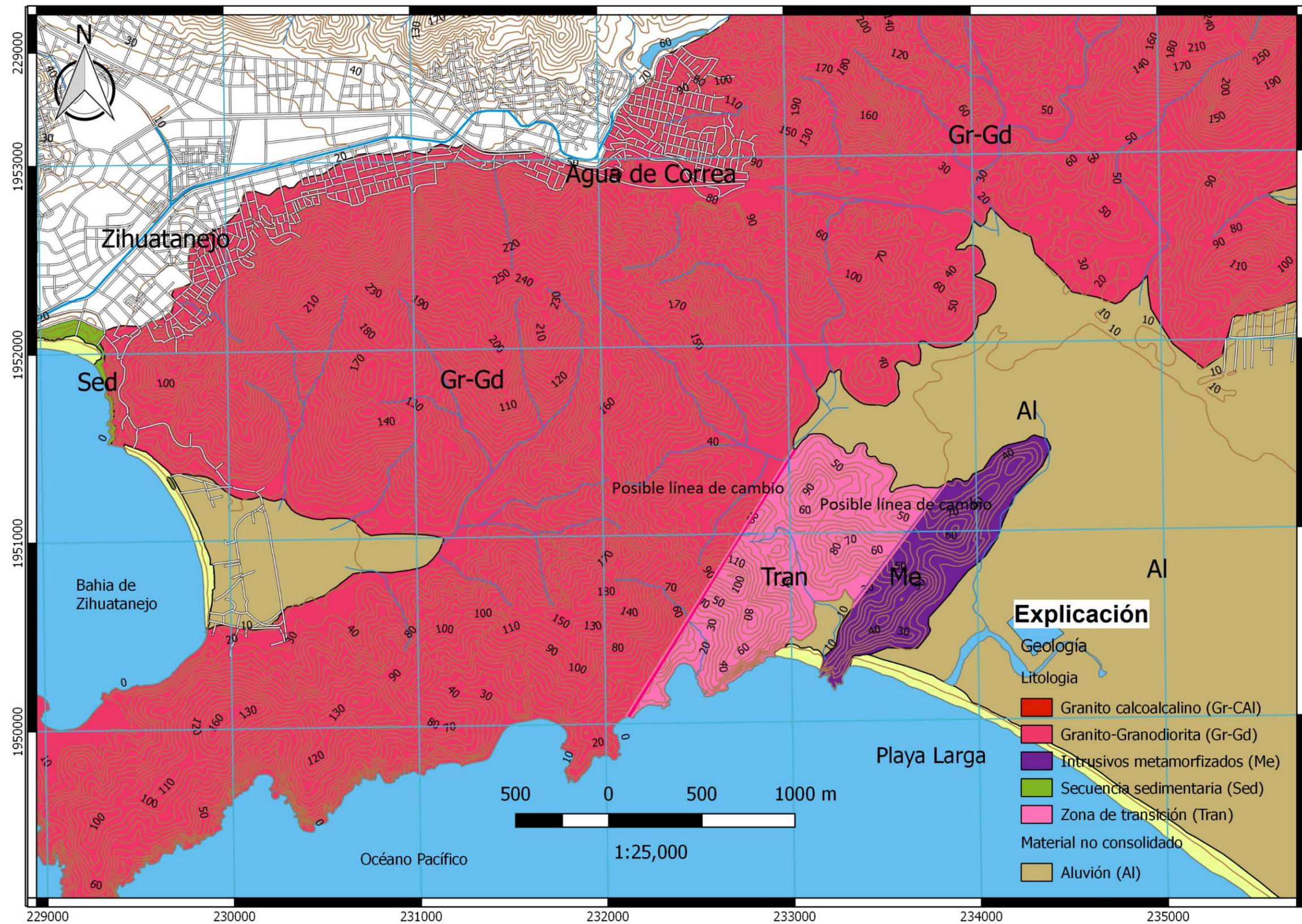


Figura 5.17. Mapa geológico de la zona oeste del área de estudio.

Fuente: elaboración propia.

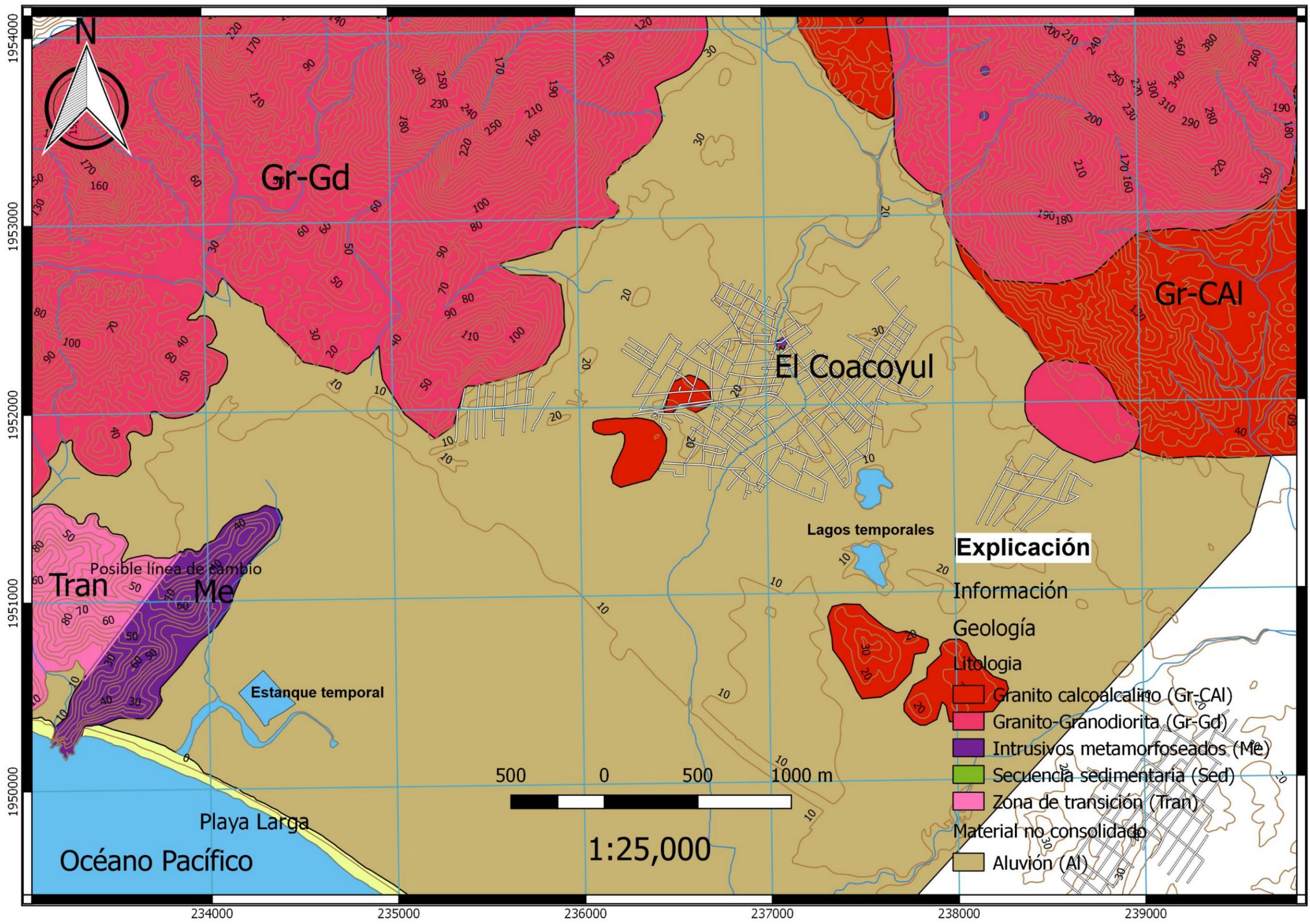


Figura 5.18. Mapa geológico de la zona este del área de estudio.

Fuente: elaboración propia.

5.1.2 Hidrogeología

5.1.2.1 Censo de aprovechamientos

Durante el mes de diciembre del 2015 se realizaron los censos de 14 aprovechamientos de agua potable localizados en los pueblos de El Coacoyul y El Paraíso, de los cuales 4 se registraron durante el bombeo (nivel dinámico) y 10 en reposo (nivel estático), la altura del brocal ya está considerada en los valores obtenidos. A continuación, la Tabla 5.1 resume los resultados.

Tabla 5.1. Censos de aprovechamientos, diciembre del 2015.

Nombre	Este	Norte	Altura (msnm)	PNE (m)	ENE (msnm)	PND (m)	END (msnm)
A1 (SAPAC)	238180	1950016	15	-	-	3	12
A2	238220	1949993	15	4	11	-	-
A3	238062	1949915	13	2.7	10.3	-	-
A4	236871	1951508	17	2.31	14.69	-	-
A5	236048	1951646	17	-	-	5.2	11.8
A6	236227	1951963	19	-	-	5.4	13.6
A7	236216	1951902	18	4.9	13.1	-	-
A8	236855	1953019	24	6.5	17.5	-	-
A9	236923	1952643	22	5.38	16.62	-	-
A10	236346	1953144	24	2.95	21.05	-	-
A11	236597	1953332	25	3.6	21.4	-	-
A12	237373	1952807	25	-	-	2.8	22.2
A13	237913	1952247	20	3	17	-	-
Manantial	238515	1952227	28	0	28	-	-

Fuente: elaboración propia.

El aprovechamiento A1 es que abastece al Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de El Coacoyul. La altura se refiere a la cota topográfica. PNE, ENE, PND, END; se refieren a la profundidad al nivel estático, elevación del nivel estático, profundidad al nivel dinámico y elevación del nivel dinámico respectivamente.

Con base en la información anterior se construyeron la red de flujo subterráneo y las líneas equipotenciales de profundidad al nivel estático. La segunda utiliza el metro como dimensión de profundidad (m) y la primera sobre el nivel del mar (msnm). Ambas configuraciones están representadas, en las Figuras 5.19 y 5.20, correspondientemente.

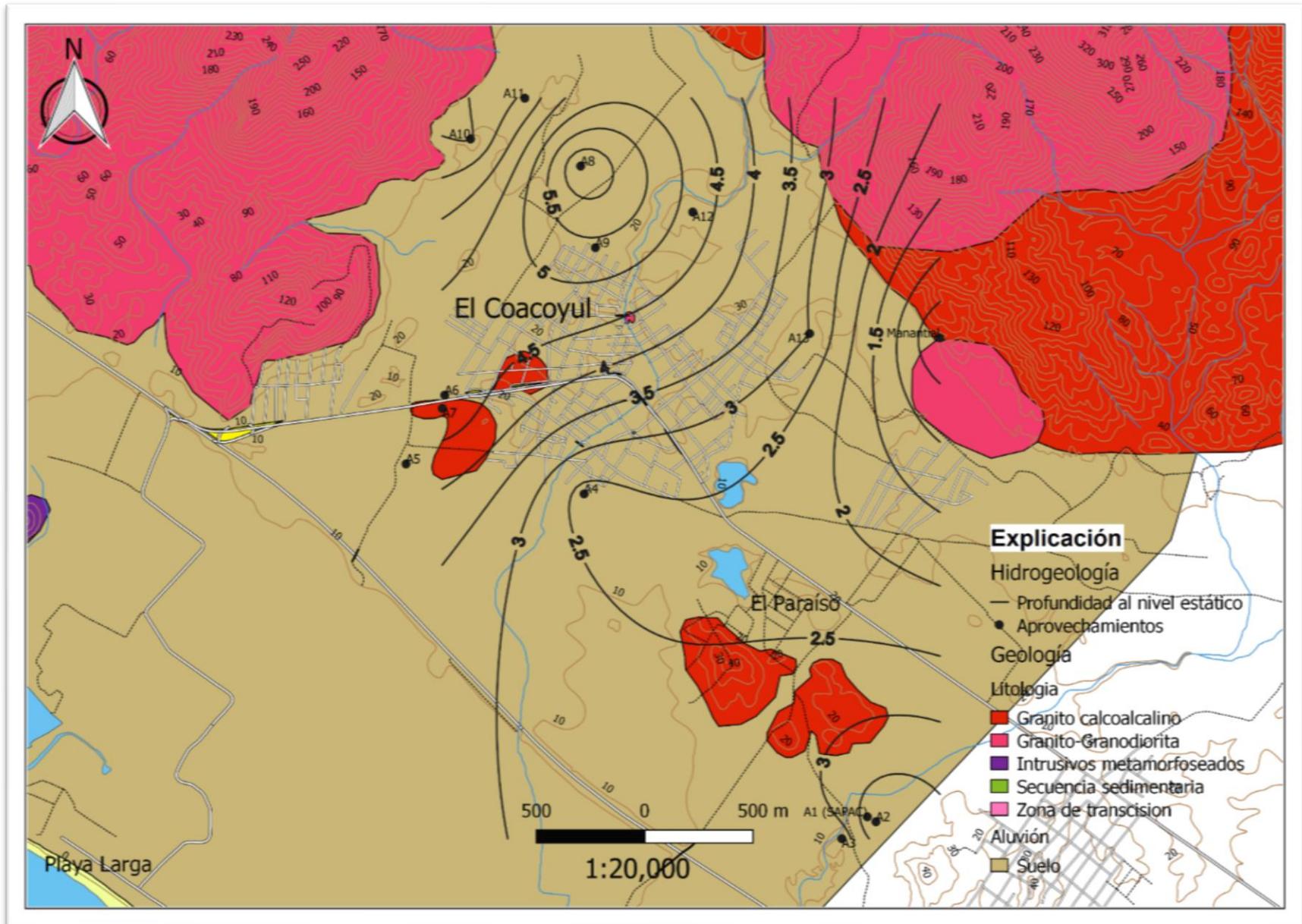


Figura 5.19. Profundidad al nivel estático (m), diciembre del 2015.

Fuente: elaboración propia. El nivel estático presenta mayor profundidad hacia el Norte de la cuenca, alcanzando los 6 metros. Hacia el Este y Sureste la profundidad disminuye debido a la presencia del manantial y el comportamiento estable del relieve.

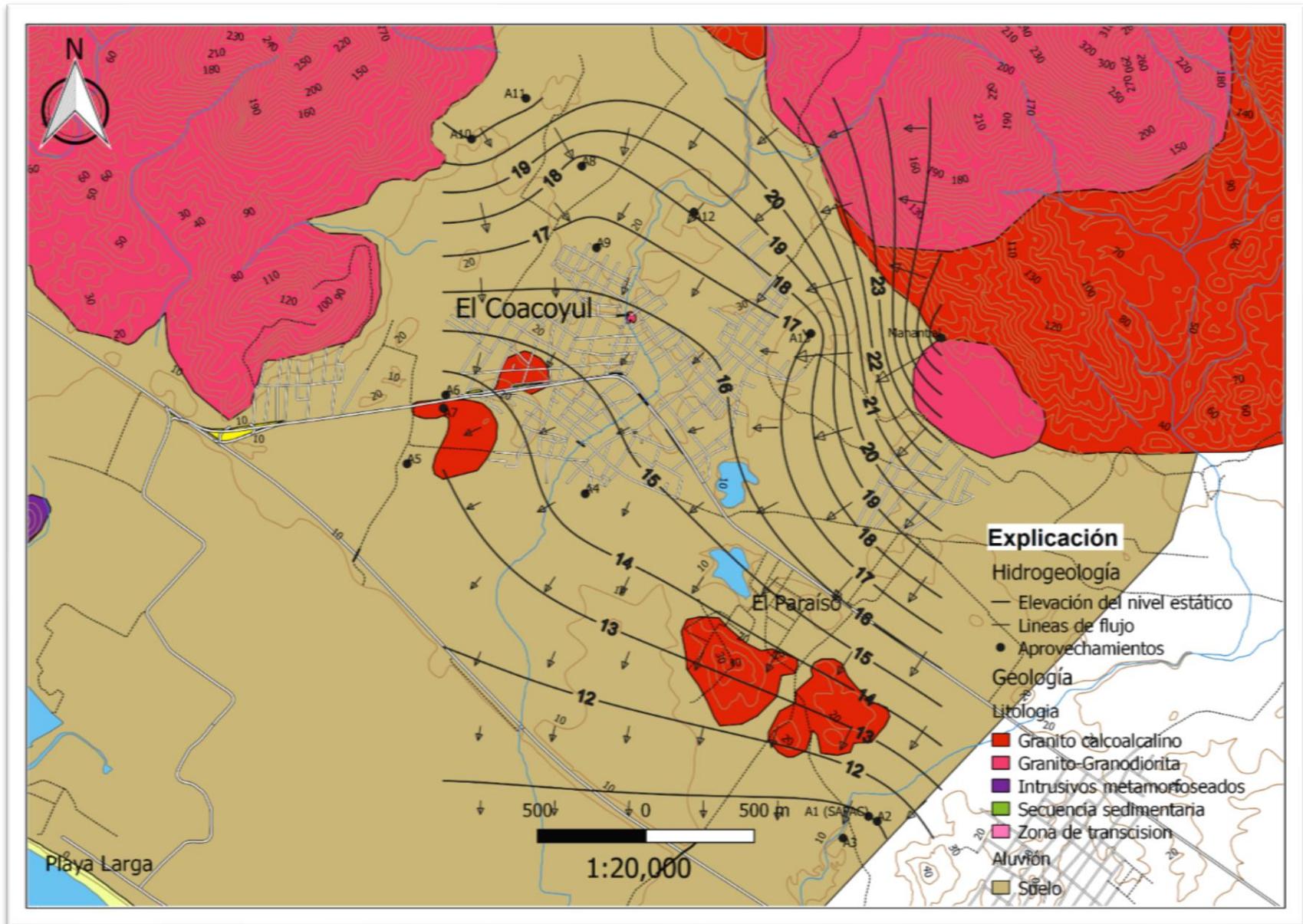


Figura 5.20. Elevación del nivel estático (msnm), diciembre de 2015.

Fuente: elaboración propia. La elevación del nivel estático revela que el flujo subterráneo procede de las topografías mayores del norte-noreste y continúa hacia el centro de la cuenca. Mantiene una dirección preferencial hacia el Sur-Suroeste. En términos generales el flujo respeta la línea formada

En la Figura 5.21 se propone un modelo tridimensional de la red de flujo subterráneo con base en la elevación del nivel estático. La carga hidráulica mayor es de 27 metros y está localizada en los alrededores del manantial de El Coacoyul, en la sección noreste del área de estudio. La carga hidráulica disminuye en dos direcciones; hacia el suroeste y hacia el sur, alcanzan valores más bajos cerca de El Paraíso, en las inmediaciones del aprovechamiento que abastece al Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de El Coacoyul (SAPAC).

La obtención a través del censo de pozos; de la profundidad al nivel estático, la elevación del nivel estático, las líneas de flujo subterráneo y la elaboración de la superficie equipotencial; se realizó con información de campo obtenida en diciembre del 2015, cuando el acuífero había recibido la recarga de la temporada de lluvias, una medición en otra época del año presentará resultados diferentes.

La recarga procede de las escorrentías serranas y de la infiltración por las discontinuidades del granito calcoalcalino meteorizado que rodea el acuífero, además de la infiltración por lluvia. No hay aporte subterráneo de otros acuíferos circundantes, ya que las rocas cristalinas y metamórficas actúan como barrera impermeable. La descarga sigue la dirección hacia la línea de costa hasta alcanzar el océano, aunque no se conoce el límite entre agua dulce y salada.

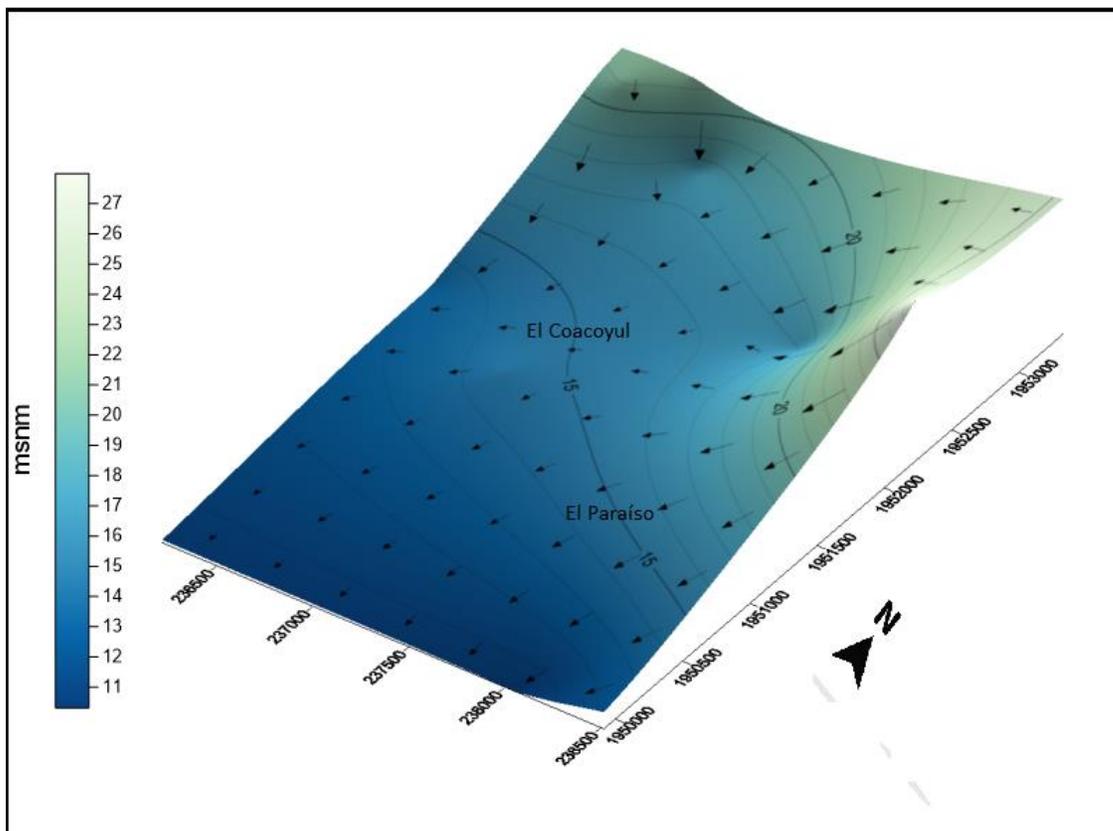


Figura 5.21. Flujo subterráneo, diciembre del 2015.

Fuente: elaboración propia.

5.1.2.2 Cálculo de la transmisividad y prueba de bombeo

5.1.2.2.1 Cálculo de la transmisividad

Dupuit-Thiem

La transmisividad (T) es un parámetro hidráulico del acuífero que permite conocer la cantidad de agua subterránea que pasa por una sección perpendicular al flujo a través del espesor del acuífero bajo un gradiente hidráulico determinado, valor indispensable para cuantificar las entradas y salidas del acuífero y posteriormente elaborar el balance de agua subterráneas.

Para el cálculo de la transmisividad (T) se utilizará la fórmula de Dupuit-Thiem. Igualdad que refleja la forma del cono en función de la distancia, y también en función del caudal y de la transmisividad para los acuíferos libres. Es la siguiente:

$$s_1 - s_2 = \left(\frac{Q}{2\pi T} \right) \ln \frac{r_2}{r_1} \quad \text{ecuación (8)}$$

En donde:

s_1 y s_2 = abatimiento del pozo de observación 1 y 2 [m]. Q = caudal [lps].

r_1 y r_2 = distancia al pozo de observación 1 y 2 [m]. T = transmisividad [lps].

La fórmula anterior fue desarrollada originalmente para acuíferos confinados, cuya principal diferencia con los acuíferos libres es que presentan espesor saturado constante durante toda la prueba de bombeo. A pesar de ello, puede utilizarse para acuíferos libres si el abatimiento, al alcanzar el régimen permanente, no supera el 15% del espesor saturado. En caso contrario, los abatimientos deben corregirse aplicando la siguiente ecuación:

$$s' = s - \left(\frac{s^2}{2h_0} \right)$$

En donde:

s' = abatimiento equivalente en acuífero confinado (si el espesor fuera constante).

s = abatimiento en acuífero libre.

h_0 = espesor saturado inicial.

Para conocer la transmisividad del acuífero se utilizan los censos de aprovechamientos recabados en diciembre del 2015, puntualmente los aprovechamientos 1, 2 y 3 (A1, A2 y A3). A1 es el aprovechamiento del SAPAC, la medición al nivel dinámico, después de alcanzar el régimen permanente y con un bombeo de 20.7 lps, es de 3 metros. La profundidad total del A1 es de 15 metros, al detener la bomba el nivel se estabilizó después de 2 horas y la profundidad al nivel estático marcó 1.94 m, recuperándose 106 cm. Se tomará el valor de profundidad del aprovechamiento 1 como espesor saturado del acuífero, luego entonces, el espesor saturado es de 13.04 m antes del bombeo y de 12 m cuando se alcanza el régimen permanente. El espesor saturado disminuye 7.98% al alcanzar el régimen permanente, por lo que no son necesarias las correcciones que emulan un espesor saturado constante, la fórmula Dupuit-Thiem puede aplicarse directamente.

La información siguiente se tomó una vez que A1 alcanza el régimen permanente: A2 se encuentra a una distancia (r_1) de 46.12 m y la profundidad al nivel estático (s_1) marca 4 m. A3 presenta 2.7 m de profundidad al nivel estático (s_2) y está a una distancia de 155.25 m (r_2). Entonces: ($s_1 = 4$ m, $r_1 = 46.12$ m) y ($s_2 = 2.7$ m, $r_2 = 155.25$ m).

Al aplicar la fórmula de Dupuit-Thiem (86.4 es el factor de conversión para obtener la transmisividad en $m^2/día$):

$$4 - 2.7 = \left(\frac{20.7(86.4)}{2\pi T} \right) \ln \frac{155.25}{46.12} \gg 1.3 = \left(\frac{1788.5}{6.2832T} \right) \ln 3.37 \gg 1.3 = \left(\frac{284.65}{T} \right) (1.21)$$

$$\gg 1.3 = \frac{344.41}{T}, \text{ despejando } T, T = \frac{344.41}{1.3}, \text{ por tanto, } T = 264.93 \text{ [m}^2/\text{día]}$$

5.1.2.2.2 La prueba de bombeo

La prueba de bombeo se llevó a cabo el 20 de julio del 2017 en el aprovechamiento número 1 (A1), suministro del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de El Coacoyul (SAPAC), con la finalidad de conocer el comportamiento del nivel freático al extraerse un caudal constante de 20.7 litros por segundo. Se contó con todo el apoyo y disponibilidad de dicho organismo, tanto del administrador como de los trabajadores.

El nivel dinámico antes de comenzar la prueba de bombeo se encontraba a 8.7 metros de profundidad. Existe una gran diferencia comparado con el dato anotado en diciembre del 2015, ya que la profundidad al nivel dinámico era de 3 metros. Esta variación se debe a que los valores fueron tomados en temporada de estiaje y en la estación lluviosa respectivamente. La diferencia es de 5.7 metros, lo que indica que aproximadamente esa es la magnitud que decae la elevación del nivel estático entre el periodo de mayor aporte (lluvias) y el de decadencia (estiaje).

El aprovechamiento se encuentra cerca de 100 metros al este del arroyo de San Miguelito. Se trata de una captación con bomba no sumergible que opera con 50 caballos de fuerza, los diámetros de las tuberías de descarga y succión son de 6 pulgadas y la altura del brocal es de 45 cm. El uso es exclusivo para la distribución mediante el SAPAC. Se disponía del menor tiempo posible ya que detener la bomba para que se estabilizara el nivel significaba suspender el servicio de abastecimiento de agua potable en El Coacoyul.

La bomba se detuvo a las 11:00 horas y el nivel estático se estabilizó después de una hora, a pesar de ello la prueba de bombeo se inició hasta las 13:15 horas. La profundidad al nivel estático después de las 2 horas y 15 minutos alcanzó los 7.69 metros. La prueba perduró un día, alcanzando el régimen permanente después de 12 horas y finalizando el 21 de julio del 2017 a las 13:15 horas.

Los datos de abatimiento contra tiempo obtenidos en la prueba de bombeo se anotan en la Tabla 5.2, la misma información, pero representada en un gráfico semilogarítmico, se aprecia en la Figura 5.22.

Tabla 5.2. Prueba de bombeo.

Censista	Arnold Aburto de Jesús				
Información del aprovechamiento		Información de la bomba			
Identificador	A1 (SAPAC)	Diámetro de descarga		6 pulgadas	
Coordenadas UTM (32614) / (x, y, z)	238180, 1950016, 15	Longitud de la columna de agua		-----	
Uso	Doméstico	Caudal (Q)		20.7	
Profundidad	11.3 m	Prueba de Bombeo			
Clave REPDA	-----	Fecha de inicio	20/07/2017	Hora de inicio	13:15
Diámetro de perforación	-----	Fecha de finalización	21/07/2017	Hora de finalización	13:15
Diámetro del ademe	-----	Distancia al pozo de observación		Sin pozo de observación	

Hora	Tiempo (s)	PNE (m)	Q (lps)	Abatimiento (m)
13:15	0	7.69	20.7	0
13.15	10	7.892	20.7	.202
13.15	30	8.1375	20.7	.4475
13:15	45	8.187	20.7	.497
13.16	60 (1 m)	8.21	20.7	.52
13:17	120 (2 m)	8.2365	20.7	.5465
13:20	300 (5 m)	8.362	20.7	.672
13:25	600 (10 m)	8.493	20.7	.803
13:30	900 (15 m)	8.652	20.7	.962
13:45	1800 (30 m)	8.7675	20.7	1.0775
14:00	2700 (45 m)	8.7675	20.7	1.0775
14:15	3600 (1 h)	8.7675	20.7	1.0775
14:45	5400 (1.5 h)	8.869	20.7	1.179
15:15	7200 (2 h)	8.869	20.7	1.179
19:15	21600 (6 h)	8.869	20.7	1.179
01:15	43200 (12 h)	8.879	20.7	1.189
13:15	86400 (24 h)	8.879	20.7	1.189

Fuente: elaboración propia.

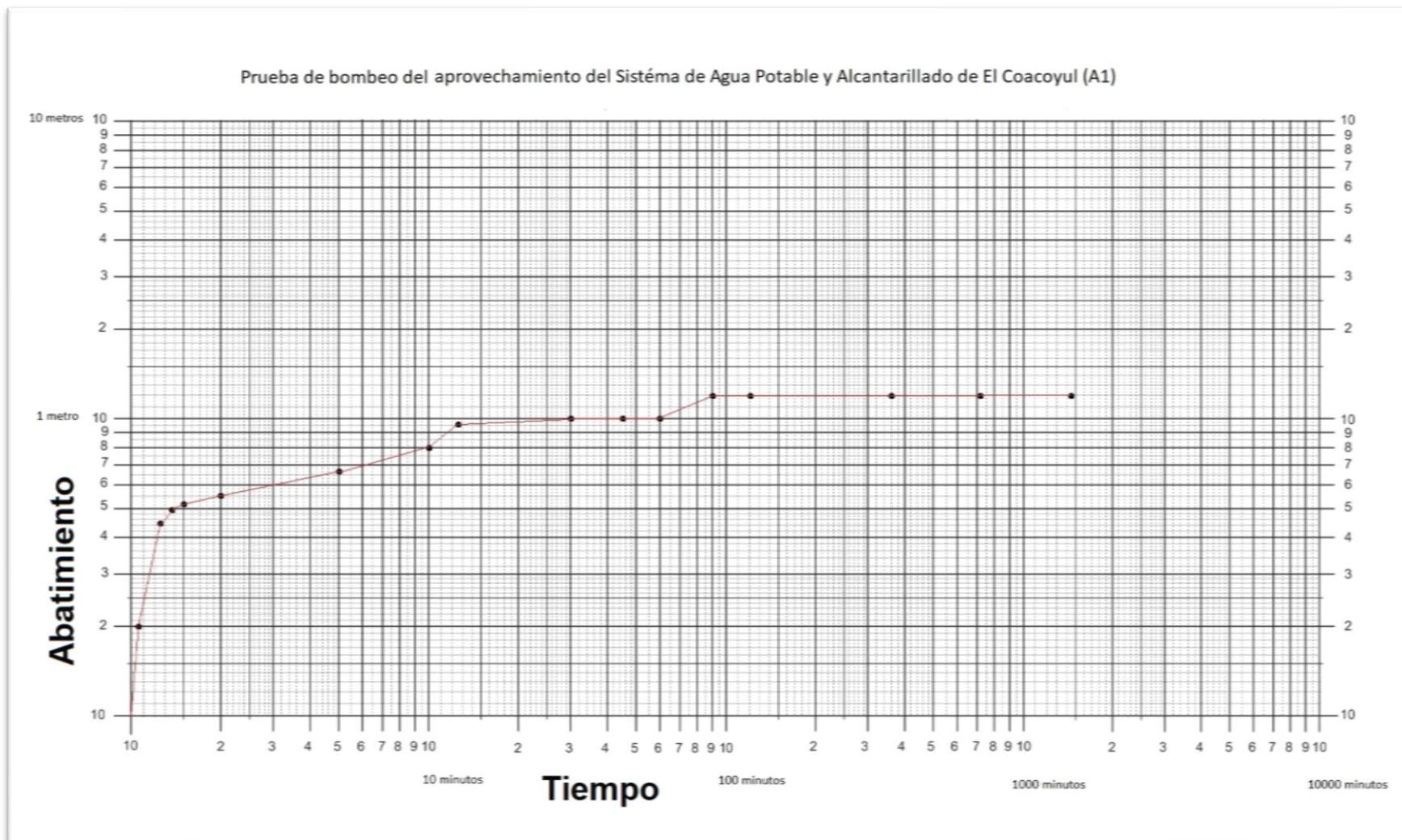


Figura 5.22. Grafica de la prueba de bombeo en el aprovechamiento A1.

Fuente: elaboración propia.

En la hoja doble logarítmica se marcan las diferentes profundidades al nivel del agua durante la prueba de bombeo, información tabulada en el formato de la página anterior. El tiempo se anota en el eje de las abscisas y el abatimiento en el eje de las ordenadas.

En términos generales, el nivel freático se abate bruscamente en los primeros minutos de la prueba y tiende a estabilizarse después de una hora y media de haberse iniciado. Esta estabilización del nivel freático indica que el acuífero de El Coacoyul presenta un comportamiento de un acuífero semiconfinado a pesar de que la geología local indica lo contrario.

La explicación a este fenómeno puede estribar en dos hipótesis. La primera es que existan horizontes arcillosos en las profundidades del aluvión, así como capas del basamento interestratificadas con el relleno de la cuenca, lo que impregnaría un comportamiento semi-impermeable en el lugar donde se realizó la prueba de bombeo.

Por otro lado, este fenómeno puede deberse también a la cercanía del intrusivo de granito-calcoalcalino que aflora en el pueblo de El Paraíso. Ya que el aprovechamiento del SAPAC (A1) se localiza a poca distancia de allí, el basamento podría estar más somero acuñando el aluvión de tal manera que el flujo subterráneo en los límites de ambos emule el comportamiento semiconfinado que expone la prueba de bombeo.

Sea una razón o la otra, ya que la prueba de bombeo describe el comportamiento del flujo subterráneo, a pesar de que la geología indica que se trata de un acuífero libre; el cálculo óptimo de la transmisividad debe efectuarse utilizando un modelo que describa a los acuíferos semiconfinados. Luego entonces, se actualizará este parámetro mediante el método de Hantush-Walton⁶.

Hantush-Walton

Al superponer la prueba de bombeo realizada en el aprovechamiento A1 (SAPAC) en papel vegetal al gráfico patrón de Walton el punto de ajuste presenta las coordenadas: $(1/u, W(u, r/b))$, 10 y 12 respectivamente.

Dicho punto de ajuste equivale, en la prueba de bombeo hecha en campo, a: (4, 1.85), que son los valores de tiempo (4 minutos) y abatimiento (1.85 m) correspondientemente.

Las ordenadas en el punto de ajuste de ambos gráficos, es decir: en el gráfico patrón $W(u, r/b) = 12$, y la ordenada en el gráfico de campo: abatimiento $(s) = 1.85$ m; se sustituyen en la ecuación de Hantush:

$$s = \left(\frac{Q}{4\pi T} \right) W\left(u, \frac{r}{b}\right) \quad \text{ecuación (9)}$$

Sustituyendo la pareja de ordenadas en la ecuación de Hantush:

$$1.85 = \left(\frac{20.7 (86.4)}{4\pi T} \right) (12)$$

Al despejar T (86.4 es el factor de conversión de litros por segundo a metros cuadrados por día) se obtiene una transmisividad de: 923.48 m²/d.

Las transmisividades calculadas por la CONAGUA₁ varían entre 32 y 1170 [m²/día], las menores describen el comportamiento del agua subterránea en los piedemontes (infiltración por fracturamiento secundario de las rocas plutónicas) y las mayores en las zonas del aluvión en donde se encuentra el acuífero.

Para cálculos posteriores, en este trabajo se utilizará el valor obtenido anteriormente: 923.48 [m²/día], ya que la gráfica de abatimiento contra tiempo obtenida de la prueba de bombeo sugiere un comportamiento semiconfinado, y este carácter es prioritario sobre el hecho de que geológicamente se trate de un acuífero libre.

5.2 Procesamiento de la información

5.2.1 De la muestra a la población mediante inferencia estadística

Para obtener el valor de la evapotranspiración y cuantificar la cantidad de agua que almacenan los hogares en El Coacoyul así como el promedio de personas que habitan cada hogar y el consumo de agua por habitante se necesita conocer las medidas de tendencia central poblacionales de los datos estadísticos recopilados de las EMAS y de los censos poblacionales.

Aplicar cualquier método de inferencia estadística a un conjunto de datos muestrales, para calcular las medidas de tendencia central de la población, requiere que estos sigan una distribución de probabilidad conocida, como lo es la distribución normal.

La prueba K-S (Komogórov-Smirnov) -utilizada para corroborar el carácter normal de una distribución de datos- fue aplicada a las variables continuas de temperatura, precipitación, así como a los datos de la pregunta 5 y 6 de un censo aplicado a los habitantes de El Coacoyul (los detalles del censo pueden hallarse en el anexo); resultando negativo para todas ellas. Por esa razón se debe corroborar la distribución de datos mediante el teorema del límite central.

5.2.1.1 Teorema del límite central

Sean X_1, X_2, X_3, \dots variables aleatorias independientes que tienen la misma función de distribución y, por tanto, la misma media μ y la misma varianza σ^2 . Sea $Y_n = X_1 + \dots + X_n$. Entonces, la variable aleatoria

$$Z_n = \frac{(Y_n - n\mu)}{\sigma\sqrt{n}}$$

Es “asintóticamente normal” con media 0 y varianza 1, esto es, la función de distribución $F_n(x)$ de Z_n satisface la relación

$$\lim_{n \rightarrow \infty} F_n(x) = \Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

Se sabe que si X_1, \dots, X_n son variables independientes con la misma media μ y la misma varianza σ^2 , su suma:

$$X = X_1 + \dots + X_n$$

Tiene las siguientes propiedades:

- A) X tiene media $n\mu$ y varianza $n\sigma^2$.
- B) Si las variables son normales, se tiene que X es normal

Si las variables mencionadas no son normales, la propiedad B) no se cumple, pero si n es grande, entonces X es aproximadamente normal. En otras palabras. Cuando el tamaño de la muestra es lo suficientemente grande (30 datos), la distribución de las medias muestrales sigue aproximadamente una distribución normal, independientemente de la forma de la distribución de la población. Luego entonces, el teorema permite trabajar las muestras como si se distribuyeran normalmente, para conocer las medidas de tendencia central de la población.

5.2.1.2 Los intervalos de confianza

Los intervalos de confianza son un método utilizado en inferencia estadística para estimar los parámetros de una población con base en las medidas de tendencia central de una muestra. Para este caso se utilizará la ecuación para variables aleatorias cuantitativas, de muestra grande (superior o igual a 30) y varianza poblacional desconocida (σ).

$$\mu = X \pm Z \left(\frac{S}{(n)^{\frac{1}{2}}} \right) \quad \text{ecuación (10)}$$

En donde:

μ = media poblacional

X = media muestral

Z = valor de Z equivalente al % de confianza S = desviación estándar muestral n = número de datos

5.2.1.2.1 Medidas de tendencia central muestrales de la precipitación

Con base en los datos de la Estación de Monitoreo Atmosférico que se exponen en el apartado: Registro Meteorológico en la localidad de El Coacoyul, del capítulo: Exploración del problema; se sabe que la media y desviación estándar de la precipitación (muestrales) son 1017.598 mm y 417.72042 mm respectivamente. Con un total de 50 datos recopilados ($n=50$).

5.2.1.2.2 Cálculo de la media poblacional de la precipitación

1er paso: nivel de confianza escogido 95%

2do paso: el valor de Z para un 95% de confianza es de 1.96.

3er paso: se resuelve el cociente $\frac{S}{(n)^{\frac{1}{2}}} = \frac{417.72042}{(50)^{\frac{1}{2}}} = 59.07$ mm

4to paso: $Z \left(\frac{S}{(n)^{\frac{1}{2}}} \right) = (1.96) (59.07) = 115.78$

5to paso: Sumar y restar a la media muestral el resultado anterior. $1017.598 + 115.78 = 1133.4$ [mm] y $1017.598 - 115.78 = 901.8$ [mm].

6to paso= el intervalo de confianza para la media poblacional es: [901.8 mm $\leq \mu \leq$ 1133.4 mm].

5.2.1.2.3 Medidas de tendencia central muestrales de la temperatura

Con base en los datos de la estación de monitoreo atmosférico que se exponen en el apartado: Registro Meteorológico en la localidad de El Coacoyul, del capítulo: Exploración del problema; se conoce que la media y desviación estándar de la temperatura (muestrales) son 27.2573 °C y 2.00731 °C respectivamente. Con un total de 12420 datos recopilados ($n=12420$).

5.2.1.2.4 Cálculo de la media poblacional de la temperatura

1er paso: nivel de confianza escogido 95%

2do paso: el valor de Z para un 95% de confianza es de 1.96.

3er paso: se resuelve el cociente $\frac{s}{(n)^{\frac{1}{2}}} = \frac{2.00731}{(12420)^{\frac{1}{2}}} = 0.018 \text{ °C}$

4to paso: $Z\left(\frac{s}{(n)^{\frac{1}{2}}}\right) = (1.96)(0.018) = 0.035$

5to paso: Sumar y restar a la media muestral el resultado anterior. $27.2573+0.035=27.2923 \text{ [°C]}$ y $27.2573-0.035=27.2223 \text{ [°C]}$.

6to paso= el intervalo de confianza para la media poblacional es: $[27.2223 \text{ °C} \leq \mu \leq 27.2923 \text{ °C}]$, redondeando: $[27.2 \text{ °C} \leq \mu \leq 27.3 \text{ °C}]$.

5.2.1.3 Parámetros del censo poblacional

Las preguntas 5 y 6 del censo elaborado a los habitantes de El Coacoyul, cuyos detalles pueden encontrarse en el anexo, son las que registran variables cuantitativas. A través de ellas puede conocerse, por vivienda, el número de habitantes y la cantidad de agua almacenada (en la localidad se utilizan para este fin: tinacos, pilas, piletas, cisternas e incluso cubetas). Las medidas de tendencia central de las muestras se exponen en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Medidas de tendencia central de la muestra recopilada mediante el censo.

	Número de habitantes por vivienda	Almacenamiento por vivienda (litros)
N	66	61
Media muestral	4.42	3431.64
Desviación estándar muestral	1.655	3058.142

Fuente: elaboración propia.

5.2.1.3.1 Número de habitantes por vivienda

1er paso: nivel de confianza escogido 95%

2do paso: el valor de Z para un 95% de confianza es de 1.96.

3er paso: se resuelve el cociente $\frac{s}{(n)^{\frac{1}{2}}} = \frac{1.655}{(66)^{\frac{1}{2}}} = 0.2037$ habitantes

4to paso: $Z\left(\frac{s}{(n)^{\frac{1}{2}}}\right) = (1.96) (0.2037) = 0.3992$

5to paso: Sumar y restar a la media muestral el resultado anterior.
 $4.42 + 0.3992 = 4.8192$ [habitantes] y $4.42 - 0.3992 = 4.0208$ [habitantes].

6to paso= el intervalo de confianza para la media poblacional es:
 $[4 \text{ habitantes} \leq \mu \leq 4.8 \text{ habitantes}]$.

5.2.1.3.2 Almacenamiento hídrico por vivienda

1er paso: nivel de confianza escogido 95%

2do paso: el valor de Z para un 95% de confianza es de 1.96.

3er paso: se resuelve el cociente $\frac{s}{(n)^{\frac{1}{2}}} = \frac{3058.142}{(61)^{\frac{1}{2}}} = 391.5675$ habitantes

4to paso: $Z\left(\frac{s}{(n)^{\frac{1}{2}}}\right) = (1.96) (391.5675) = 767.4723$

5to paso: Sumar y restar a la media muestral el resultado anterior.
 $3431.64 + 767.4723 = 4199.11$ [litros] y $3431.64 - 767.4723 = 2664.17$ [litros].

6to paso= el intervalo de confianza para la media poblacional es:
 $[2664.17 \text{ litros} \leq \mu \leq 4199.11 \text{ litros}]$.

5.2.2 Interpretación de los parámetros resultantes

Las medias poblacionales resultantes, después de aplicar el método de intervalos de confianza a las muestras, se presentan en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4. Parámetros poblacionales resultantes de las muestras.

	Precipitación (mm)	Temperatura (°C)	Almacenamiento (litros)	Habitantes
Media muestral	1017.598 anuales	27.26 media anual	3431.64	4.42
Intervalo de media poblacional	$[901.8 \leq \mu \leq 1133.4]$	$[27.2 \leq \mu \leq 27.3]$	$[2664.17 \leq \mu \leq 4199.11]$	$[4 \leq \mu \leq 4.8]$

Fuente: elaboración propia.

La interpretación de los resultados obtenidos con el método de intervalos de confianza puede entenderse de dos formas:

- a) Cualquier valor que se tome de los intervalos tiene el 95% de probabilidad de ser el valor exacto de la media poblacional. En otras palabras, para la precipitación, cualquier valor entre 901.8 mm y 1133.4 mm tiene el 95% de certidumbre de representar la media de precipitaciones anuales desde la primera lluvia acaecida en el área de trabajo hasta el día de hoy. Con 50 lecturas anuales recopiladas por las EMAS se conoce la media de todos los años, con un 95% de confianza.
- b) Si se lleva a cabo un muestreo de cualquiera de las variables aleatorias expuestas, 95 de cada 100 datos caerán dentro del intervalo de confianza. Es decir, si se toma registro de 100 años lluviosos, 95 de ellos acumularán una precipitación que se encuentre entre 901.8 mm y 1133.4 mm.

Para el objetivo de este trabajo se utilizará la primera interpretación, ya que interesa conocer las medias poblacionales a través de una muestra. En el caso de la precipitación [mm], la media poblacional que circunscribe al 95% de confianza abarca un intervalo que tiene 231.6 unidades de amplitud. Un valor bastante considerable. Para el almacenamiento hídrico por vivienda sucede lo mismo, la amplitud del intervalo es de 1534.94 litros. Esto significa que la menor precipitación promedio esperada en un año tendrá 236.6 mm menos que la mayor, y que la vivienda que almacena menos agua, no dispone de los 1534.96 litros que almacenarían aquellas con mayor capacidad. En efecto, con un 95% de probabilidad, la menor precipitación media anual esperada es de 901.8 mm anuales, mientras que la mayor de 1133.4 mm. Por otro lado, la menor cantidad promedio de litros almacenados por vivienda es de 2664.17 litros mientras que la mayor asciende a 4199.1 litros.

A diferencia de las variables anteriores, la temperatura y el número de habitantes por vivienda muestran un comportamiento más uniforme, el intervalo muestra una amplitud de 0.1 ° C en el primer caso y de 0.8 habitantes en el segundo caso. Una décima de grado es una variación despreciable en el cálculo de la evapotranspiración, mientras que el menor número promedio de habitantes por vivienda es 4 y el mayor 4.8.

Para cuantificar la disponibilidad de agua del acuífero, uno de los parámetros requeridos es la precipitación, elaborar los cálculos con base en la menor precipitación anual es un criterio correcto, porque siempre se dispondrá de la menor cantidad de agua posible, aunque el acuífero haya recibido una mayor recarga por precipitación durante el año. Al contrario, si se dispone de la máxima recarga de precipitación y el año no acumula las precipitaciones requeridas podría afectarse seriamente a la superficie de elevación del nivel estático.

En el consumo hídrico por vivienda sucede que, si los hogares almacenan el valor máximo de 4199.11 litros, la suma total supera la cantidad de agua extraída del

acuífero por parte del SAPAC. Debido a esto, se utilizará la cantidad de almacenamiento mínimo que equivale a 2664.17 litros por vivienda. Con base en lo anterior, las medias poblacionales que se utilizarán para las operaciones consiguientes serán las que se exponen en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Medias poblacionales de las variables aleatorias cuantitativas.

	Precipitación anual (mm)	Temperatura media anual (°C)	Almacenamiento por vivienda (litros)	Habitantes por vivienda
Promedio poblacional	901.8	27.26	2664.17	4.8

Fuente: elaboración propia.

Estos promedios se utilizarán para el cálculo de la evapotranspiración (en el caso de la precipitación) y para decidir sobre gasto promedio diario de los habitantes de El Coacoyul .

5.2.3 Cálculo de la evapotranspiración

Para conocer el valor de la evapotranspiración se utiliza la fórmula de TURC con una precipitación media anual de 901.8 mm y una temperatura media anual de 27.26°C.

$$ETR = \frac{P}{\sqrt{(0.9 + \frac{P^2}{L^2})}} \quad \text{ecuación (11)}$$

En donde

EVT = evapotranspiración en mm por año P = precipitación en mm por año

$L = 300 + 25t + 0.05t^3$ t = temperatura media anual en °C

Resulta:

FÓRMULA DE TURC

EVT (mm) **862.968899**

P (mm anuales) 908.1

t (Celsius) 27.26

L 1994.35566

De los 908.1 mm de precipitación anual se pierden por evapotranspiración 862.97, que equivalen al **95.03%** del total.

5.2.4 Cálculo del consumo hídrico per cápita

En el apartado: “Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de El Coacoyul (SAPAC)”, del capítulo: “Exploración del problema” se realizó, con base en el caudal de bombeo (20.7 lps) y el número de usuarios, el cálculo para obtener el consumo hídrico per cápita de la localidad. El resultado informa que cada habitante en El Coacoyul utiliza 303 litros diarios, cifra que se eleva a un consumo por arriba de los 100,000 litros anuales.

Otra manera de aproximarse al valor del consumo hídrico diario por habitante es utilizar la información recopilada en la encuesta poblacional (preguntas 5 y 6). El SAPAC distribuye agua los hogares tres veces a la semana, equivalente a un tandeo cada 56 horas, el tiempo de abastecimiento (durante la apertura de válvulas) es muy irregular, algunas veces de 3 horas y otras de una hora. Si se supone que el tiempo de bombeo sea suficiente para llenar los tinacos o piletas de todos los hogares, se sabe que la capacidad promedio de estos es de 2664.17 litros, por lo que cada vivienda recibiría esa cantidad de agua cada 56 horas, lo que se traduce en un consumo diario de 1141.78 litros por vivienda. Una casa alberga un promedio de 4.8 habitantes, divisor que permite conocer que el consumo diario por habitante, con base en la capacidad de almacenamiento, es de aproximadamente 237.87 litros.

El consumo diario de 303 litros diarios por habitante es el valor más exacto ya que se obtiene directamente de dividir la cantidad de agua extraída por el SAPAC entre el número de usuarios activos (5890), mientras que los 237.87 litros representan el cociente de usar la cantidad de agua almacenada en los hogares como dividendo y el intervalo de tiempo entre tandeos como divisor. Por ende, la variabilidad es mucho mayor, ya que a pesar de que el intervalo de confianza de donde se obtuvo el dato es de un 95%, la desviación estándar muestral es superior a los 3000 litros de almacenamiento por vivienda.

5.2.5 Balance de agua subterránea

En el subcapítulo: “Reseña hidrogeológica” del capítulo: “Requerimientos teóricos” se expone el balance de agua subterránea elaborado por la CONAGUA₁. Con base en este documento se construye a continuación un nuevo balance con la información recopilada en campo.

La ecuación (4) es la fundamental:

$$Eh + Rv - B - Sh - ETR = \pm\Delta V(S) \quad \text{ecuación (5)}$$

En donde:

Rt= Recarga total (equivale a Eh+Rv, Entradas subterráneas y recarga vertical por lluvia)

B= Bombeo

Sh= Salidas subterráneas hacia el mar

ETR= Evapotranspiración

$\Delta V(S)$ = Cambio en el volumen de almacenamiento

5.2.5.1 Entradas al acuífero

5.2.5.1.1 Recarga Vertical (Rv)

Es el término de la ecuación de balance que presenta la mayor incertidumbre, por lo que será despejado al finalizar el cálculo. Permanece como sigue:

$$Rv = -\Delta V(S) - Eh + B + Sh + ETR \quad \text{ecuación (6)}$$

5.2.5.1.2 Entradas subterráneas horizontales (Eh)

Para obtener la cantidad de agua subterránea que entra al acuífero se elaboran secciones en las curvas de elevación del nivel estático configuradas en campo en diciembre del 2015, a manera de canales de flujo, como se expone en la Figura 5.23.

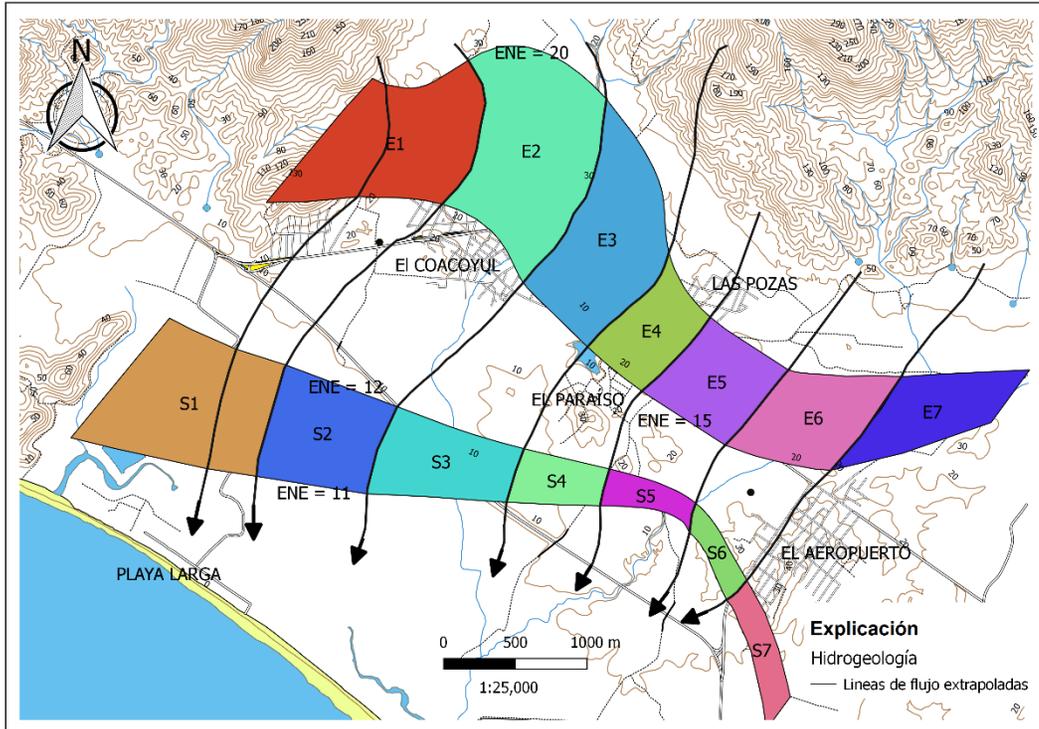


Figura 5.23. Canales de entrada y salida utilizados de Eh y Sh.

Fuente: elaboración propia.

De dichas secciones se obtienen las dimensiones de ancho y largo, así como las pendientes entre las curvas equipotenciales (gradiente hidráulico). Se aplica la ley de Darcy utilizando los valores anteriores mediante la ecuación (7), los cálculos se anotan en la Tabla 5.6.

$$Q = L * i * T \quad \text{ecuación (7)}$$

L: Ancho (m) del canal de flujo

i: Gradiente hidráulico ($i = h_2 - h_1 / D$); h y B (anchura del canal) son la diferencia y distancia respectivamente entre las equipotenciales (h) que conforman el canal de flujo.

T: Transmisividad (m^2/s) en el canal de flujo

Tabla 5.6. Entradas subterráneas por flujo horizontal (Eh).

Canal	Longitud L (m)	Ancho B (m)	(h1-h2) (m)	I	T (m ² /d)	Caudal Q (m ³ /d)	Volumen (hm ³ /año)
E1	1236	1122	5	0.0045	923	5134	1.87
E2	822	1453	5	0.0034	923	2580	0.94
E3	642	894	5	0.0056	923	3318	1.21
E4	487	712	5	0.0070	923	3147	1.14
E5	692	685	5	0.0073	923	4663	1.7
E6	764	807	5	0.0062	923	4372	1.59
E7	1161	459	5	0.011	923	11788	4.30
Total							12.75

Fuente: elaboración propia.

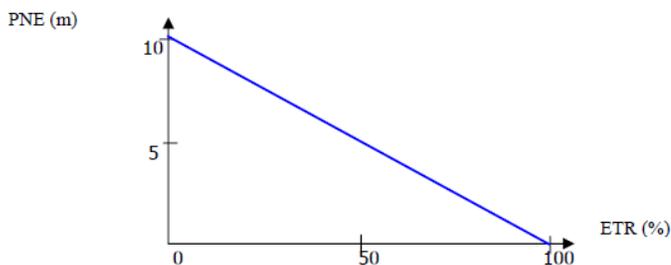
El valor de transmisividad fue obtenido mediante la prueba de bombeo realizada en el aprovechamiento utilizado por el Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de El Coacoyul (SAPAC).

5.2.5.2 Salidas del acuífero

5.2.5.2.1 Evapotranspiración

Anteriormente, al utilizar la fórmula de TURC para una temperatura de 27.26 °C y una precipitación de 908.1 mm anuales, se obtuvo una evapotranspiración potencial de 862.97 mm, que equivale a un 95.03% de la precipitación total.

Sin embargo, la evapotranspiración es un fenómeno que disminuye su efecto en función de la profundidad, en términos generales su influencia no supera los 10 metros. Al suponer el decrecimiento lineal de la evapotranspiración, en donde a 10 metros de profundidad su efecto es del 0% y en la superficie del 100%, se tiene la siguiente relación:



De la configuración de profundidad al nivel estático, para diciembre del 2015, se consideran las curvas iguales y menores a 10 metros, se calcula el área entre ellas y se toma el punto medio. La multiplicación del área entre las curvas por el punto medio entre las mismas deberá ponderarse con la relación lineal de la evapotranspiración mencionada anteriormente. Por ejemplo, si se toma un intervalo de curvas de 0 a 3 m, el punto medio entre ellas es de 1.5 m de profundidad, por lo que la relación lineal de la evapotranspiración para ese intervalo deberá corresponder al 85%.

Debe multiplicarse 0.85 por área entre el intervalo de curvas en km^2 y por el valor de evapotranspiración en m, la suma de todos los intervalos de curvas menores o iguales a 10 resultará en la precipitación perdida a causa de la evapotranspiración en $\text{hm}^3/\text{año}$. El área entre los intervalos de las curvas se calculó gráficamente y puede consultarse en la Figura 5.24.

El resultado de esta metodología se muestra en la Tabla 5.7:

Tabla 5.7. Volumen perdido por el cálculo de la evapotranspiración.

Intervalo entre curvas (m)	Profundidad considerada (m)	Área (km^2)	%	ETR (m)	Volumen ETR ($\text{hm}^3/\text{año}$)
0-2	1	2.29	0.90	0.863	1.78
2-4	3	15.1	0.70	0.863	9.12
4-6	5	5.68	0.50	0.863	2.45
	Área total	23.07		ETR total	13.35

Fuente: elaboración propia.

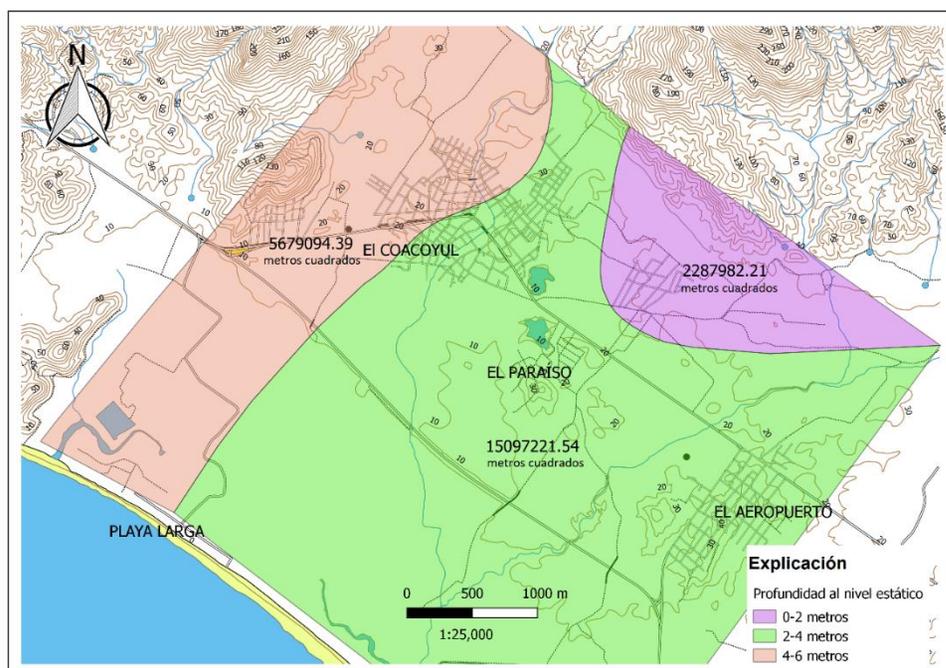


Figura 5.24. Áreas para los intervalos de profundidad al nivel estático para el cálculo de la evapotranspiración.

Fuente: elaboración propia.

5.2.5.2.2 Bombeo (B)

De acuerdo con la estimación de la CONAGUA₁ la extracción por bombeo es del orden de los 2.4 hm³/año para usos públicos-urbanos y agrícolas. Individualmente el SAPAC consume 0.6 hm³/año y es el mayor acreedor hídrico para el consumo público- urbano del acuífero.

5.2.5.2.3 Salidas subterráneas (Sh)

Se calculan de la misma manera que las entradas subterráneas horizontales, a partir de las curvas de elevación del nivel estático configurada en campo en diciembre del 2015. Los canales de flujo también son los mismos utilizados para calcular la entrada de flujo subterráneo horizontal, los mostrados en la Figura 5.23. Los cálculos de las por flujo horizontal se anotan en la Tabla 5.8.

Tabla 5.8. Salidas subterráneas por flujo horizontal.

Canal	Longitud L (m)	Ancho B (m)	(h1-h2) (m)	I	T (m ² /d)	Caudal Q (m ³ /d)	Volumen (hm ³ /año)
S1	1235	810	1	0.0012	923	1368	0.49
S2	788	663	1	0.0015	923	1091	0.39
S3	982	403	1	0.0025	923	2266	0.82
S4	648	268	1	0.0037	923	2213	0.80
S5	692	210	1	0.0048	923	3066	1.11
S6	533	188	1	0.0053	923	2607	0.95
S7	959	289	1	0.0035	923	3098	1.13
Total							5.69

Fuente: elaboración propia.

El valor de transmisividad fue obtenido mediante la prueba de bombeo realizada en el aprovechamiento utilizado por el Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de El Coacoyul (SAPAC).

5.2.5.3 Cambio de almacenamiento (ΔVS)

En campo se midió la profundidad al nivel estático en diciembre del 2015, y no se cuenta con datos de otra época del año, o con información disponible de años anteriores. Por esta razón se considera $\Delta VS=0$, ya que el cambio de almacenamiento varía estacionalmente en respuesta a la infiltración por lluvia. Los niveles decaen en temporada de estiaje y se recuperan durante las lluvias.

Debe tomarse en cuenta, que ΔVS está en función de la recarga vertical por infiltración y que considerarla cero es un artilugio para saber el volumen de recarga vertical que se requiere para que las entradas y salidas al acuífero estén equilibradas.

Para conocer el valor aproximado de ΔVS debe realizarse una medición de la profundidad al nivel estático en los aprovechamientos a lo largo de un periodo de tiempo. Luego entonces, puede calcularse la fluctuación del almacenamiento del acuífero en un intervalo determinado: de estiaje a temporada de lluvias, de año a año o de lustro a lustro, por ejemplo.

Considerando $\Delta VS=0$, se tiene lo siguiente:

Ya se obtuvieron todos los componentes de la ecuación de balance, por lo que se puede calcular el valor de la recarga vertical por lluvia (Rv), sustituyendo la información calculada en la ecuación (4):

$$Rv = -\Delta V(S) - Eh + B + Sh + ETR \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$$

$$Rv = -0 - 12.75 + 2.4 + 5.69 + 13.35 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$$

$$Rv = \text{hm}^3/\text{año}$$

La recarga total media anual dada por la siguiente ecuación:

$$Rt = Rv + Eh \quad \text{ecuación (12)}$$

Evaluando:

$$Rt = 8.69 + 12.75 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right] = 21.44 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$$

La recarga total es de $21.44 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$ que equivalen a $21,440,000 \text{ m}^3$ o a $21,440,000,000$ de litros.

5.2.5.4 Disponibilidad de agua subterránea

Para el cálculo de la disponibilidad de agua subterránea se aplica el procedimiento establecido por la Norma Oficial Mexicana: NOM-011-CONAGUA-2015, mediante la ecuación (xxxxx):

$$DAS = Rt - DNCOM - VCAS \quad \text{ecuación (13)}$$

Donde:

DAS = disponibilidad media anual de agua subterránea

Rt = recarga total media anual

DNCOM = descarga natural comprometida

VCAS = volumen de agua subterránea concesionado e inscrito en el REPDA

La descarga natural comprometida se calcula sumando las salidas subterráneas horizontales (Sh), volumen que debe dejarse escapar para mantener la interfase salina en la línea de costa; más el 50% de la evapotranspiración potencial (ETR). Entonces, esta cantidad equivale a: $12.4 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$.

El volumen concesionado e inscrito en el REPDA, para junio del 2014₁, asciende a $4.79 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$.

Del balance de agua subterránea se conoce que el volumen de la recarga total anual para el acuífero es de $21.4 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$. Entonces se resuelve la ecuación (13) de disponibilidad de agua subterránea:

$$DAS = 21.4 - 12.4 - 4.79 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right] = 4.21 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$$

$4.21 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$ equivalen a 4,210,000 m³ o a 4,210,000,000 de litros disponibles anualmente para el aprovechamiento público del agua subterránea.

La disponibilidad positiva comprueba que el acuífero se encuentra actualmente en condición de subexplotación.

5.2.6 Diseño hidráulico de un nuevo sistema de agua potable

5.2.6.1 Estudios introductorios

5.2.6.1.1 Vida útil de la obra y período de diseño

Con base en la ecuación (1), enunciada en el apartado: “Evolución Poblacional”, del capítulo “Exploración del problema”, para el 2018 la población en la localidad de El Coacoyul es de 9100 habitantes. El periodo de diseño para poblaciones entre 4000 y 15000 habitantes es de 10 años.

Al Evaluar la ecuación de evolución poblacional en El Coacoyul para el año 2028, se espera una población de 12987 habitantes. La bomba sumergible y los medidores de agua instalados en cada hogar son los únicos componentes que presentan una vida útil menor a los 10 años (8 años para ambos). No se utilizará bomba sumergible para este diseño hidráulico, mientras que los accesorios como los medidores no circunscriben al alcance de este trabajo, por lo que a lo que el diseño hidráulico concierne, la vida útil de los componentes es superior al periodo de diseño.

Esta relación debe ser así porque cuando se termina el periodo de diseño de la obra, la vida útil de sus componentes debe continuar, aunque el rendimiento del sistema de abastecimiento disminuirá; la mayor durabilidad de los componentes se utiliza a manera de “póliza de seguro” para elaborar un nuevo proyecto una vez superado el periodo de diseño. Para este caso, el diseño se construirá para 12987 habitantes, que es lo esperado para el periodo de 10 años. Cuando la población sobrepase la cantidad de habitantes la vida útil de los elementos permitirá disponer de algunos años para elaborar una nueva obra de remodelación.

5.2.6.1.2 Consumo de agua potable

El consumo actual por habitante de la localidad en estudio es de 303 litros. Para un clima cálido con el número de habitantes actuales (9100), y los previstos dentro de una década (12987), se utilizará una dotación de 150 litros diarios, que es la recomendada por la bibliografía³. Esto significaría reducir la dotación actual a prácticamente la mitad. Por lo que los parámetros de consumo, para un periodo de diseño de 10 años, serán los siguientes:

Consumo medio anual [m³] (Vma)

$$Vma = \frac{D * P * 365}{1000} \text{ ecuación (14)} \quad D = \text{dotación (l)}, \quad P = \text{N}^\circ \text{ de habitantes}$$

$$Vma = 711,038.25 \text{ [m}^3\text{]}$$

Consumo diario medio [m³] (Vmd)

$$Vmd = \frac{D * P}{1000} \text{ ecuación (15)} \quad D = \text{dotación}, \quad P = \text{N}^\circ \text{ de habitantes}$$

$$Vmd = 1948.05 \text{ [m}^3\text{]}$$

Gasto medio diario [lps] (Qm)

$$Qm = \frac{D * P}{86400} \text{ ecuación (16)} \quad D = \text{dotación}, \quad P = \text{N}^\circ \text{ de habitantes}$$

$$Qm = 22.39 \text{ lps}$$

El gasto medio diario (Qm) fluctúa a lo largo del día y durante las temporadas del año, el máximo es al inicio de la jornada laboral y en las épocas de calor, de marzo a septiembre principalmente. Se utilizarán los valores típicos de coeficiente de variación diaria (CVD) y coeficiente de variación horaria (CVH) para la república mexicana, que son 1.2 y 1.5 respectivamente.

Gasto máximo diario [lps] (QMD)

$$QMD = Qm * CVD \text{ ecuación (17)} \quad Qm = \text{gasto medio diario}, CVD = \text{coef. de var. diaria}$$

$$QMD = 26.87 \text{ [lps]}$$

Gasto máximo horario [lps] (QMH)

$$QMH = Qm * CVD * CVH \text{ ecuación (18)}$$

Donde:

$Q_m = \text{gasto medio diario}, CVD = \text{coef. var. diaria}, CVH = \text{coef. var. horaria}$

$$Q_{MH} = 40.3 \text{ [lps]}$$

5.2.6.2 Captación

Como se mencionó anteriormente, la transmisividad del acuífero es de 265 metros cuadrados por día [m^2/d], por lo que diariamente en el acuífero de El Coacoyul circulan aproximadamente 10,049,000 litros, como puede corroborarse de la suma de los flujos horizontales presentados en la Tabla 5.6.

La captación (A1) del SAPAC proporciona un caudal de 20.7 litros por segundo, la requerida para el diseño es la obtenida mediante el cálculo del caudal máximo diario (QMD) que de 26.87 litros por segundo.

Un consumo de 27 [lps] (redondeando 26.87) requiere de 2,332,800 litros diarios, cantidad que el acuífero puede aportar sin ningún problema. Con base en ello, la actual locación aprovechamiento del SAPAC (A1) funciona correctamente como método de captación y circunscribe a la clasificación subaérea de pozo somero, ya que no supera los 15 metros de profundidad.

La bomba que usa actualmente el SAPAC tiene más 25 años de antigüedad (supera por mucho su tiempo de vida útil), por lo que -a pesar de recibir mantenimiento algunas veces- el rendimiento se ve disminuido considerablemente para los 50 caballos de fuerza a los que debería trabajar de manera óptima.

Se sugiere una remodelación del pozo o construcción de uno nuevo e imprescindible la obtención de una bomba nueva cuya potencia aporte los 27 [lps] requeridos. Los detalles del consumo hídrico de la obra de captación se aprecian en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9. Consumo hídrico de la captación.

Consumo hídrico de la captación								
Concepto	Anual		Mensual		Semanal		Diario	
	Litros	m ³	Litros	m ³	Litros	m ³	Litros	m ³
Consumo	783,820,800	783,820.8	63,318,400	63,318.4	16,329,600	16,329.6	2,332,800	2332.8

Fuente: elaboración propia.

5.2.6.3 Conducción

El desnivel óptimo entre un tanque de almacenamiento y regularización y el punto más bajo a abastecer debe ser de 50 metros³. El actual tanque de almacenamiento del SAPAC localizado en El Paraíso apenas supera los 30 metros de altura sobre el nivel medio del mar y el punto más bajo a abastecer en la localidad de el Coacoyul es de 15 metros sobre el nivel del mar, por lo que el desnivel es claramente insuficiente.

La nueva localización para el tanque de almacenamiento y regularización debe ubicarse al menos a 65 msnm. La zona más apropiada para este fin es la ubicada al norte de El Coacoyul, entre los linderos del pueblo y el inicio de la serranía, ya que las regiones habitadas más altas se localizan al norte, principalmente la colonia Lomas de Sotelo.

En la zona mencionada el suelo es muy duro y en algunos lugares afloran los intrusivos, por lo que es conveniente que la tubería de la línea de conducción sea subaérea después de cruzar la carretera nacional, y subterránea hacia el sur. Además de la dureza del suelo, al sur hay caminos de terracería muy transitados que comunican la carretera nacional con la playa; y al norte, siguiendo la línea recta a la altura de las lagunas, los predios están deshabitados y se utilizan a manera de huertos o áreas de pastura. Esta es otra razón para inclinarse por el diseño subterráneo y subaéreo que se ha mencionado.

En la Figura 5.25 se observa el trazo planimétrico de la línea de conducción. La línea de conducción comunicará al aprovechamiento 1 (A1) del SAPAC con una nueva ubicación del tanque de almacenamiento y regularización. Los puntos marcados desde la letra A hasta la L son los cambios de dirección de la línea de conducción con sus respectivos ángulos de deflexión. En el intervalo [A,E] la línea de conducción será subterránea y seguirá la tendencia de los caminos de

terracería de la zona. El intervalo (E,L] será subaéreo (justo después de cruzar la carretera nacional), apoyado en silletas y con atraques en cada uno de los cambios de dirección.

El perfil de la línea de conducción comprueba que la tubería se mantiene siempre por debajo de la línea piezométrica, desde el aprovechamiento del SAPAC (punto A) hasta la terminación en el nuevo pozo de almacenamiento y regularización (punto J). Los componentes sugeridos para la conducción son las válvulas retención (tipo check) y las válvulas de compuerta; por otro lado, las válvulas eliminadoras de aire y el vaciado se colocan en los puntos de inflexión superiores e inferiores respectivamente. Lo anterior se ilustra en la Figura 5.26.

Cuando se utiliza una letra con el símbolo prima (') o bi-prima ('') se refiere a una división aleatoria de las secciones. Por ejemplo, la sección E-F es la más larga de todas (1365 m) y por motivos de espacio se dividió en E-E', E'-E'' y E''-F.

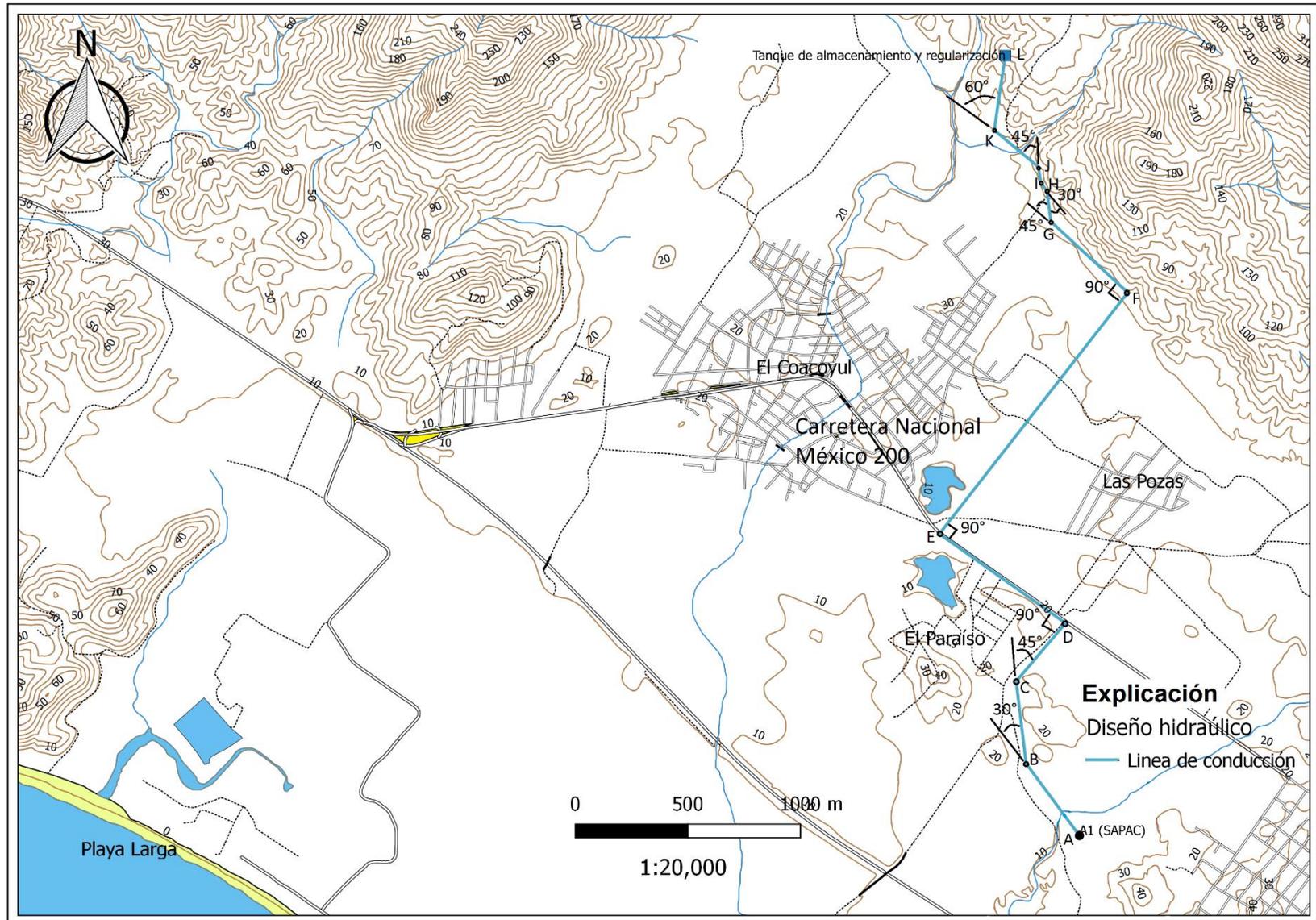


Figura 5.25. Trazo planimétrico de la línea de conducción.

Fuente: elaboración propia.

PERFIL DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

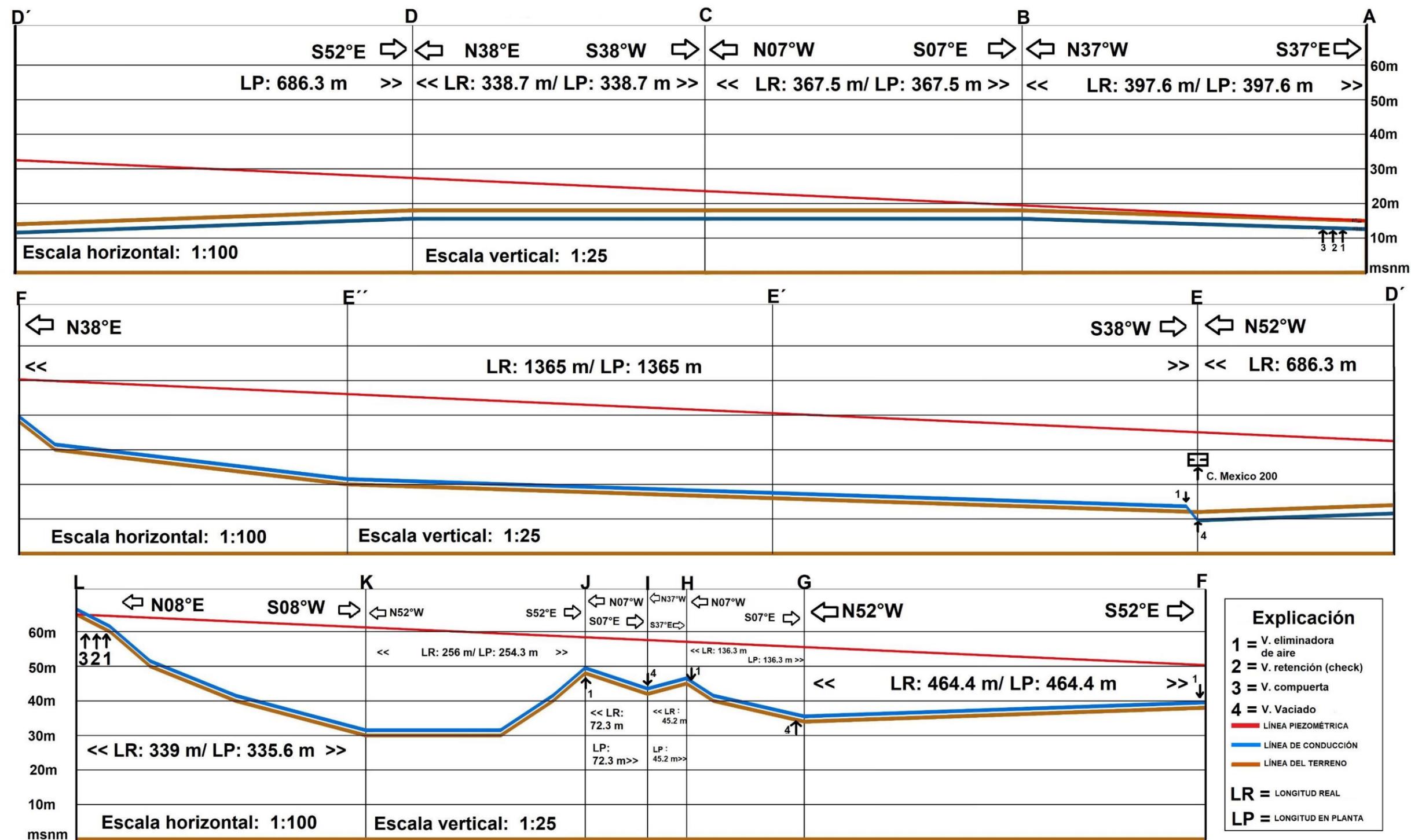


Figura 5.26. Trazo altimétrico de la línea de conducción.

Fuente: elaboración propia.

5.2.6.3.1 Cálculo del diámetro, pérdidas de carga por fricción y velocidad del agua.

La línea de conducción tiene una longitud en proyección horizontal de 4463.3 metros, aunque la longitud real en perfil es de 4468.4 metros. El aprovechamiento A1 del SAPAC se eleva a 15 metros sobre el nivel medio del mar por lo que la diferencia de altura entre este y el final de la línea de conducción donde se hallará el tanque de almacenamiento y regularización es de 50 metros, resultando un gradiente de 0.011.

El caudal máximo diario (QMD) es de 27 litros por segundo, al utilizar la fórmula de Hazen-Williams para conductos circulares -ecuación (19)- se obtendrá el diámetro económico de la línea de conducción.

Despejando D:

$$D = \left(\frac{Q}{(35.834 \times 10^{-7}) C S^{0.54}} \right)^{\frac{100}{2.63}} \text{ ecuación (19)}$$

En donde Q es el gasto en l/s, D el diámetro en mm, S el gradiente hidráulico y C el coeficiente de capacidad hidráulica del conducto.

El coeficiente de capacidad hidráulica (C) es el mismo para muchos tipos de tuberías (140), el material de la tubería se elegirá en función de la presión, una vez hecho el cálculo.

$$D = \left(\frac{27}{(35.834 \times 10^{-7})(140)(0.011)^{0.54}} \right)^{\frac{100}{2.63}}$$

$$D = 165.19 \text{ [mm]}$$

165.19 mm es el diámetro económico de la línea de conducción, pero como no existe en el mercado uno de tal magnitud, se utilizará el diámetro inmediato superior, para evitar la pérdida de carga de agua a lo largo de la tubería. Son ocho pulgadas que equivalen a 203.2 mm.

Mediante la fórmula de Manning –ecuación (18)-, se obtienen las pérdidas de carga por fricción en la línea de conducción. Un componente de la ecuación es el coeficiente de rugosidad de Manning, 0.011 para las tuberías de asbesto-cemento que son las más recomendables para una línea de conducción de las características presentes.

La fórmula de Manning

$$hf = KLQ^2 \mid K = \frac{10.3n^2}{D^{\frac{16}{3}}} \quad \text{ecuación (20)}$$

En donde n equivale al coeficiente de rugosidad de la tubería (de Manning), D es el diámetro de la tubería en metros, L representa la longitud de la línea de conducción en metros, Q es el gasto por conducir en m³/s y finalmente hf es la pérdida de carga por fricción en metros de columna de agua.

El coeficiente de rugosidad está relacionado con el material de la tubería. Para un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.011 (asbesto-cemento) la pérdida por fricción [hf] en metros de columna de agua es de 19.93.

La velocidad está dada por la siguiente ecuación:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.027 \left[\frac{m^3}{s} \right]}{\pi \left(\frac{0.2032}{2} \right)^2 [m]} \quad \text{ecuación (21)}$$

0.8325 [m/s] es la velocidad del agua a lo largo de la línea de conducción, una velocidad baja y compatible prácticamente con todos los tipos de tuberías.

5.2.6.3.2 Cálculo de la carga hidráulica de la línea de conducción

La carga hidráulica causada por el trabajo de la bomba se conoce como carga dinámica, en el caso específico de que la bomba se localice a menor altura que el tanque de almacenamiento y regularización (como lo es este), es una carga hidráulica dinámica ahogada. Y se rige con la ecuación consiguiente:

$$Hm = hf + hs + hi + ha \quad \text{ecuación (22)}$$

En donde:

Hm = carga hidráulica dinámica total en metros hf = pérdidas por fricción en las tuberías en metros

hs = pérdidas secundarias en metros hi = altura de impulsión en metros

ha = altura de aspiración en metros

La altura de impulsión (h_i) equivale a la diferencia entre las elevaciones de la bomba y el tanque de regularización y almacenamiento, magnitud que desde un inicio fue fijada en 50 metros. La altura de aspiración (h_a) varía durante el año, en época de lluvia cuando el acuífero se recarga la profundidad al nivel dinámico es de 3 metros, mientras que en estiaje la profundidad aumenta a 8.7 metros. La tubería de la línea de conducción debe resistir las presiones mayores, así que para realizar el cálculo se utilizó la mayor altura de aspiración, en la sequía, que es de 8.7 m.

Las pérdidas secundarias son las causadas por los elementos instalados en la línea de conducción, válvulas y codos generalmente, las deflexiones (codos) pueden observarse en el trazo planimétrico.

Las válvulas de aire y de vaciado se instalan en las cotas máximas y mínimas que alcanza la línea de conducción.

Las válvulas de aire en los puntos de inflexión máximos, ya que es allí en donde el agua libera el oxígeno disuelto que transporta, por otro lado, las válvulas de vaciado deben colocarse en los puntos de inflexión mínimos porque en esos vértices se acumulan los sólidos disueltos a lo largo de toda la línea de conducción.

En la Tabla 5.10 se muestran a detalle las pérdidas secundarias.

Tabla 5.10. Pérdidas secundarias en la línea de conducción (en metros de columna de agua).

Componente	Pérdida unitaria	Número	Pérdida total
Válvula de aire	0.1380	6	0.828
Válvula de retención (check)	0.1379	2	0.2758
Válvula de compuerta	1.327	2	2.654
Vaciado	0.1379	3	0.4137
Codo 30°	1.524	3	4.572
Codo 45°	3.048	3	9.144
Codo 60°	3.658	1	3.658
Codo 90°	4.267	3	12.801
Total			34.3465

Fuente: elaboración propia.

La pérdida por fricción (h_f) es de 19.93 metros de columna de agua, para un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.011 (asbesto-cemento). La altura de impulsión (h_i) es de 50 m, la altura de aspiración (h_a) de 8.7 m y finalmente las pérdidas secundarias (h_s) equivalen a 34.35 m; por tanto, la carga hidráulica dinámica (descarga ahogada) se obtiene como sigue:

$$Hm = 19.93 + 34.35 + 50 + 8.7 = 112.98 \text{ [metros de columna de agua]}$$

El valor de carga hidráulica obtenido equivale a 11.3 kg/cm² de presión.

Debido a que la sección norte de la línea de conducción es subaérea, el PVC no puede usarse como material para la tubería; por lo que el valor de carga hidráulica se obtuvo con base en un coeficiente de rugosidad de Manning de 0.011 para tuberías de asbesto-cemento.

El asbesto soporta presiones de trabajo de hasta 140 metros de columna de agua, equivalentes a 14 kg/cm², por lo que puede soportar sin problemas la presión de trabajo de 113 metros de columna de agua.

5.2.6.3 sobrepresión por golpe de ariete

El cálculo de la sobrepresión del golpe de ariete está en función de los coeficientes de elasticidad del material de la línea de conducción y del agua. Sustituyendo estos valores en la ecuación de Joukovsky se tiene lo siguiente:

$$h = \frac{145v}{\sqrt{1 + \frac{Ea * D}{Et * e}}} \quad \text{ecuación (23)}$$

h = sobrepresión por golpe de ariete [kg/cm²]

v = velocidad del agua en la tubería [m/s] = 0.8325 m/s

Ea = módulo de elasticidad del agua [kg/cm²] = 20670 kg/cm²

D = diámetro interior de la tubería [cm] = 17.82 [cm] (medido)

Et = módulo de elasticidad de la tubería [kg/cm²] = 328000 kg/cm² (para asbesto cemento)

e = espesor de la tubería [cm] = 2.5 [cm]

$$h = \frac{145 * 0.8325}{\sqrt{1 + \frac{20670 * 17.82}{328800 * 2.5}}} = 65.2425 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

La sobrepresión generada por golpe de ariete en la línea de conducción es de $65.2425 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$. De acuerdo con el valor de presión dinámica en la línea de conducción (11.3 kg/cm^2), si no se presentara golpe de ariete una tubería de asbesto-cemento que resiste $14 \text{ [kg/cm}^2]$ sería suficiente para la línea de conducción. Desafortunadamente el golpe de ariete se presentará en algún momento con una presión superior a los $30 \text{ [kg/cm}^2]$, muy por arriba de la presión que puede resistir un tubo de asbesto-cemento. El caso más crítico se da con la suma de los dos efectos:

$$P_{total} = hm + h = 11.3 + 65.24 = 76.54 \text{ [kg/cm}^2]$$

El factor de eficiencia de las válvulas eliminadoras de aire que minimizan la sobrepresión por golpe de ariete es de 0.8_3 . Por lo que el golpe de ariete se reducirá un 80%. Entonces la presión total en la línea de conducción queda como sigue:

$$P_{total} = hm + (0.20)h = 11.3 + (0.20)65.24 = 24.35 \text{ [kg/cm}^2]$$

La tubería de asbesto-cemento puede soportar la presión dinámica de la línea de conducción (hm) pero no puede soportar la sobrepresión por golpe de ariete. Por lo anterior debe utilizarse una tubería que soporte presiones por encima de los $24.35 \text{ [kg/cm}^2]$ y pueda ser usada de manera subterránea y subaérea. El material que cumple con estas características es el acero.

Los cálculos anteriores deben de realizarse de nuevo, a excepción del diámetro (Hazen-William) y la velocidad, ya que no dependen del coeficiente de rugosidad de Manning. Dicho coeficiente para el acero es de 0.014 .

Pérdidas por fricción en la tubería de acero:

$$hf = KLQ^2 \left[K = \frac{10.3n^2}{D^{\frac{16}{3}}} \right] n = 0.014, D = 0.2032[m], Q = 0.027 \left[\frac{m^3}{s} \right], L = 4468.4 [m]$$

$$hf = 32.2884 \text{ [metros de columna de agua]} = 3.2 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Carga hidráulica de la línea de conducción para el acero:

$$Hm = hf + hs + hi + ha = 32.29 + 34.35 + 50 + 8.7 \text{ [metros de columna de agua]}$$

$$hm = 125.34 \text{ [metros de columna de agua]} = 12.5 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

Sobrepresión por golpe de ariete para el acero:

h = sobrepresión por golpe de ariete [kg/cm^2]

v = velocidad del agua en la tubería [m/s] = 0.8325 m/s

E_a = módulo de elasticidad del agua [kg/cm^2] = 20670 kg/cm^2 (figura 28)

D = diámetro interior de la tubería [cm] = 20.274 [cm] (tomado de SIMEX)

E_t = módulo de elasticidad de la tubería [kg/cm^2] = 2,100,000 kg/cm^2 (figura 28)

e = espesor de la tubería [cm] = 0.818 [cm] (tomado de SIMEX)

$$h = \frac{145 * 0.8325}{\sqrt{1 + \frac{20670 * 20.274}{2100000 * 0.818}}} = 111.932 \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right]$$

La presión más crítica es la suma de hm y h :

$$P_{total} = hm + h = 12.5 + 111.93 = 124.43 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

La máxima presión de trabajo de una tubería de acero es de 101.97 [kg/cm^2], por debajo de la presión que genera el golpe de ariete. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, las válvulas eliminadoras de aire tienen una efectividad de 80% en la disminución del golpe de ariete, por lo que la presión en caso de golpe de ariete se minimiza a:

$$P_{total} = hm + (0.20)h = 12.5 + (0.20)111.93 = 34.886 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

34.886 [kg/cm^2] es una presión más que aceptable para el funcionamiento óptimo de la línea de conducción, ya que no superará el límite del acero que es de 101.97 [kg/cm^2].

5.2.6.3.4 Distancia entre silletas

Las silletas se usarán como apoyo para la línea de conducción, ya que una parte de ella debe instalarse sobre la superficie. Del punto E al punto L la tubería es subaérea, cubre una distancia de 2673.1 metros, equivalente al 59.82% del total del largo de la tubería (4468.3 m).

La ecuación para calcular la distancia entre silletas es la siguiente:

$$L = 8fs * \frac{S}{W} \quad | \quad S = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32D}, \quad W = wL \quad \text{ecuación (24)}$$

Donde:

L = longitud de la tubería entre silletas en metros W = masa total en la tubería en kg

S = módulo de la sección de la tubería en cm³ w = masa unitaria considerada en kg/m

D = diámetro exterior de la tubería en cm fs = esfuerzo de la tensión de la tubería en kg/cm²

d = diámetro interior de la tubería en cm

W equivale a la masa total en la tubería, que incluye al agua y al acero. El diámetro interior de la tubería (d) es de 20.247 cm, por lo que un cilindro de un metro de agua se compondrá de 32196.77 cm³ equivalentes a 0.0322 m³. En ese volumen pueden almacenarse 32.2 litros de agua cuya masa es de 32.2 kg, entonces la masa unitaria del agua es de 32.2 kg/m. La masa unitaria de la tubería es de 42.44 kg/m (recuperado de SIMEX). Luego la masa unitaria total de la tubería (w) es la suma de ambas: 74.64 kg/m. El diámetro exterior es de 21.91 cm (D). El esfuerzo de tensión de la tubería es la presión total de trabajo que incluye la sobrepresión por golpe de ariete: 34.886 [kg/cm²]. Al resolver la ecuación se tiene:

$$L = 187.734[m]$$

En otras palabras, cada silleta debe colocarse a 187.734 m, con inicio en el punto E del trazo planimétrico de la línea de conducción y fin en L, para que el peso de la tubería sea soportado sin problemas, incluida la sobrepresión que produce el golpe de ariete. Las silletas más comunes, por su facilidad en la construcción, son las de concreto armado, aunque puede optarse por cualquier otro diseño.

5.2.6.3.5 Atraques

Son los apoyos de concreto que soportan los cambios de dirección en la línea de conducción. Debe usarse un atraque en cada ángulo de deflexión, es decir, un atraque por cada codo usado en la tubería. La fuerza de los empujes hidrodinámicos que debe contrarrestar el atraque está dada por la ecuación (4.19) (expuesta anteriormente en el apartado “El proceso de abastecimiento de agua potable” del capítulo: “Requerimientos teóricos”):

$$F = 2S \left(\frac{\gamma V^2}{g} + P \right) \text{sen} \left(\frac{E}{2} \right) \quad \text{ecuación (25)}$$

En donde:

P = presión interna (de operación)

S = área de la sección transversal

V = velocidad de flujo

γ = peso volumétrico del agua

E = ángulo que forman las líneas del comienzo y fin del cambio de dirección en la tubería

g = aceleración de la gravedad

Para este caso, la presión interna (P) será la suma de la presión en la línea de conducción (carga hidráulica dinámica ahogada) más la sobrepresión por golpe de ariete, se calculó anteriormente y resultó en una presión total de 34.886 [kg/cm²] que equivalen a 348.86 metros de columna de agua. La velocidad de flujo (V) es de 0.8325 m/s. El diámetro de la tubería es de 8 pulgadas (202.74 mm es la medida industrial) que corresponden a un área de la sección transversal (S) de 0.032 m². El peso volumétrico del agua es de 1000 kg/m³ y finalmente la aceleración de la gravedad es de 9.8 m/s².

Los ángulos de deflexión (E) en el trazo planimétrico de la línea de conducción son 90°, 60°, 45° y 30°. La solución de la ecuación anterior para cada uno de estos ángulos, al igual que el resultado, multiplicado por un factor de seguridad de 1.2, se muestran en la Tabla 5.11.

Tabla 5.11. Fuerzas de empuje hidrodinámico en los ángulos de deflexión (puntos de instalación de los codos).

Ángulo de deflexión en la línea de conducción [grados]	Fuerza de empuje hidrodinámico (F) [kilogramos]	Producto con factor de seguridad de 1.2 (Fs) [kilogramos]
90	15790.8	18948.96
60	11165.8	13398.96
45	8545.92	10255.1
30	5779.83	6935.8

Fuente: elaboración propia.

La fuerza de empuje hidrodinámico multiplicada por el factor de seguridad de 1.2 (Fs) debe dividirse entre la tangente del ángulo (ϕ), dicho ángulo es el que se forma entre el suelo y la tubería y debe medirse en campo en cada deflexión. El cociente es la fuerza de empuje hidrodinámico real que debe soportar el atraque (P) en kilogramos. Entonces:

$$P = \frac{Fs}{\tan\phi} \quad \text{ecuación (26)}$$

El peso volumétrico del concreto (A) es de 2400 kg/m³. Para conocer el volumen de concreto (Vc) que se utilizará en cada atraque se requiere del cociente entre la fuerza de empuje hidrodinámico real (P) y el peso volumétrico del concreto (A). Por tanto:

$$Vc = \frac{P}{A} \quad \text{ecuación (27)}$$

En la Tabla 5.12 se exponen los valores resultantes de P y de Vc para cada deflexión en la línea de conducción. El ángulo ϕ debe medirse en campo, para elaborar este cálculo se usó un ángulo teórico de 30°.

Tabla 5.12. Empuje hidrodinámico real y volumen de concreto para cada ángulo de deflexión de la línea de conducción.

Deflexión [grados]	P [kilogramos]	Vc [m³]
90	32820.6	13.68
60	23207.7	9.67
45	17762.4	7.4
30	12013.2	5

Fuente: elaboración propia.

El volumen de concreto para cada atraque ubicado en los ángulos de deflexión puede parecer bastante grande, pero es el requerido para soportar el empuje hidrodinámico real causado por el movimiento del agua y la sobrepresión por golpe de ariete. En las secciones subterráneas de la tubería puede prescindirse de incluir la sobrepresión ejercida por el golpe de ariete.

5.2.6.4 Regularización y almacenamiento

Para este proyecto, el tanque de regularización funcionará también como tanque de almacenamiento. Una buena regularización del agua potable se traduce en administrar de manera correcta el agua que se extrae del acuífero y después de conduce hasta el tanque, además de suministrar debidamente la cantidad de agua a la población. Debido a que en El Coacoyul no se cuenta con un estudio del porcentaje de consumo horario del caudal máximo diario (QMD) a lo largo de toda la jornada, se utilizaron los porcentajes horarios para poblaciones pequeñas elaborados por el Banco Nacional de Obras y Servicios Públicos, S.A₃ con base en datos estadísticos, información desplegada en la Tabla 5.13.

Tabla 5.13. Porcentajes horarios del gasto máximo diario (para poblaciones pequeñas).

Horas	%QMD	Horas	%QMD	Horas	%QMD
0-1	45	8-9	150	16-17	130
1-2	45	9-10	150	17-18	120
2-3	45	10-11	150	18-19	100
3-4	45	11-12	140	19-20	100
4-5	45	12-13	120	20-21	90
5-6	60	13-14	140	21-22	90
6-7	90	14-15	140	22-23	80
7-8	135	15-16	130	23-24	60

Fuente: recuperado y modificado de “Abastecimiento de agua potable”, César V. Enrique, (1990). Recuperado de <http://estudiantesingcivil.blogspot.mx/>

Los porcentajes horarios son la proporción de caudal que se utiliza durante una hora determinada, partiendo de la Tabla 5.13, de la media noche a la una de la mañana se utiliza el 45% del caudal, por lo que del aporte del 100% (QMD) queda un 55% para almacenarse en el tanque en el lapso de una hora.

Por otro lado, de las 8 a las 9 am se requiere del 150% del caudal máximo diario, ya que es el horario cuando la mayoría de las personas comienzan sus

actividades. En este intervalo hay un déficit de 50%, cantidad de caudal que será tomada del almacenamiento que presente el tanque.

El volumen con el que se construirá el tanque debe cubrir todos los déficits a lo largo del día, este porcentaje se conoce mediante el desarrollo de una tabla de diferencias, como la Tabla 5.14.

Tabla 5.14. Tabla de diferencia para un bombeo de 24 horas.

Horas	Suministro (entradas) Q. de bombeo en %	Demandas (Salidas)		
		Demanda horaria en %	Diferencias	Diferencias acumuladas
0-1	100	45	+55	+55
1-2	100	45	+55	+110
2-3	100	45	+55	+165
3-4	100	45	+55	+220
4-5	100	45	+55	+275
5-6	100	60	+40	+315
6-7	100	90	+10	+325
7-8	100	135	-35	+290
8-9	100	150	-50	+240
9-10	100	150	-50	+190
10-11	100	150	-50	+140
11-12	100	140	-40	+100
12-13	100	120	-20	+80
13-14	100	140	-40	+40
14-15	100	140	-40	0
15-16	100	130	-30	-30
16-17	100	130	-30	-60
17-18	100	120	-20	-80
18-19	100	100	0	-80
19-20	100	100	0	-80
20-21	100	90	+10	-70
21-22	100	90	+10	-60
22-23	100	80	+20	-40
23-24	100	60	+40	0
Total	2400	2400		

Fuente: recuperado y modificado de “Abastecimiento de agua potable”, César V. Enrique, (1990).
Recuperado de <http://estudiantesingcivil.blogspot.mx/>

Con base en la tabla de diferencias, se sabe que el déficit y superávit máximos son -80% del QMD y +325% del QMD respectivamente. De las 17:00 a las 20:00 horas el QMD no se dará abasto y necesitará 80% más para cumplir las necesidades, mientras que de las 6 a las 7 de la mañana el QMD se utiliza menos al punto de acumular una ganancia de 325% del mismo. Al sumar el mayor déficit a cada hora en el volumen de regularización se compensan las pérdidas para que el tanque nunca quede vacío a lo largo de la jornada,

Entonces el volumen requerido para el tanque de almacenamiento será aquel que resulte de adicionar el máximo %QMD con el máximo déficit, que son 325% y 80% respectivamente. La expresión es la siguiente:

$$C = C' * \left(\frac{3600}{1000}\right) * QMD = 14.58 * QMD \quad \text{ecuación (28)}$$

Donde:

C = capacidad del tanque en m³

C' = adición del máximo %QMD con el mínimo %QMD (mayor déficit) = 325% + 80% = 405% (para este caso)

QMD = gasto máximo diario en l/s

3600/1000 = factor de conversión a m³

El volumen requerido por el tanque de almacenamiento es de: $C = 393.66 \text{ m}^3$ que equivale a una capacidad de 393,660 litros. Hay que tomar en cuenta que los cálculos elaborados para el diseño hidráulico del sistema de abastecimiento de agua potable son para un bombeo constante a lo largo del día de 27 litros por segundo.

Con base en entrevistas realizadas a los trabajadores de SAPAC se sabe que la reparación de desperfectos en la línea de conducción dura en promedio toda la jornada laboral, que es de ocho horas. Por lo anterior es recomendable contar con esa holgura temporal en caso de algún inconveniente. Esto equivaldría a multiplicar el volumen obtenido (C) por 1.33, cantidad que asciende a 527.558 m³ que equivalen a 527,558 litros.

El volumen para el tanque de almacenamiento es pequeño ya que la clasificación califica como tanques menores a aquellos que no superan los 10,000 m³ de capacidad y almacenamientos grandes para cantidades de hasta 50,000 m³. Para los primeros se recomiendan tirantes de hasta 3.5 m de altura y una construcción con muros de mampostería y piso y techo de concreto reforzado. La construcción del tanque es subterránea, por lo que el tirante representa la profundidad (sin incluir los espesores del material de construcción) a la que debe cimentarse.

El tirante de agua es de 3.5 m, por lo que -en caso de un diseño prismático rectangular- cada uno de los lados del tanque pueden calcularse mediante la siguiente expresión:

$$Lado = \sqrt{\frac{(527.558 \text{ m}^3)}{3.5 \text{ m}}} \quad \text{ecuación (29)}$$

Las dimensiones del tanque serán de 12.28 m por lado y 3.5 m de altura.

5.2.6.5 Distribución

El diseño hidráulico para la obra de distribución incluye conceptos teóricos como la longitud virtual y el caudal por metro de tubería. La elaboración de un mapa topográfico que contenga la elevación sobre el nivel del mar en cada cruce de calles, así como delimitar las zonas de distribución del pueblo, es imprescindible.

Los conductos de distribución principales y secundarios serán subterráneos y de PVC, ya que es el material más indicado para dicho uso. Las tuberías de distribución son abastecidas por líneas de conducción que las comunican con el tanque de regularización y almacenamiento (también subterráneas y de PVC), para distinguirlas de la línea de conducción diseñada anteriormente se referirán como líneas de conducción-distribución. Estas últimas no requieren de cálculo para la instalación de atraques y silletas, ya que el carácter subterráneo de las mismas compensa todas las fuerzas que actúan sobre y en la tubería.

El poblado de El Coacoyul será abastecido mediante dos principales tuberías (pertenecientes a las obras de distribución) que surcarán el pueblo de norte a sur. Estas tuberías serán seccionadas con nodos en donde se instalarán las válvulas de compuerta que permitirán el paso de agua potable a las diferentes zonas de abastecimiento que se extienden a lo largo de la comunidad. El resto de las calles se cubrirá con tuberías secundarias o de relleno, cuyos datos hidráulicos serán los mismos de los que se calculen en cada uno de los nodos.

En la Figura 5.27 están ubicadas las diferentes zonas de distribución para El Coacoyul, así como cada uno de los nodos. L-D-P-O se refiere a línea de distribución principal oeste y L-D-P-E a la línea de distribución principal este. C-D-O y C-D-E son las tuberías de conducción-distribución oeste y este respectivamente, estas vías conectan el tanque de regularización y almacenamiento con las líneas de distribución principales. Las letras de la A a la K representan los nodos que alimentarán a cada una de las zonas de distribución. Para abastecer de manera óptima a cada uno de los nodos se utilizará el concepto de caudal por metro de tubería y caudal acumulado. La sumatoria de los caudales acumulados en cada una de las tuberías principales de distribución será abastecida por las líneas de conducción-distribución, sumando en total el caudal máximo horario (QMH).

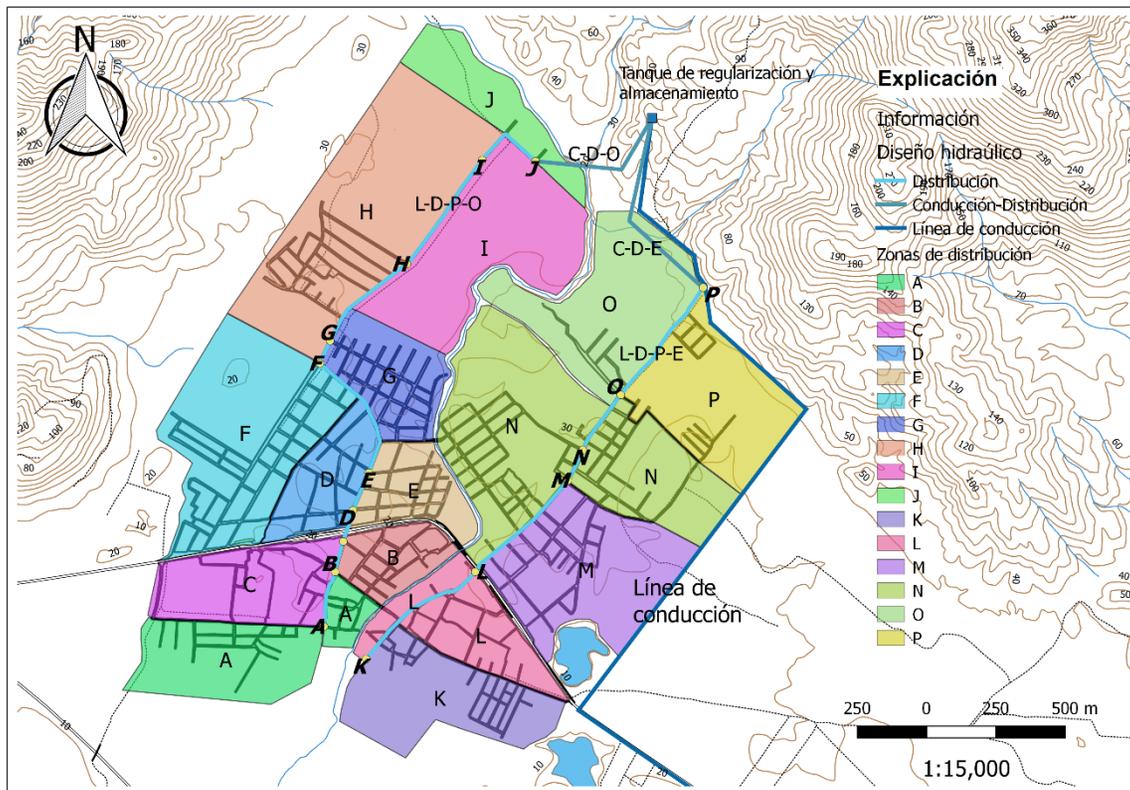


Figura 5.27. Tuberías principales y zonas de distribución.

Fuente: elaboración propia.

Los nodos que abastecerán a ambos lados de las tuberías principales de distribución presentarán una longitud virtual del doble de la longitud real, mientras que para aquellos que abastecen únicamente un solo lado de la línea, la longitud virtual será igual a la longitud real. Los detalles de anotan en la Tabla 5.15.

Tabla 5.15. Longitud real y virtual de cada uno de los intervalos de las tuberías principales de distribución

Distribuidor	Nodos	Longitud real [m]	Longitud virtual [m]
Oeste (L-D-P-O)	A-B	200	400
	B-C	136	136
	C-D	108	108
	D-E	152	152
	E-F	506	506
	F-G	92	92
	G-H	388	388
	H-I	468	468
	I-J	268	268

Distribuidor	Nodos	Longitud real [m]	Longitud virtual [m]
Este (L-D-P-E)	K-L	516	516
	L-M	476	952
	M-N	128	128
	N-O	264	528
	O-P	492	492

Fuente: elaboración propia.

La obra de distribución debe abastecer a la localidad de El Coacoyul con la mayor demanda posible a lo largo del día, este valor es el Caudal Máximo Horario (QMH) que equivale a 40.3 litros por segundo. Al dividir el QMH entre la sumatoria de la longitud virtual de la tubería se obtiene el caudal por metro de tubería (q).

$$q = \frac{QMH}{\sum L_{virtual}} = \frac{40.3[L.s]}{5134 [m]} = 0.008 \left[\frac{L.s}{m} \right] \quad \text{ecuación (30)}$$

Y al multiplicar el Caudal por Metro de Tubería (q) por la longitud virtual de cada uno de los intervalos, se conoce el caudal que debe transportar cada intervalo. Al iniciar el cálculo desde el punto más alejado de las tuberías de distribución principales y adicionándolo al siguiente, se obtiene el caudal acumulado en cada una de las secciones de la tubería.

El diámetro necesario que deben presentar las tuberías para cada uno de los caudales acumulados, para una velocidad de flujo de agua de 1.2 m/s (que circunscribe al intervalo óptimo de [1.2,1.8] m/s) está dado por la siguiente ecuación:

$$d = 1.28(Q)^{\frac{1}{2}} \quad \text{ecuación (31)}$$

Donde:

d = diámetro de la tubería en pulgadas

Q = gasto acumulado en

Entonces los caudales acumulados y diámetros para las diferentes secciones de tuberías resultan como se muestra en la Tabla 5.16.

Tabla 5.16. Caudales acumulados y diámetros de cada uno de los intervalos de las tuberías principales de distribución.

Distribuidor	Nodos	Q acum. [l.s]	Diámetro [in]
Oeste (L-D-P-O)	A-B	3.2	2.3
	B-C	4.3	2.7
	C-D	5.2	2.9
	D-E	6.4	3.2
	E-F	10.4	4.1
	F-G	11.1	4.3
	G-H	14.2	4.8
	H-I	17.9	5.4
I-J	20.2	5.8	

Distribuidor	Nodos	Q acum. [l.s]	Diámetro [in]
Este (L-D-P-E)	K-L	4.1	2.6
	L-M	11.7	4.4
	M-N	12.7	4.6
	N-O	14.8	4.9
	O-P	20.1	5.7

Fuente: elaboración propia.

Los diámetros de tuberías obtenidos son teóricos y deben ajustarse a los diámetros industriales más cercanos. El diámetro es directamente proporcional al caudal por lo que debe tomarse en cuenta que después del ajuste el caudal total resultante sea igual o ligeramente mayor al Caudal Máximo Horario (QMH). Los diámetros ajustados y los caudales se exponen en la Tabla 5.17.

Tabla 5.17. Caudales acumulados y diámetros ajustados de cada uno de los intervalos de las tuberías principales de distribución.

Distribuidor	Nodos	Q acum. [l.s]	Diámetro [in]
Oeste (L-D-P-O)	A-B	2.4	2
	B-C	5.5	3
	C-D	5.5	3
	D-E	5.5	3
	E-F	9.8	4
	F-G	9.8	4
	G-H	15.3	5
	H-I	15.3	5
	I-J	22	6

Distribuidor	Nodos	Q acum. [l.s]	Diámetro [in]
Este (L-D-P-E)	K-L	5.5	3
	L-M	9.8	4
	M-N	15.3	5
	N-O	15.3	5
	O-P	22	6

Fuente: elaboración propia.

Tanto la línea de distribución principal Este como la Oeste requieren de un caudal de 22 l/s, que en conjunto suman 44 l/s, un valor ligeramente superior al Caudal Máximo Horario (QMH) que es de 40.3 l/s. La línea de conducción-distribución Este y Oeste deben abastecer los 22 litros por segundo a cada una de las líneas de distribución principales.

Las tuberías de conducción-distribución deben presentar un diámetro de 6 pulgadas, al igual que cada una de las secciones iniciales de las líneas principales de distribución. Por ahora está garantizado el caudal para abastecer a cada una de las zonas de distribución. Para conocer la carga hidráulica (en metros por columnas de agua) en cada uno de los nodos debe realizarse el cálculo de pérdidas por fricción en la tubería (con la fórmula de Manning o de Hazen-Williams) y restarlos a la cota piezométrica. La carga se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$Carga = Cota\ piezométrica - Cota\ de\ elevación\ [m\ columna\ agua] \quad \text{ecuación (32)}$$

La línea de conducción-distribución oeste (C-D-O) presenta una longitud real de 575 metros (L) y un diámetro (D) de 6 pulgadas equivalente a 0.1524 m por donde

se transporta un caudal (Q) de 0.022 m³/s, el coeficiente de rugosidad (n) para el PVC es de 0.009. Las pérdidas por fricción utilizando la fórmula de Manning, en metros de columna de agua, se calculan como sigue.

$$hf = K(575)(0.022)^2 \mid K = \frac{10.3(0.009)^2}{0.1524^{\frac{16}{3}}} = 5.3 \text{ [metros de columna de agua]}$$

La línea de conducción-distribución este (C-D-E) mide 738.1 m de longitud (L) y comparte las otras variables con la línea de conducción-distribución oeste (C-D-O). Entonces:

$$hf = K(738.1)(0.022)^2 \mid K = \frac{10.3(0.009)^2}{(0.1524)^{\frac{16}{3}}} = 6.8 \text{ [metros de columna de agua]}$$

Las pérdidas secundarias están dadas por la resistencia que ejercen las válvulas y codos a la dirección de flujo del agua en las tuberías. En el inicio (cerca al tanque de regularización y almacenamiento) y al final (al comienzo de las tuberías principales de distribución) de las líneas de conducción-distribución se instalarán una válvula de aire, una de retención (tipo check) y una de compuerta. Entonces cada tubería de conducción-distribución contará con un total de 6 válvulas (2 de aire, 2 de retención y 2 de compuerta). Además de las válvulas, las tuberías principales de conducción-distribución cuentan con un codo de 60° por lo que la pérdida por este cambio de dirección debe adicionarse también, los valores de las pérdidas secundarias se enlistan en la Tabla 5.18.

Tabla 5.18. Pérdidas totales para cada una de las líneas de conducción-distribución de 6 (in) de diámetro, en metros de columna de agua.

Pérdidas en las tuberías de distribución-conducción							
Distribución-conducción Oeste				Distribución-conducción este			
Objeto	Pérdida de carga [mca]	Número	Total	Objeto	Pérdida de carga [mca]	Número	Total
V. Check	0.1379	2	0.2758	V. Check	0.1379	2	0.2758
V. Compuerta	1	2	2	V. Compuerta	1	2	2
V. Aire	0.1380	2	0.276	V. Aire	0.1380	2	0.276
Codo 60°	3.658	1	3.658	Codo 60°	3.658	1	3.658
Pérdidas por fricción	5.3	1	5.3	Pérdidas por fricción	6.8	1	6.8
Pérdidas totales [mca]			11.5	Pérdidas totales [mca]			13

Fuente: elaboración propia.

La cota piezométrica en el tanque de almacenamiento es la suma de la elevación del tanque con la carga. Entonces:

$$Carga = Cota\ piezométrica - Cota\ de\ elevación \quad \text{ecuación (32)}$$

El resultado anterior es el máximo porque el tanque de regularización y almacenamiento es el punto más alto de todo el proyecto y no hay ningún punto con mayor energía. De aquí se alimentan las líneas de conducción-distribución Oeste y Este para abastecer las tuberías principales de distribución que inician por los nodos J y P respectivamente, ambas líneas de distribución-conducción tendrán captaciones separadas al tanque de almacenamiento y regularización.

El cálculo hidráulico se realiza en cada nodo ya que de cada uno de estos se proveerá a las diferentes zonas de distribución. Se empieza por las tuberías de la sección Oeste, el siguiente nodo después del tanque de regularización y almacenamiento es el nodo J (el comienzo de la tubería de distribución).

Para conocer la carga en este nodo deben restarse las pérdidas por fricción y las pérdidas secundarias en el tramo de tubería (del tanque de regularización y almacenamiento al nodo J) a la cota piezométrica del nodo anterior (en el tanque de regularización y almacenamiento).

Al sustraer de la cota piezométrica las pérdidas totales (por fricción y secundarias), se debe restar el valor de la cota de elevación en el nodo J, así se obtiene la carga en dicho punto (justo como lo expresa la ecuación al inicio de la página).

Las pérdidas totales en la línea de distribución-conducción Oeste <<el tramo de tubería que abarca del tanque de almacenamiento y regularización al nodo J (inicio de la distribución oeste)>> son de 11.5 [mca]. La cota piezométrica en el tanque de almacenamiento y regularización (nodo inmediato anterior) es de 65 msnm y la elevación en el nodo J es de 20 msnm (ambos valores equivalentes a la carga en metros de columna de agua), por tanto, la carga en este punto (nodo J) es de:

$$Carga = (C.\ piezométrica - pérdidas\ totales) - C.\ elevación = (65 - 11.5) - 20 \\ = 33.5 \text{ [metros de columna de agua]}$$

Entonces la nueva cota piezométrica en el nodo J es la del tanque de regularización y almacenamiento menos las pérdidas totales en el tramo de tubería estudiado:

$$\begin{aligned} C. \text{piezom. en J} &= C. \text{piezom. en el tanque} - P. \text{totales} = 65 - 11.5 \\ &= 53.5 \text{ [metros de columna de agua]} \end{aligned}$$

Análogamente, las pérdidas totales en la línea de distribución-conducción este <<el tramo de tubería que abarca del tanque de almacenamiento y regularización al nodo P (inicio de la distribución este)>> son de 13 [mca]. La cota piezométrica en el tanque de almacenamiento y regularización (nodo inmediato anterior) es de 65 msnm y la elevación en el nodo P es de 42 msnm (ambos valores equivalentes a la carga en metros de columna de agua), por tanto, la carga en este punto (nodo J) es de:

$$\begin{aligned} \text{Carga} &= (C. \text{piezométrica} - \text{perdidas totales}) - C. \text{elevación} = (65 - 13) - 42 \\ &= 10 \text{ [metros de columna de agua]} \end{aligned}$$

El procedimiento anterior es el requerido para resolver todos los nodos de las tuberías principales de distribución. Por comodidad en el manejo de unidades, el resto de ellos se resolverán con la fórmula de Hazen-Williams en un sistema mixto:

$$S = \left(\frac{Q}{(0.0177435938)(C)(d^{2.63})} \right)^{\frac{1}{54}} \quad | \quad Hf = S * L \quad \text{ecuación (33)}$$

$$\text{por lo tanto } Hf = S = \left(\frac{Q}{(0.0177435938)(C)(d^{2.63})} \right)^{\frac{1}{54}} * D$$

En donde Q es el caudal en l/s, C el coeficiente de Hazen-Williams (140 para PVC), d el diámetro en pulgadas. S el gradiente hidráulico, D la longitud de la tubería en metros y Hf las pérdidas por fricción en metros de columna de agua.

Los resultados para cada uno de los nodos se muestran en las Tablas 5.19 y 5.20.

Tabla 5.19. Información hidráulica de la red de tuberías Oeste. Incluye la tubería principal de distribución y la línea de conducción-distribución.

Crucero	Tramo	Q	D	d	C	H	Cotas		Carga disponible (m)
							Piezom.	Terreno	
Tanque	-	-	-	-	-	-	-	-	65
J	Tanque-J	22	575	6	140	11.5	65	20	33.5
I	J-I	22	268	6	140	2.5	53.5	20	31
H	I-H	15.3	468	5	140	5.3	51	22	23.7
G	H-G	15.3	388	5	140	4.4	45.7	23	18.3
F	G-F	9.8	92	4	140	1.4	41.3	23	16.9
E	F-E	9.8	506	4	140	7.5	39.9	25	7.4
D	E-D	5.5	152	3	140	3.1	32.4	24	5.3
C	D-C	5.5	108	3	140	2.2	29.3	21	6.1
B	C-B	5.5	136	3	140	2.8	27.1	20	4.3
A	B-A	2.4	200	2	140	6.4	24.3	20	-2.1

Fuente: elaboración propia.

Q es el caudal acumulado en un nodo, D la distancia en metros, d el diámetro de la tubería en pulgadas, C el coeficiente de Hazen-Williams (140 para PVC) y H las pérdidas totales. Sólo las líneas de conducción distribución presentan pérdidas secundarias por válvulas y codos ya que las válvulas de la tubería de distribución se instalarán para cada zona de abastecimiento, con diferente dirección de flujo a la tubería principal.

Tabla 5.20. Información hidráulica de la red de tuberías Este. Incluye la tubería principal de distribución y la línea de conducción distribución.

Crucero	Tramo	Q	D	D	C	H	Cotas		Carga disponible (m)
							Piezom.	Terreno	
Tanque	-	-	-	-	-	-	-	-	65
P	Tanque-P	22	738	6	140	13	65	42	10
O	P-O	22	492	6	140	4.5	52	34	13.5
N	O-N	15.3	264	5	140	3	47.5	36	8.5
M	N-M	15.3	128	5	140	1.5	44.5	30	13
L	M-L	9.8	476	4	140	7	43	27	9
K	L-K	5.5	516	3	140	10.7	36	20	5.3

Fuente: elaboración propia.

Q es el caudal acumulado en un nodo, D la distancia en metros, d el diámetro de la tubería en pulgadas, C el coeficiente de Hazen-Williams (140 para PVC) y H las pérdidas totales. Sólo las líneas de conducción distribución presentan pérdidas secundarias por válvulas y codos ya que las válvulas de la tubería de distribución se instalarán para cada zona de abastecimiento, con diferente dirección de flujo a la tubería principal.

La carga aceptable es de 15 metros de columna de agua, para zonas rurales como el Coacoyul puede ser de hasta 10 metros de columna de agua. Sin embargo, las pérdidas por fricción en ambas tuberías de distribución minimizan dicha carga hasta dejarla por debajo de los 10 metros. Para evitar que las tomas domiciliarias tengan una presión insuficiente se debe reubicar el tanque de almacenamiento y regularización en una cota superior a la actual (65 m) para que pueda vencer las pérdidas por fricción en las tuberías y abastecer los nodos más alejados con al menos 10 metros de carga (que equivalen a 1 kg/cm²).

Un tanque de regularización reubicado a una altura de 80 metros sobre el nivel del mar resolverá el problema de la presión insuficiente en la línea de conducción. La locación más cercana que cumple con estas características es la que se muestra en la Figura 5.28.

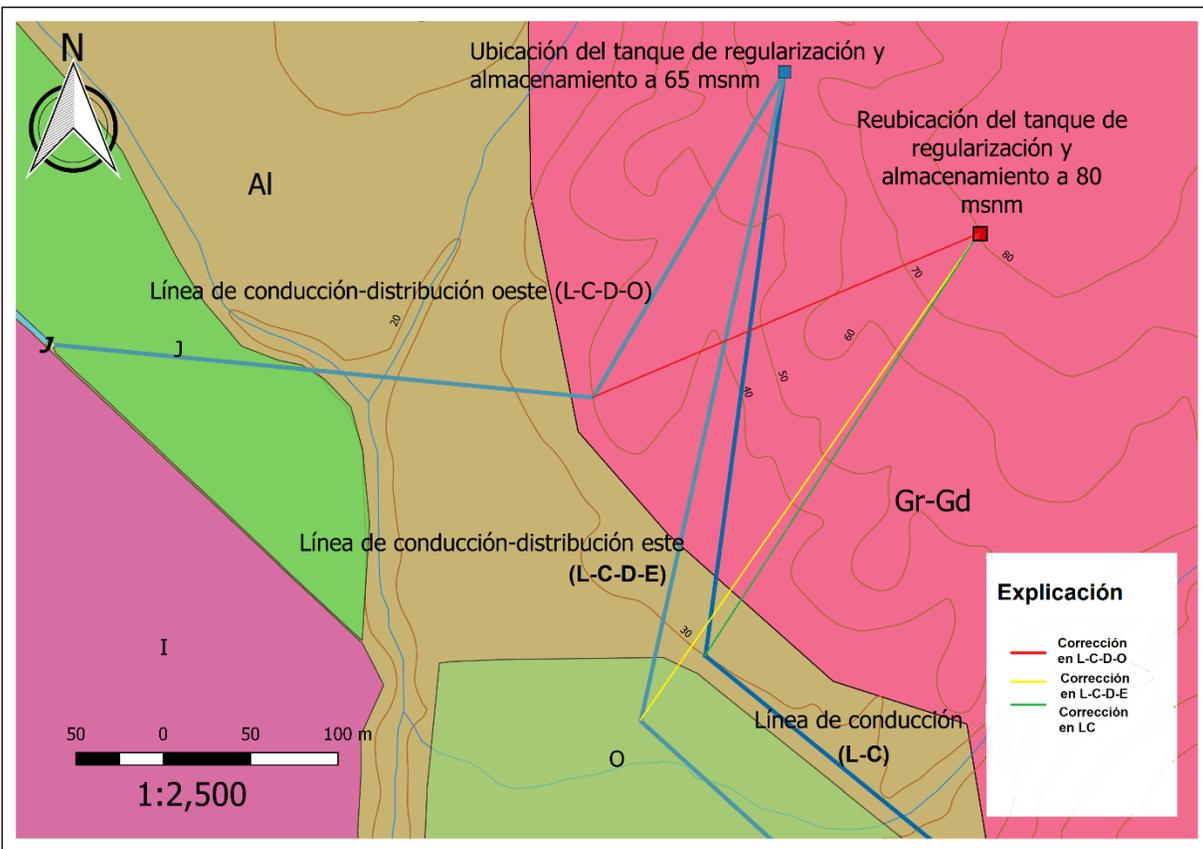


Figura 5.28. Reubicación del tanque de regularización y almacenamiento.

Fuente: elaboración propia.

Las líneas de conducción-distribución Este y Oeste, al igual que la línea de conducción, deben modificar su trayectoria para acoplarse a la nueva localización del tanque de regularización y almacenamiento y en consecuencia su longitud se verá alterada. Al hacer las correcciones pertinentes en las pérdidas por fricción y después en las pérdidas totales, los valores de presión para cada uno de los nodos de la red de distribución son los presentados en las Tablas 5.21 y 5.22.

Tabla 5.21. Presiones en la red de distribución (sección Oeste) para el tanque a 80 msnm.

Crucero	Tramo	Q	D	d	C	H	Cotas		Carga disponible (m)
							Piezom.	Terreno	
Tanque	-	-	-	-	-	-	-	-	80
J	Tanque-J	22	575	6	140	11.3	80	20	48.7
I	J-I	22	268	6	140	2.5	68.7	20	46.2
H	I-H	15.3	468	5	140	5.3	66.2	22	38.9
G	H-G	15.3	388	5	140	4.4	60.9	23	33.5
F	G-F	9.8	92	4	140	1.4	56.5	23	32.1
E	F-E	9.8	506	4	140	7.5	55.1	25	22.6
D	E-D	5.5	152	3	140	3.1	47.6	24	20.5
C	D-C	5.5	108	3	140	2.2	44.5	21	21.3
B	C-B	5.5	136	3	140	2.8	42.3	20	19.5
A	B-A	2.4	200	2	140	6.4	39.5	20	13.1

Fuente: elaboración propia.

Tabla 5.22. Presiones en la red de distribución (sección Este) para el tanque a 80 msnm.

Crucero	Tramo	Q	D	D	C	H	Cotas		Carga disponible (m)
							Piezom.	Terreno	
Tanque	-	-	-	-	-	-	-	-	80
P	Tanque-P	22	738	6	140	12.6	80	42	25.4
O	P-O	22	492	6	140	4.5	67.4	34	28.9
N	O-N	15.3	264	5	140	3	62.9	36	23.9
M	N-M	15.3	128	5	140	1.5	59.9	30	28.4
L	M-L	9.8	476	4	140	7	58.4	27	24.4
K	L-K	5.5	516	3	140	10.7	51.4	20	20.7

Fuente: elaboración propia.

Con la elevación del tanque a 80 msnm la presión mínima suficiente, 10 metros de columna de agua o 1 kg/cm^2 , está garantizada para toda la red de distribución, desde el punto más alto hasta el más bajo y desde el más alejado del tanque de regularización y almacenamiento hasta el más cercano del mismo. La línea de distribución es el último componente para el diseño de una red de abastecimiento de agua potable.

5.3 Análisis de la información

La extracción del acuífero de El Coacoyul por parte del SAPAC a lo largo del periodo de diseño puede calcularse utilizando el crecimiento poblacional y el caudal máximo diario (QMD).

Despejando la variable tiempo (t) de la ecuación (1) que describe el crecimiento poblacional en la localidad de El Coacoyul (expuesta en el capítulo: “Formulación del problema”) se tiene la siguiente expresión:

$$t = \frac{\ln\left(\frac{P}{6.2237 \times 10^{-28}}\right)}{0.03556} \quad \text{ecuación (34)}$$

Donde:

t = tiempo en años

P = población en miles de habitantes

Por otro lado, escribir la ecuación que relaciona la población con el caudal máximo diario queda como sigue:

$$QMD = \frac{1.2 * D * P}{86400} \quad \text{ecuación (35)}$$

Donde:

P = población en miles de habitantes

QMD = caudal máximo diario en litros por segundo

D = dotación por habitante en litros

La dotación utilizada para el diseño hidráulico del SAPAC es de 150 litros por habitante. Obtenida la población para cada año se calcula el QMD respectivo. Al graficar los datos pertenecientes al periodo de diseño (2018-2028) se obtiene el QMD que se requiere en función de la población en cada uno de los diez años del periodo de diseño, tal y como se muestra en la Figura 5.29.

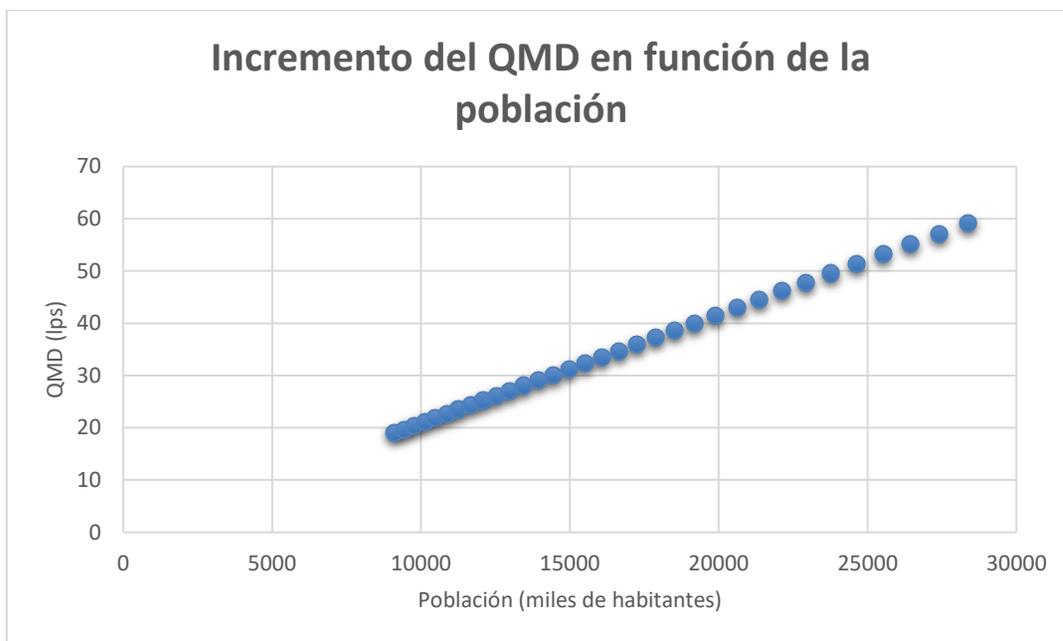


Figura 5.29. Incremento del QMD en función de la población.

Fuente: elaboración propia.

El valor del caudal máximo diario está directamente relacionado con la extracción por parte del SAPAC, multiplicando cada QMD por el factor correspondiente se obtiene el volumen de extracción en metros y hectómetros cúbicos para cada uno de los años del periodo de diseño. Esta información se despliega en la Tabla 5.23.

Tabla 5.23. Extracción del SAPAC a lo largo del periodo de diseño.

Año	Habitantes	QMD (lps)	E. Anual (m ³)	E. Anual (hm ³)
2018	9100.29383	18.9589455	550385.771	0.550385771
2019	9429.72282	19.6452559	570309.6359	0.570309636
2020	9771.07707	20.3564106	590954.7411	0.590954741
2021	10124.7883	21.0933089	612347.1953	0.612347195
2022	10491.3038	21.8568829	634514.0525	0.634514052
2023	10871.0871	22.6480981	657483.3459	0.657483346
2024	11264.6184	23.4679551	681284.1235	0.681284123
2025	11672.3956	24.3174908	705946.4849	0.705946485
2026	12094.9342	25.1977795	731501.6194	0.731501619
2027	12532.7686	26.1099346	757981.8451	0.757981845
2028	12986.4525	27.0551095	785420.6501	0.78542065

Fuente: elaboración propia.

Al finalizar el periodo de diseño, en el año 2028, el SAPAC extraerá un volumen de 0.78 hm³ anuales que abastecerán a una población de 12987 personas. Cantidad equivalente a 785,421 m³ y a 785,421,000 de litros. La tendencia puede observarse de mejor manera en la Figura 5.30.

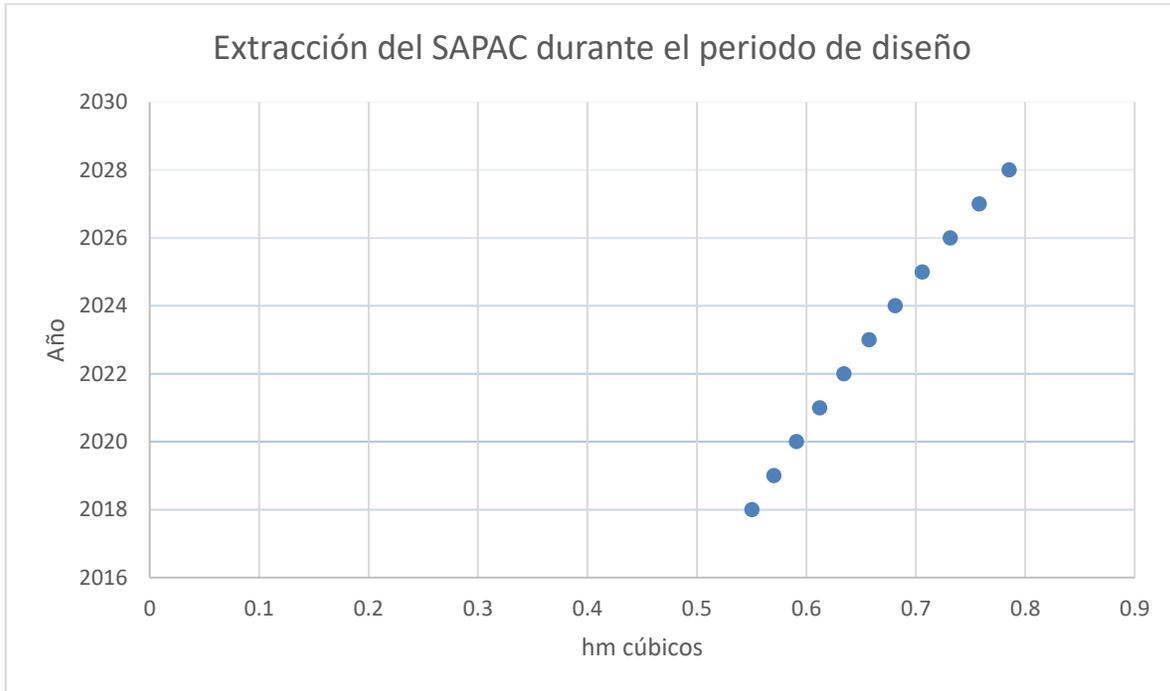


Figura 5.30. Extracción del SAPAC durante el periodo de diseño.

Fuente: elaboración propia.

Del balance de agua subterránea elaborado en este capítulo se sabe que la disponibilidad hídrica del acuífero de El Coacoyul es de un total de 4.21 $\left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}}\right]$. Esa cantidad de agua es el límite antes de que el acuífero se considere sobreexplotado. Para conocer en qué año la extracción del SAPAC alcanzará este límite, debe despejarse la variable poblacional (P) de la ecuación (35). Entonces:

$$\frac{86400 \cdot QMD}{1.2 \cdot D} = P \quad \text{ecuación (36)}$$

El QMD requerido para un volumen de 4.21 $\left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}}\right]$ se obtiene dividiendo su equivalente en litros por día entre el factor de conversión 86400. Resulta en: QMD = 144 [lps].

Evaluando este dato en la ecuación (36) se calcula una población respectiva de 69,077 habitantes, población que se espera para el 2075 (aplicando la ecuación (34)).

En otras palabras, la disponibilidad del acuífero de El Coacoyul permite extraer un máximo de $4.21 \left[\frac{\text{hm}^3}{\text{año}} \right]$ al año. Dicha cantidad será alcanzada cuando la población ronde las 70,000 personas a finales del año 2075. Debe tomarse en cuenta que el diseño hidráulico para el sistema de abastecimiento de agua potable expira en el 2028, pero si la expansión continua y el valor de la dotación se mantiene uniforme, la disponibilidad del acuífero decaerá con la tendencia que se ha mencionado.

Los detalles anuales de la evolución poblacional, del QMD y la extracción del SAPAC hasta alcanzar el límite de disponibilidad del acuífero se muestran en el anexo de este trabajo.

Conclusiones

- a) El acuífero de El Coacoyul se halla en el aluvión que rellena la cuenca homónima, las rocas plutónicas y metamórficas que lo circundan actúan como barreras impermeables, las escorrentías que lo recargan proceden de las infiltraciones por los piedemontes y la recarga vertical por lluvia mientras que la descarga desemboca directamente en el Océano Pacífico.
- b) A pesar de que la distribución espacial de las unidades litológicas del área de estudio argumenta que se trata de un acuífero libre, el comportamiento hidrogeológico plasmado en la prueba de bombeo circunscribe a un acuífero semiconfinado, con una transmisividad de $923 \left[\frac{m^2}{día} \right]$. La recarga anual en el acuífero de El Coacoyul asciende a $21.4 \left[\frac{hm^3}{año} \right]$. De esa cantidad están disponibles para el uso público un total de $4.21 \left[\frac{hm^3}{año} \right]$.
- c) La propuesta hidráulica del nuevo sistema de agua potable garantiza el caudal requerido para abastecer a las 12,897 personas que se esperan habiten el pueblo una vez terminado el periodo de diseño (2018-2028), al igual que la presión superior a 1 kg/cm^2 , que es la requerida para un abastecimiento óptimo en zonas rurales.
- d) En caso de llevarse a cabo la propuesta de sistema de abastecimiento de agua potable, la disponibilidad del acuífero permitirá proveer a alrededor de 70,000 personas, población esperada para el año 2075. Siembre y cuando se realicen las modificaciones infraestructurales correspondientes a la expansión urbana finalizado el periodo de diseño y se respete la dotación de 150 litros diarios por habitante.

Recomendaciones

- a) El caudal requerido para el abastecimiento óptimo del poblado de El Coacoyul (27 [lps]) puede proporcionarlo sin ningún problema el aprovechamiento 1 (A1), actual fuente de suministro del SAPAC. La remodelación y mantenimiento del mencionado aprovechamiento es imprescindible, al igual que la de cada uno de sus componentes, principalmente la bomba que se utiliza para la extracción del agua.
- b) A pesar de que el uso del actual aprovechamiento es factible, es forzoso comenzar con la exploración de un nuevo aprovechamiento que funja como reserva en el caso de una tendencia inesperada en el crecimiento poblacional o una distribución urbana irregular que requiere de una obra de abastecimiento independiente.
- c) Es necesario el estudio de la distribución espacial de la intrusión salina que limita con la línea de costa para elaborar un mapa de vulnerabilidad que delimite el área del acuífero de donde puede extraerse agua dulce. Sondeos eléctricos verticales serán suficientes para delimitar mediante la resistividad, la zona salada de la zona dulce.
- d) Si el mapa de vulnerabilidad no puede realizarse, se debe evitar perforar aprovechamientos cercanos a la línea de costa, ya que el agua salobre actúa como barrera de la intrusión salina del océano hacia el continente.
- e) A manera de monitoreo, es práctico medir las profundidades al nivel estático en diferentes épocas del año durante un periodo de tiempo determinado para calcular los cambios negativos y positivos del almacenamiento en el acuífero. Luego entonces, poder inferir los volúmenes máximos y mínimos que pueden extraerse en caso de sequía o en una temporada de lluvias importantes.

Anexos

Censo sobre Agua Potable

Instrucciones: Conteste sobre la línea o encierre en un círculo el inciso que corresponda a su respuesta. En caso que su respuesta no se halle en los incisos, favor de anotar la con letra legible.

1.- ¿Cuenta con servicio de agua potable?

- a) Si b) No

2.- ¿De dónde obtiene este servicio?

- a) SAPAC (Sistema de agua potable y alcantarillado del Coacoyul) b) René Espino c) Otro (especificar)

3.- En caso de respuesta negativa a la pregunta 1 ¿Cómo consigue agua potable para su hogar?

- a) Pipas b) Río u arroyo c) Norias o pozos d) Ojo de Agua e) Otro (especificar)

4.- ¿Qué usa para el almacenamiento de agua potable?

- a) Tinaco b) Pila/Pileta c) Cisterna d) Tambo/cubeta e) Otro (especificar)

5.- ¿Cuál es la capacidad de su método de almacenamiento, en litros?

Respuesta: _____ litros

6.- ¿Cuántas personas viven en casa?

Respuesta: _____ personas

7.- ¿Para el aseo personal, que utiliza mayoritariamente?

- a) Regadera b) Jícara c) Otro (especificar)

8.- Además de las necesidades básicas del hogar ¿Para qué otra cosa utiliza el agua potable?

- a) Solo necesidades básicas b) Jardín c) Lavado de auto e) Otro (especificar)

9.- A su consideración ¿Cuántas veces a la semana tendría que suministrarse el agua potable para que se le considere como un servicio ideal?

- a) Una b) Dos c) Tres d) Diario

10.- Colonia del encuestado

- a) Centro b) Morelos c) Progreso d) Lomas de Sotelo e) Paraíso f) Ampliación Progreso g) La Carrerita
h) La Quebradora

Anexo 1. Censo poblacional aplicado a la localidad de El Coacoyul.

Fuente: elaboración propia.

Aprovechamiento	Tipo	Ademe	Radio de excavación (m)	Extracción	Q extracción (lps)	Bombeo
A1	Noria	Cemento	1.5	Bomba	20.7	constante
A2	Noria	Mampostería	1	Cubeta	-	-
A3	Noria	Mampostería	1	Cubeta	-	-
A4	Noria	Mampostería	1	Cubeta	-	-
A5	Noria	Mampostería	1	Cubeta	-	-
A6	Noria	Cemento	1.5	Bomba	~ 6	Intermitente
A7	Noria	Cemento	2	Bomba	~ 6	Intermitente
A8	Noria	Mampostería	1	Bomba	~ 4	Intermitente
A9	Noria	Mampostería	1	Bomba	~ 4	Intermitente
A10	Noria	Mampostería	1	Cubeta	-	-
A11	Noria	Mampostería	1	Bomba	~ 4	Intermitente
A12	Noria	Mampostería	1	Cubeta	-	-
A13	Noria	Mampostería	1.5	Bomba	~ 4	Intermitente
Manantial	Manantial	-	-	Manguera	~ 1	-

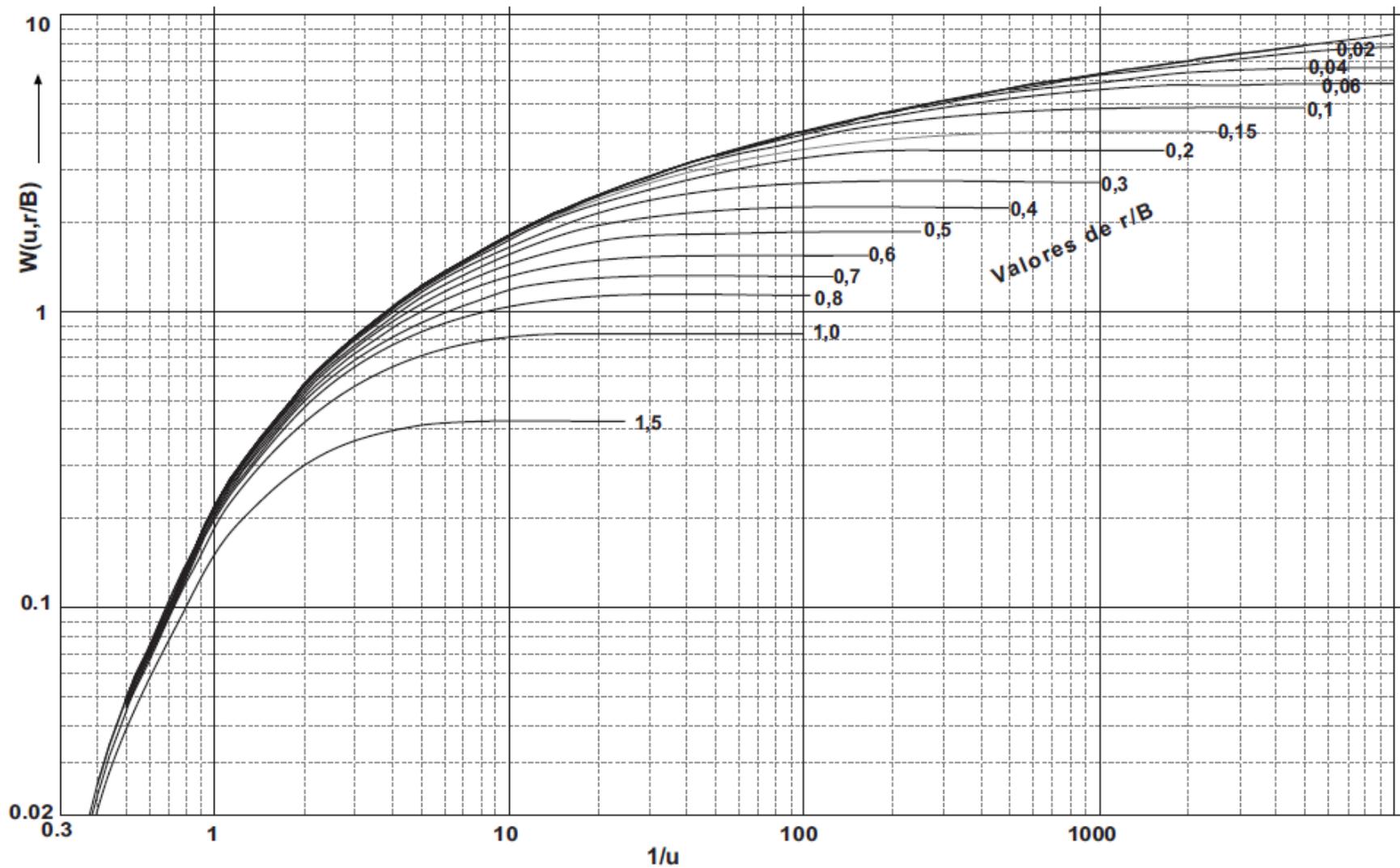
Anexo 2. Resumen de las características de los aprovechamientos censados.

Fuente: elaboración propia.

Año	Habitantes	QMD (lps)	E. Anual (m3)	E. Anual (hm3)	Año	Habitantes	QMD (lps)	E. Anual (m3)	E. Anual (hm3)
2029	13457	28.03	813852.7	0.81	2053	31592	65.82	1910689.5	1.91
2030	13944	29.05	843314.1	0.84	2054	32736	68.20	1979856.1	1.98
2031	14448	30.10	873841.9	0.87	2055	33921	70.67	2051526.5	2.05
2032	14971	31.19	905474.8	0.91	2056	35149	73.23	2125791.4	2.13
2033	15513	32.32	938252.8	0.94	2057	36421	75.88	2202744.7	2.20
2034	16075	33.49	972217.4	0.97	2058	37739	78.62	2282483.6	2.28
2035	16657	34.70	1007411.5	1.01	2059	39106	81.47	2365109.1	2.37
2036	17260	35.96	1043879.6	1.04	2060	40521	84.42	2450725.6	2.45
2037	17885	37.26	1081667.8	1.08	2061	41988	87.48	2539441.5	2.54
2038	18532	38.61	1120824.0	1.12	2062	43508	90.64	2631368.8	2.63
2039	19203	40.01	1161397.7	1.16	2063	45083	93.92	2726623.8	2.73
2040	19898	41.45	1203440.0	1.20	2064	46715	97.32	2825327.1	2.83
2041	20618	42.96	1247004.4	1.25	2065	48406	100.85	2927603.5	2.93
2042	21365	44.51	1292145.7	1.29	2066	50158	104.50	3033582.2	3.03
2043	22138	46.12	1338921.1	1.34	2067	51974	108.28	3143397.3	3.14
2044	22940	47.79	1387389.8	1.39	2068	53856	112.20	3257187.7	3.26
2045	23770	49.52	1437613.1	1.44	2069	55805	116.26	3375097.3	3.38
2046	24631	51.31	1489654.4	1.49	2070	57825	120.47	3497275.2	3.50
2047	25522	53.17	1543579.6	1.54	2071	59919	124.83	3623875.9	3.62
2048	26446	55.10	1599456.9	1.60	2072	62088	129.35	3755059.6	3.76
2049	27403	57.09	1657357.0	1.66	2073	64335	134.03	3890992.1	3.89
2050	28395	59.16	1717353.0	1.72	2074	66664	138.88	4031845.3	4.03
2051	29423	61.30	1779520.9	1.78	2075	69077	143.91	4177797.3	4.18
2052	30488	63.52	1843939.2	1.84					

Anexo 3. Extracción del SAPAC a través del tiempo hasta agotar la disponibilidad del acuífero.

Fuente: elaboración propia.



Anexo 4. Gráfico patrón de Walton utilizado en la interpretación de la curva generada por la prueba de bombeo.

Fuente: recuperado y modificado de “Departamento de geología, universidad de Salamanca”, Sánchez, Román, Francisco J. (2018). Recuperado de <https://http://hidrologia.usal.es/>

Fuentes de información

1

CONAGUA. (2015). Actualización de la disponibilidad media anual del acuífero de El Coacoyul (1217), Estado de Guerrero [archivo pdf]. Recuperado de https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/103680/DR_1217.pdf

2

Martini, Michelangelo. (2009). Estratigrafía, deformación y magmatismo de la región comprendida entre Huetamo y Zihuatanejo (Michoacán, Guerrero): implicaciones para la evolución tectónica del sur de México durante el Cretácico y el Terciario Temprano [archivo pdf]. Recuperado de http://www.geociencias.unam.mx/geociencias/posgrado/tesis/doctorado/michelangelo_m.pdf

3

Cesar V., Enrique. 1990. Abastecimiento de agua potable, VOL 1. Editorial UNAM. Edición electrónica ing. Miguel Ángel González López [archivo pdf]. Recuperado de <http://estudiantesingcivil.blogspot.mx/>

4

Kreyszig. 1978. Introducción a la estadística matemática. Limusa

5

Servicio Geológico Mexicano. 1999. Carta geológico-minera Zihuatanejo. E-17-7-10.

6

CONAGUA (2007). Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Pruebas de bombeo. [archivo pdf]. Recuperado de <ftp://ftp.conagua.gob.mx/Mapas/libros%20pdf%202007/Pruebas%20de%20Bombeo.pdf>