

1.0 INTRODUCCION

La Central Nucleoeléctrica Laguna Verde (CNLV) consta de dos unidades independientes de 675 Megawatts eléctricos cada una, destinados a alimentar al sistema interconectado a una frecuencia de 60 ciclos por segundo.

Cada unidad está formada por los edificios del Reactor, del Turbogenerador, de Desechos Radiactivos (un solo edificio para las dos unidades), de Generadores Diesel de emergencia y de Control Principal.

Existe además un sistema de agua de enfriamiento por cada unidad que succiona agua de Golfo de México a la temperatura ambiente a razón de 30 metros cúbicos por segundo (c/u), la hace circular por el condensador de la turbina y la descarga nuevamente al mar por medio de un canal abierto de 1700 metros

de longitud a una temperatura ligeramente mayor.

Para ello se emplean las bombas que se instalan en una estructura de hormigón y acero estructural construida sobre la orilla del mar y los canales de alimentación y descarga que se construyen abriendo el basalto del promontorio a una profundidad de 6 a 8 metros.

Los reactores usados son del tipo de agua hirviente (BWR) que emplea agua ligera como moderador y enfriador y dióxido de uranio ligeramente enriquecido con uranio 235 (del 2 al 3 %), como combustible .

El sistema Cerrado de Enfriamiento Nuclear (NCCWS) de la Central, requerirá en su operación , del abastecimiento de agua dulce y que junto con otros sistemas (v.gr. Sistema de protección contra incendio) tendrá una demanda de 40 l.p.s. durante los 40 años de vida media estimada de la Central.

El Sistema de Circulación (CWS) para los condensadores se proveerá de agua de mar, mientras que el Sistema NCCWS y otros menores, utilizarán al acuífero costero "El Viejón", adyacente al sitio de la Central, como su fuente de abastecimiento mediante pozos de bombeo profundos.

1.1 OBJETIVOS Y ENFOQUE DEL ESTUDIO

El enfoque del presente estudio es presentar de una manera

sistemática los procesos que a juicio del autor, se deben seguir para analizar el comportamiento hidráulico de un acuífero partiendo de la colección de datos de campo, su compilación e interpretación. El desarrollo de un modelo conceptual del acuífero en cuestión es de primordial importancia, para lo cual con la ayuda de algunos modelos analíticos se obtienen soluciones a ecuaciones simplificativas y se identifican los parámetros del acuífero.

El autor considera que antes de utilizar cualquier modelo numérico, se debe hacer énfasis en el desarrollo de un modelo conceptual a fin de tener un entendimiento lo más detallado posible del comportamiento hidráulico del acuífero como respuesta a esfuerzos tanto naturales como inducidos (v.gr. recarga y descarga natural, y abatimiento de los niveles piezométricos como consecuencia del bombeo).

El análisis conceptual del acuífero involucra la observación al detalle de la climatología de la zona, de la hidrología superficial, de la fluctuación piezométrica del acuífero y de las tasas de bombeo para la extracción del gasto de demanda. Estos datos deberán ser analizados en función del tiempo y del espacio.

Adicionalmente, se deberán analizar en forma conjunta las observaciones producto de los trabajos de prospección de campo como la geología, regional y local, de la zona, sondeos de geofísica, etc.

Debido a que el autor ha participado en algunos trabajos para la identificación del acuífero "El Viejón" que abastece a la CNLV, se ha seleccionado a éste para el desarrollo de la presente tesis. Por otro lado la información que la CFE ha recabado para el estudio del acuífero en cuestión es bastante extensa y muy detallada; todo lo cual es de gran apoyo en el proceso del desarrollo del uso de un modelo numérico que simule el comportamiento del acuífero bajo diversos esfuerzos y a diferentes tiempos.

De esta manera, el presente trabajo tiene como finalidad analizar la importancia de la recarga del acuífero por el río "El Viejón" dado los planes de la construcción de una presa aguas arriba de la cuenca; de predecir el decaimiento de la carga hidráulica para varios gastos de extracción dada la cercanía de la línea de costa y la posible intrusión salina; y de planificar en forma racional el uso del acuífero como el único recurso con que cuenta la CNLV para su abastecimiento de agua durante su operación, y posible expansión.

Para ello, el autor utiliza como herramienta, un modelo numérico de diferencias finitas para que mediante el uso de la computación digital se obtengan simulaciones que sean congruentes con el comportamiento observado (real) del acuífero.

El autor hace énfasis en la utilización de los modelos numéricos como herramientas para el análisis de los sistemas hidrogeológicos sin olvidar o desviar en ningún momento la parte más importante de cualquier análisis que es la conceptualización y entendimiento del medio estudiado.

Por otro lado, el aspecto relacionado con la identificación de parámetros que sirven como entrada al modelo es también objeto de un estudio exhaustivo, con el propósito de resaltar la etapa de campo en la obtención de datos como el proceso más importante en un estudio de modelación.

En una mayor extensión, este trabajo tiene la intención de presentar al modelo en un formato tal que sirva como argumento importante en quienes deben tomar decisiones para la planificación del acuífero como recurso de agua de abastecimiento.

1.2 ORGANIZACION DE ESTE TRABAJO

Este estudio como ya se mencionó, formula primeramente un modelo conceptual para entender como opera el sistema físico de la formación acuífera "El Viejón" basado en la determinación de las relaciones causa-efecto; para ello se hace una revisión de los trabajos previos realizados (citando las fuentes), en el capítulo 2; y que sirven como antecedentes al actual.

El capítulo 3 presenta una descripción general de la Geología regional y local; y detallada, de la Hidrología superficial y subterránea de la zona de estudio.

El capítulo 4 presenta la investigación (principalmente de campo) que se siguió para definir el sistema físico que describe el tipo de acuífero. Mientras que el capítulo 5 indica la necesidad de un modelo numérico como herramienta para simular al acuífero, presentando para ello los objetivos concretos que habrá de satisfacer ese modelo.

Antes de seleccionar algún modelo numérico existente y que pueda ser implementado y aplicado al acuífero en estudio, se hace una descripción general de modelos de agua subterránea en el capítulo 6; revisando detalladamente algunos de los modelos existentes.

El capítulo 7 describe al modelo seleccionado presentando con cierto detalle su documentación. Ahí mismo, se describe la implementación del modelo con el sistema de cómputo utilizado.

Por otro lado la estimación de los parámetros de entrada que requiere el modelo, se presenta detalladamente en el capítulo 8. El diseño de la malla de diferencias finitas, la estimación de cargas hidráulicas y los coeficientes de Transmisibilidad y Almacenamiento se discuten con amplitud incluyendo la estimación con algunos modelos analíticos (v.gr. Theis, Jacob modificado, etc.). Ahí mismo se presenta el método

de Jacob, en forma de regresión por mínimos cuadrados, codificado por el autor mediante el uso de una calculadora manual TI-59, así como con un método analítico desarrollado recientemente para la obtención de los coeficientes de almacenamiento mediante la observación de la variación de niveles estáticos. También en este capítulo se presenta la estimación del factor de almacenaje como lo requiere el modelo seleccionado, el cálculo de la recarga del acuífero inducida por el río; y los gastos de extracción en bombeo variable.

El capítulo 9 presenta las corridas de simulación del modelo. Se tratan ahí condiciones infinitas (acuífero sin fronteras) como un esfuerzo para comparar soluciones numéricas con analíticas, calibrando así el modelo. Se simula la recarga inducida por el río comparando los resultados con observaciones reales en un intervalo de tiempo conocido, con el propósito de validar así al modelo. Se procede a simular el decaimiento de la carga hidráulica como una predicción pura, para varios gastos de extracción en acuífero con fronteras.

Finalmente, en el capítulo 10 se dan las conclusiones como resultado del presente trabajo.

Anexos a este texto, se presentan los apéndices de las diversas corridas del modelo en impresiones de la propia computadora.

2.0 REVISION DE TRABAJOS PREVIOS

El presente estudio tiene como antecedentes varios trabajos previamente realizados dada la construcción de la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde (CNLV).

La geología regional de la zona ha sido estudiada muy detalladamente por Mooser y Soto (1978), y reportada muy ampliamente en el F.S.A.R. (Final Safety Analysis Report, 1979) y en el INFORME AMBIENTAL (I.A., 1980). Estos documentos forman parte de los requisitos de licenciamiento para construcción y operación de centrales nucleoeeléctricas de diversos organismos reguladores tanto nacionales como internacionales; Comisión Nacional de Seguridad Nuclear y Salvaguardas (C.N.S.N.S.), Organismo Internacional de Energía Atómica (O.E.I.A.), Comisión

Reguladora Nuclear (N.R.C.), etc.

Para la geología local, además de la referencia citada antes, se han realizado varios trabajos de detalle como perforaciones, sondeos geofísicos, etc; por diversos departamentos de la COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD (CFE) y se han reportado como documentos internos de la propia CFE (Subgerencia de Ingeniería Civil y Geotecnia, Departamento de Geología y Minería, etc.).

Para analizar los recursos de agua en la zona se consultó a la S.A.R.H. Según trabajos de la propia S.A.R.H (1977) se han identificado las cuencas hidrográficas cercanas al área de estudio, como regiones hidrográficas; y éstas han sido reportadas en el Boletín Hidráulico No. 56 (1977).

Las cuencas hidrológicas más cercanas a la CNLV fueron identificadas y estudiadas por el propio personal de la CFE. Estos trabajos ha sido reportados en varios documentos; F.S.A.R. (1979), I.A. (1980), y Rivera y Favela (1982).

En lo que respecta a la identificación, análisis y explotación de acuíferos en el área de estudio, los trabajos también han sido realizados por personal de la CFE, particularmente por el Departamento de Ingeniería Ambiental. El acuífero más estudiado hasta ahora es el acuífero "El Viejón" (ver sección 3.3 y capítulo 4.0); y los trabajos producidos se han reportado en: I.A. (1980), Residencia de Estudios

Geológicos-zona Golfo (1981), Rivera (1982), Rivera, Favela y Valdovinos (1983), y Rivera et al (1984).

Los datos de campo colectados desde 1978 según I.A. (1979), relacionados con los niveles estáticos de agua subterránea en el acuífero El Viejón, han identificado la relación directa de éstos con la precipitación en la zona. Es decir, la fluctuación de los niveles de agua subterránea está influenciada directamente por la infiltración directa del agua de lluvia, y por la infiltración inducida por el río El Viejón.

La información de niveles piezométricos del acuífero es extensa y muy valiosa, ya que en los últimos 6 años (1979-1985) se han medido los niveles en forma mensual ininterrumpidamente, y en ocasiones hasta dos veces al mes (temporada de lluvias) en todos los piezómetros instalados en el área. Parte de esta información ha sido reportada en el I.A. (1980) y el resto se encuentra documentada en archivos internos del Departamento de Ingeniería Ambiental de la CNLV.

• De acuerdo al I.A. (1979) el acuífero El Viejón ha sido identificado como un acuífero de condiciones freáticas o acuífero libre. Siguiendo a Rivera (1983), la caída del potencial hidráulico en el acuífero, en forma de gradiente, en la zona de bombeo está en el intervalo de 10^{-4} a 10^{-3} ; observándose una diferencia del potencial hidráulico (carga) de 4.5 m entre condiciones extremas (lluvia y sequía) en la zona de bombeo del acuífero.

La explotación de este acuífero se limita a la extracción de cerca de 50 l.p.s. mediante 5 pozos de bombeo equipados con moto-bomba eléctrica de turbina vertical abasteciendo con ellos a la CNLV. El resto de las norias presentes en el área extraen gastos muy pequeños (de 250 a 500 lts. por día por noria).

Según varios de los reportes citados, hasta ahora no se ha observado ningún indicio de intrusión salina en este acuífero costero.

De acuerdo a Rivera et al (1984), en pruebas de bombeo realizadas en la zona de pozos, el coeficiente de transmisibilidad promedio en la parte baja del valle que forma el acuífero es del orden de 10^{-2} m²/seg. Debido a que las pruebas fueron de corta duración y dado el carácter freático del acuífero, los coeficientes de almacenamiento no pudieron ser obtenidos con los métodos analíticos de las pruebas de bombeo. La permeabilidad K de los materiales de aluvión de la formación fueron del orden de 10^{-4} m/seg. Otras pruebas de permeabilidad relativa realizadas en el campo arrojaron valores de 10^{-5} m/seg en zonas más retiradas del área de bombeo.

Debido a que los 5 pozos que explotan al acuífero para abastecer a la CNLV, no son bombeados simultáneamente ni en forma constante; no se han observado abatimientos significativos como consecuencia del bombeo. Los problemas de bombeo están relacionados con los pozos mismos, desde un punto de vista ingenieril; es decir mala construcción, pobre mantenimiento,

materiales inadecuados en el ademado, etc, Rivera (1984).

Considerando una sección perpendicular a la dirección general de flujo subterráneo del acuífero, se ha estimado un flujo en forma de gasto del orden de 0.100 a 0.150 m³/seg. Este flujo natural ha sido suficiente hasta ahora, para mantener en equilibrio a la interfase de agua dulce-agua salada de este acuífero con el mar; aún y cuando de él se extraen cerca de 50 l.p.s., por bombeo.

Durante la temporada de lluvias, el acuífero se recarga por infiltración directa con una lámina de hasta 0.1 m³ por m². En algunas zonas del acuífero los niveles freáticos alcanzan la superficie del terreno, es decir surge un artesianismo durante el tiempo de máxima precipitación e inmediatamente después. sin embargo el aspecto más importante relacionado con la recarga del acuífero, es el río El Viejón, el cual durante su período de escurrimiento máximo, recarga al acuífero a lo largo de su trayectoria por el valle, con tasas de infiltración de hasta cerca de 1.0 l.p.s./m.

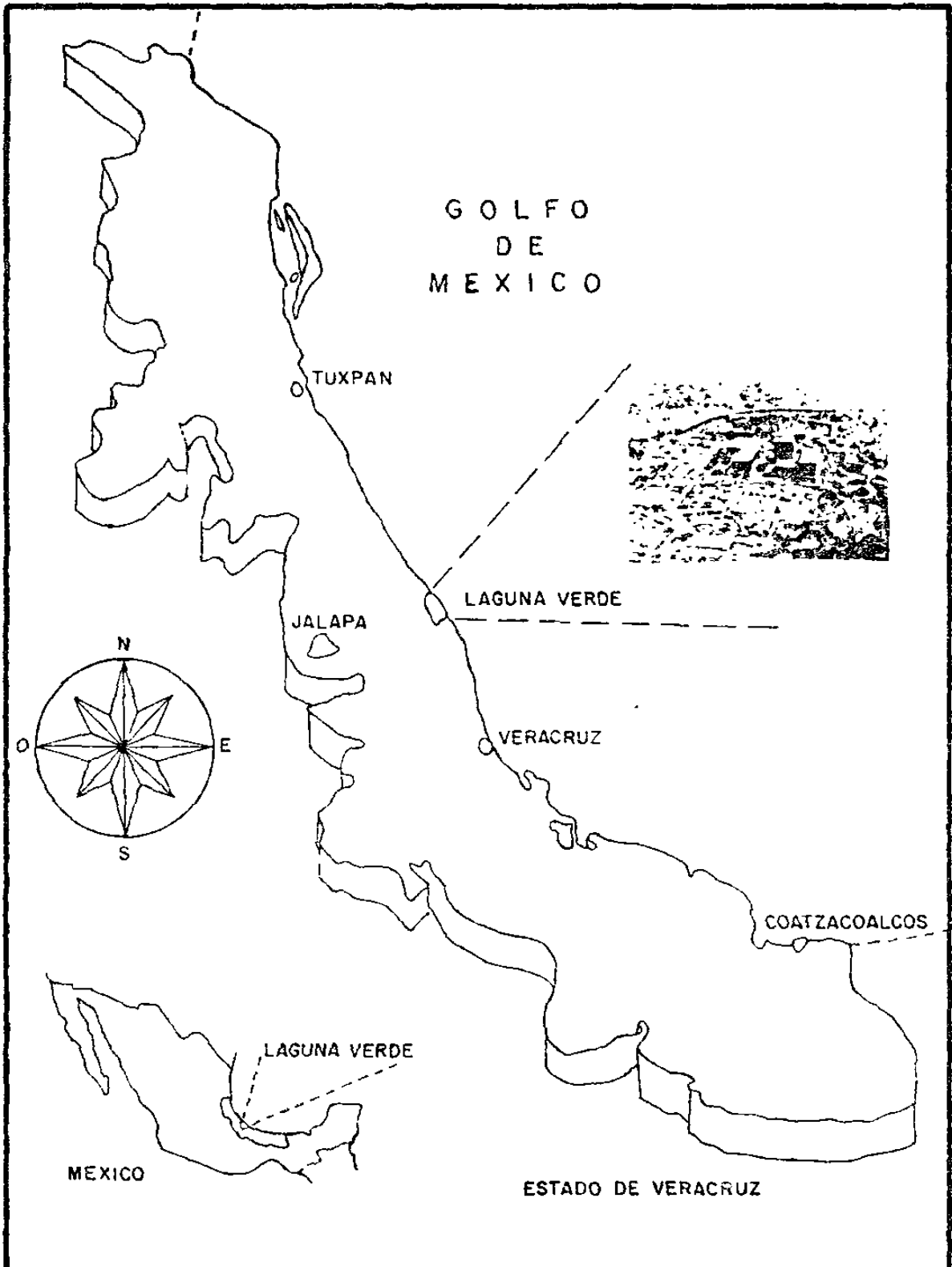
La información climatológica del área ha sido recabada en el mismo sitio de la CNLV durante 14 años por el Departamento de Ingeniería Ambiental, contando con datos continuos de precipitación, evaporación, temperatura, humedad relativa, etc. Esta información ha sido reportada muy ampliamente en el I.A. (1980).

3.0 DESCRIPCION DEL AREA DE ESTUDIO

Como ya se ha mencionado (apartado 1.1), la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde (CNLV) recurre al uso del agua subterránea para cubrir sus necesidades de construcción y campamentos habitacionales, y lo seguirá haciendo para su futura operación.

El sitio donde se localiza la CNLV está ubicado en la costa del Golfo de México en un lugar denominado Punta Limón en el estado de Veracruz (ver figura 3.1).

Las coordenadas geográficas de Punta Limón son 19°43.5 de latitud Norte y 96°23.25 de longitud Oeste y tiene una elevación media de 18 m sobre el nivel del mar. El sitio de la CNLV se localiza en el límite de las regiones hidrológicas nos. 27 y



LOCALIZACION GEOGRAFICA DEL SITIO DE LA
CENTRAL NUCLEOELECTRICA LAGUNA VERDE

Figura 3.1

28, las cuales han sido establecidas por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos de México (SARH 1977), y está flanqueado por las cuencas de los ríos "Barranca Hernandez" al Norte y " El Viejón" al sur (este último conocido también por Paso Limón).

3.1 GEOLOGIA REGIONAL

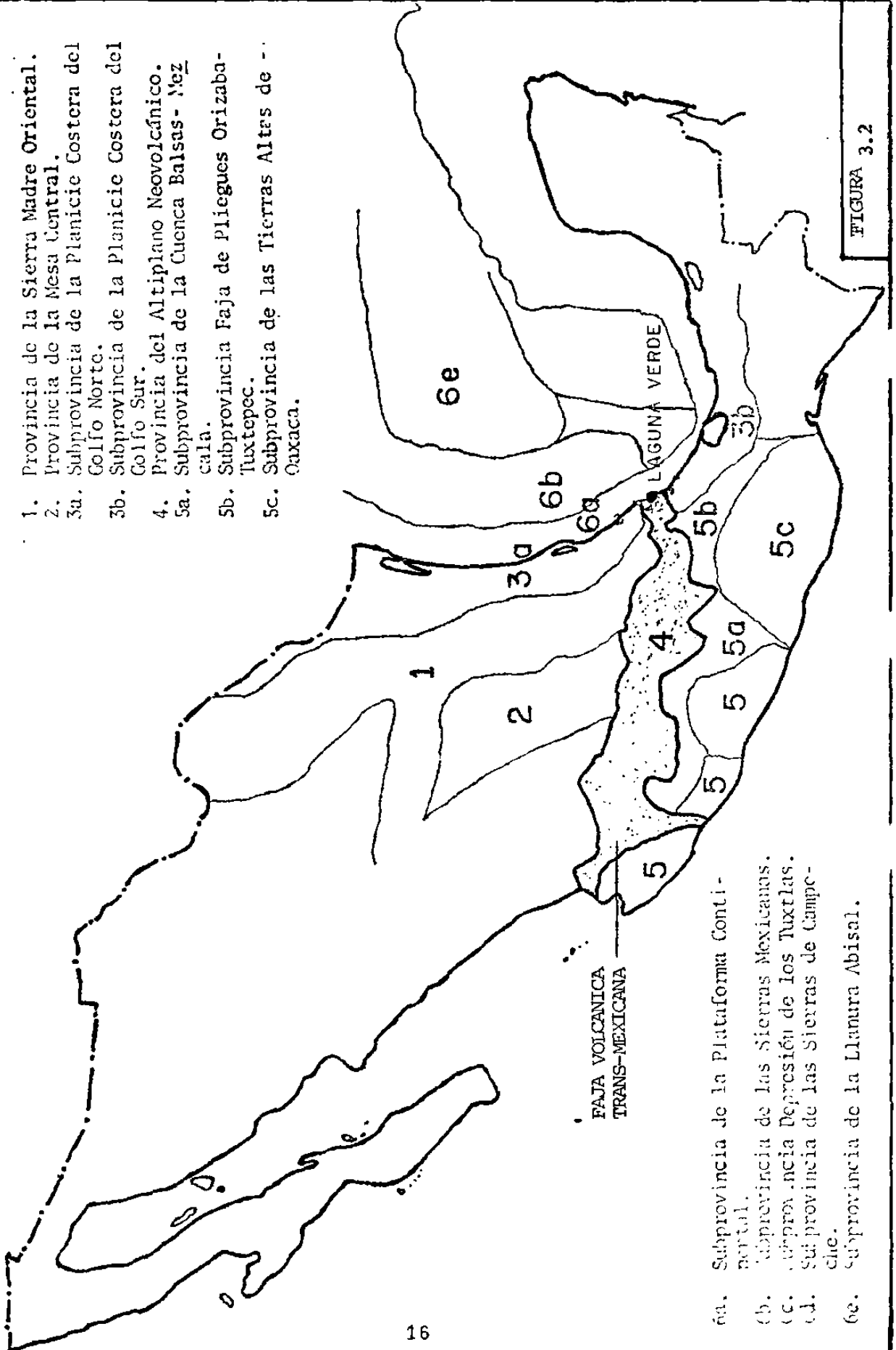
Para cubrir las necesidades de estudios preliminares para la selección del sitio y la obtención de licencias de construcción y operación de la CNLV; el Departamento de Geología y Minería de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) ha realizado estudios detallados de la geología regional y local que comprende al sitio de Laguna Verde.

El área estudiada cubre una superficie de 80,000 km², consistentes de la parte Este de la Faja Volcánica Trans-Mexicana, de acuerdo a las provincias fisiográficas de Raisz (1964); ver figura 3.2. Esa área comprende una cadena geomórfica y tectónica notable que se desliza a través de la parte Norte del continente americano del Este hacia el Oeste. El área incluye también el océano adjunto hacia el Este (Suroeste del Golfo de México).

La región Oeste contiene la alta meseta Mexicana en la cual se elevan muchos pequeños conos volcánicos así como algunos volcanes grandes del Pleistoceno (0-2 millones de años). En el centro se encuentra el Cofre de Perote, de una edad aproximada

PROVINCIAS FISIOCRAFICAS.

1. Provincia de la Sierra Madre Oriental.
2. Provincia de la Mesa Central.
- 3a. Subprovincia de la Planicie Costera del Golfo Norte.
- 3b. Subprovincia de la Planicie Costera del Golfo Sur.
4. Provincia del Altiplano Neovolcánico.
- 5a. Subprovincia de la Cuenca Balsas-Nezcala.
- 5b. Subprovincia Faja de Pliegues Orizabatluxtepec.
- 5c. Subprovincia de las Tierras Altas de Oaxaca.



- 6a. Subprovincia de la Plataforma Continental.
- 6b. Subprovincia de las Sierras Mexicanas.
- 6c. Subprovincia Depresión de los Tuxtlas.
- 6d. Subprovincia de las Sierras de Campeche.
- 6e. Subprovincia de la Llanura Abisal.

FIGURA 3.2

de medio millón de años, así como el pico de Orizaba (Citlaltepetl), nevado y de origen holocénico. Los dos últimos volcánes se levantan en los extremos de una sierra alta que corre más o menos de Norte a Sur, y que marca el límite Este de la meseta árida. Esta cadena de montañas arbolada de pinos desciende, finalmente, a la costa del Golfo en las vastas planicies de Veracruz. En la frontera Norte de la meseta, también formando parte del límite Norte de la cuenca Oriental, se encuentra la caldera de los Humeros con su amplia boca de 15 km.

Al Norte del Cofre de Perote otra sierra volánica significativa aunque más baja se desvia hacia el Este y al Océano. Esta consiste de los volcánes de cubierta doble y considerablemente erosionados de nombre cerro Piedra Parada y cerro Chiconquiaco de origen Pliocénico (2-6 millones de años). En su base, esta cordillera rodea los los volcánes más viejos de Palma Sola que forman la costa del Golfo; de estos proviene el pequeño derrame de lavas (Plioceno-Pleistoceno) compuesto principalmente de basaltos, algunas lavas intermedias, tobas e ignimbritas, en donde se construye la central Laguna Verde; Mooser y Soto (1977).

La historia geológica en el área del macizo de Teziutlan, donde se encuentra el sitio Laguna Verde presenta cambios notables a partir del Mioceno al Reciente, con el desarrollo de eventos magmático-volcánicos.

Durante el Precámbrico (hace más de 570 m.a) y Paleozóico (más de 250 m.a.) el antiguo continente fué creciendo por sucesivas adiciones de paquetes de rocas del oriente al occidente durante las también sucesivas orogenias.

En el área cercana a Teziutlán se encuentra un afloramiento de estas rocas antiguas las cuales son esquistos cuya edad se ha estimado en 400 a 500 millones de años. El basamento cristalino bajo la localidad de Laguna Verde se considera somero y dislocado.

La cubierta sedimentaria Mesozoica tuvo un desarrollo con un depósito de rocas marinas predominantemente carbonatadas, las cuales fueron muy deformadas durante la orogenia Laramide.

Después de dicha orogenia se formaron dos cuencas adyacentes a la localidad Laguna Verde, la cuenca-Tampico y la cuenca de Veracruz, de modo que en condiciones submarinas, bajo Laguna Verde había una cuña rocosa hacia arriba separando ambas cuencas y recibiendo menos espesor de sedimentos que aquellas durante el Eoceno-Oligoceno (58 a 36 m.a.)

A partir del Mioceno la faja Neovolcánica de la localidad de Laguna Verde presenta tres fases ígneas bien identificadas, denominadas:

- a) Grupo Volcánico Antiguo
- b) La intrusión de granodioritas
- c) Grupo volcánico joven

El Grupo Volcánico antiguo fué intrusionado por cuerpos de granodiorita como la cercana a Laguna Verde al pie del cerro del Oro y en el lado Norte de El Farallón. Por métodos radiométricos se sabe que la granodiorita es Miocénica.

El Grupo Volcánico Joven se encuentra dividido en 5 formaciones denominadas:

- a) Basalto El Espinazo
- b) Basalto Chiconquiaco
- c) Riolita El Oro
- d) Basalto Chiconquiaco Superior
- e) Basalto El Abra

A escala regional el Grupo Volcánico Antiguo brotó sobre un arco de 120 km que se colapsó en un angosto Graben central asimétrico denominado Graben de Palma Sola el cual tiene 5 km de ancho, y el sitio Laguna Verde se localiza en el límite Sur de dicho Graben sepultado por rocas volcánicas. El grupo no sufrió fallamiento durante el Mioceno medio, solo fracturamiento pues hay concordancia estratigráfica a los lados de los diques y después de la intrusión de cuerpos de granodiorita ya no se producen fracturas E-W, pues este sistema de fracturas no existe en los intrusivos.

Durante el Plioceno temprano hubo fallamientos a lo largo de la dirección NNE-SSW de poca importancia en el área de Laguna Verde denominadas Quiahuitlan, el bloque fallado no afectó a la formación Basalto El Espinazo.

El siguiente fallamiento ocurrió en el Plioceno medio y tardío, produciendo el control tectónico para los grandes volcánes de escudo. A las fallas producidas se les ha denominado Graben Chiconquiaco y fallas Tres Picos las cuales se orientan NW-SE y se curvean al W conforme el fallamiento progresa de Norte a Sur. Estas fallas muy claras en el Grupo Volcánico Antiguo apenas tienen expresión morfológica en la formación Riolita El Oro. Por lo tanto la actividad de estas fallas terminó de hace 3 a 4 millones de años y no son visibles en las lavas del Plioceno tardío.

El último movimiento tectónico denominado zona de fracturas El Abra afecta una zona de 10 km de ancho orientada hacia el W desde los conos El Abra y que se extiende hacia la meseta central por una distancia de 70 km en arco amplio. Esta falla afecta al cerro Chiconquiaco del Plioceno superior pero no afecta a las lavas de la serie El Abra del Pleistoceno.

Como conclusión ninguna de las fallas identificadas en el extremo oriental del eje volcánico Trans-Mexicano, cerca del sitio Laguna Verde está activa en el reciente, la falla El Abra más joven, fué activa en el Pleistoceno inferior (1.5 m.a.).

3.1.1 GEOLOGIA LOCAL

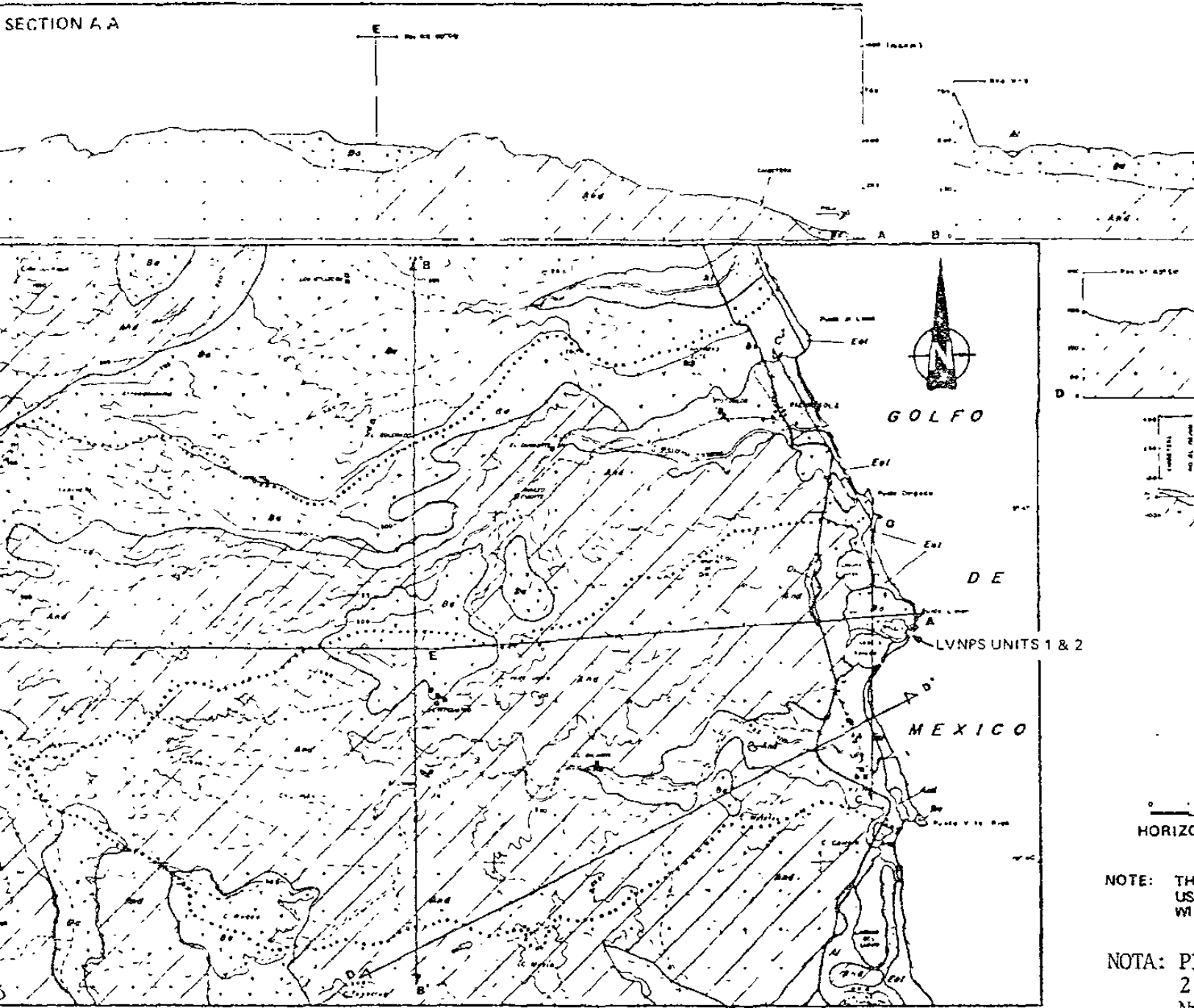
Como se discutió en el apartado anterior el sitio de la CNLV se localiza sobre los flujos de lava del periodo Plioceno-Pleistoceno los cuales se deslizaron hacia el mar por

sobre la topografía existente de andesita del Mioceno. Tales flujos formaron una planicie costera con bahías, lagunas y mesetas ondulantes. En términos generales esta planicie está limitada al Este por el Golfo de México y al Oeste por una cadena montañosa formada por crestas volcánicas de cuerpos de diorita y andesita del período Oligoceno-Mioceno las cuales afloran localmente del basamento.

A excepción de la cresta volcánica al Oeste de la CNLV, la topografía del sitio es de tipo ondulante con drenaje superficial que se vacía esencialmente en las lagunas Verde y Salada.

La figura 3.3, reproducida del Informe Final de Seguridad (FSAR) de la CNLV, muestra las condiciones geológicas generales del sitio Laguna Verde. Las secciones transversales dirigidas Oeste-Este muestran los valles de aluvión en forma de V que se forman en las partes bajas de las cuencas con estratos de material aluvial -formado esencialmente por gravas y arenas- con espesores de hasta 55 m en las partes más bajas del valle (v.gr. valle "El Viejón" cercano a la Laguna Salada). Los sedimentos que forman los valles más cercanos al sitio de Laguna Verde cubren áreas aproximadas a 10 km² para el valle "Palma Sola" (río Barranca Hernández) y a 20 km² para el valle "El Viejón" (río del mismo nombre).

SECTION A A



NOTE: TH
US
WI

NOTA: P
2
N
C

GEOLOGIA Y

El basalto, sobre el cual se construye la CNLV, tiene un espesor de cerca de 40 m con depósitos de arcilla, arenas, gravas no-clasificadas y piroclásticos superpuestos con un espesor total que varía de los 12 a los 60 m.

Los flancos orientales del Monte de Oro -de riolita- se levantan sobre elementos del Grupo Volcánico Antiguo, en los que se ha metido una masa de microdiorita de 11 millones de años.

En la base Este del cerro de Oro surge la masa de Laguna Verde, de 3.1 m.a. y se extiende con varios flujos dentro del océano, cubriendo una masa de aluvión de unos 65 m de espesor como máximo.

FRACTURAS.- Las investigaciones de campo, así como la evaluación total del sitio y el área circundante, no revelaron fracturas tectónicas de importancia fuera de la masa basáltica.

El principal fracturamiento en los derrames lávicos, es el originado por la contracción de las partículas que lo forman a medida que la temperatura decrece (fracturas de enfriamiento), dando lugar a bloques de tamaños variables (estructura columnar) que atraviesan el espesor de las efusiones.

Otro tipo de fracturamiento, es el causado por los efectos de tensión, desarrollados simultánea o posteriormente a la solidificación de las lavas, al fluir sobre los materiales que la subyacen; en el límite nororiental del derrame superficial se observan ejemplos de este tipo de fracturas.

Un tercer sistema, corresponde al fracturamiento horizontal que se desarrolla perpendicularmente al primero y que originan lajas delgadas paralelas entre sí.

En general estos sistemas de fracturas son de poca importancia y no afectan la buena calidad de la roca. Se hace notar la ausencia de fracturas de origen tectónico, lo que pone de manifiesto que desde el Plioceno superior (3 a 5 m.a.) esta zona no ha registrado movimientos de importancia.

La estabilidad durante estos 5 millones de años parece evidente con base en la consistencia de la altura que muestran los bancos formados por las olas (wave cut benches). En la superficie Este del basalto hay una franja de dunas de 300 m de ancho aproximadamente.

AGRIETAMIENTOS.- Se excavaron varias zanjas en diferentes puntos con profundidad de 0.5 a 2 m. La información sobre la localización y forma de estas zanjas así como los patrones de los agrietamientos descubiertos en ellas, consta en poder de la CFE. La insignificancia general de los agrietamientos y lo cambiante de sus patrones de un sitio a otro sugiere que se trata de agrietamientos columnares, los mismos que se ven claramente en la parte frontal de los basaltos que dan al mar.

ESTRATIGRAFIA.- La masa basáltica consiste de lenguas de lava irregulares y superpuestas. Su existencia se reveló directamente en los barrenos de exploración perforados. La

investigación con sonar probó la extensión de esos flujos hasta 1.4 km mar adentro.

En general los núcleos obtenidos en el basalto muestran un espesor de la formación de 30 a 50 m. La superficie de la roca contiene caliches diseminados que pueden hallarse hasta profundidades de 1.5 m; el basalto fracturado se extiende en profundidades hasta de 50 m. Hacia el Este, el basalto está cubierto por dunas que alcanzan espesores de más o menos 5 m.

Entre la base arcillosa del basalto y los depósitos de formaciones sólidas del Plioceno medio, se encuentran depósitos aluviales, de flujos de cenizas que tienen un espesor de 40 a 65 m. Los depósitos están compuestos de clásticos de andesita, riolita y fenobasalto, con una distribución que va de arenas a cantos y limos endurecidos, son de naturaleza lenticular. Algunas pruebas de golpeo en estos depósitos aluviales mostraron alta densidad y buena compactación.

Respecto al origen de los materiales aluviales, estos son el resultado de depósitos de materiales erosionados, provenientes de las rocas situadas al poniente.

De igual manera y principalmente en el valle de "El Viejón" se realizaron perforaciones de barrenos exploratorios con obtención de núcleos. En general la constitución de los materiales encontrados es de sedimentos de gravas y arenas aluviales recientes (cuaternario), que han ido rellenando el

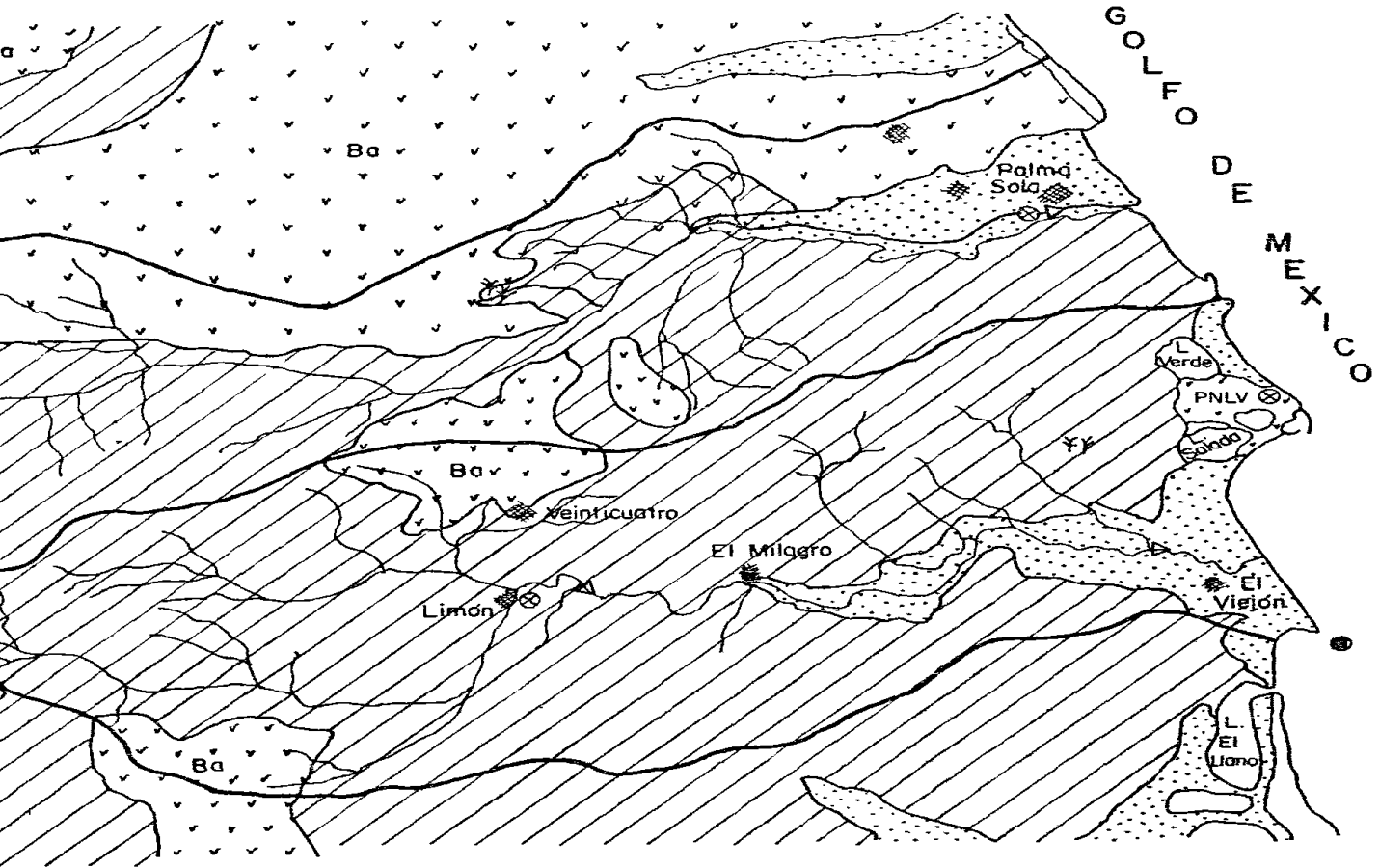
valle desde el poniente (a 8.5 km desde la línea de costa) con espesores que varían desde 10 m en las partes altas hasta cerca de 55 m al oriente en las partes bajas. Todos estos materiales acarreados primordialmente por el río El Viejón, sobreyacen al basamento de andesita del Oligoceno-Mioceno.

3.2 HIDROLOGIA SUPERFICIAL

Como se mencionó antes, el sitio de la CNLV se localiza en el límite de las regiones hidrológicas nos. 27 y 28 definidas así por la SARH. Estas regiones abarcan los ríos La Antigua, Colipa y Actopan de condiciones perennes y varios arroyos más de tipo intermitente y efímero.

En una zona más cercana al sitio de la CNLV (un radio de 15 km), se localizan dos cuencas hidrológicas pequeñas que flanquean al sitio; la cuenca del río Barranca Hernández al Norte, y la cuenca del río El Viejón al Sur. Ambos ríos de condiciones intermitentes.

La figura 3.4 muestra las dos cuencas hidrológicas mencionadas. El río Barranca Hernández tiene su desembocadura en el Golfo de México, 6 km al Norte del sitio; el río El Viejón desemboca también en el Golfo de México, 3 km al Sur. Así mismo se tiene la presencia de dos lagunas denominadas una de ellas Verde, (de donde el sitio toma su nombre) y la otra Salada, y que colindan con el sitio. La laguna Verde se localiza en la porción Norte entre la Central y el río Barranca Hernández,



CU

mientras que la laguna Salada se localiza en la porción Sur entre la Central y el río El Viejón.

RIO BARRANCA HERNANDEZ.- La cuenca de este río tiene un área aproximada de 180 km² y está localizada dentro de los 19o42 y 19o47 de latitud Norte, y los 96o25 y 96o41 de longitud Oeste; limita al Norte con las cuencas de los ríos Platanar y Santa Ana, y al Sur con la región hidrológica no 28.

El río Barranca Hernández tiene su origen dentro del estado de Veracruz a 1250 m.s.n.m. a 12 km al Sur de Villa Juchique de Ferrer. Su curso sigue una dirección general del Oeste hacia el Este, recibiendo pequeños tributarios a lo largo de su cauce. En las partes altas, con pendientes del orden de 1/17, escurre preferentemente sobre roca andesítica y basáltica (impermeables); hacia las partes con pendientes más moderadas de 1/20, escurre casi exclusivamente sobre roca andesítica. En la parte más baja de su cauce, con pendientes de 1/83, escurre sobre sedimentos aluviales (permeables), en un área de 10 km² aproximadamente, desde la población "El Diamante" (ver figura 3.4) hasta su desembocadura en la costa del Golfo de México, donde alcanza la población de Palma Sola.

Con el propósito de conocer el régimen de escurrimiento del río Barranca Hernández, se estableció un programa de medición de caudales; para lo cual se localizó una estación hidrométrica en la población de Palma Sola a la salida de la cuenca como se muestra en la figura 3.4; la periodicidad de las mediciones de

gastos (aforos) es diaria a partir de Agosto de 1978. La metodología utilizada de aforo es la de la relación sección-velocidad.

Los resultados para el periodo de Agosto de 1978 a Diciembre de 1979 se presentan graficamente en el hidrograma de la figura 3.5 en la cual se graficó el gasto promedio mensual. Se observa que el gasto máximo se presenta en los meses de mayor precipitación (Agosto a Octubre), llegando a tener un gasto dspreciable o nulo en épocas de secas (Enero a Mayo), con lo cual, se identifica claramente que se trata de un río de tipo intermitente.

Se debe mencionar que debido al tipo de metodología de aforo utilizada, la cual es enteramente manual, se tiene la desventaja de no poder medir los gastos máximos que se presentan durante una tormenta ni su distribución durante el tiempo que dura la misma.

Por necesidades de la CNLV se hicieron estudios de inundaciones en el sitio para lo cual fué necesario determinar la Avenida Máxima Probable (AMP) de la corriente para diferentes periodos de retorno.

De acuerdo a Rivera (1982), la determinación de la AMP se estimó siguiendo la metodología propuesta por Chow (1962) para cuencas pequeñas. Aprovechando los datos de precipitación medidos en las estaciones climatológicas de las cuencas

(Barranca Hernández y El Viejón), y las características fisiográficas de las mismas, fué posible generar datos sintéticos de escurrimientos máximos asociados a diferentes períodos de retorno.

El cálculo de los gastos máximos anuales generados sintéticamente a partir de las precipitaciones máximas anuales medidas, arrojó un valor promedio para 12 años (1970-1981) de 186 m³/seg para la cuenca del río Barranca Hernández. Las avenidas máximas probables estimadas para periodos de retorno de 5, 10, 20 y 50 años, fueron de 246, 296, 342 y 403 m³/seg, respectivamente.

RIO EL VIEJON.- La cuenca de este río tiene un área aproximada de 152 km²; está localizada dentro de los 19°38' y 19°44' de latitud Norte, y los 96°23' y 96°35' de longitud Oeste. Limita al Norte con la cuenca del río Barranca Hernández de la región hidrológica no 28. Se trata de una cuenca independiente sin ningún aporte por escurrimiento superficial de otra cuenca.

Este río tiene su origen dentro del estado de Veracruz a 800 m.s.n.m; escurre en su parte alta con pendientes del orden de 1/4, en su parte media con pendientes de 1/35 sobre roca andesítica (impermeable), y hacia la parte baja con pendientes de 1/71 sobre sedimentos aluviales (permeables), formando un valle (El Viejón), en un área aproximada de 20 km² desde la población "El Milagro" hasta su desembocadura al Golfo de México (figura 3.4).

Esta cuenca tiene dos estaciones hidrométricas, una aguas arriba cerca de la población "El Limón" y otra aguas abajo a la altura de la población El Viejón a la salida de la cuenca. La estación aguas arriba es una sección de control con vertedor y limnigrafo, y la de aguas abajo utiliza la relación sección-velocidad.

La periodicidad del aforo en la estación aguas abajo es diaria a partir de Septiembre de 1978. Los resultados para el periodo de Septiembre de 1978 a Diciembre de 1979 se presentan graficamente en el hidrograma de la figura 3.6 en la cual se graficó el gasto promedio mensual. Se observa que el gasto máximo se presenta en los meses de mayor precipitación (Agosto a Octubre), llegando a tener un gasto despreciable o nulo en épocas de secas (Enero a Mayo), con lo cual, se identifica claramente su régimen intermitente al igual que el río Barranca Hernández.

La estación hidrométrica aguas abajo tiene la misma limitante que la cuenca adyacente, de no poder medir las avenidas máximas. La estación aguas arriba, a pesar de ser una estación con sección de control fué diseñada para un gasto máximo de 9.0 m³/seg mismo que ha sido sobrepasado en repetidas ocasiones segun observaciones de las gráficas del limnigrafo, y de los lugareños. La información recabada en la estación hidrométrica El Limón, no ha sido reportada, y se encuentra en los archivos del Departamento de Ingeniería Ambiental de la CFE.

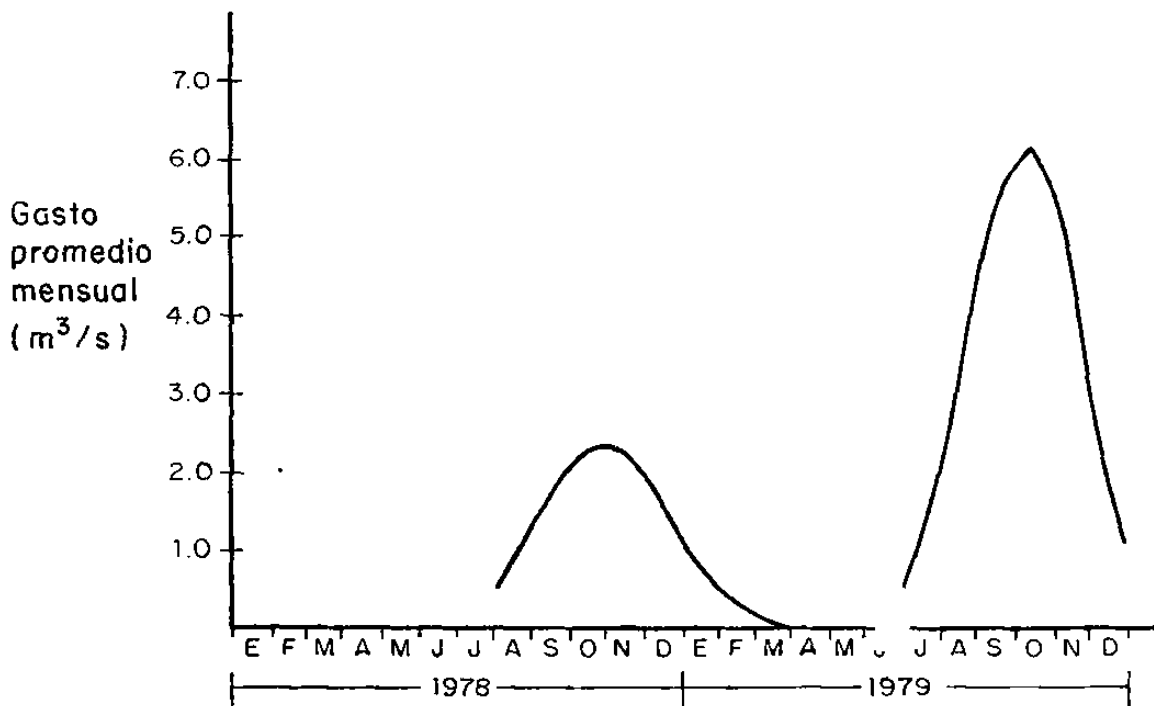


FIG. 3.5 HIDROGRAMA DEL RIO BARRANCA HERNANDEZ

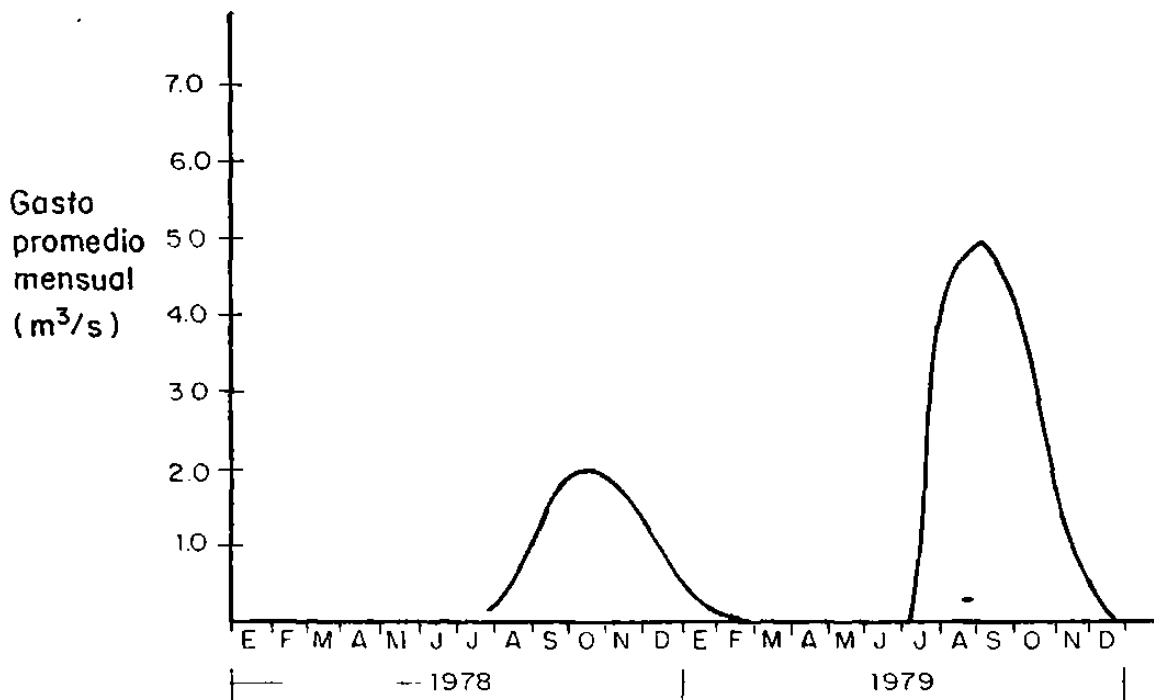


FIG. 3.6 HIDROGRAMA DEL RIO EL VIEJON

Al igual que para la cuenca del río Barranca Hernández, se estimaron las AMPs para diferentes periodos de retorno; Rivera (1982). Los gastos máximos generados sintéticamente, arrojaron un valor promedio para 12 años (1970-1981) de 179 m³/seg para la cuenca del río El Viejón. La avenida máxima probable estimada para periodos de retorno de 5, 10, 20 y 50 años, fué de 233, 278, 320 y 374 m³/seg, respectivamente.

CLIMATOLOGIA

El clima de la zona, según clasificación de Koeppen, es semitropical con una precipitación promedio anual de 1200 mm, y una temperatura media anual de 24.6oC. La evaporación en la zona es de 1815 mm como promedio anual. La máxima precipitación se tiene en el periodo que comprende los meses de Julio a Octubre; esta precipitación es originada principalmente, por huracanes que ocurren en el Golfo de México durante esa época.

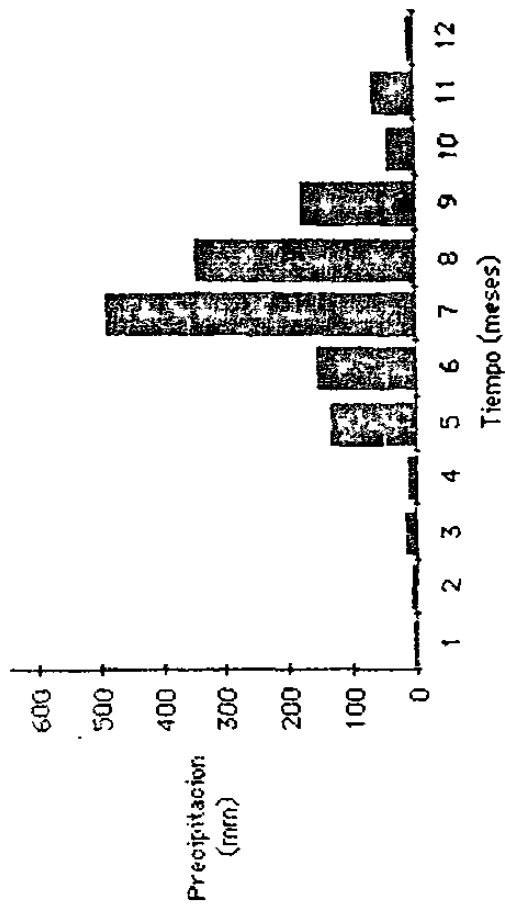
Durante los meses de Octubre a Abril, se tienen también lluvias que son producidas debido a la elevación de las masas de aire cálido semihúmedo, que predomina en la zona, sobre masas de aire polar que invaden esta misma. Debido a este mismo fenómeno se producen fuertes corrientes de viento, denominadas localmente "Nortes", que empujan las masas de aire cálido sobre la zona montañosa, originando lluvias de tipo orográfico.

En las cuencas mencionadas en este apartado, se localizan tres estaciones climatológicas. Una en la misma zona donde se localiza la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde, denominada Estación Climatológica Laguna Verde (ECLV); dentro de la cuenca El Viejón. Otra en la parte alta de la cuenca El Viejón denominada Estación Climatológica El Limón (ver figura 3.4); y otra más en la parte alta de la cuenca Barranca Hernández, denominada Estación Climatológica "Sabanetas".

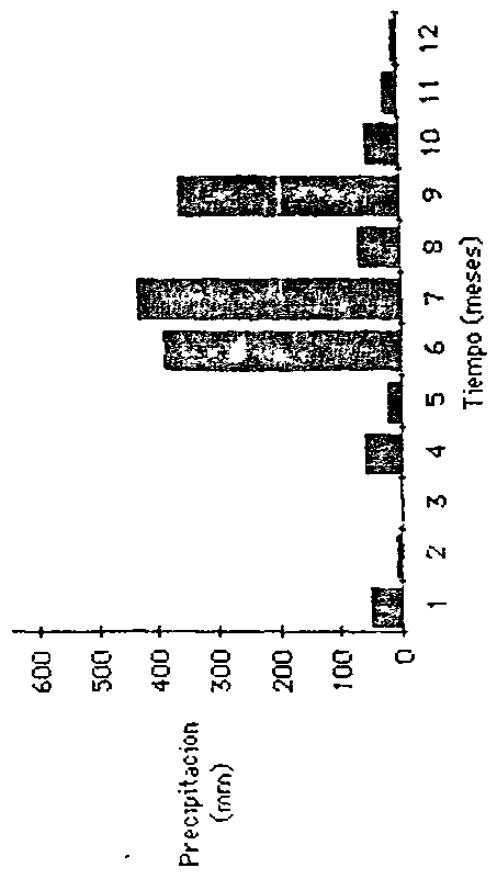
Las tres estaciones fueron instaladas por la CFE. La ECLV es la más completa ya que cuenta con pluviógrafos, anemocinemógrafos, termohigrógrafos, evaporímetros, termómetros, barómetros, etc; además de que cuenta con un período de registro más largo (desde 1971). La información recabada en esta estación ha sido ampliamente reportada (Informe Ambiental 1980).

Los hietogramas de la figura 3.7 muestran la distribución mensual de altura de precipitación para el periodo de 1971-1984; medida en la ECLV. La precipitación total anual máxima registrada es de 2015.5 mm en el año de 1984, y la mínima de 979.4 mm en el año de 1982. La precipitación máxima registrada en un solo mes es de 618.3 mm y corresponde a Septiembre de 1984. La precipitación promedio anual para ese periodo (1971-1984) fué de 1375.5 mm; mayor a la precipitación promedio anual de la región de 1200 mm.

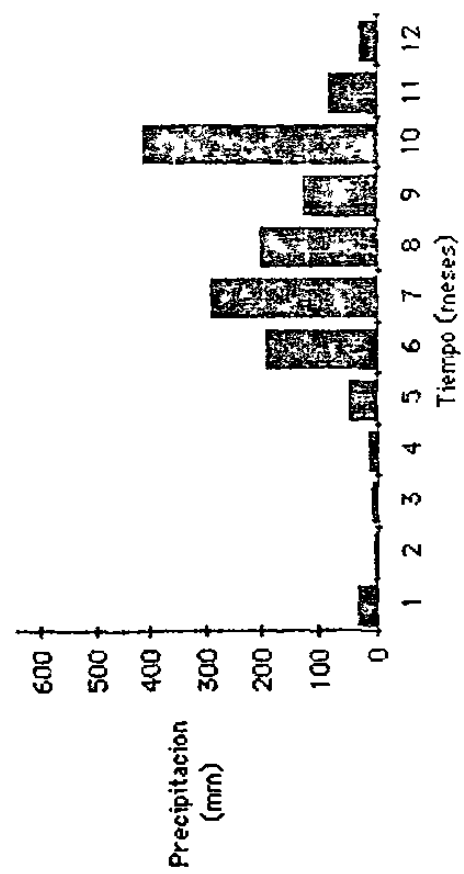
Hietograma 1972



Hietograma 1974



HIETOGRAMA 1971



Hietograma 1973

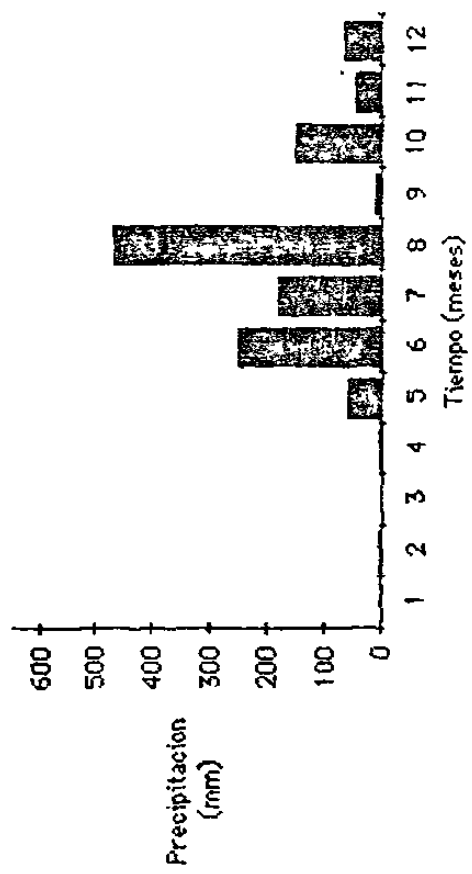
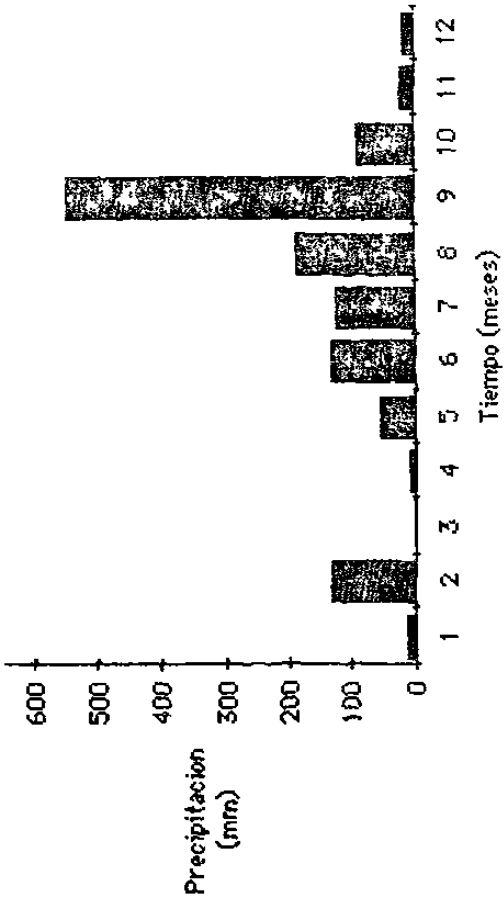
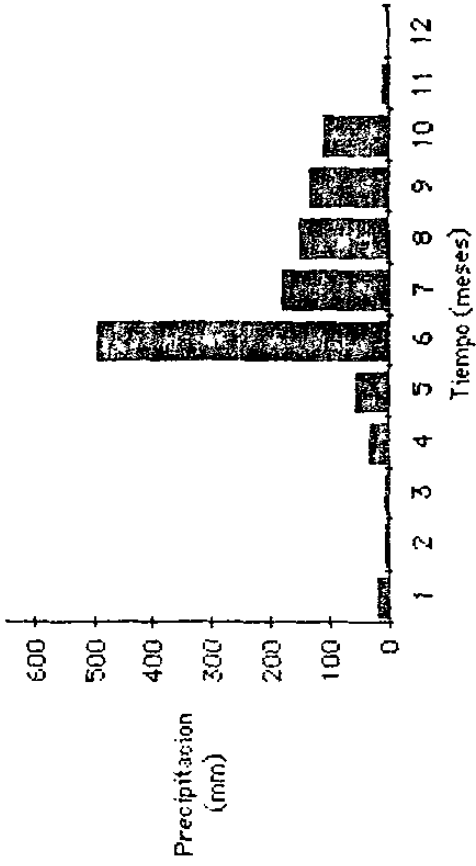


Figura 3.7-1

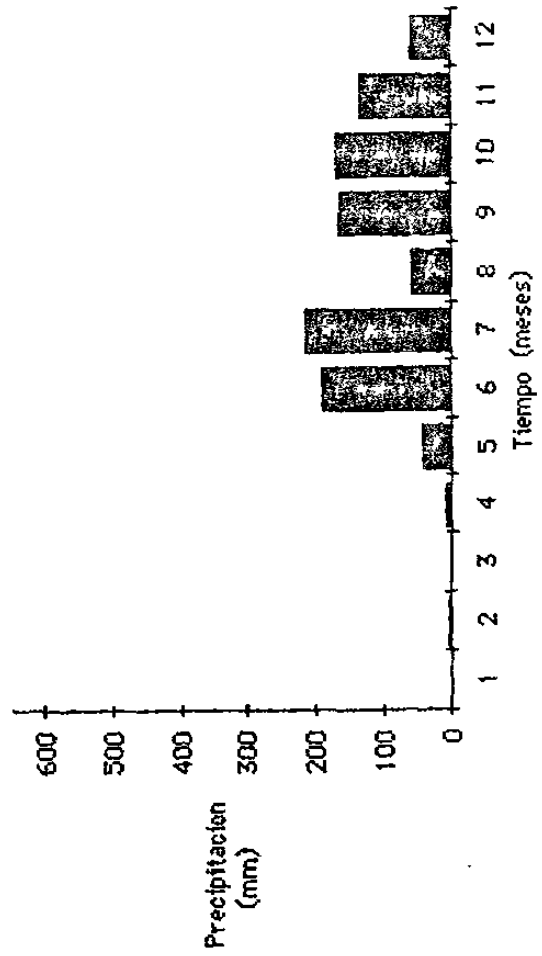
HIETOGRAMA 1975



HIETOGRAMA 1976



HIETOGRAMA 1977



HIETOGRAMA 1978

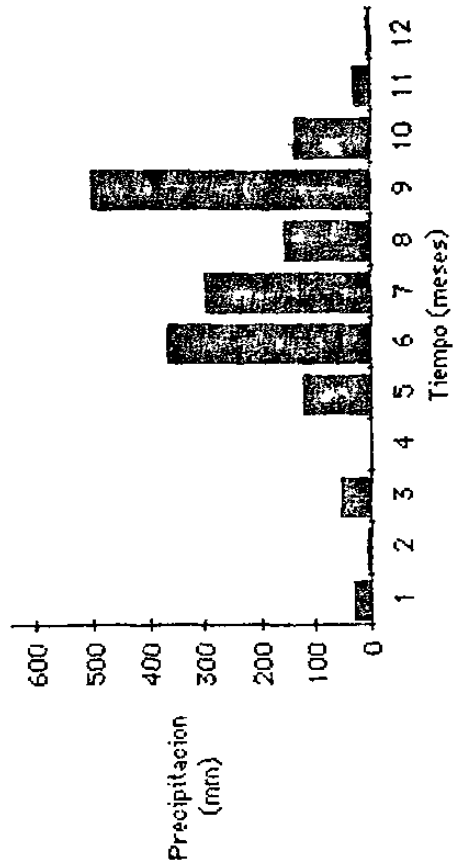
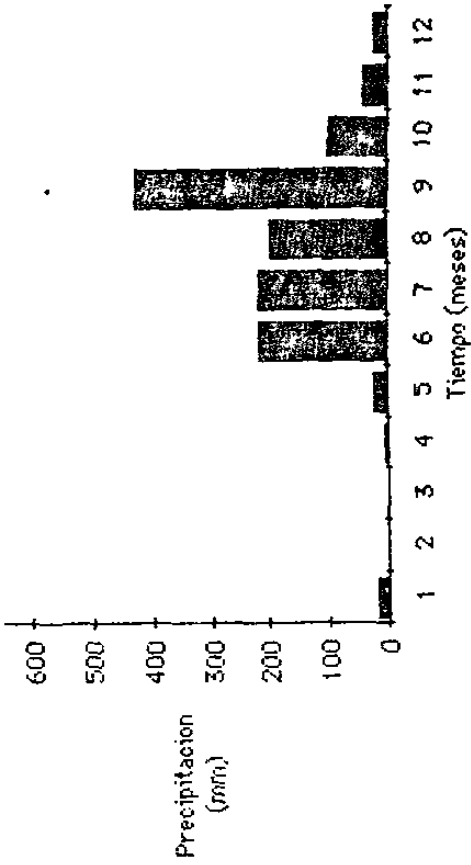
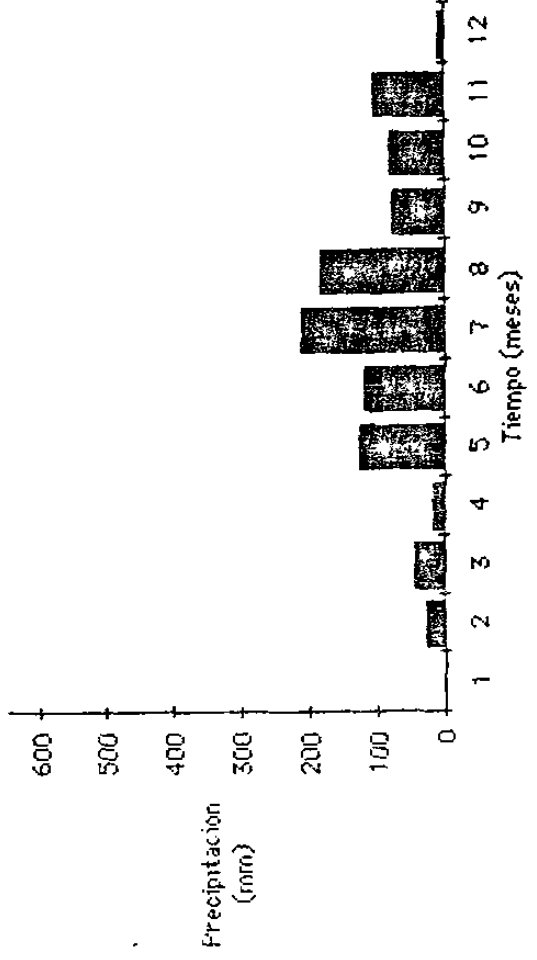


Figura 3.7-2

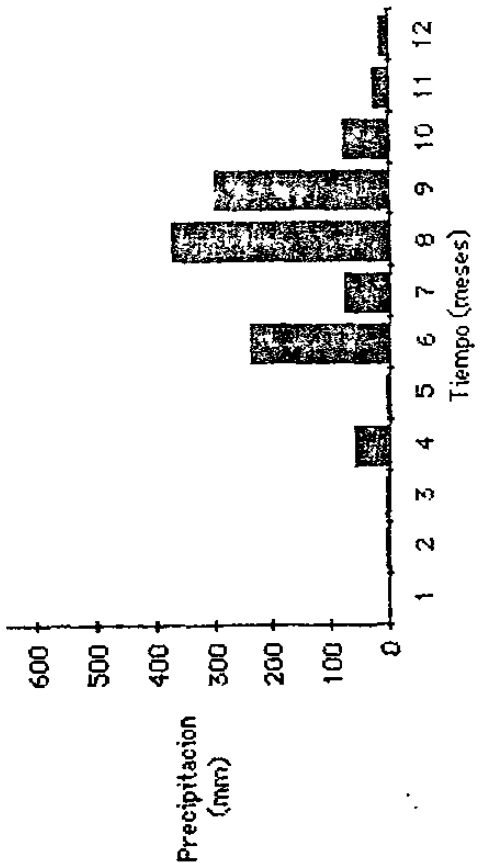
HIETOGRAMA 1980



HIETOGRAMA 1982



HIETOGRAMA 1979



HIETOGRAMA 1981

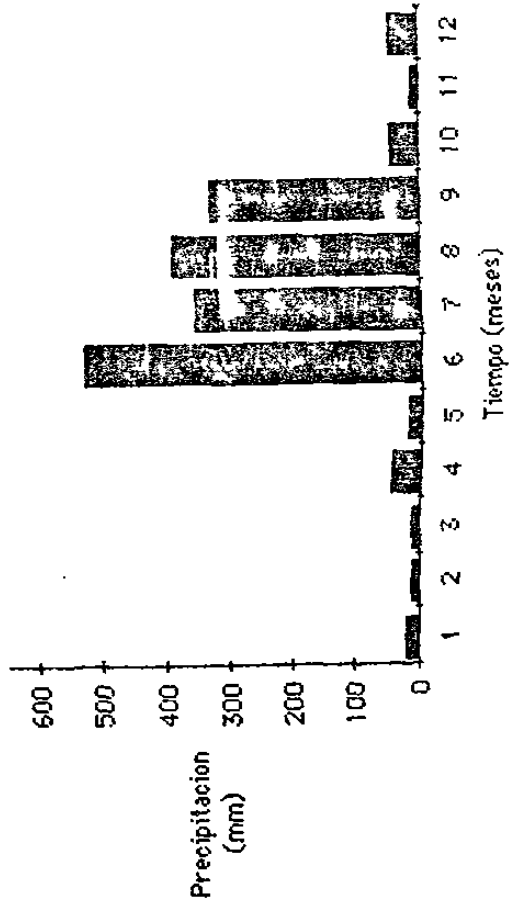
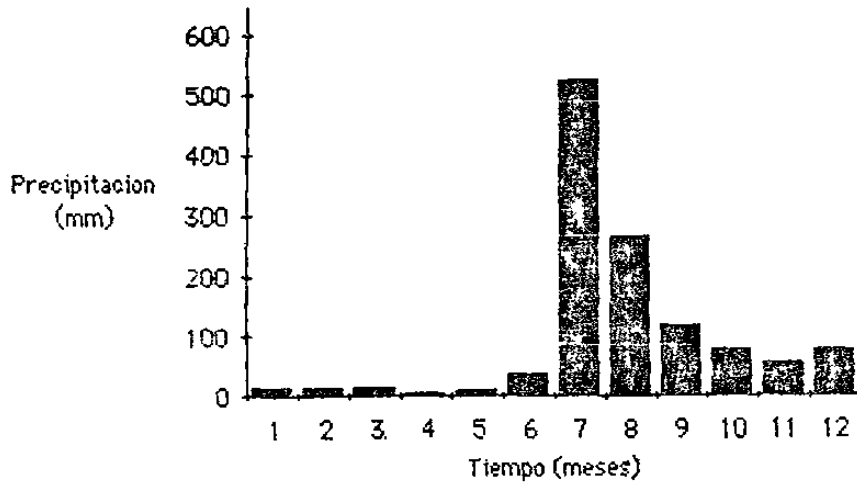


Figura 3.7-3

HIETOGRAMA 1983



HIETOGRAMA 1984

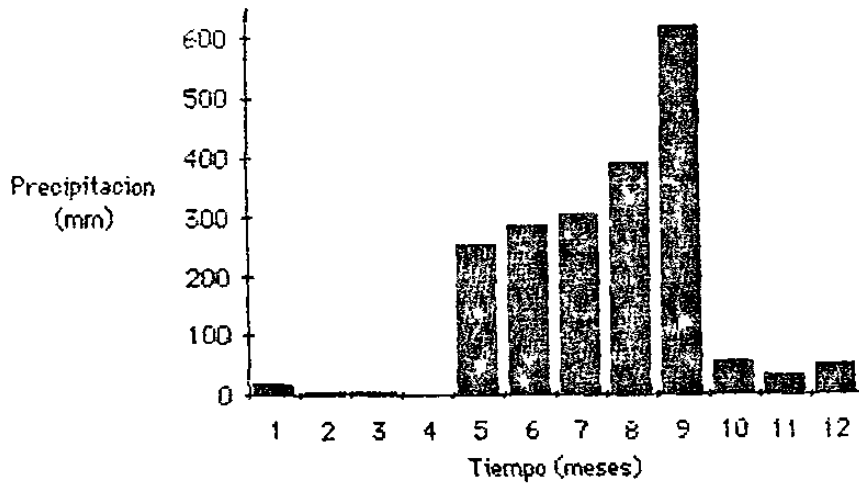


Figura 3.7-4

3.3 HIDROLOGIA SUBTERRANEA

Las formaciones acuíferas en la zona, más cercanas al sitio de la CNLV son: (a) El acuífero del sitio mismo donde se localiza la CNLV (medio fracturado), (b) El acuífero Palma Sola, a 6 km al Norte del sitio (medio poroso), y (c) El acuífero El Viejón, 3 km al Sur del sitio (medio poroso); ver figura 3.3.

ACUIFERO DEL SITIO CNLV

El sitio donde se construye la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde se localiza sobre derrames de lava del Plioceno-Pleistoceno, que escurrieron hacia el mar sobre la topografía existente que estaba constituida principalmente por andesitas del Mioceno. Tales derrames formaron una planicie con bahías, lagunas y mesetas ligeramente escarpadas. En general esta planicie se limita hacia el Este por el Golfo de México y hacia el Oeste por un cordón montañoso, formado por espigas volcánicas y por cuerpos de andesita y diorita del Oligoceno-Mioceno, que forman localmente la roca basal. La topografía del área es, con excepción de la espina volcánica al Oeste de la CNLV, de tipo ondulante, con drenaje superficial que termina esencialmente en las lagunas Verde y Salada como se aprecia en la figura 3.3.

En lo que concierne al basalto, sobre el cual se encuentra localizada la CNLV, este posee espesores del orden de 40 m; le sobreyacen depósitos de arcillas, arenas, gravas mal

clasificadas y piroclásticos; que en conjunto forman espesores entre 12 y 60 m.

El análisis de muestras de núcleos obtenidos en la perforación de varios barrenos exploratorios en el sitio, mostraron que los derrames de basalto, aunque se encuentran fracturados, están sellados por materiales arcillosos, o bien no existe separación suficiente para permitir el paso de agua con facilidad y dar a esta roca el carácter de acuífero.

Debido a la heterogeneidad de las rocas del área de la CNLV, la determinación de la conductividad hidráulica fue realizada en los barrenos mismos durante su perforación mediante pruebas "lugeon". Los valores encontrados de conductividad hidráulica fueron del orden de $10E(-6)$ cm/seg.

Por lo descrito anteriormente, a la formación de basalto fracturado donde se construye la CNLV se le dió el carácter de acuitardo ya que, a pesar de contener agua, la transmite muy lentamente por lo que no es apto para su explotación. En este acuitardo no existe ningún pozo o noria de explotación, ni se prevé que existan en el futuro.

A los barrenos exploratorios perforados en este sitio se le instalaron piezómetros con el propósito de conocer la distribución del flujo de agua subterránea contenida y su fluctuación en el tiempo.

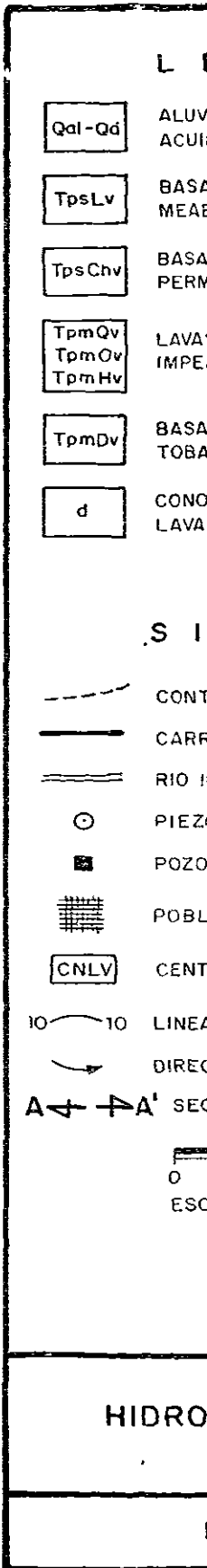
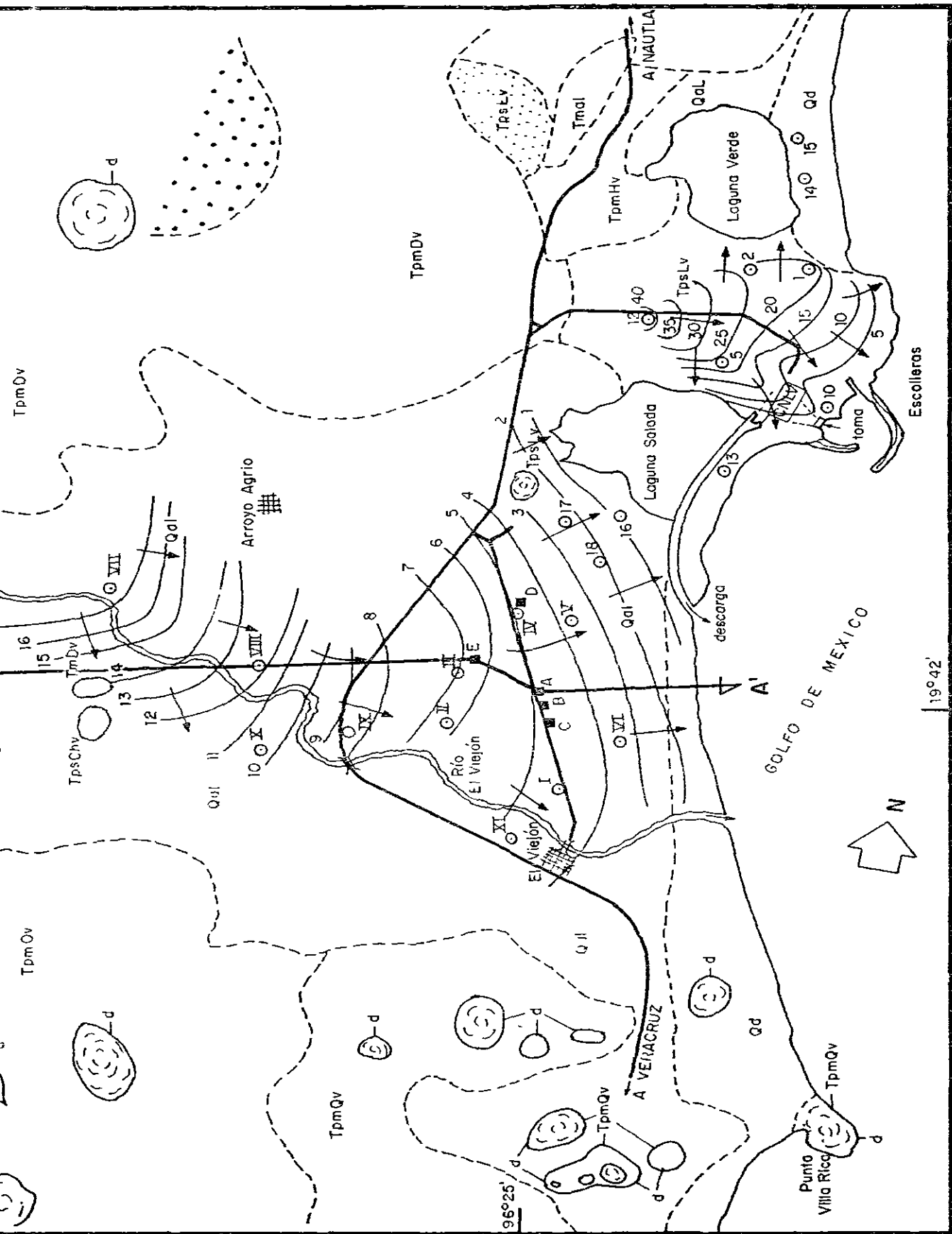
La figura 3.8 muestra un plano hidrogeológico local donde se puede observar, en planta al acuitardo del sitio y al acuífero El Viejón.

La información de los niveles de agua subterránea obtenida en los piezómetros indicaron una caída de potencial hidráulico con gradiente del orden de $1/4$ a $1/30$, fluyendo el agua subterránea, en forma general, de los lugares topográficos más altos a los más bajos, con una velocidad de flujo que varía entre 40 y 110 cm/año. La dirección de la descarga del agua subterránea de este acuitardo es preferentemente hacia el mar, aunque también descarga en las lagunas Verde y Salada. La figura 3.8 muestra también la superficie equipotencial para este sitio, con la dirección de flujo subterráneo como se discutió antes.

ACUIFERO PALMA SOLA

Aproximadamente a 6 km al Norte del sitio de la CNLV, se forma un valle de materiales de aluvión a la salida de la cuenca del río Barranca Hernández, con un área aproximada de 10 km² y un espesor medio de 30 m, ver figura 3.3.

Este valle representa a un acuífero en medios porosos de condiciones freáticas que está conectado hidráulicamente al río Barranca Hernández y no tiene ninguna conexión hidráulica con el acuitardo del sitio CNLV, ni con el acuífero EL VIEJON. Por esta razón su descripción se limitará a mencionar su existencia.



ACUIFERO EL VIEJON

El acuífero principal más cercano al sitio de la CNLV, y motivo del presente estudio, es el que se forma en el valle de El Viejón, adyacente al río del mismo nombre.

El acuífero del valle de "El Viejón" consiste de una serie de estratos de materiales granulares y arcillosos que descansan sobre el basamento impermeable de roca andesítica, la cual se encuentra a profundidades que varían entre 10 y 55 m debajo de la superficie del terreno. Estos materiales no consolidados consisten de intercalaciones de gravas, arenas y arcillas de espesor variable; en general las arcillas se encuentran en la superficie o formando lentes arcillosos entre el material granular; el material granular varía de grueso a fino, encontrándose boleas que indican un origen aluvial reciente para este valle.

En base al análisis de las muestras obtenidas de los núcleos de barrenos perforados en este valle se observó que el material granular es apto para almacenar y transmitir agua subterránea en cantidades apreciables, formando un acuífero susceptible de explotación. El área del valle El Viejón forma una buena superficie de infiltración debido a la permeabilidad de los materiales, teniendo también una conexión hidráulica con el río del mismo nombre, haciendo que éste actúe como corriente efluente en época de secas, y como influente en periodo de lluvias, representando una considerable recarga del acuífero.

Aprovechando la perforación de 14 barrenos exploratorios en este valle, se instalaron piezómetros en los mismos con el propósito de conocer la distribución espacial del flujo de agua subterránea y su fluctuación en el tiempo. El plano hidrogeológico de la figura 3.8 muestra la localización de los 14 piezómetros en la parte baja del valle (zona de interés).

El nivel estático en la zona más baja del valle, se encontró a 4.0 m de profundidad (promedio aproximado), con respecto al nivel del terreno; y una elevación entre 2.5 y 1.5 m con respecto al nivel medio del mar.

La dirección del flujo subterráneo en este acuífero es preferentemente de Oeste a Este desde las partes topográficas más altas, hacia el mar, con gradientes hidráulicos aproximados de 1/150. La figura 3.8 muestra también la superficie equipotencial del acuífero y su dirección de flujo subterráneo para el mes de Julio de 1981.

A partir de 1979, personal de la CFE realiza mediciones piezométricas en este acuífero. La figura 3.9 muestra los hidrógrafos de algunos piezómetros seleccionados para 1980-1982. Se observa que los niveles estáticos medidos en los piezómetros tienen el mismo comportamiento a través del año; los valores más altos corresponden a los meses de Agosto, Septiembre y Octubre; meses en los cuales se presenta la máxima precipitación en el área (vease la altura de lluvia en los hietogramas de la figura 3.7). De ahí se observa como se recarga el acuífero en esa

h Elevación del nivel estatico
(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar

○ B-II
• B-IV
△ B-VI

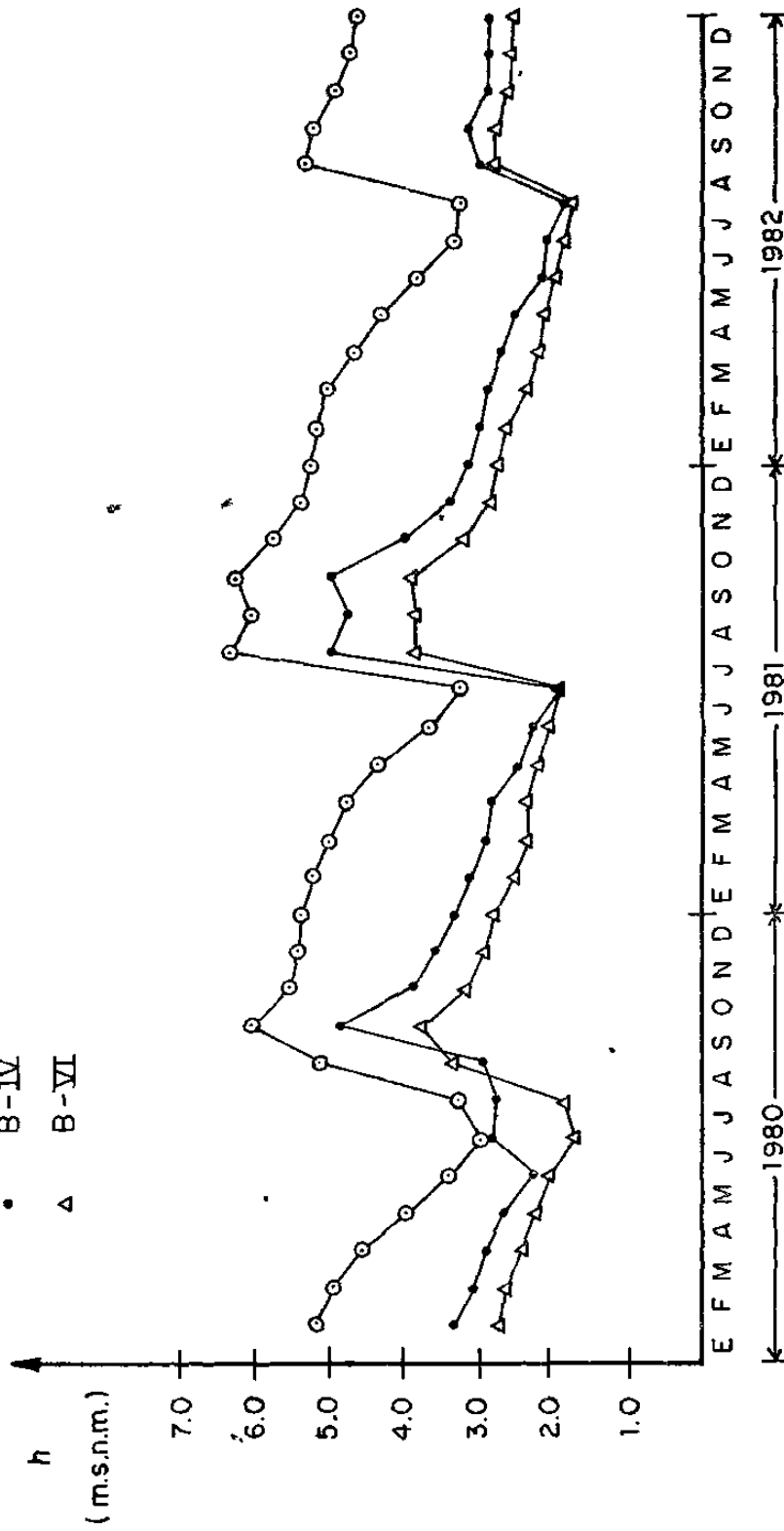


Fig. 3.9 Hidrógrafos de algunos piezómetros seleccionados.

época. A partir de Diciembre bajan los niveles hasta llegar a su valor mínimo en los meses de Abril a Julio debido a la época de secas.

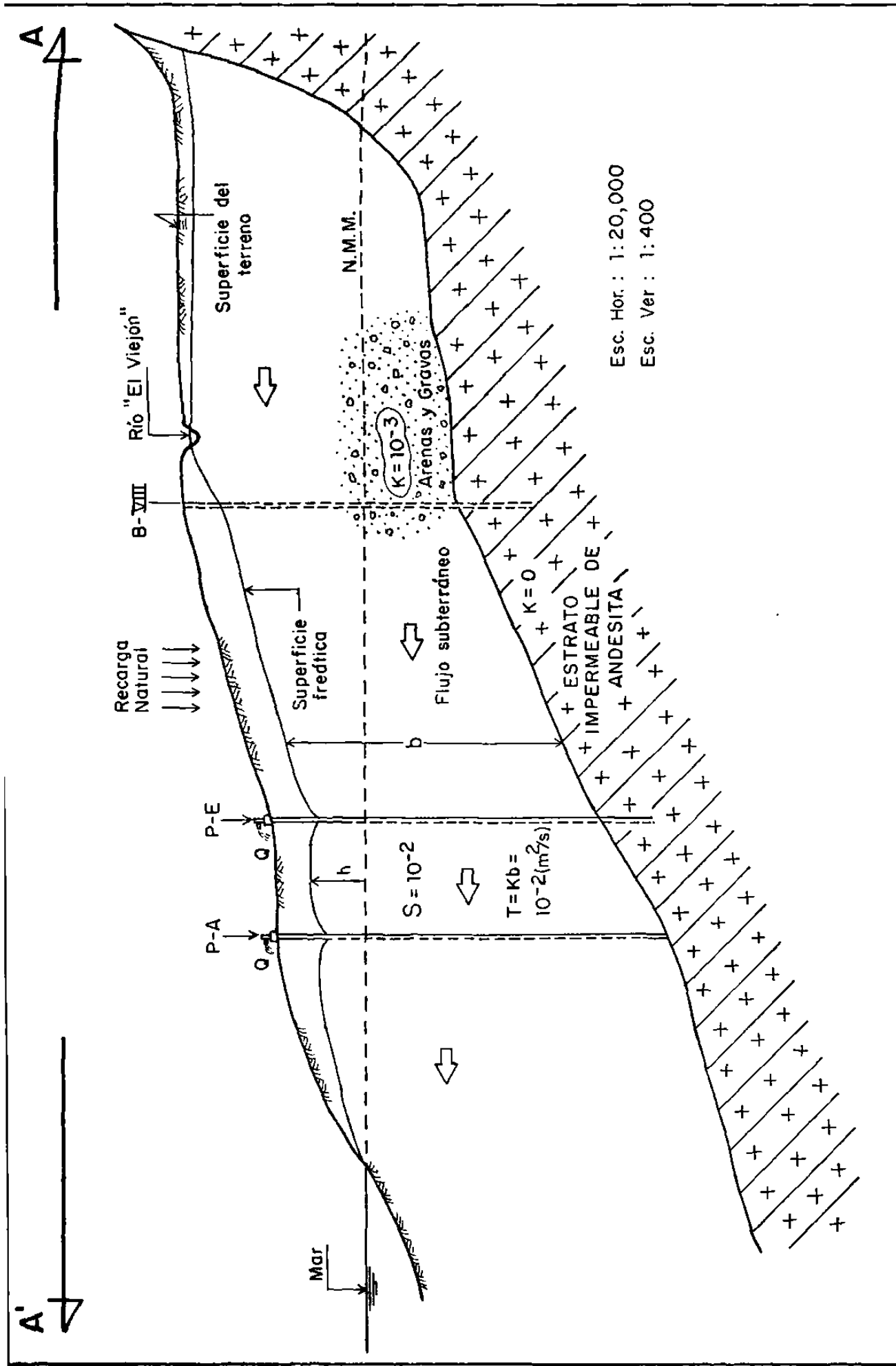
La explotación de este acuífero se limita a 5 pozos (propiedad de CFE) de 35 m de profundidad promedio, equipados con moto-bombas eléctricas de turbina vertical; localizados aproximadamente a 3 km al Sur de la laguna Salada (figura 3.8). Estos pozos tienen capacidad para extraer hasta 20 l.p.s. en promedio, aunque generalmente su explotación en conjunto no rebasa los 45 l.p.s., que es la demanda actual conjunta de la construcción de la Central Nucleoeléctrica Laguna Verde y su campamento local (Rivera, 1983).

Este acuífero es la única fuente de la que se abastece la CNLV, por medio de los pozos mencionados antes; el resto de las norias ahí presentes extraen un pequeño gasto estimado en 250 a 500 litros por día cada una y que tienen uso doméstico y de abrevadero predominantemente. Estas norias son perforaciones hechas a mano hasta una profundidad máxima de 6 m. además de 1.5 a 2.5 m de profundidad, con adobon de arcilla; el agua es extraída en forma manual con cubetas o en el mejor de los casos con pequeñas bombas centrífugas de 1.5 h.p. Cabe mencionar que la mayoría de estas norias se secan en épocas de secas, cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo de las norias.

La recarga de este acuífero es por infiltración directa de agua de lluvia sobre el terreno, y por infiltración inducida por el río El Viejón en época de lluvias cuando éste se hace influente, es decir, recarga las aguas subterráneas de ese valle. En época de secas el río se vuelve efluente, es decir, drena al acuífero.

Las fronteras de este acuífero son: al Oeste y al Sur, la serie de rocas andesíticas- dioríticas (roca compacta de muy baja conductividad hidráulica, del orden de $10E(-7)$ cm/seg); al Norte se comunica con la laguna Salada (acuicludo de agua salada); y al Este se comunica con el mar, estableciéndose una interfase de agua dulce-agua salada que se mantiene en equilibrio hidrodinámico con las aguas del Golfo de México.

La figura 3.10 presenta un modelo geométrico geohidrológico del acuífero "El Viejón" según la sección A-A en la figura 3.8. En esa geometría se observa la formación de materiales del cuaternario de gravas y arenas que forman el acuífero de condiciones freáticas sobreyaciendo al estrato impermeable de andesita. A pesar de la diferencia de escalas (vertical y horizontal) se puede apreciar la variación del espesor (b) del acuífero, el cual se profundiza hacia el mar.



MODELO GEOMETRICO GEOHIDROLOGICO DEL ACUIFERO "EL VIEJON"
 (Según corte A-A' de la figura 3.8)

FIGURA 3.10

4.0 INVESTIGACION PARA DEFINIR EL SISTEMA FISICO QUE

DESCRIBE AL ACUIFERO

En este capitulo se describen las actividades realizadas en el campo tendientes a identificar el sistema físico que describe al acuífero bajo estudio. En este caso solo se describirán los trabajos realizados en el valle "El Viejón".

4.1 PERFORACION DE BARRENOS EXPLORATORIOS E INSTALACION DE

PIEZOMETROS

De Noviembre de 1978 a Abril de 1979, la CFE con su propia maquinaria perforó 9 barrenos exploratorios en el área baja del valle de El Viejón. El objetivo de esas perforaciones era el de conocer la litología detallada de la zona para propósitos de identificación del acuífero además de contar, mediante la

instalación de piezómetros, con puntos a donde medir la fluctuación del nivel freático; ya que esa información era necesaria para integrar una parte del Informe Ambiental (1980) para procesos de licenciamiento de la Central.

En realidad ya desde 1974 se habían hecho perforaciones en un esfuerzo para localizar sitios adecuados para la construcción de pozos de agua para abastecer al, en aquel entonces, naciente Proyecto Nucleoeléctrico de Laguna Verde. Desafortunadamente la perforación de aquellos barrenos se llevó a cabo sin la recopilación de datos de campo y por lo tanto se carece de su documentación.

Los 9 barrenos perforados de 1978-1979 quedaron identificados como: B-16, B-17, B-18, B-I, B-II, B-III, B-IV, B-V y B-VI; su localización en planta se puede observar en la figura 3.8

La perforación se realizó con maquinaria que utiliza la técnica rotatoria; extrayendo muestras de núcleo a cada 3 metros perforados. Posterior a la perforación se le instaló a cada barreno un piezómetro que en algunos casos consistió de tubería de PVC de 2", ranurada a todo lo largo de la columna; y en otros, de tubería de fierro galvanizado ciego de 1 1/2" y un tramo perforado en el fondo, de 60 cm de longitud.

Los cortes litológicos y la terminación con piezómetros de cada uno de estos primeros 9 barrenos, se presentan en las figuras 4.1-1 a 4.1-9.

Los barrenos fueron perforados hasta el basamento subyacente de andesita; los espesores del material de aluvión en esa zona del valle variaron de 26 m (B-III) hasta 57 m (B-16); el promedio del espesor de materiales de aluvión (permeables) en esa zona es de 41.5 m.

Posteriormente, a partir de Enero de 1981, se perforaron otros 5 barrenos en el valle, localizados más arriba que los anteriores y a lo largo del río El Viejón.

El objetivo de esos 5 nuevos barrenos era el de ampliar el conocimiento litológico del valle y así identificar mejor a esa formación acuifera. Al localizarlos hacia las partes relativamente más altas del valle se podía establecer, mediante la elaboración de superficies equipotenciales, el sistema de flujo del agua subterránea contenida en los poros de la formación. De igual manera su localización a lo largo del río El Viejón responde al deseo de identificar la conexión hidráulica entre éste y el acuífero.

Estos últimos 5 barrenos perforados quedaron identificados como: B-VII, B-VIII, B-IX, B-X y B-XI; su localización en planta se puede observar en la figura 3.8. Los cortes litológicos y su terminación con piezómetros se presentan en la

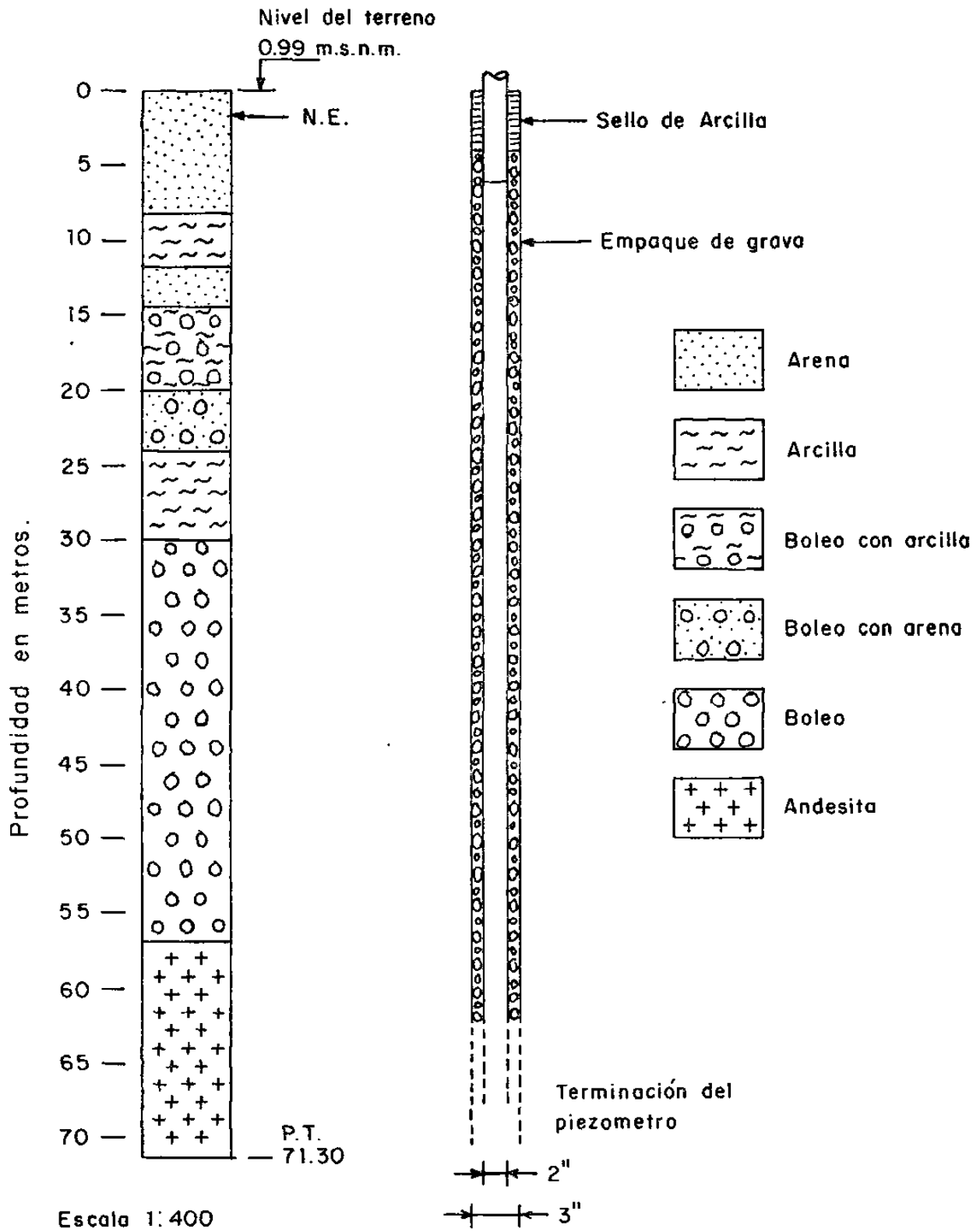


Figura 4.1-1 Barreno exploratorio 16

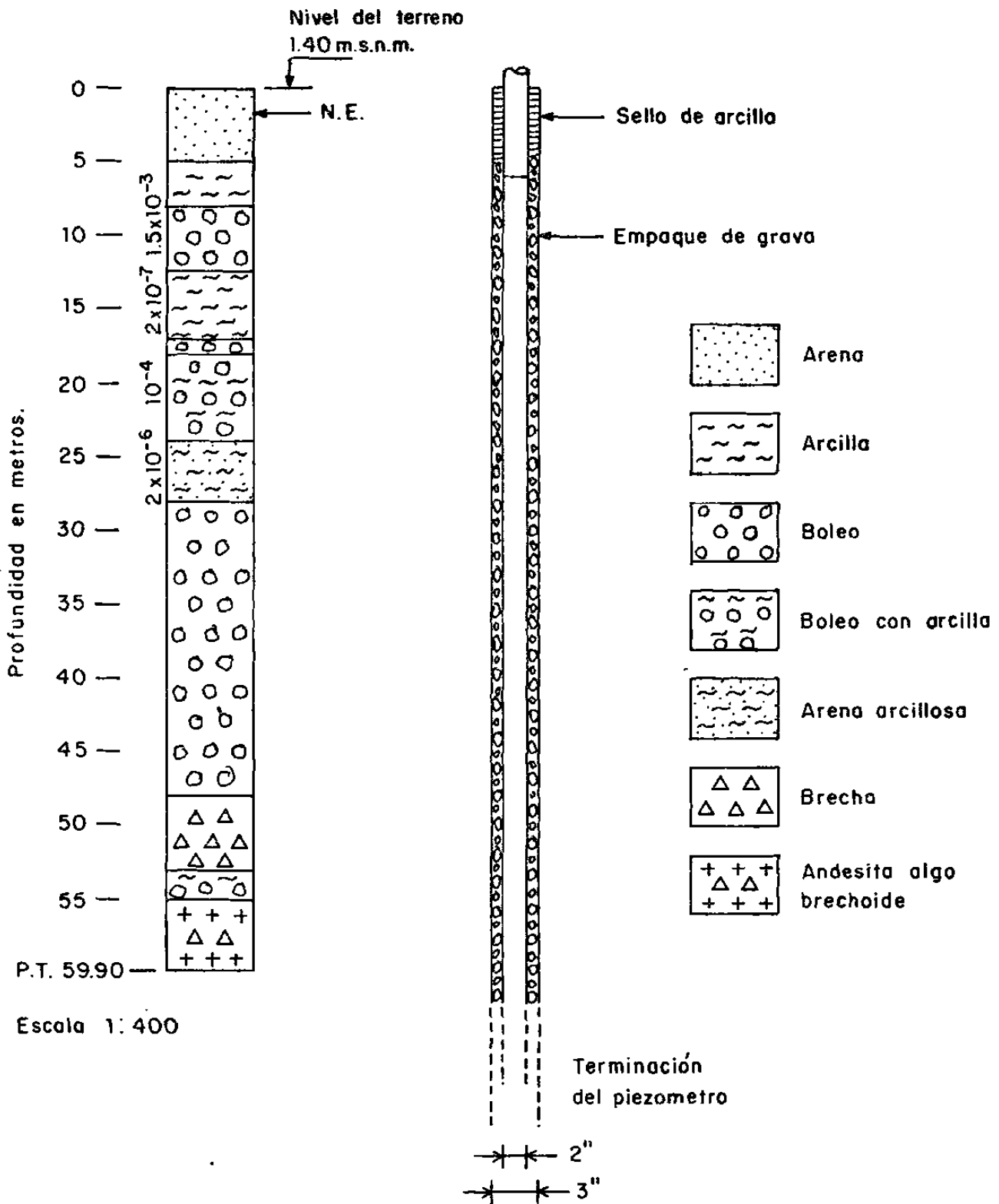


Figura 4.1-2 Barreno exploratorio 17

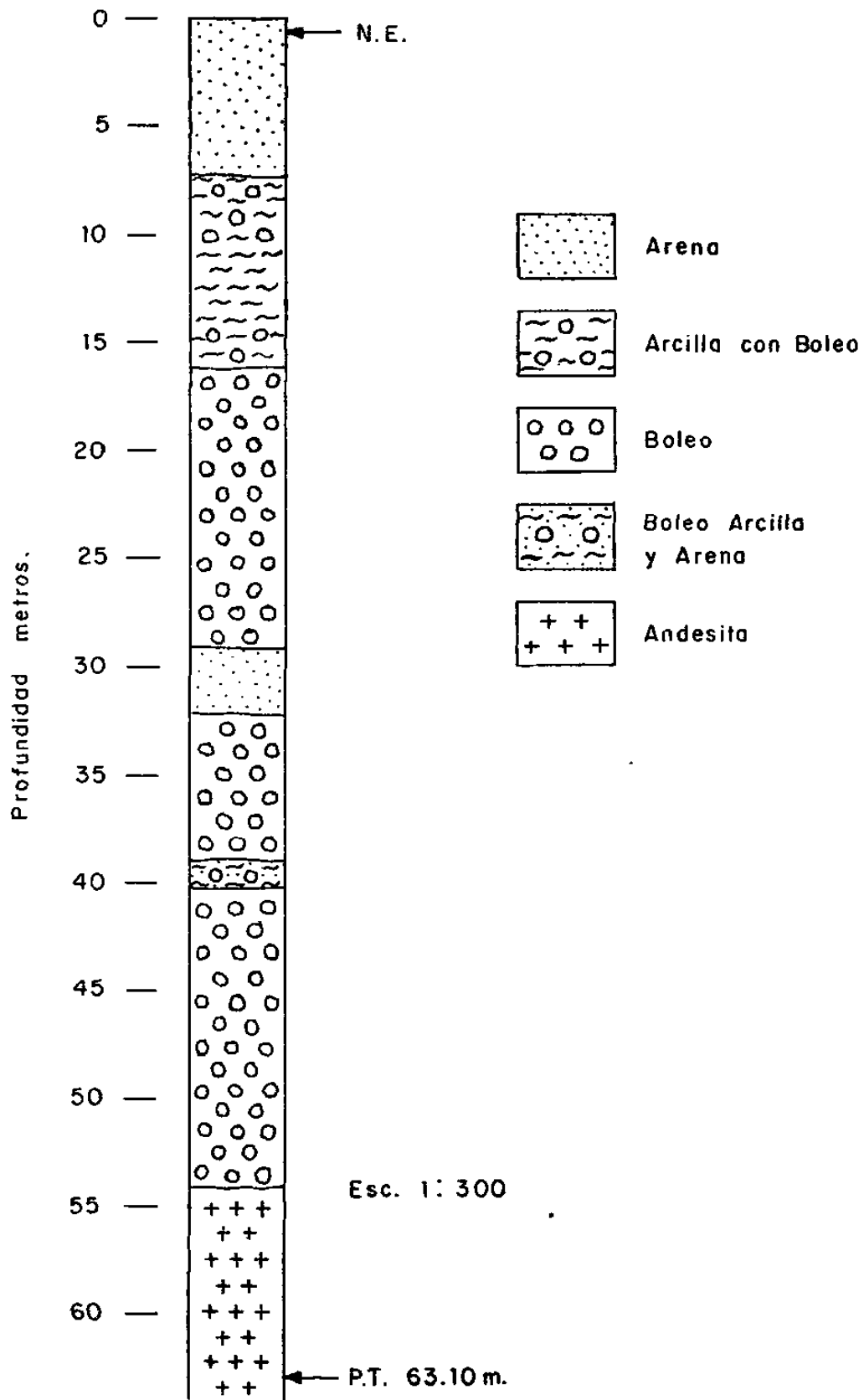


Figura 4.1-3 Barreno No. 18

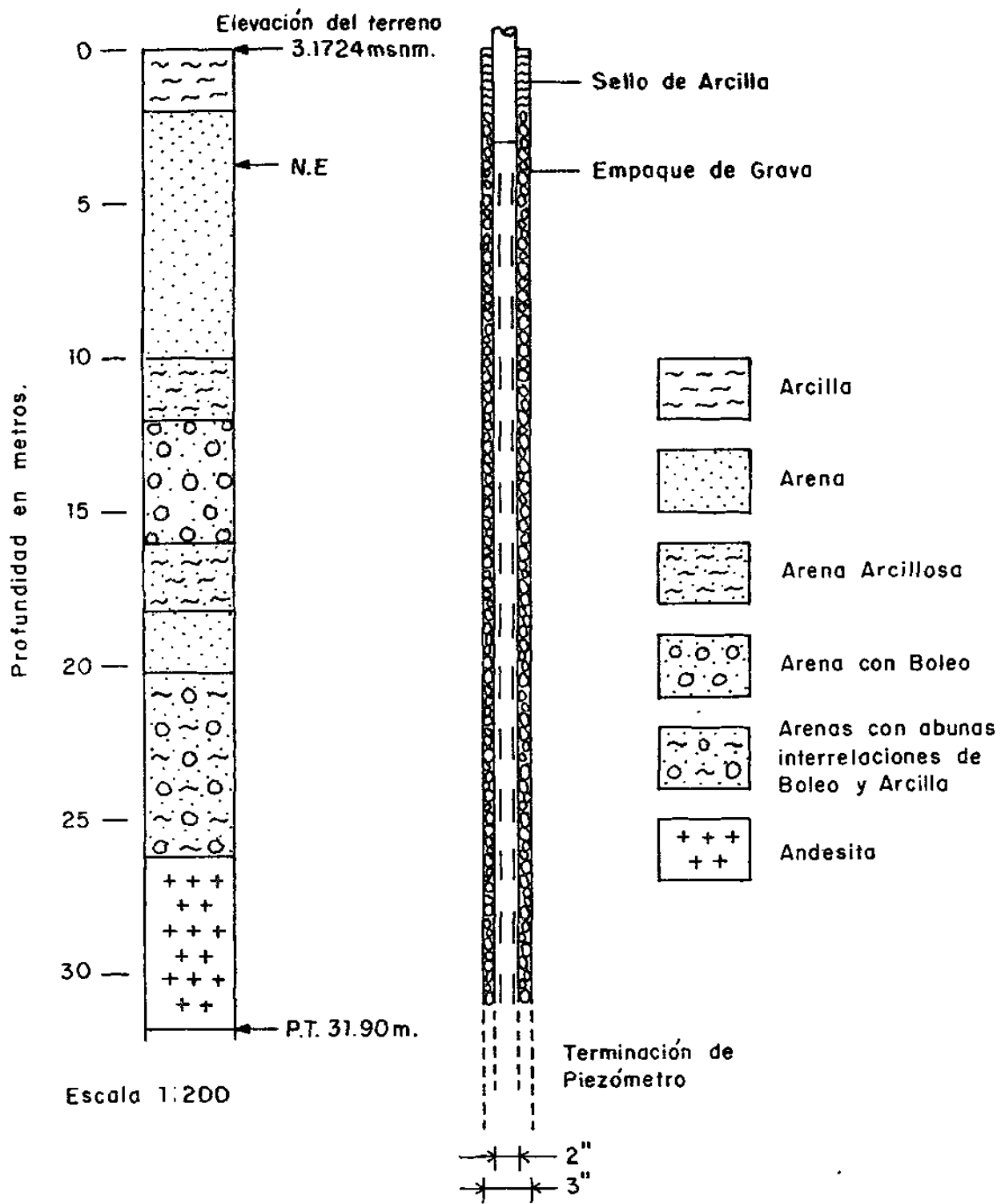
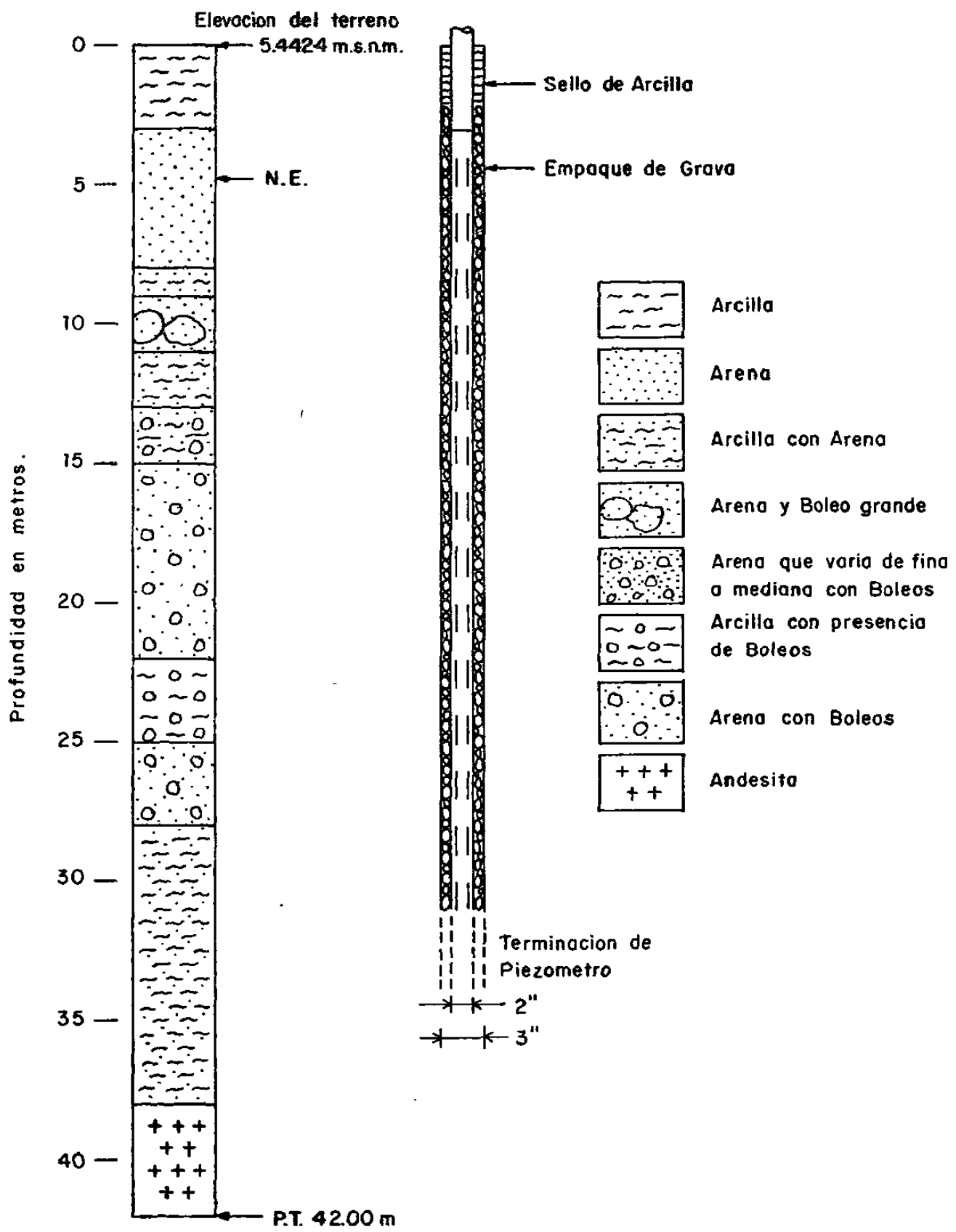


Figura 4.1-4 Barreno exploratorio I



Escala 1:200

Figura 4.1-5 Barreno exploratorio II

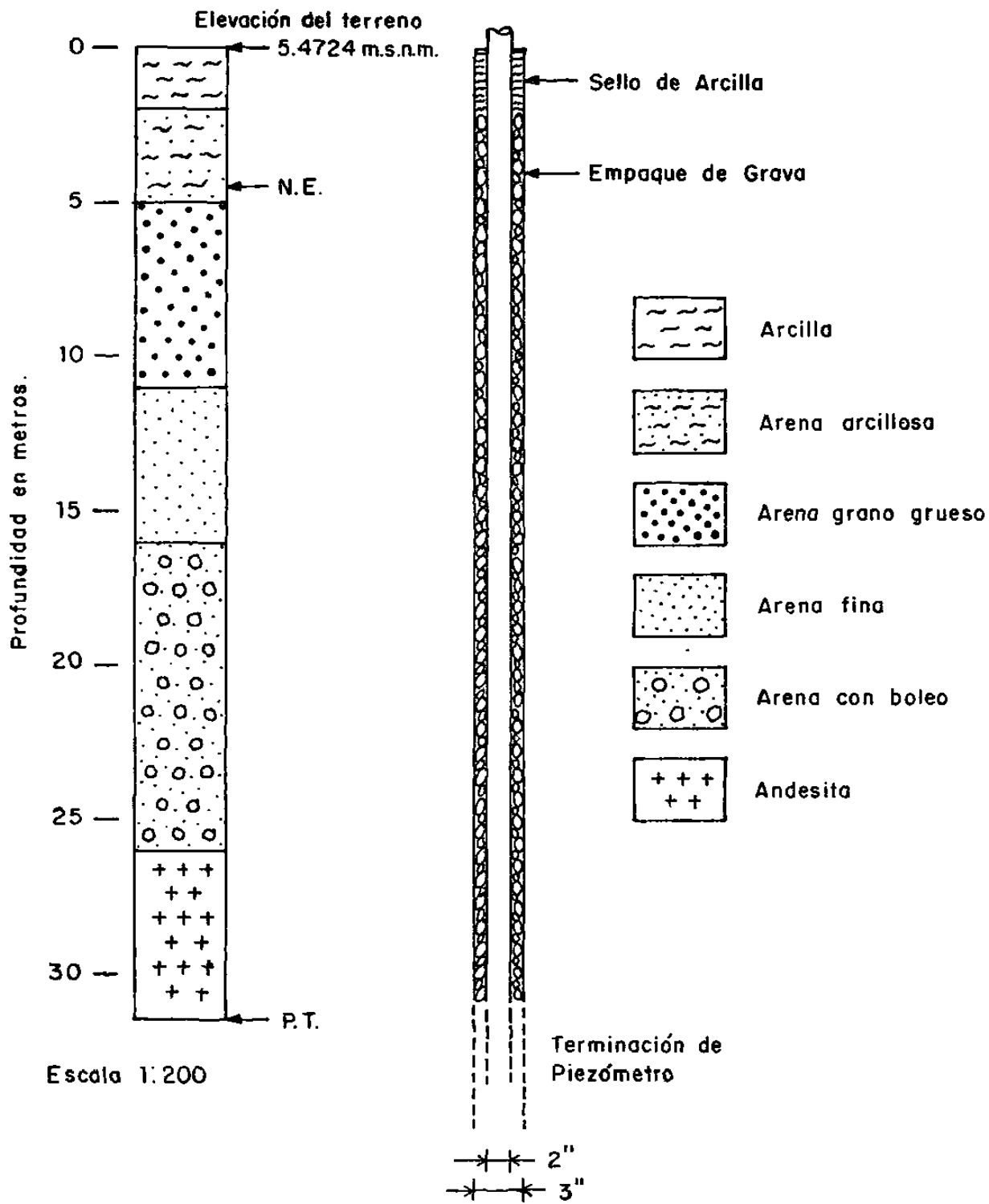


Figura 4.1-6 Barreno exploratorio III

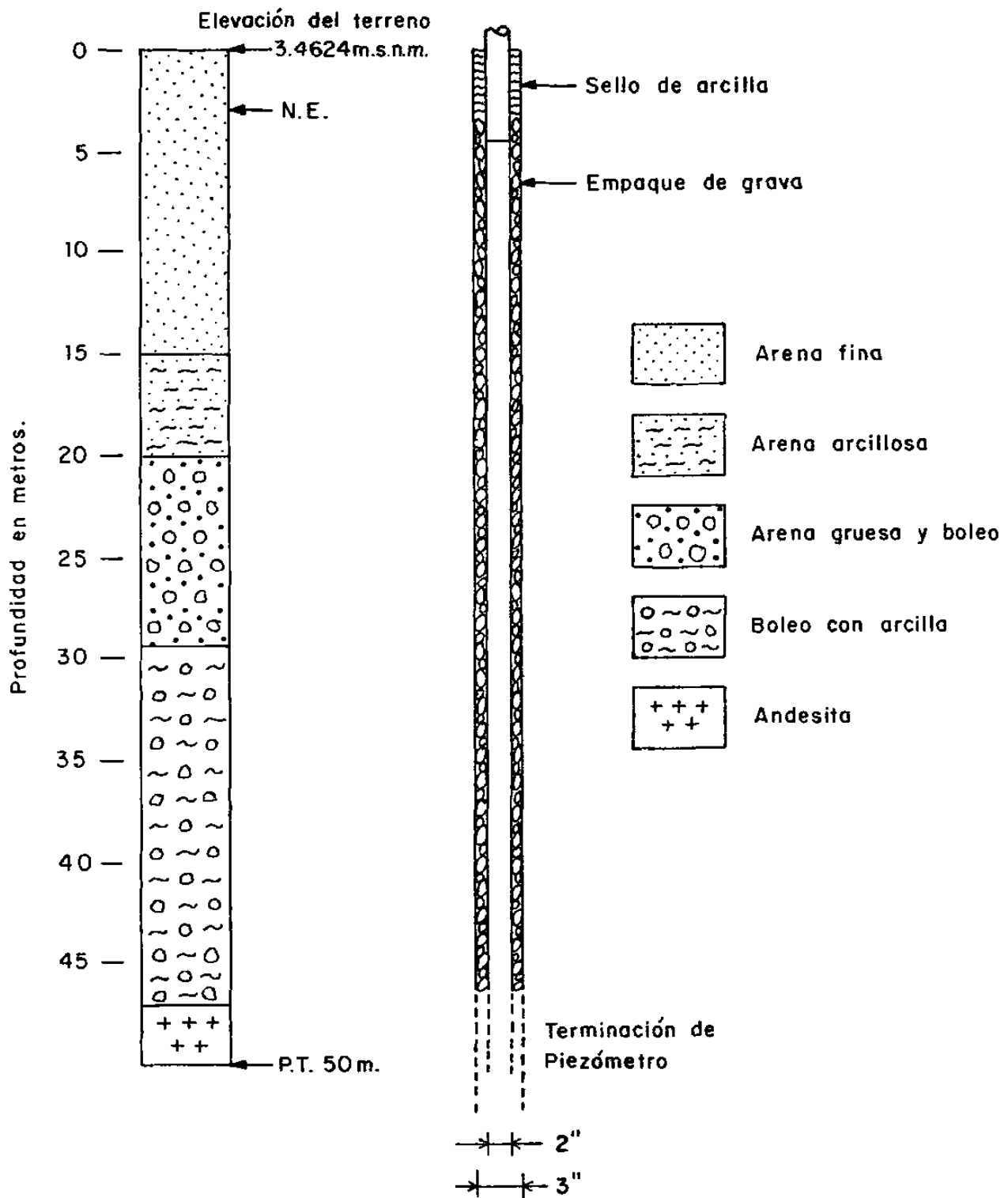


Figura 4.1-7 Bareno exploratorio IV
Acuífero Vieja.

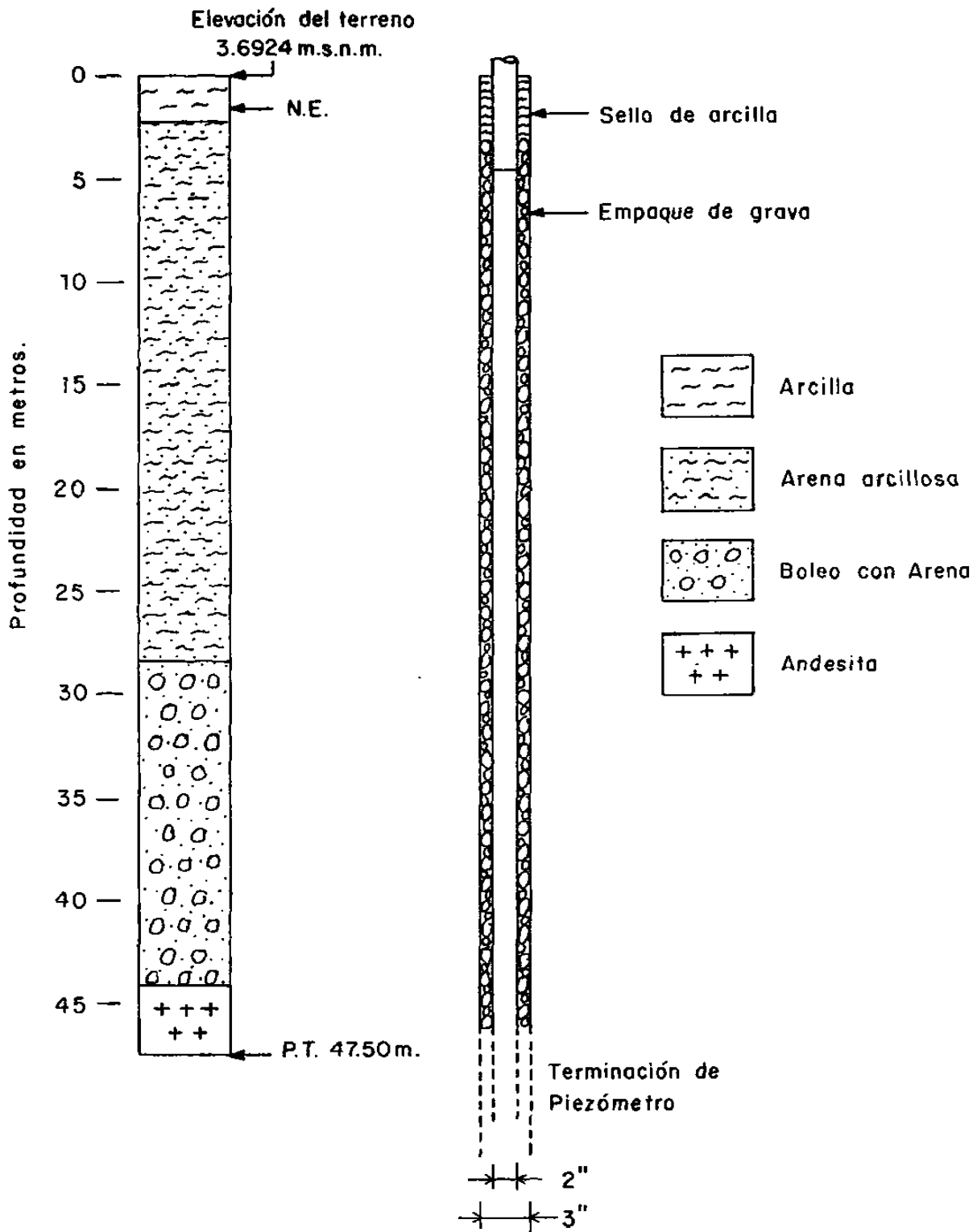


Figura 4.1-8 Barreno exploratorio V

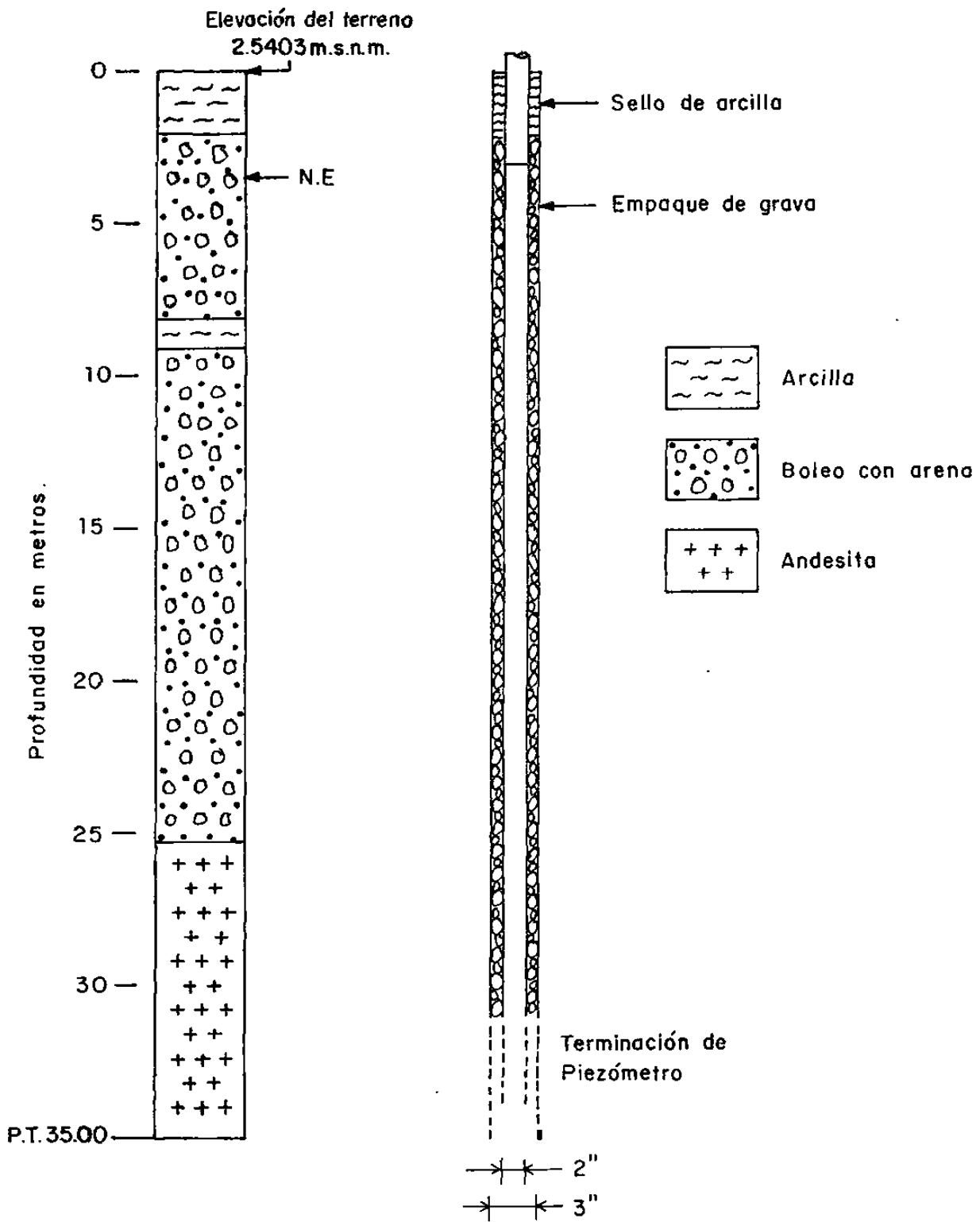


Figura 4.1-9 Barreno exploratorio VI

figura 4.2-1 a 4.2-6.

De igual manera que el grupo anterior, estos nuevos barrenos fueron perforados hasta encontrar el basamento de andesita (impermeable). Los espesores de aluvión en esa zona del valle variaron de 20 m (B-VII) a 24 m (B-XI). El promedio del espesor de aluvión (permeable) en esa zona es de 22.5 m.

El diámetro de cada uno de estos 5 barrenos es de 3 1/2" y el piezómetro instalado en ellos de 1" ciego, y de 1 1/2" en el último metro al fondo con tubo perforado.

Las figuras 4.3 y 4.4 presentan dos secciones litológicas que incluyen a los barrenos B-I, B-III y B-IV y los pozos A,B,C,D, y E; en ellas se puede observar a los niveles freáticos para dos fechas distintas, una para sequía y otra para temporada de recarga (lluvias).

4.2 PRUEBAS DE PERMEABILIDAD "LEFRANC"

Durante la perforación del segundo grupo de barrenos, se realizaron pruebas de permeabilidad "lefranc", (CFE, 1981), como una ayuda cualitativa del conocimiento de la permeabilidad de los materiales de aluvión atravezados.

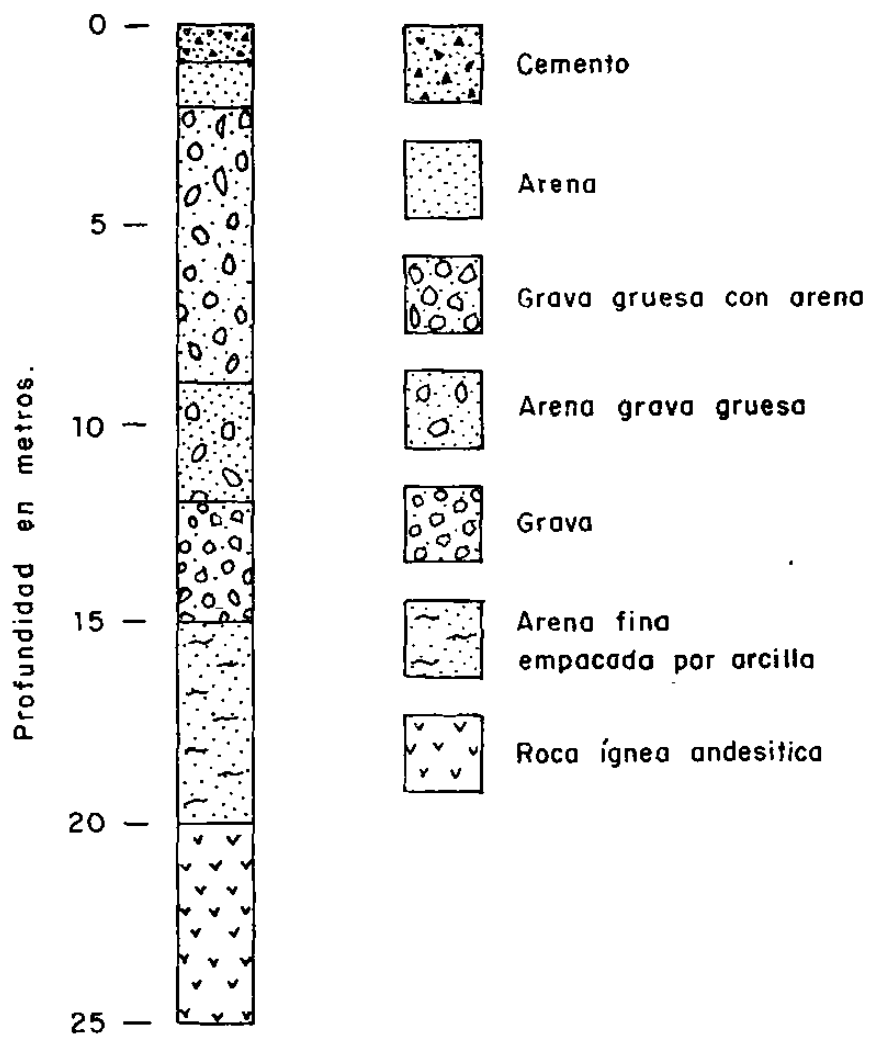


Figura 4.2-1 Barreno VII.

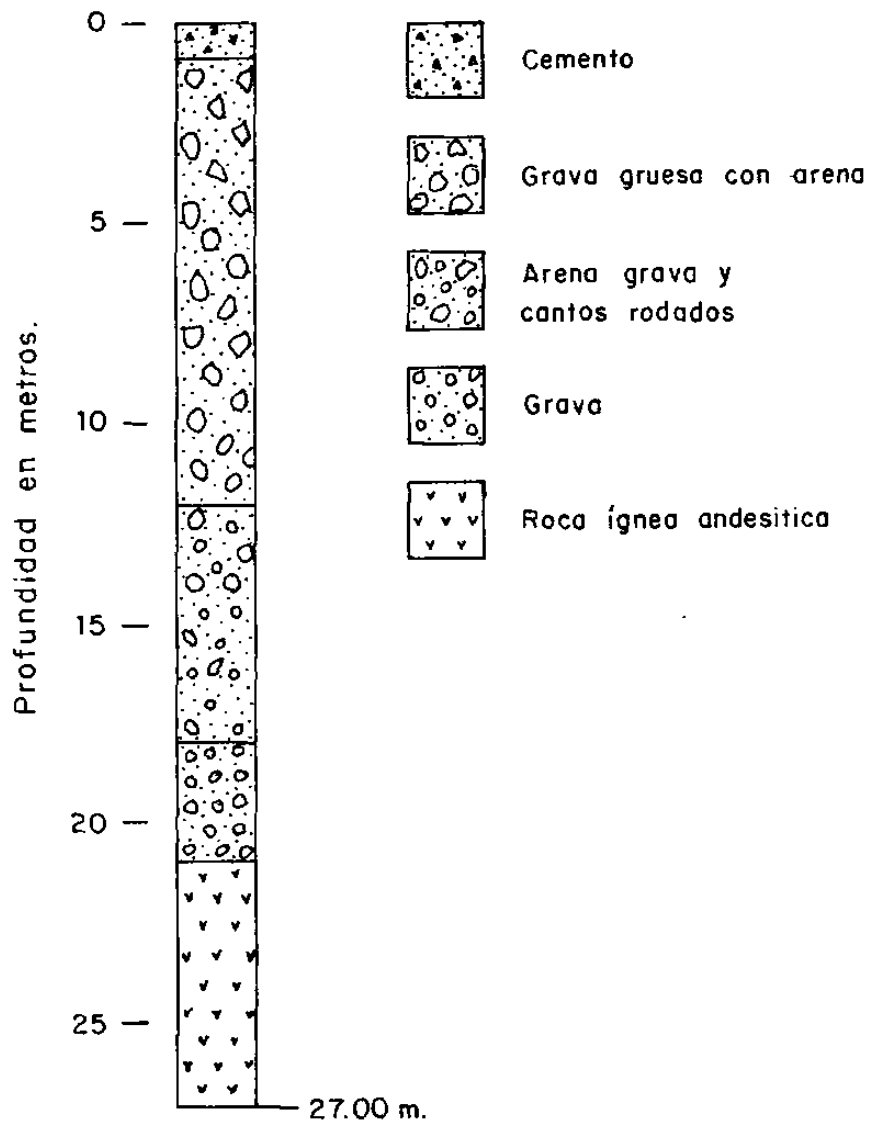


Figura 4.2-2 Barreno VIII.

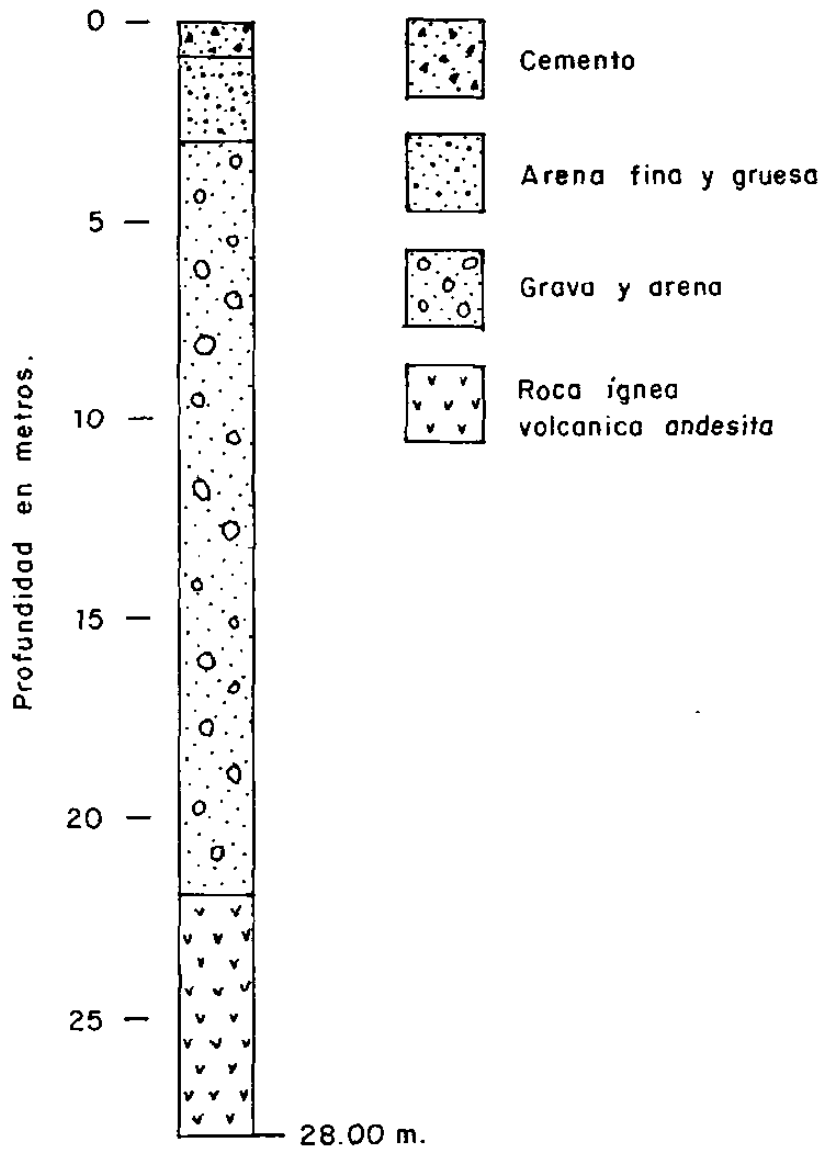


Figura 4.2-3 Barreno IX.

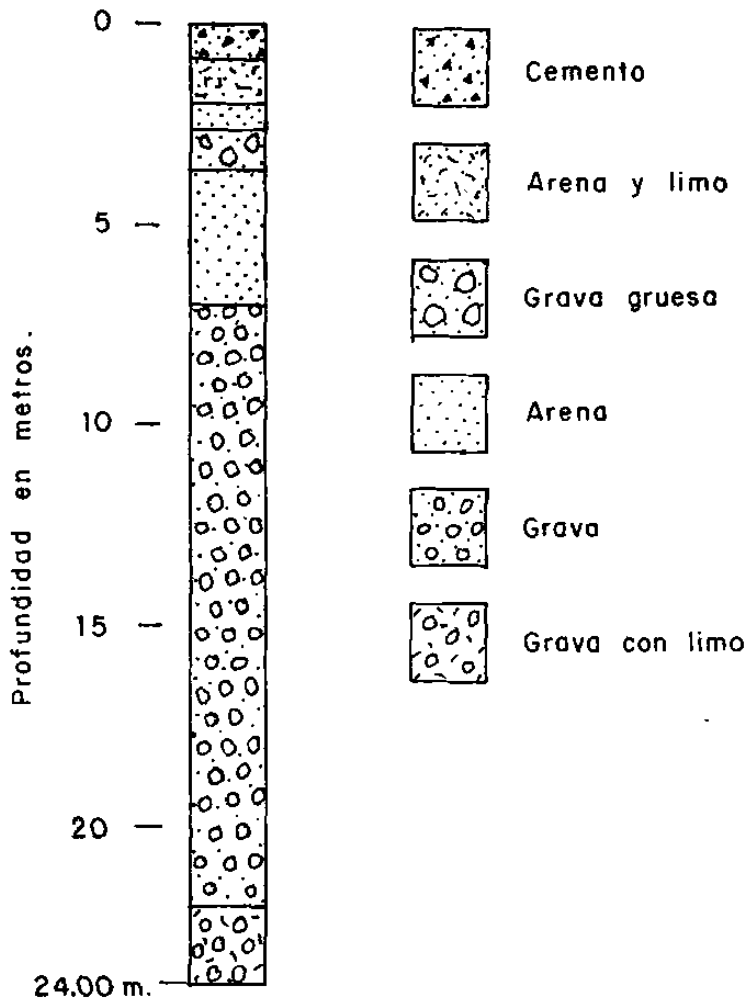


Figura 4.2-4 Barreno X.

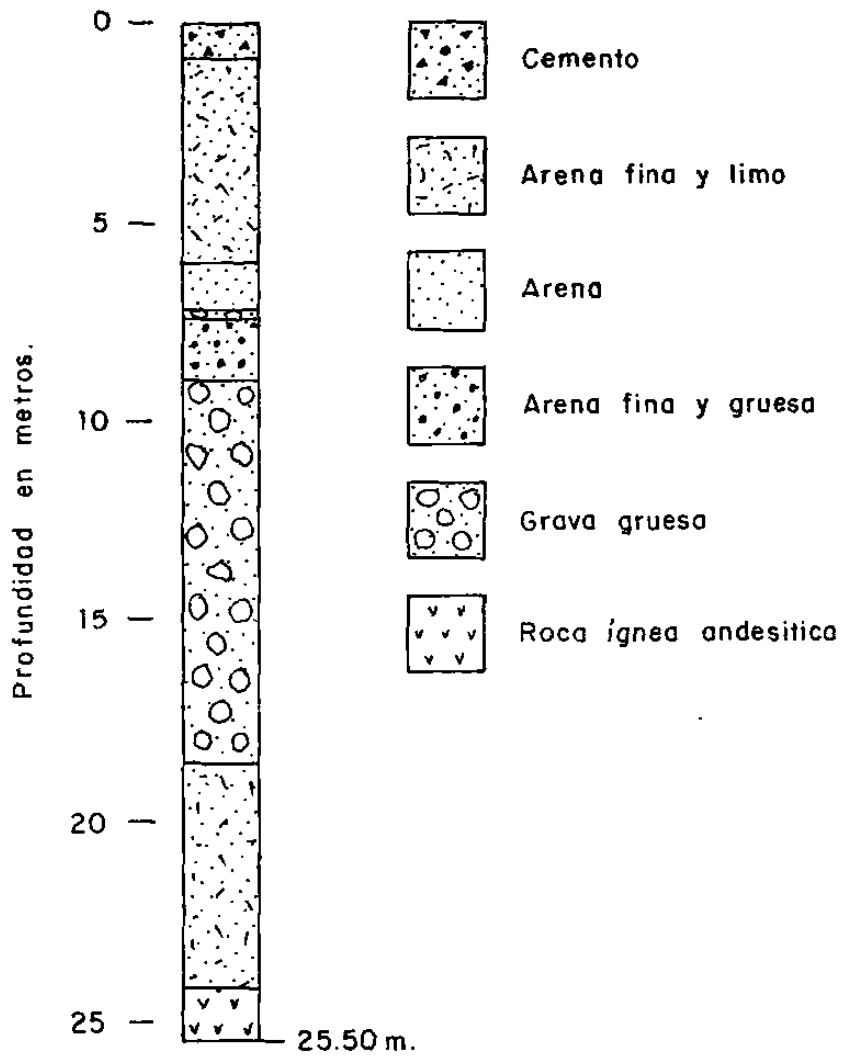
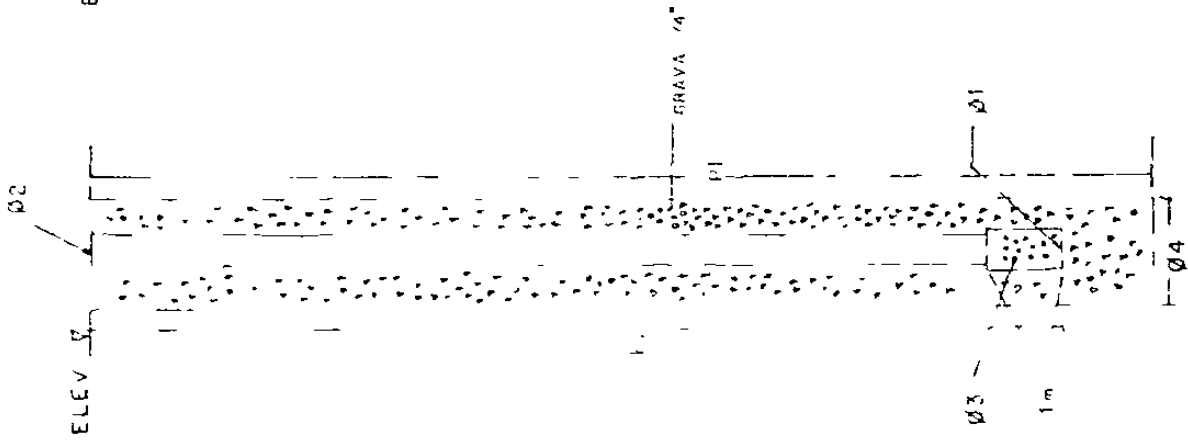


Figura 4.2-5 Barreno XI.

PIEZOMETROS

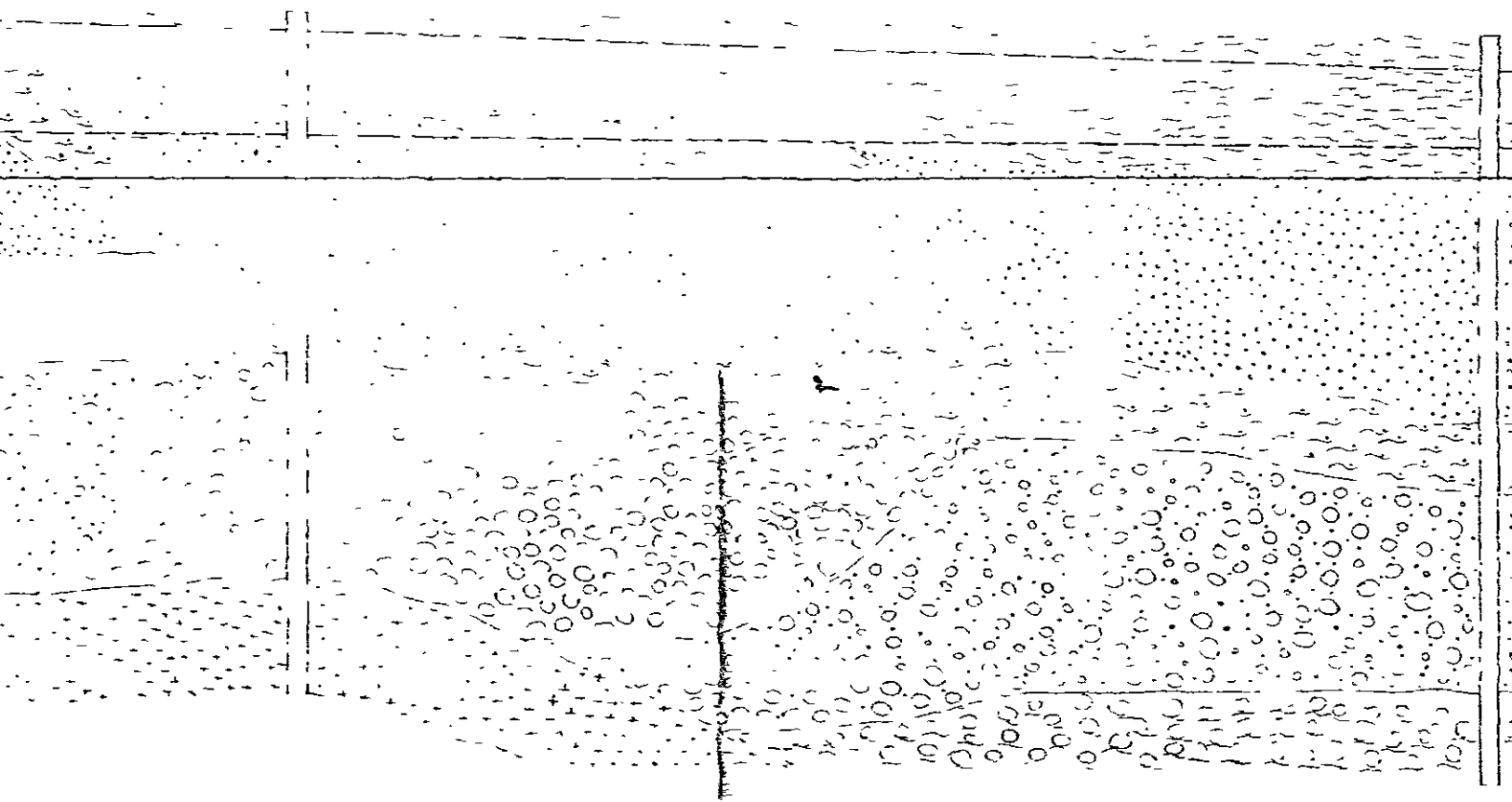


BAKUNJ	FLEV	P1	P2	Ø1	Ø2	Ø3	Ø4
V I	18.76 m	25.00 m	20.22 m	1 1/2"	1"	3/16"	3 1/2"
V III	13.100 m	27.00 m	24.92 m	1 1/2"	1"	3/16"	3 1/2"
I X	9.99 m	28.00 m	19.01 m	1 1/2"	1"	3/16"	3 1/2"
X	13.89 m	24.00 m	19.18 m	1 1/2"	1"	3/16"	3 1/2"
X I	5.42 m	25.30 m	25.00 m	1"	1/2"	3/16"	3 1/2"

FIGURA 4.2-6

P-5(E)

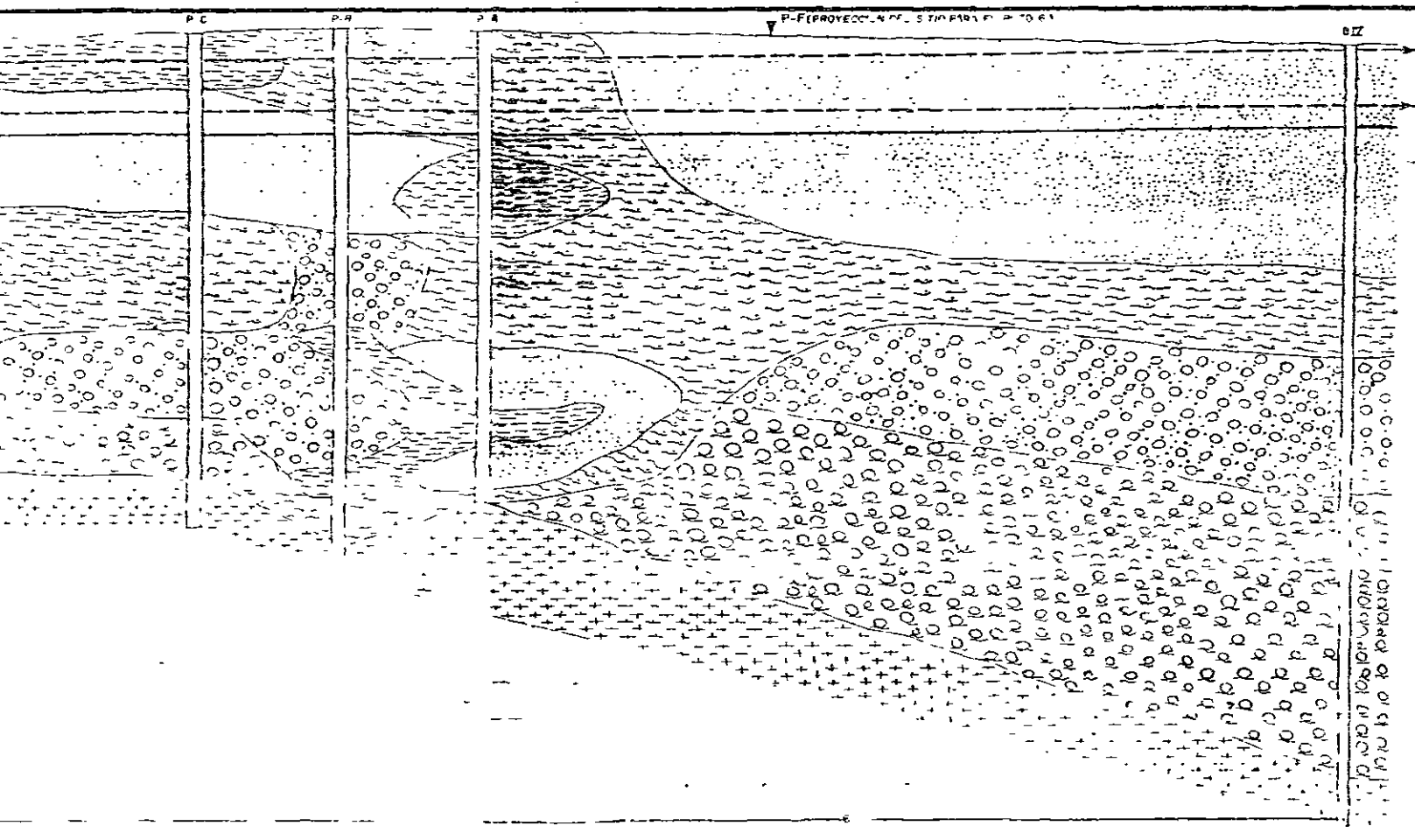
P-4(D)



N.M.M NIVEL MEDIO DEL MAR
---> NIVEL PIEZOMETRICO

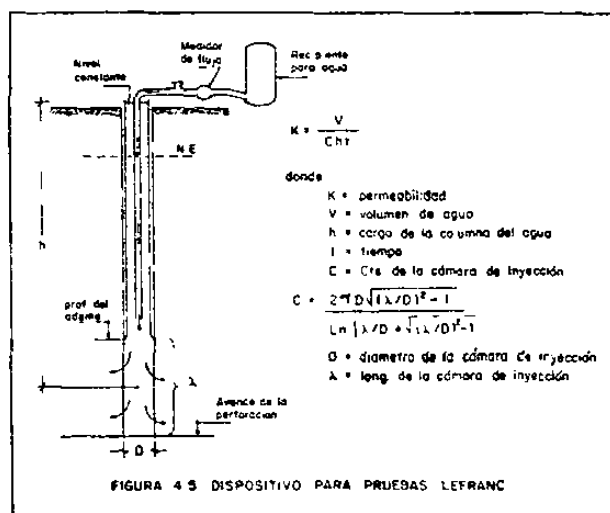
P-PROYECCION DE STAMPAS F. 1061

62



Las pruebas se efectuaron en tramos de 3 m a todo lo largo de cada sondeo excepto los primeros 3 m. Las pruebas fueron descendentes. Se utilizó para el ensaye ademe NW con \emptyset exterior de 5/16".

Para establecer el flujo de agua en el tramo de prueba se utilizó un tanque abierto en su parte superior, al cual se alimentó con un gasto de agua tal que permitiera mantener la carga hidráulica constante durante la prueba. El gasto infiltrado se midió con un "medidor" de agua comercial. La figura 4.5 presenta un croquis del dispositivo utilizado para estas pruebas.



De las pruebas realizadas en los 5 barrenos se obtuvieron valores de permeabilidad en el intervalo de $10E(-5)$ a $10E(-4)$ m/seg. Estos valores proporcionan una idea cualitativa de la permeabilidad (K) de los materiales perforados, ya que representan valores relativos y no se pueden tomar como valores

K del acuífero. De cualquier manera los valores obtenidos están de acuerdo con la clasificación de Bear, et al (1968), para materiales permeables consistentes en arenas y gravas que forman acuíferos "buenos".

4.3 PERFORACION DE POZOS DE EXTRACCION Y EQUIPAMIENTO DE MOTO-BOMBA

La Central Nucleoeléctrica Laguna Verde utiliza al acuífero El Viejón como su única fuente de abastecimiento de agua, desde 1974. Los planes para la operación de la Central con una vida media esperada de 40 años, incluyen a esta misma fuente para seguir abasteciéndose de agua potable para diversos sistemas. Rivera (1983).

La explotación del acuífero se lleva a cabo por medio de 5 pozos equipados con moto-bombas eléctricas de turbina vertical. Los pozos P-A, P-B, P-C, P-D y P-E, que se localizan en el valle de El Viejón como se observa en la figura 3.8; han sido construidos en diferentes épocas.

En un principio, cuando se inició la construcción de la primera unidad (Reactor U-1), se perforaron los pozos A,B y C en los meses de Febrero, Marzo y Abril de 1974, respectivamente. Los croquis de terminación de estos tres primeros pozos se presentan en las figuras 4.6, 4.7 y 4.8. La capacidad

POZO A

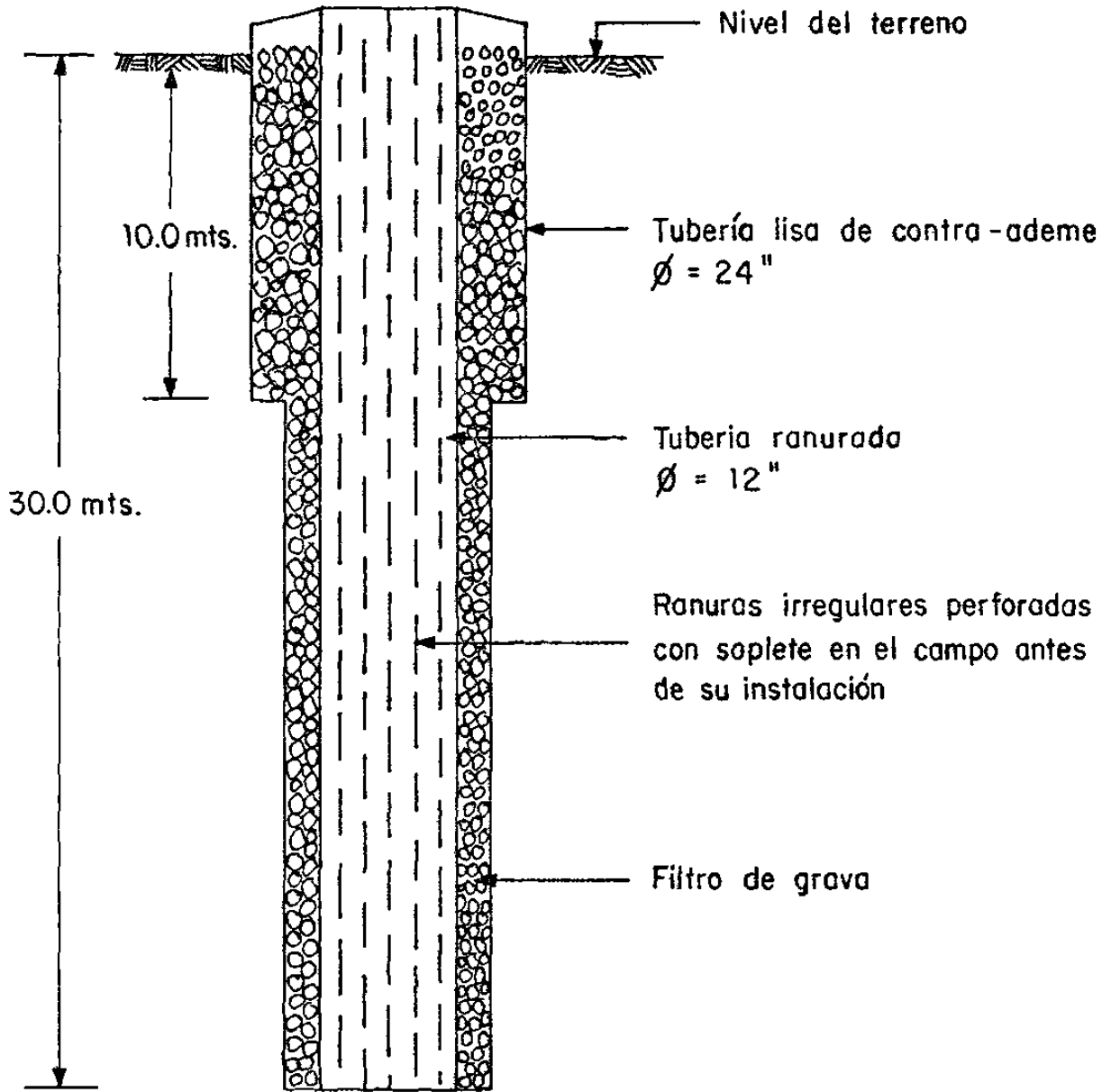


Figura 4.6 Croquis de terminación del pozo A

POZO B

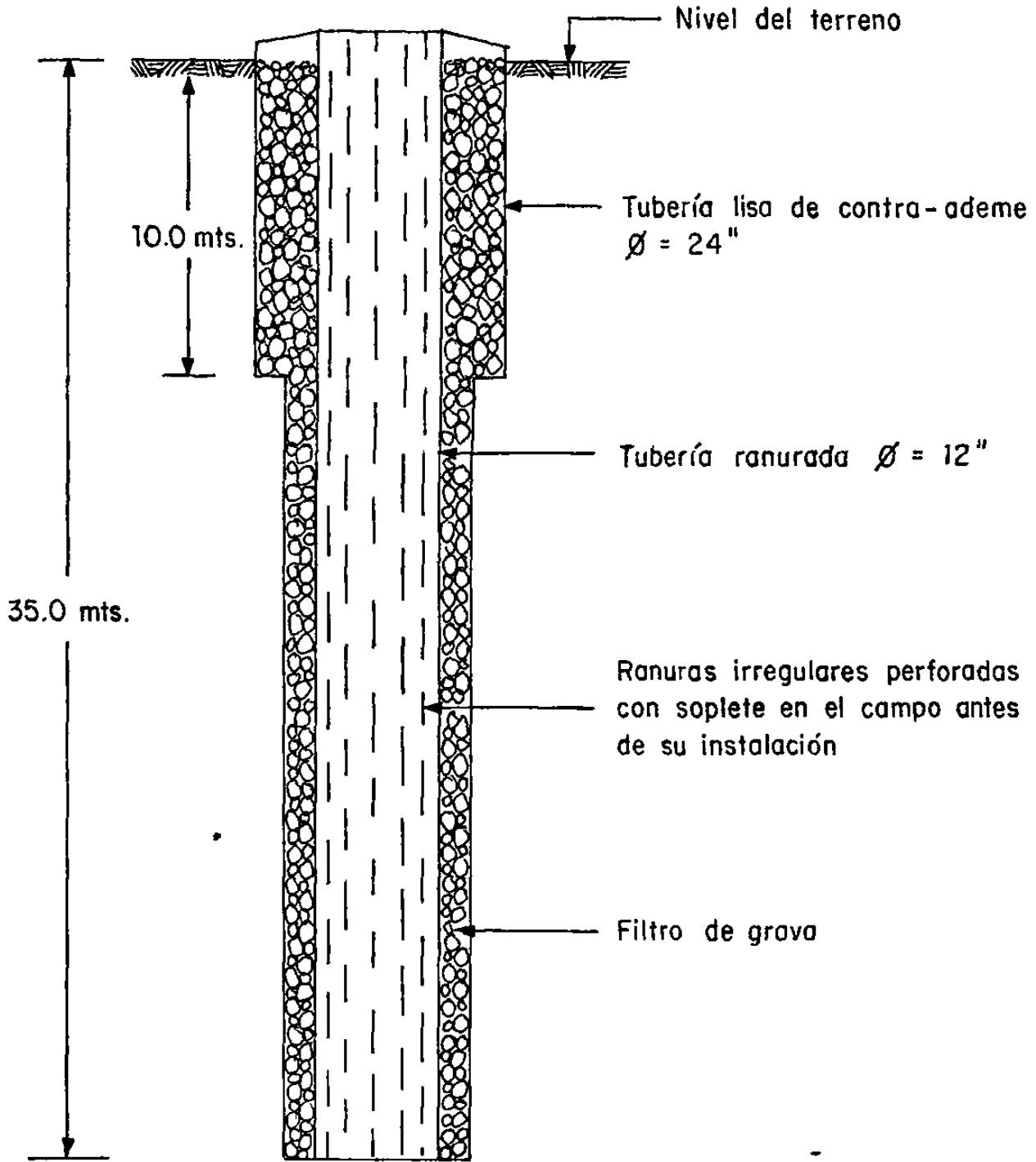


Figura 4.7 Croquis de terminación del pozo B

POZO C

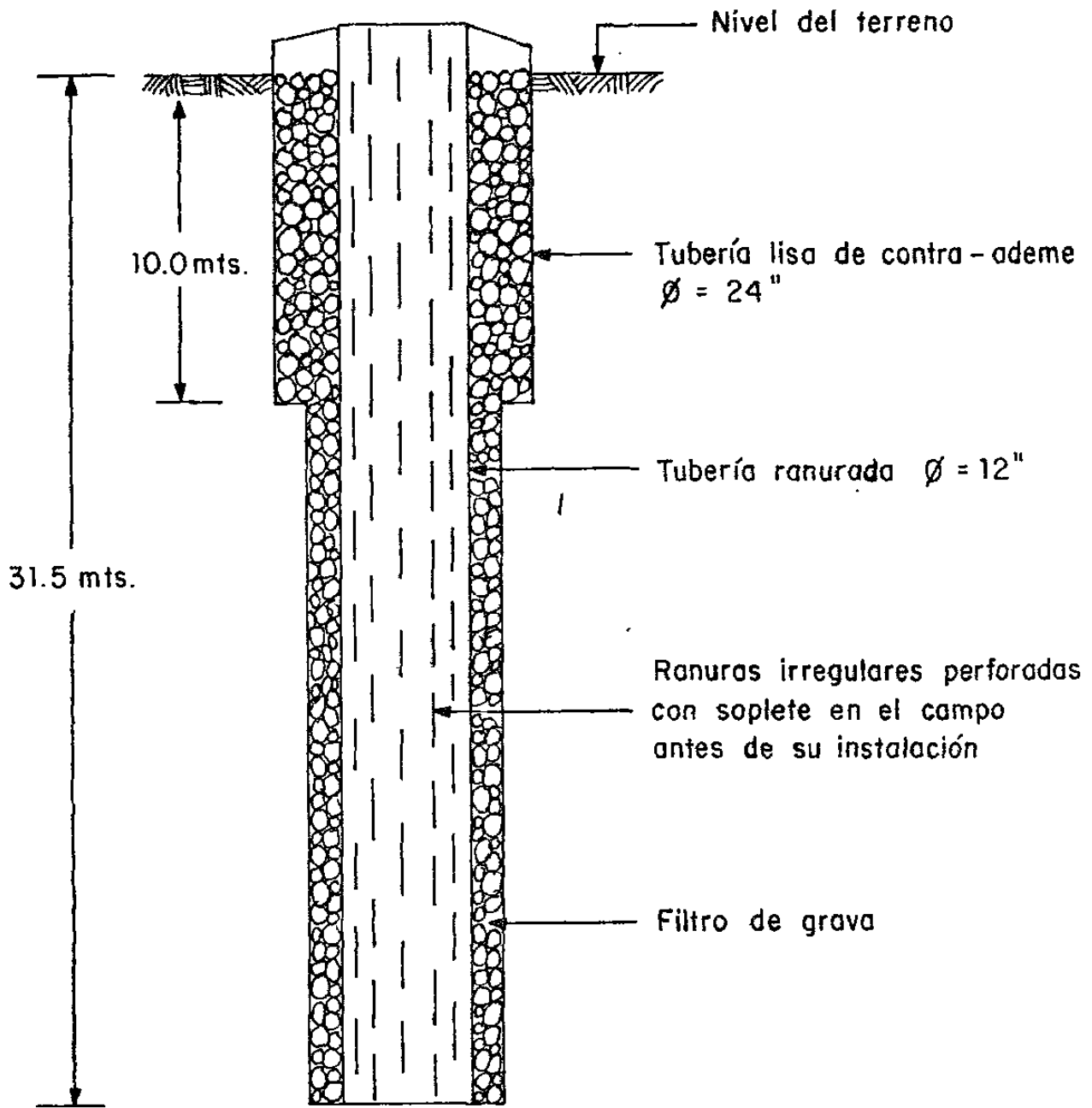


Figura 4.8 Croquis de terminación del pozo C

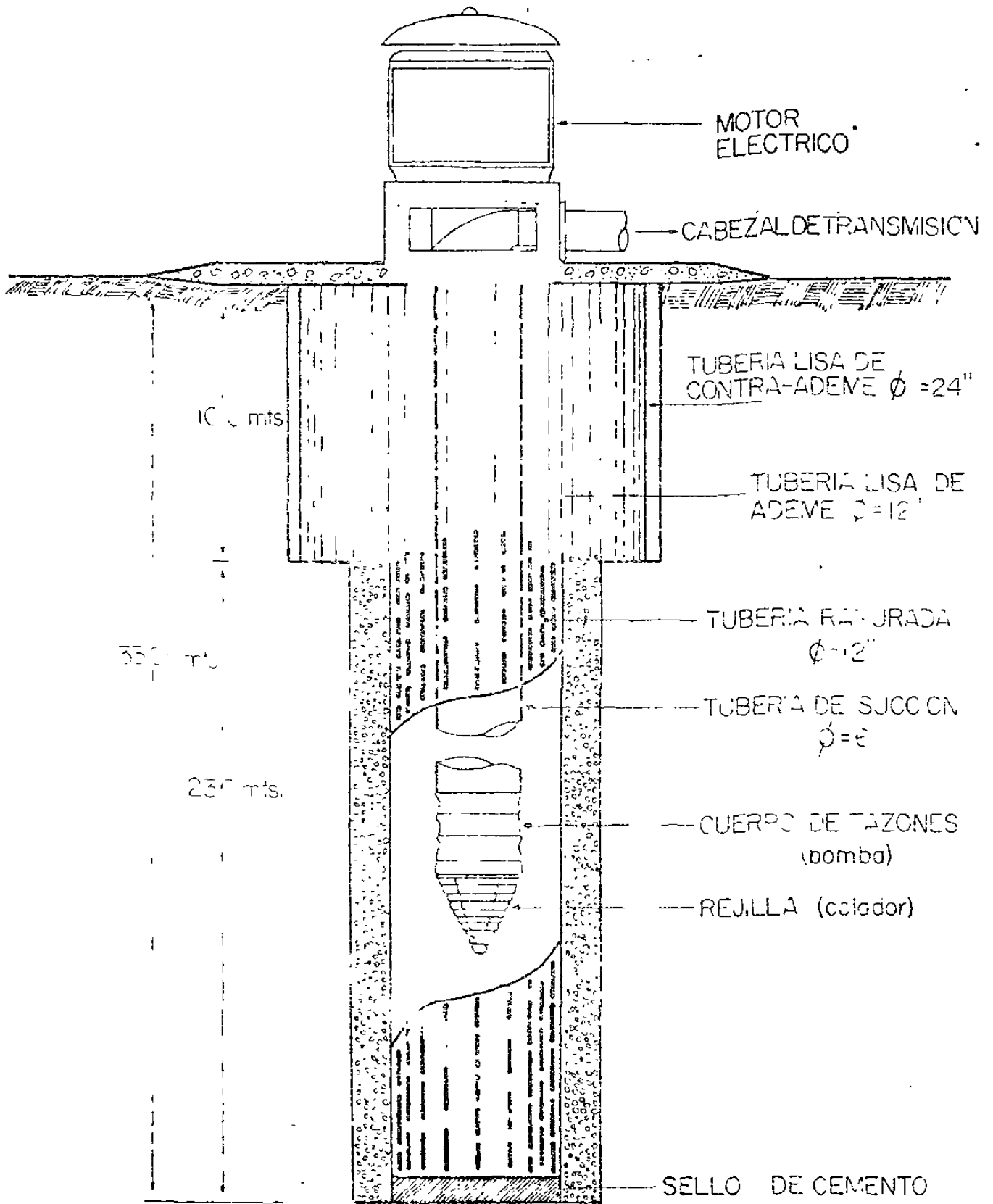
específica original para el el pozo A fué de 4.16 l.p.s./m, y de 2.51 l.p.s./m para el pozo B; se desconoce este dato para el pozo C.

En aquella época (1974), la producción de los pozos A, B y C era superior a la demanda de la construcción de la CNLV, y en realidad se utilizaba solo un pozo, y los otros dos eran de reserva.

A medida que se incrementaron las obras de construcción (Reactor U-2, Edificio T-G, etc), los servicios, y los campamentos para los trabajadores; se incrementó también la demanda de agua. En Julio de 1979 se construyó el cuarto pozo (P-D) con una capacidad específica original de 5.8 l.p.s./m. El croquis de terminación del pozo D se presenta en la figura 4.9.

Finalmente, el quinto pozo (P-E) se construyó en Mayo de 1981 con una capacidad específica de 2.2 l.p.s./m. El croquis de terminación de este pozo se presenta en la figura 4.10.

Las características del equipo de bombeo de los 5 pozos se resumen en la tabla 4.1. El detalle de los materiales atravezados en la perforación de estos 5 pozos, se puede observar en las secciones litológicas de las figuras 4.3 y 4.4. Una mayor información sobre la construcción de estos pozos se puede encontrar en Rivera (1982, 1983 y 1984).



POZO "D"

Figura 4.9

Esc Ver: 1:200

Esc. Hor: 1:10

POZO "E"

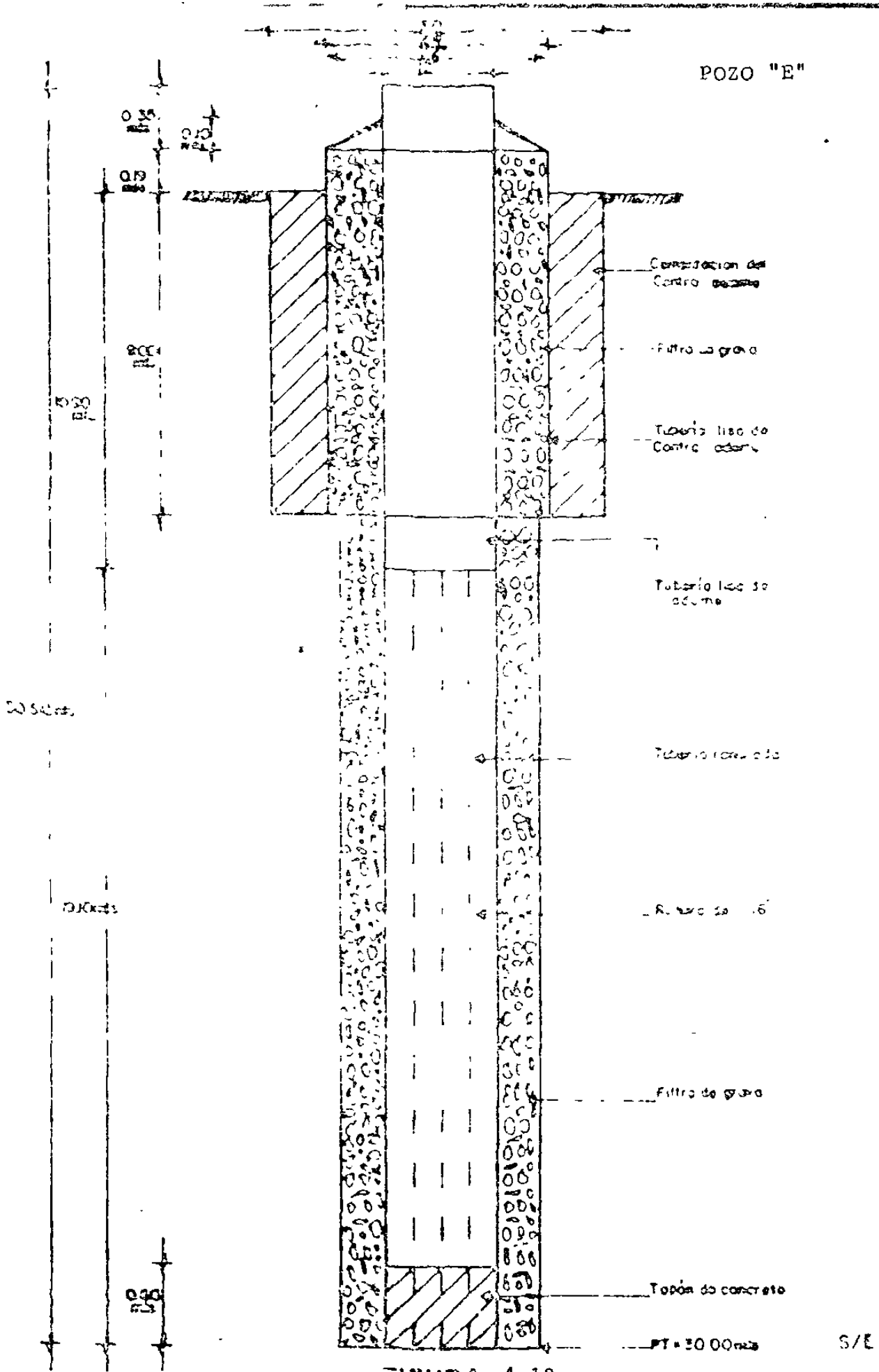


FIGURA 4.10

T A B L A 4.1

C A R A C T E R I S T I C A S
D E L, E Q U I P O D E B O M B E O

Pozo	BOMBA			COLUMNA		CABEZAL		MOTOR				
	Diámetro de tazones (pulgadas)	No. de tazones	Diámetro de flecha (pulgadas)	Diámetro (pulgadas)	Longitud (metros)	Diámetro (pulgada)	Tipo	Marca	R.P.M.	H.P.	Ciclos	Watts
A	5/8 7	8	1/4 1	6	29.18	6	Cubeta	Fairbanks Morse	1800	40	60 50	29800
B	5/8 7	8	1/4 1	5	29.18	5	Cubeta	Fairbanks Morse	1800	25	60	18650
C	5/8 7	8	1/4 1	5	29.18	5	Cubeta	Fairbanks Morse	1800	25	60	22440
D	5/8 7	8	1/4 1	6	27	6	Cubeta	Fairbanks Morse	1800	40	60 50	29800
E	5/8 7	8	1/2 1	6	27	6	Estrella.	Fairbanks Morse	1800	50	60	37300

El sistema completo de abastecimiento de agua potable a la CNLV y campamentos está compuesto por: la fuente (acuifero El Viejón), los 5 pozos, la conducción (aproximadamente 4 km de tuberías) y el almacenamiento por medio de dos tanques con 1.75E(6) lts de capacidad. La distribución final se hace por gravedad por medio de una red de tuberías, desde los tanques de almacenamiento, localizados en las partes topográficamente más altas.

La construcción de los pozos mencionados ha incluido también el equipamiento con fluxómetros instalados permanentemente en el cabezal de descarga, con el propósito de medir sus gastos de extracción. En promedio, cada uno de estos pozos extrae 20 l.p.s.; aunque se debe mencionar que nunca son bombeados simultaneamente, y tampoco, cada uno de los pozos es bombeado las 24 hs del día.

No se ha reportado una estimación precisa de las tasas de bombeo, pero según diversas observaciones de algunos grupos de trabajo de la CNLV, se calcula que las tasas de bombeo están en el intervalo de 40 a 50 l.p.s.

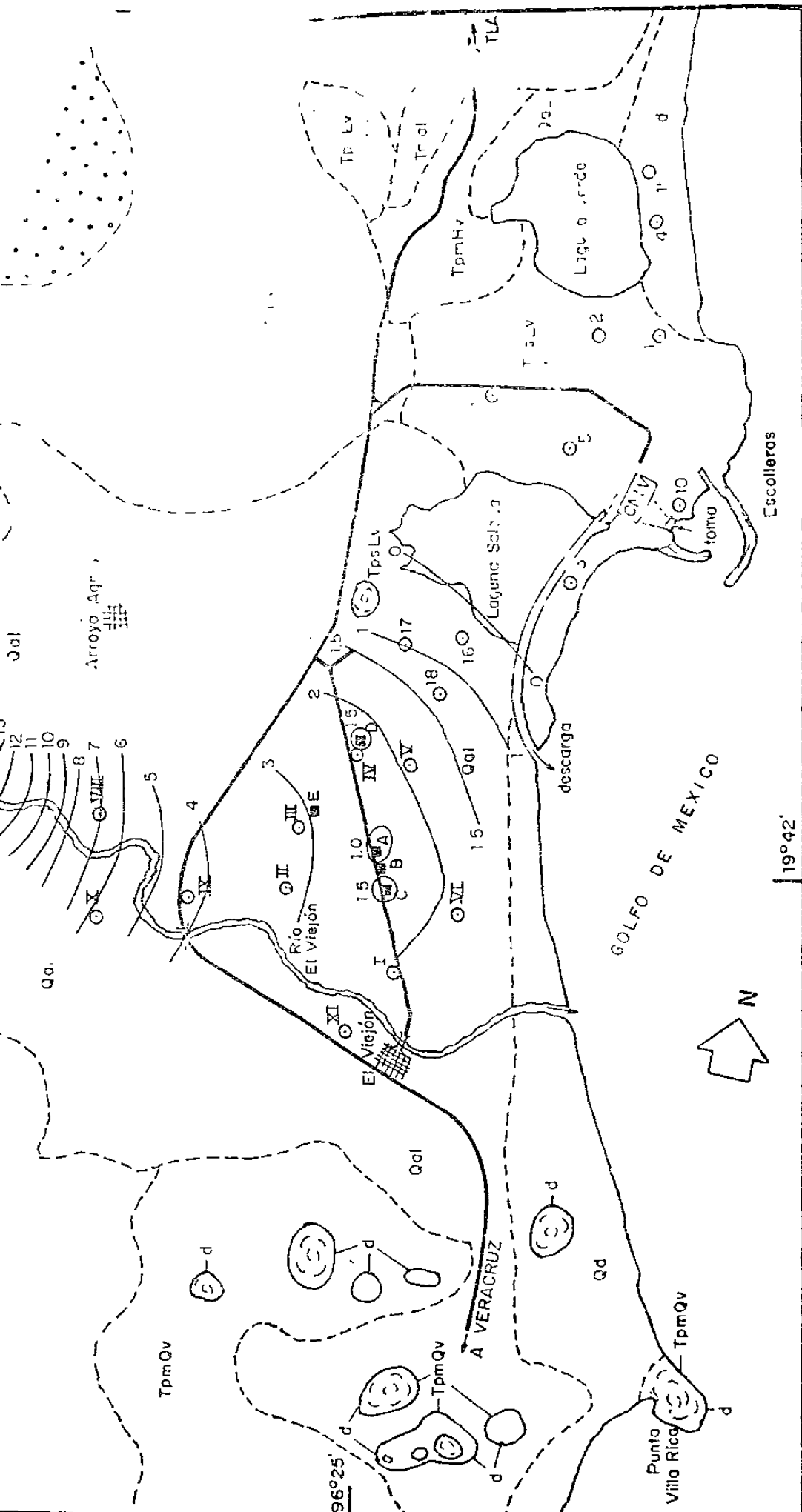
Los pozos A, B, C, D, y E se localizan dentro de un área de 1 km², y a 1100 m de la línea de costa. Los pozos A, B y C están separados 100 m entre sí, y son los más cercanos a la línea de costa (800 m).

Debido a problemas de diseño y construcción, así como a los materiales utilizados en ademe y tuberías ranuradas, los pozos A,B y C han reducido su eficiencia y han sido sujetos de un mantenimiento mayor y de rehabilitación con tratamiento químico. Hasta ahora no se han observado indicios de intrusión salina ya que los pozos no son bombeados, ni simultanea ni constantemente, y solo se han creado pequeñas zonas de abatimiento del nivel estático, principalmente alrededor de los pozos A,B y C. (observese plano de superficies equipotenciales de la figura 4.11).

Esta circunstancia desde luego, podría cambiar en la etapa de operación de la CNLV, cuando será necesario satisfacer continua y constantemente, la demanda de la operación de la CNLV. Asimismo, el gasto de demanda sería mayor de ser aprobada la ampliación de la Central a dos unidades más (U3 y U4).

4.4 PROGRAMA DE MEDICION DE NIVELES PIEZOMETRICOS

El Departamento de Ingeniería Ambiental de la CFE lleva cabo un programa de medición de niveles piezométricos en el acuífero El Viejón; utilizando para ello los 13 piezómetros instalados en el mismo número de barrenos perforados, y en los 5 pozos de explotación.



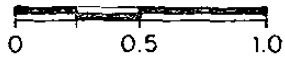
LEYENDA

- ALUVIAL, PLUVIAL, DEPOSITOS ACUIFERO "EL VIEJON"
- BASALTO DE LAGUNA VERMEABLE
- BASALTO, TOBAS E IGNI PERMEABLE
- LAVAS INTERMEDIAS, TOBAS IMPERMEABLE
- BASALTO OLIVINO, LAVAS TOBAS IMPERMEABLE
- CONOS Y DOMOS ESTRATIFICADAS LAVAS SILICAS - IMPERMEABLE

SIMBOLO

- CONTACTO MORFOLOGICO
- CARRETERA
- RIO INTERMITENTE
- PIEZOMETRO
- POZO
- POBLADO
- CENTRAL NUCLEOELECTRICA
- LINEA EQUIPOTENCIAL (m)
- DIRECCION DE FLUJO SUPERFICIAL

ESCALA GRAFICA Kms.



SUPERFICIE EQUIPOTENCIAL
JUNIO DE 1968

FIGURA No.

El programa se inició en Febrero de 1979 con los piezómetros B-16, B-17, B-18, B-I, B-II, B-III, B-IV, B-V y B-VI, inmediatamente después de haber sido perforados los barrenos con estos mismos nombres. Posteriormente con la perforación de un segundo grupo de barrenos, se incluyeron en el programa los piezómetros B-VI, B-VIII, B-IX y B-X; la medición piezométrica para este segundo grupo se inició en Junio de 1981.

La medición de los niveles estáticos en los piezómetros se realiza mediante el uso de una sonda eléctrica ó medidor eléctrico de profundidades, consistente en un electrodo, un cable de dos hilos y un amperímetro que indica cuando se cierra el circuito y que el electrodo ha tocado el agua. Este instrumental es montado en un carrete con indicador, y obtiene su corriente eléctrica con baterías de linterna.

El nivel estático medido se relaciona con un nivel de referencia para ser manejado como una elevación del mismo, utilizando en este caso al nivel medio del mar. El brocal de cada uno de los barrenos ha sido, muy cuidadosamente, relacionado también topográficamente al nivel medio del mar. De esta forma el dato que se maneja es la elevación del nivel estático con respecto al nivel medio del mar. De igual manera la elaboración de planos de superficies equipotenciales son referidos como líneas de igual caída de potencial hidráulico con respecto al n.m.m.

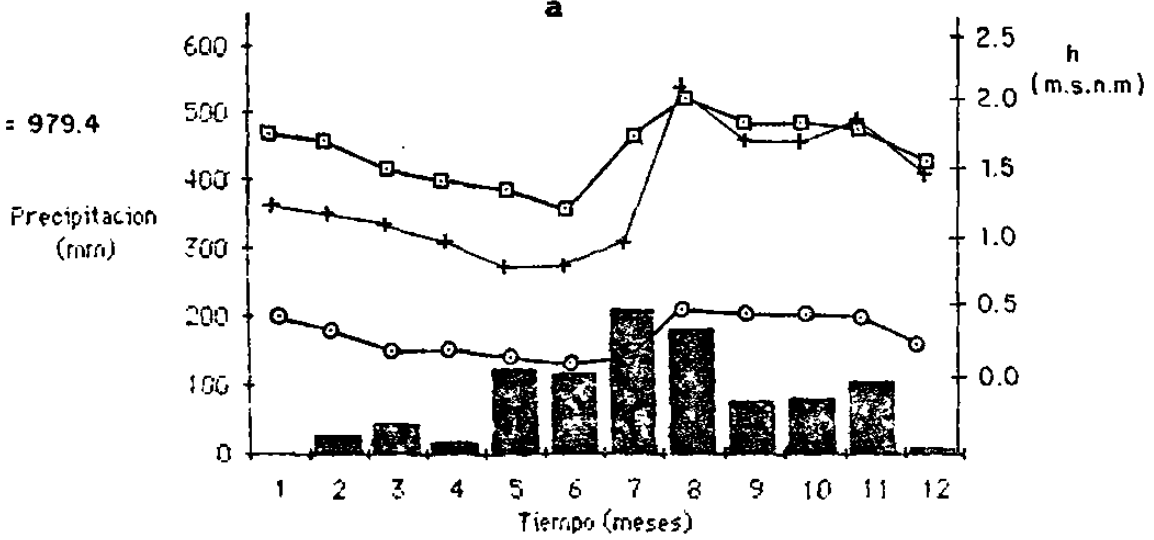
La periodicidad de las mediciones es mensual (cada día 15 del mes) durante los meses de Diciembre a Mayo; y quincenal (día 15 y día último del mes) de Junio a Noviembre, que es la temporada de mayor precipitación pluvial.

Hasta ahora la información de esas mediciones piezométricas ha sido reportada unicamente en el F.S.A.R. (1979) e INFORME AMBIENTAL (1980) de la CNLV, en donde se presentó el periodo de mediciones de Febrero de 1979 a Enero de 1980.

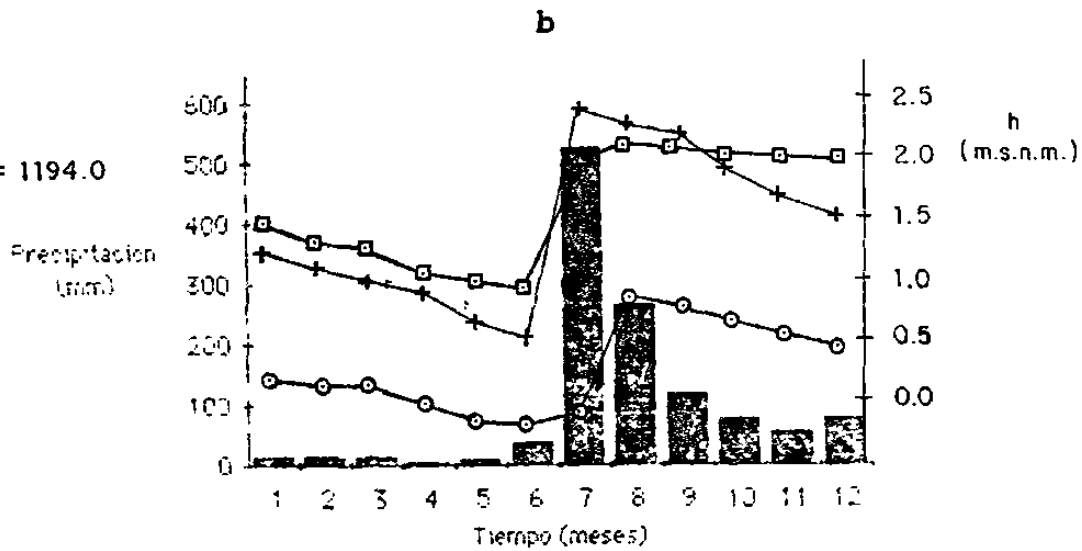
De los 6 años medidos, se ha observado que la evolución de los niveles estáticos está directamente afectada por la precipitación dado el carácter de condiciones fréaticas de la formación (acuifero libre); y la dependencia de su recarga ya sea por infiltración directa de la lluvia sobre la superficie del terreno, ó por infiltración inducida por el río. Esto se puede observar claramente en los hidrógrafos sobrepuestos a hietogramas, en las figuras 4.12 a 4.15.

Otro aspecto relevante deducido de la observación de los niveles estáticos es el relacionado con cuatro diferentes zonas del acuifero en la parte baja del valle. Una primera zona es aquella donde se localizan los barrenos B-16, B-17 y B-18 (ver figura 3.8) en donde el comportamiento de sus niveles estáticos es practicamente el mismo para los tres barrenos. Dada la cercanía de éstos con el acuíclúdo de la Laguna Salada y por su localización topográficamente más baja, el nivel estático de los barrenos 16 y 17 llega a bajar hasta 0.0 (n.m.m), estando en

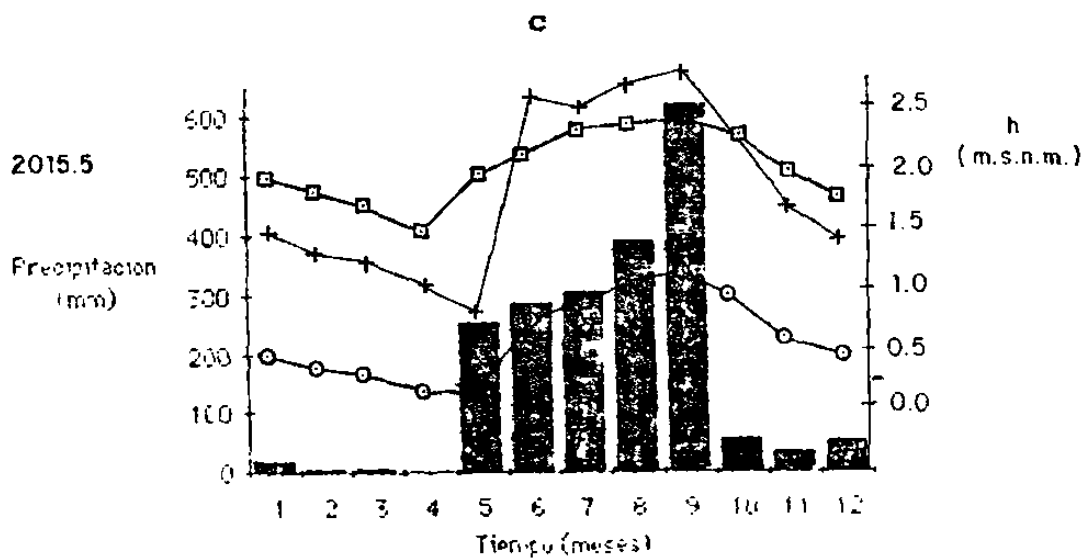
TOTAL
ANUAL = 979.4
1982



TOTAL
ANUAL = 1194.0
1983



TOTAL
ANUAL = 2015.5
1984



○ B-16

+ B-17

□ B-18

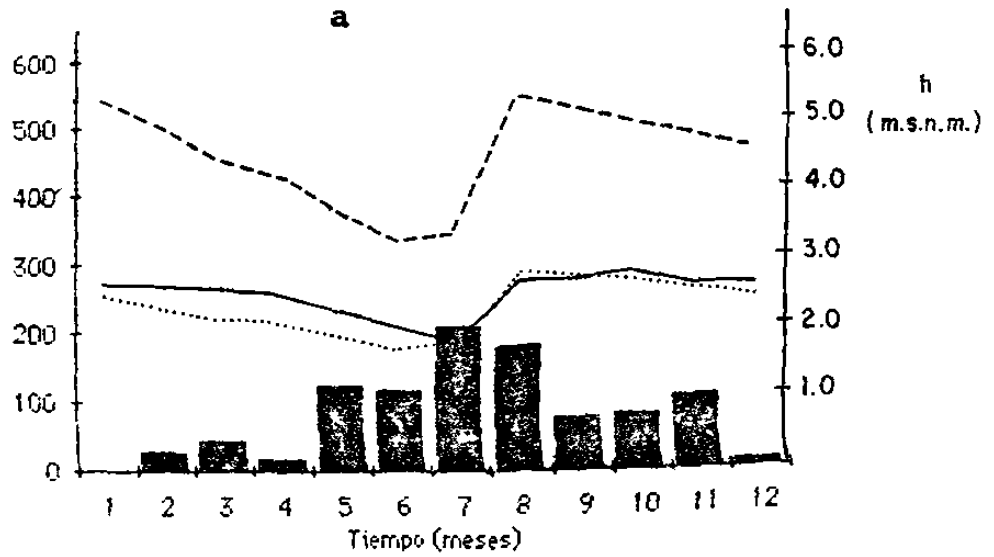
h Elevación del Nivel Estático

(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar.

FIGURA 4.12

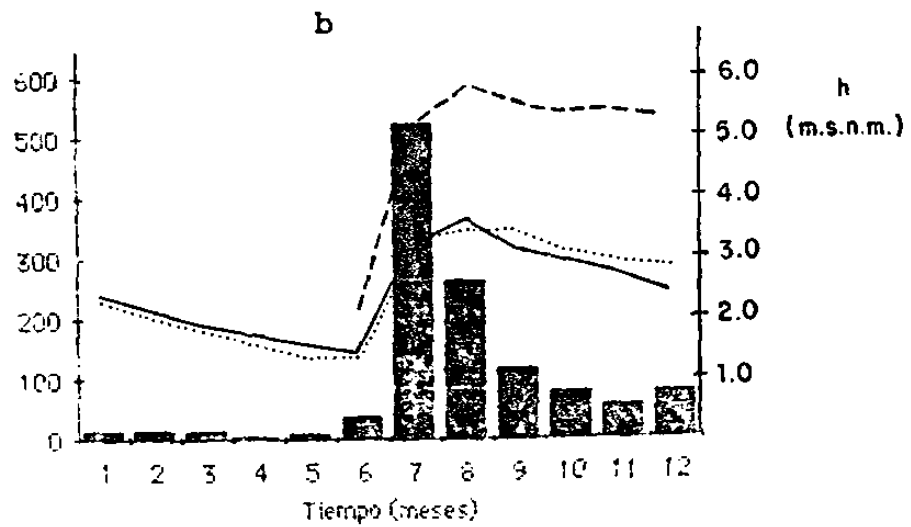
Total
Anual = 979.4
1982

Precipitación
(mm)



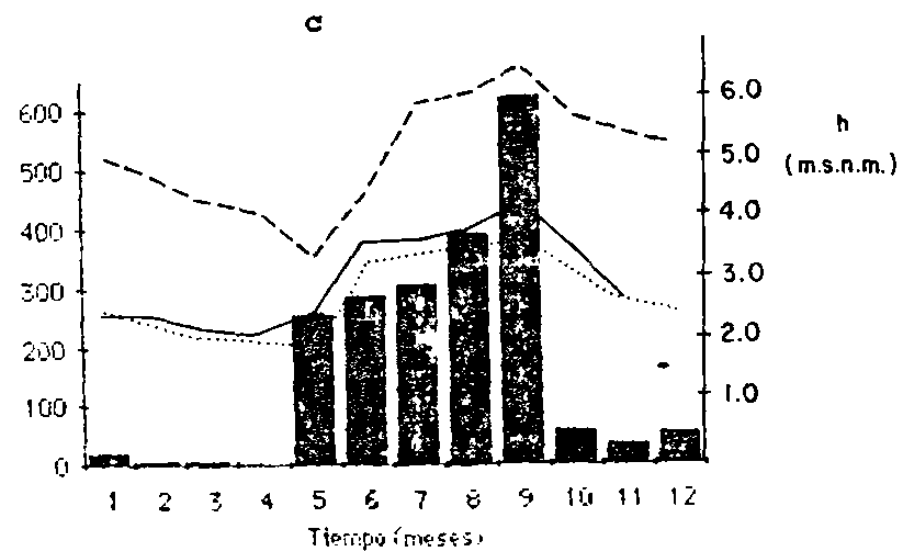
Total
Anual = 1194.0
1983

Precipitación
(mm)



Total
Anual = 2015.5
1984

Precipitación
(mm)



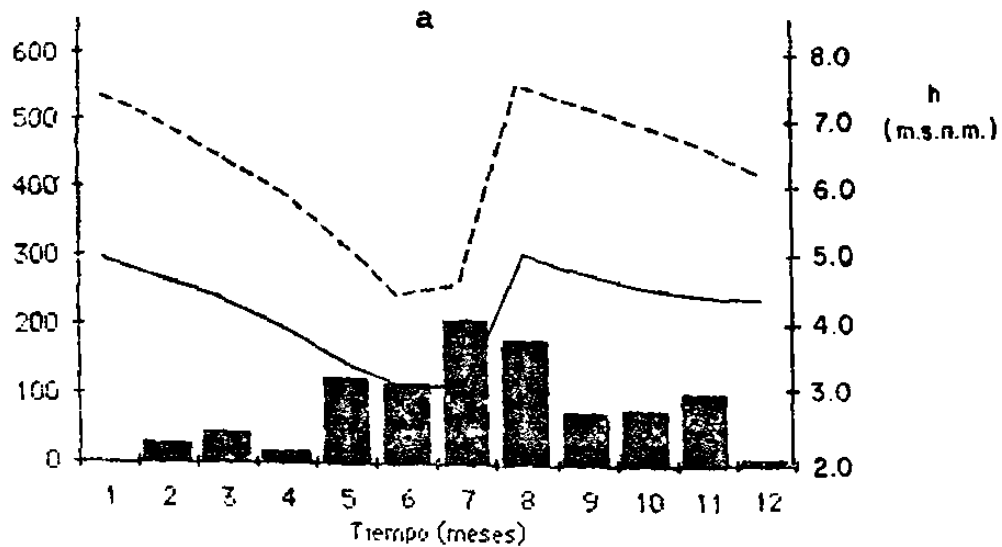
— B - I
- - - B - II
..... B - V

h Elevación del nivel Estático
(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar.

FIGURA 4.13

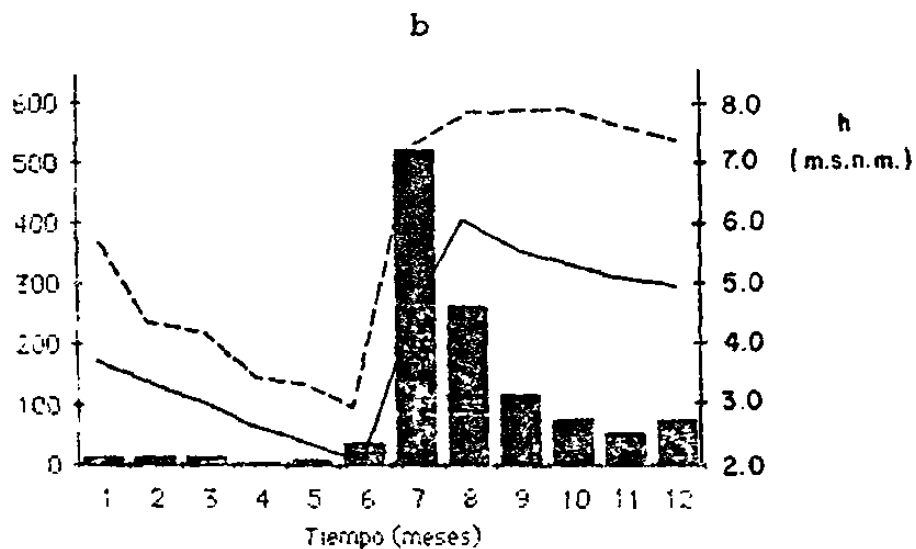
Total
Anual = 979.4
1982

Precipitacion
(mm)



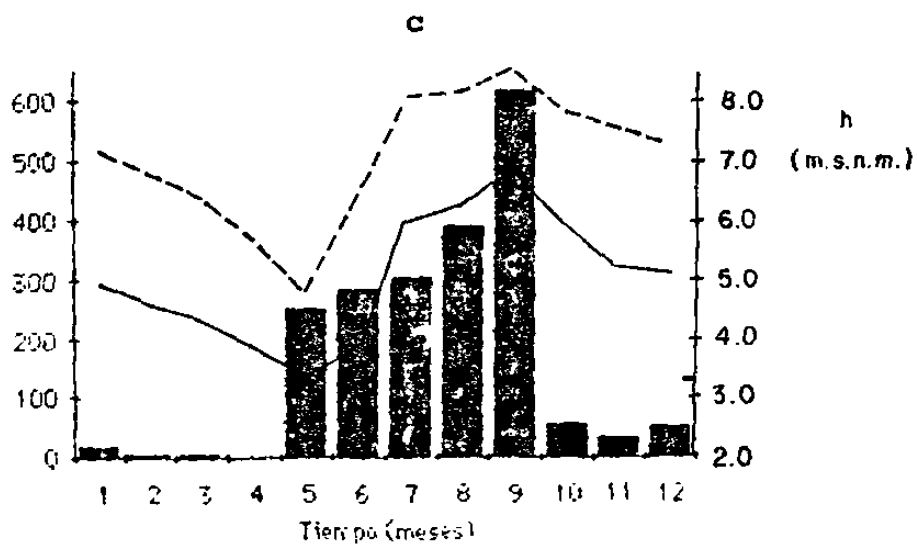
Total
Anual = 1194.0
1983

Precipitacion
(mm)



Total
Anual = 2015.5
1984

Precipitacion
(mm)



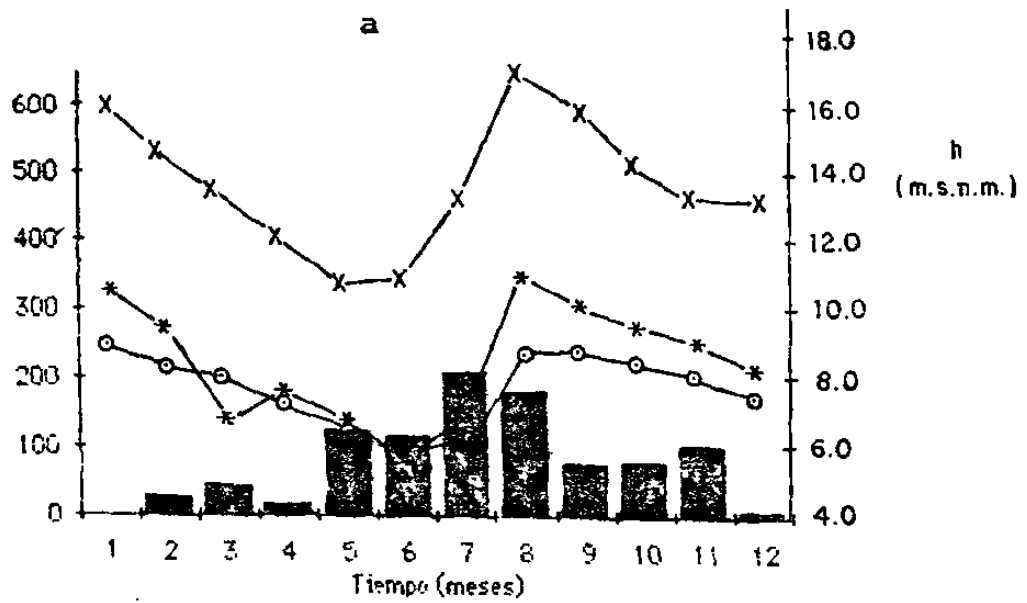
— B - III
- - - B - IX

h Elevación del nivel Estático
(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar.

FIGURA 4.14

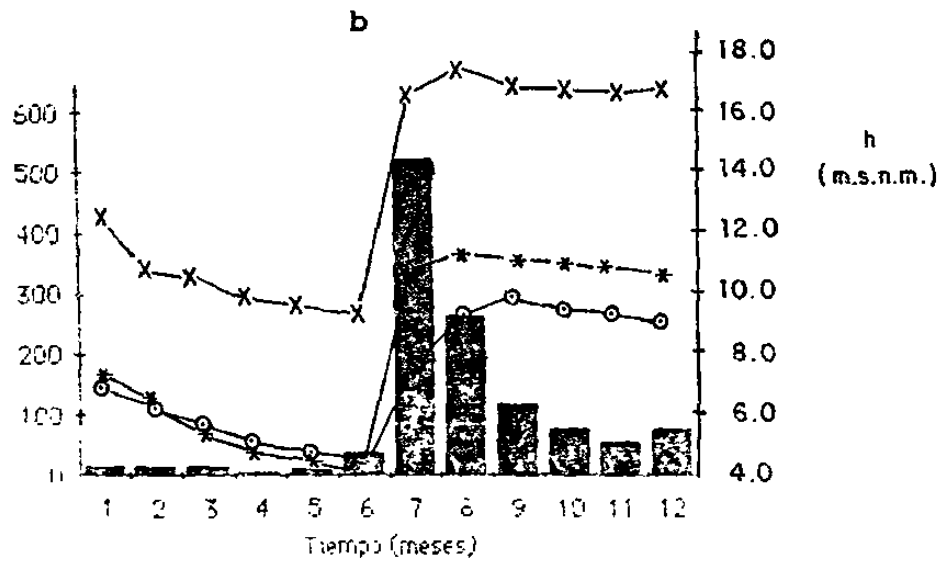
Total
Anual = 979.4
1982

Precipitacion
(mm)



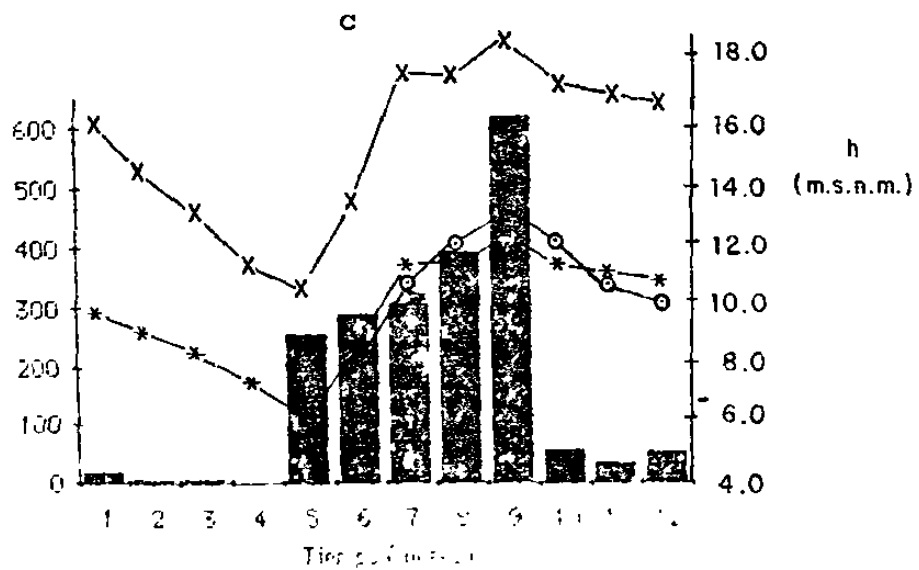
Total
Anual = 1194.0
1983

Precipitacion
(mm)



Total
Anual = 2015.5
1984

Precipitacion
(mm)



- X B - VII
- * B - VIII
- o B - IX

h Elevación del nivel Estático
(m.s.n.m.) Metros sobre el nivel del mar.

FIGURA 4 .15

ocasiones inclusive por abajo del nivel medio del mar (observese figura 4.12 b).

Otra zona donde la elevación y fluctuación de los niveles estáticos es muy similar entre sí, es aquella donde se localizan los barrenos B-I, B-II, B-IV, B-V y B-VII. La figura 4.13 agrupa a tres de estos barrenos mostrando su fluctuación en los tres últimos años, 1982, 1983 y 1984. Cabe mencionar que de los 14 años de información pluviográfica con que se cuenta, 1982 y 1984 han sido los años de menor y mayor precipitación registrada, respectivamente.

Los barrenos B-III y B-IX representan a una tercera zona del acuífero con características muy similares entre sí en la fluctuación de sus niveles estáticos (ver figura 4.14).

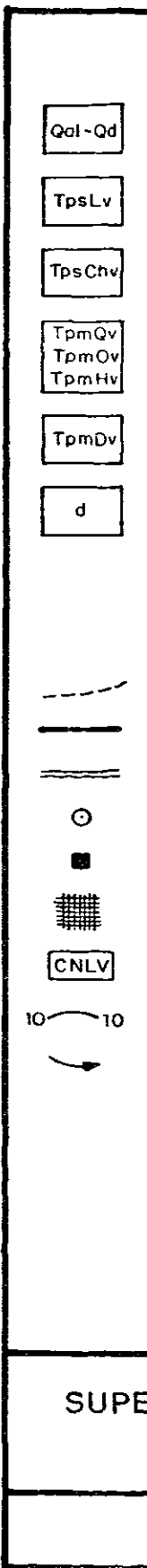
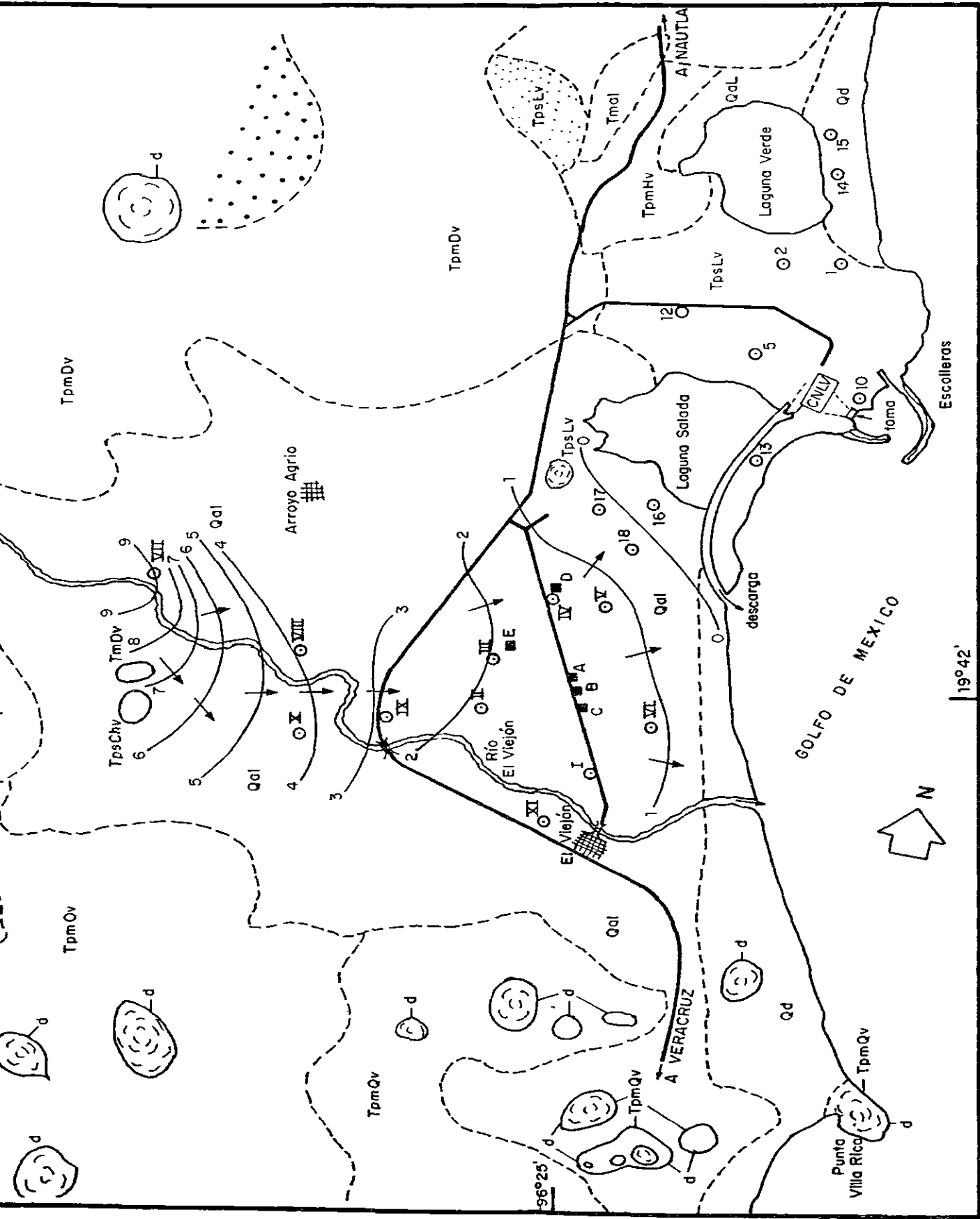
Finalmente, la parte topográficamente más alta del valle representa la cuarta zona del acuífero con comportamiento similar de sus niveles estáticos. La figura 4.15 muestra los hidrógrafos de los barrenos B-VII, B-VIII y B-X. En esta cuarta zona y a diferencia muy marcada de la primera, la fluctuación de los niveles estáticos llega a tener una diferencia de hasta 8.0 m en un solo mes (figura 4.14 b). En la primera zona la diferencia máxima en la fluctuación de los niveles es menor de 2.0 m (figura 4.12 b).

La medición de los niveles estáticos en los propios pozos de bombeo (A,B,C,D y E) es muy irregular ya que generalmente cuando se realiza la campaña de medición, algunos de los pozos se encuentran bombeando. De cualquier forma se ha observado que donde se presenta el mayor decaimiento del nivel estático es en la zona de los pozos A,B y C dada la cercanía entre si, y otros factores (ver plano equipotencial del 15 de Junio de 1981 en la figura 4.11).

La fluctuación de los niveles estáticos en los pozos de bombeo, en general, sigue el mismo patrón que los piezómetros, es decir están directamente influenciados por la precipitación; los niveles se elevan en periodos de lluvias y decaen en secas.

La figura 4.16 muestra las elevaciones del nivel estático como superficies equipotenciales para Junio de 1983 que representa la peor época de descarga natural del acuífero en los últimos 6 años de mediciones piezométricas registradas. En ella se observa una caída del potencial hidráulico en forma de gradiente, del orden de $9E(-4)$ en la zona de los pozos.

Esta última figura la podemos comparar con la figura 3.8 en donde se muestra el plano de superficies equipotenciales de Julio de 1981 representando la época de máxima recarga en el año. En esta figura el gradiente hidráulico en la zona de los pozos, es del orden de $5E(-3)$.



Se observa que en el área de los pozos, la diferencia del potencial hidráulico llega a ser hasta de 4.5 m entre las dos condiciones extremas, esto representa un abatimiento natural del nivel estático en el acuífero.

5.0 MODELO NUMERICO DE PREDICCIÓN

Existen suficientes datos del acuífero El Viejón como para alimentar a un modelo numérico, y que éste sea usado como predictor del comportamiento hidráulico del acuífero.

Después de analizar exhaustivamente la información recabada sobre el acuífero (presentada en los capítulos 3, 4 y 8), el autor considera que es necesario seleccionar, implementar y aplicar en esta etapa del estudio, un modelo numérico al acuífero para simular su respuesta a varias condiciones hidrogeológicas.

En los 10 años que se ha explotado el acuífero (1974-1984) no se ha observado la formación de conos de abatimiento permanentes en él, debidos al bombeo. Esto se debe a que el bombeo es irregular, es decir no es constante ni continuo, y a

que el sistema natural de recarga y descarga está en equilibrio. Más aún, la capacidad de infiltración del acuífero es rebasada durante algunos meses del año por la cantidad de precipitación pluvial que cae anualmente sobre la zona.

Durante parte de la temporada de lluvias se tiene un excedente en el almacenamiento del acuífero, evidenciado por el artesianismo que surge en las partes bajas del valle.

La etapa de operación de la Central Nucleoeléctrica bombeará en forma constante y continua al acuífero para satisfacer su demanda. Este hecho, requiere del conocimiento anticipado de la respuesta del acuífero para diferentes arreglos en las tasas de extracción, pues esto podría traer como consecuencia la creación permanente, de conos de abatimiento; y dada la cercanía de la costa, de una posible intrusión salina.

Por otro lado, los planes de la CFE, de ampliar la Central a dos unidades más para una capacidad adicional de 2000 Mwe; incrementaría asimismo el gasto de demanda de agua dulce tanto para la construcción de estas dos nuevas unidades como para su operación. El acuífero El Viejón, por lo tanto, adquiere una importancia relevante dado que es la única fuente de abastecimiento de agua dulce en la zona.

Las pruebas de bombeo efectuadas hasta ahora (capítulo 8) han proporcionado algunos parámetros hidráulicos del acuífero (v.gr. coeficiente de Transmisibilidad) con la ayuda de algunos

métodos analíticos tradicionales; pero no han sido suficientes para estimar las relaciones causa-efecto debido principalmente a su corta duración. Las pruebas de bombeo resultan costosas, no pueden ser realizadas por más de 24 horas en varios pozos a la vez pues detendrían el abastecimiento a la CNLV, además de que los únicos pozos que existen en el área son los de la CNLV.

Debido a que el comportamiento de flujo hacia los pozos, dentro de un acuífero, es no-lineal (condiciones transitorias); no es posible extrapolar los resultados obtenidos por métodos analíticos, ni en el tiempo ni en el espacio, hasta ahora. Además, las técnicas analíticas no han resultado adecuadas para proporcionar un resultado objetivo sobre los efectos de frontera.

Aún y cuando los datos de entrada a un programa de cómputo y los resultados en la salida son cuantitativos, la aplicación apropiada de un modelo numérico podría resultar en un procedimiento parcialmente subjetivo. Sin embargo, el autor considera que el uso de un modelo numérico como herramienta de análisis, aunado a otros métodos analíticos y a observaciones (muy importante) estadísticas de los datos de campo, puede resultar en una documentación cuantitativa muy valiosa en la toma de decisiones para la planificación del recurso (acuífero).

5.1 OBJETIVOS

En esta sección presento los objetivos concretos que a mi juicio deberá satisfacer el uso del modelo numérico seleccionado.

5.1.1 Comparar soluciones analíticas con soluciones numéricas

Con los valores obtenidos en pruebas de bombeo (capítulo 8), de los coeficientes de Transmisibilidad y Almacenamiento; simular abatimientos en tiempo y distancia con el modelo numérico, para ciertos gastos de bombeo, utilizando para ello condiciones infinitas-acuífero sin fronteras.

Con los mismos coeficientes T y S y para los mismos gastos, calcular abatimientos en tiempo y distancia con los métodos analíticos aplicables al caso.

Comparar los resultados obtenidos con ambos casos, variando, si es necesario, los coeficientes T y S en el modelo numérico hasta obtener comparaciones satisfactorias. De esta forma se estaría calibrando el modelo numérico, y con los coeficientes así ajustados se podrá utilizar el modelo para otras simulaciones.

5.1.2 Simular la recarga del acuífero a través del río

De la información existente sobre el escurrimiento del río El Viejón, seleccionar un intervalo de tiempo (v.gr. un mes) en donde se conozca además del gasto de escurrimiento superficial, la altura de precipitación pluvial y desde luego el incremento -en el intervalo seleccionado- de la carga piezométrica en el acuífero.

Alimentar al modelo con datos de entrada de factores de recarga inducida y de condiciones iniciales en la carga piezométrica, conocidas al inicio del intervalo seleccionado.

Realizar las corridas para simular la recarga, y con los resultados obtenidos de la simulación, comparar a estos con las cargas piezométricas reales observadas (medidas) al final del intervalo de tiempo seleccionado.

De esta manera, la comparación de la recarga real medida con la simulada servirá para validar el modelo y así se podrá predecir las tasas de recarga por el río al futuro. Y desde luego, las consecuencias, en caso de detener el flujo superficial del río El Viejón, por la construcción de una presa, aguas arriba.

5.1.3 Predecir el decaimiento de la carga hidráulica para varios gastos de extracción

Determinar con el modelo digital las superficies piezométricas que se generarían con diferentes arreglos de tasas de extracción por bombeo de pozos y para diversas condiciones iniciales y de frontera.

Esto tiene como propósito observar, mediante la simulación numérica, cuales serían las tasas de bombeo óptimas. El hecho de contar con varios pozos (5, y probablemente 6 en el futuro) permitiría a la CFE planear racionalmente la extracción para evitar el decaimiento permanente del potencial hidráulico que puede traer como consecuencia la intrusión salina, entre otras.

La simulación numérica en esta etapa será una predicción pura, ya que como se mencionó antes, hasta ahora no existe un decaimiento permanente de la carga hidráulica en el acuífero debida al bombeo.

6.0 DESCRIPCION DE MODELOS DE AGUA SUBTERRANEA

La simulación de un sistema de agua subterránea se refiere a la construcción y operación de un modelo cuyo comportamiento presume la apariencia del comportamiento real del acuífero. El modelo puede ser físico (v.gr. un paquete de arenas en el laboratorio), por analogía eléctrica, o matemático. Un modelo matemático es simplemente una serie de ecuaciones las cuales, sujetas a ciertas hipótesis, describen los procesos físicos activos en el acuífero. Mientras que el modelo por sí solo carece de la realidad detallada del sistema de agua subterránea, el comportamiento de un modelo válido lo aproxima al del acuífero.

Los modelos matemáticos pueden ser determinísticos, estadísticos, o alguna combinación de los dos. En este capítulo de descripción de modelos se referirá a los modelos determinísticos, o sea, aquellos que definen las relaciones causa-efecto basadas en un entendimiento del sistema físico.

El proceso para desarrollar un modelo matemático determinístico de cualquier sistema físico puede ser generalizado como se muestra en la figura 6.1. Mercer y Faust (1981). El primer paso es entender el comportamiento físico del sistema. Se determinan las relaciones causa-efecto y se formula un modelo conceptual de como opera el sistema. Para flujo de agua subterránea, estas relaciones son generalmente bien conocidas, y se expresan utilizando conceptos como gradiente hidráulico para indicar la dirección de flujo. Para el movimiento de desechos contaminantes, estas relaciones, especialmente aquellas que involucran el comportamiento físico-químico, son entendidas solo parcialmente.

El siguiente paso es traducir la física en términos matemáticos, o sea, establecer hipótesis simplificativas apropiadas y desarrollar las ecuaciones que gobiernan. Esto constituye el modelo matemático. El modelo matemático para flujo de agua subterránea consiste de una ecuación diferencial parcial junto con fronteras apropiadas y condiciones iniciales que expresa la conservación de masa y que describe variables continuas (v.gr. carga hidráulica) sobre la región de interés.

Adicionalmente, encierra también varias leyes fenomenológicas que describen los procesos de rangos activos en el acuífero. Un ejemplo de ello es la ley de Darcy para flujo de fluidos en medios porosos; esta se usa generalmente para expresar conservación de momento. Finalmente, se pueden invocar varias hipótesis tales como aquellas de flujo uni- ó bi-dimensional y condiciones freáticas o artesianas.

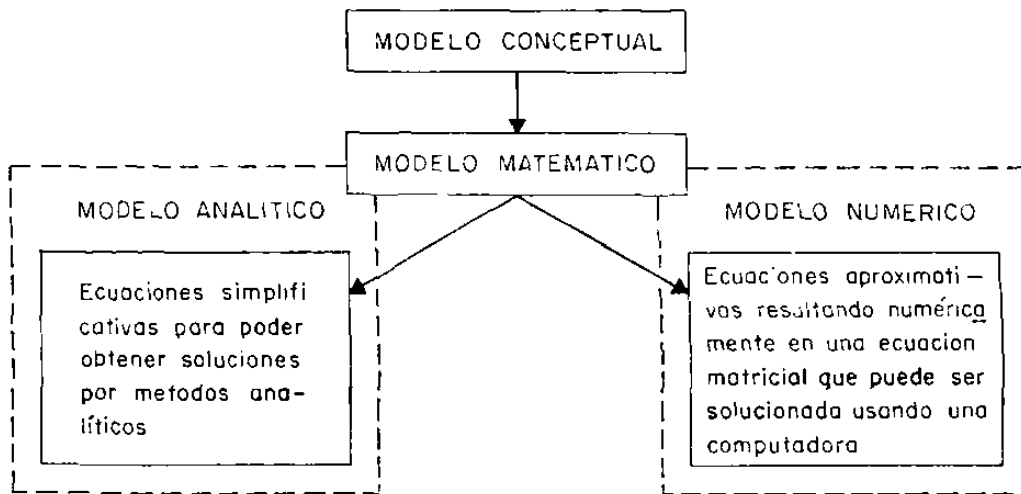


Figura 6.1 Diagrama lógico para desarrollar un modelo matemático

Para transporte de soluto (v.gr. desechos contaminantes) y de calor, se requieren ecuaciones diferenciales parciales adicionales con condiciones iniciales y de frontera apropiadas para expresar conservación de masa para los agentes químicos considerados, y conservación de energía, respectivamente. Como ejemplos para las relaciones fenomenológicas correspondientes se

pueden citar la ley de Fick para difusión química y la ley de Fourier para conducción de calor.

Una vez que el modelo matemático ha sido formulado, el siguiente paso es obtener una solución usando una o dos aproximaciones generales. La ecuación de flujo de agua subterránea puede ser simplificada posteriormente, por ejemplo, arguyendo flujo radial y acuífero infinito extenso, para formar una subserie de la ecuación general que sea compatible a la solución analítica. Las ecuaciones y soluciones de esta subserie son referidas como modelos analíticos. La curva familiar tipo de THEIS representa la solución de uno de tales modelos analíticos.

Alternativamente, para problemas donde los modelos analíticos simplificados no describen suficientemente la física de la situación, las ecuaciones diferenciales parciales pueden ser aproximadas numericamente, por ejemplo, con técnicas de diferencias finitas o con el método del elemento finito. Al hacer esto, uno reemplaza las variables continuas con variables discretas que están definidas en los bloques (o nodos) de una malla. De esa manera, la ecuación diferencial continua, que define la carga hidráulica en cualquier parte del acuífero, es reemplazada por un número finito de ecuaciones algebraicas que define la carga hidráulica en puntos específicos. Este sistema de ecuaciones algebraicas generalmente se resuelve utilizando técnicas matriciales. Esta aproximación constituye un modelo

numérico, y generalmente, se escribe un programa de cómputo para resolver las ecuaciones en una computadora digital.

Probablemente la aplicación más frecuente de modelos de agua subterránea es aquella de la comparación con datos históricos (conocidos) y predicción del comportamiento de un acuífero específico. De los diferentes tipos de modelos discutidos, el modelo numérico ofrece la herramienta más general para simular el comportamiento de un acuífero. Los modelos físicos ofrecen usualmente la observación más intuitiva dentro del comportamiento del acuífero, pero están limitados en aplicación (una vez construidos), y tienen la dificultad de escalar los resultados a nivel de campo. Los modelos analógicos eléctricos pueden ser aplicados a problemas de campo, pero usualmente son muy específicos de un sitio y costosos en construcción. Los modelos matemáticos determinísticos (tanto analíticos como numéricos) retienen una buena medida de lo físico real permitiendo al mismo tiempo el análisis de un gran número de problemas con el mismo modelo. Los modelos analíticos, tales como el análisis de curvas tipo, son relativamente fáciles de usar. Los modelos numéricos aunque más difíciles de aplicar, no están limitados por muchas de las hipótesis necesarias para los métodos analíticos. Finalmente, los métodos puramente estadísticos son útiles en la clasificación de datos y en la descripción de sistemas pobremente entendidos, pero generalmente carecen de la concepción física real del sistema.

Cada tipo de modelo tiene tanto ventajas como desventajas. Consecuentemente no se deberá considerar una sola aproximación como superior a otras para todas las aplicaciones. La selección de una aproximación particular deberá estar basada sobre el problema considerado del acuífero específico. Cualquier aproximación que se haga, el paso final en la modelación de flujo de un sistema de agua subterránea es el de traducir los resultados (matemáticos) a su significado físico. Adicionalmente, estos resultados deben ser interpretados en términos, tanto de su comparación con la realidad como con su efectividad en contestar las preguntas hidrológicas que motivaron el estudio con el modelo.

6.1 TIPOS DE MODELOS

La figura 6.2 lista cuatro tipos generales de modelos de agua subterránea. El problema del abastecimiento de agua se describe normalmente por una ecuación, que en su forma más usual, se presenta en términos de carga hidráulica. El modelo resultante que provee una solución para esa ecuación es normalmente referido como un "modelo de flujo de agua subterránea". Si el problema involucra calidad de agua, se deberá resolver entonces una(s) ecuación(es) adicional(es) a la ecuación de flujo de agua subterránea que resuelva la concentración de agentes químicos. Un modelo de esa naturaleza se conoce como "modelo de transporte".

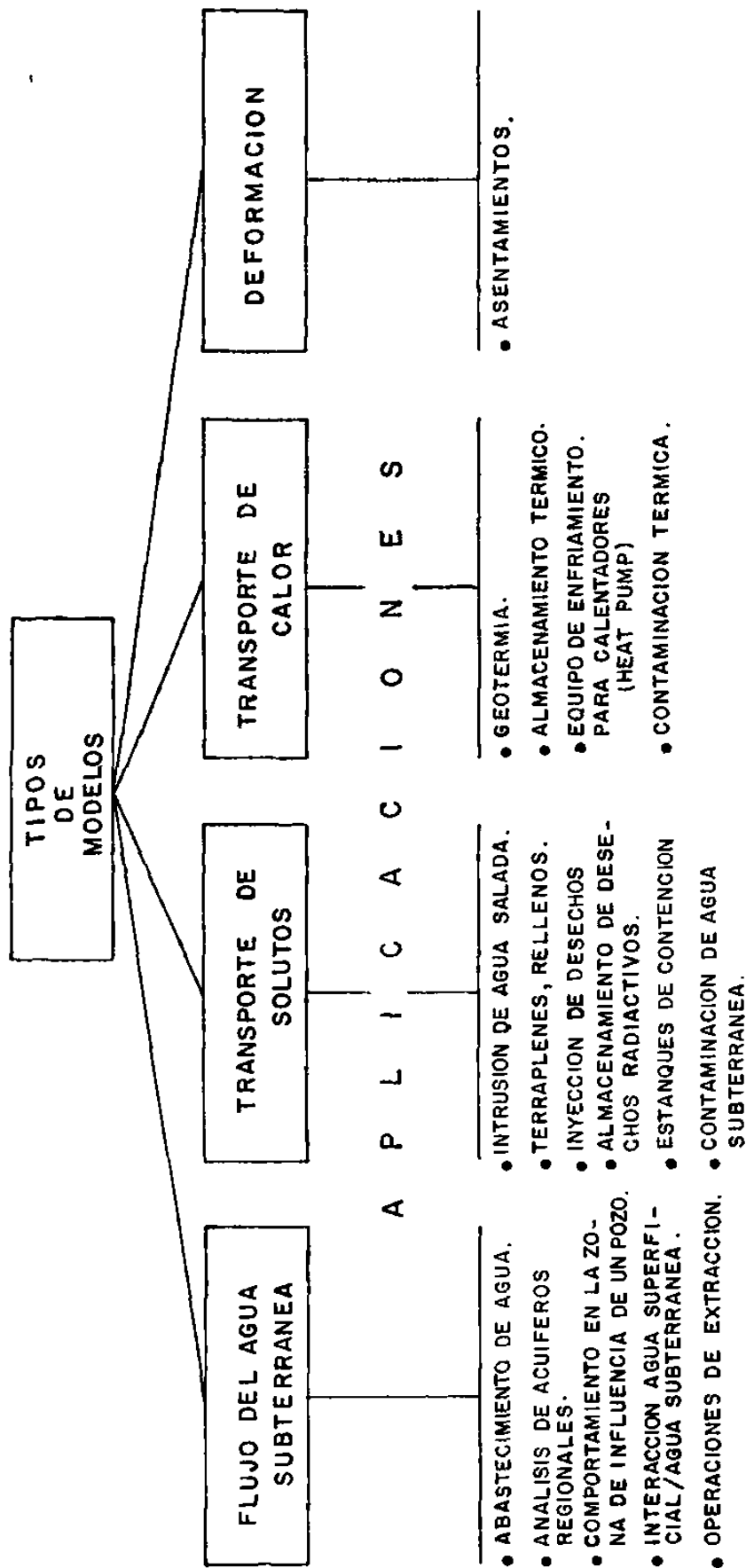


Fig. 6.2 TIPOS DE MODELOS DE AGUA SUBTERRANEA Y SUS APLICACIONES MAS COMUNES

de soluto". Los problemas que involucran calor requieren también una ecuación adicional a la ecuación de flujo, similar a la ecuación de transporte de soluto, pero en este caso en términos de temperatura. Este tipo de modelo se refiere como "modelo de transporte de calor". Finalmente, un "modelo de deformación" combina a un modelo de flujo de agua subterránea con una serie de ecuaciones que describen la deformación del acuífero.

Los modelos de flujo de agua subterránea han sido usados más extensivamente para problemas tales como el estudio de acuíferos regionales, análisis de cuencas de agua subterránea y comportamiento de la parte del acuífero cercano a los pozos de bombeo. En forma mucho más reciente, los modelos de transporte de soluto han sido utilizados para ayudar en el entendimiento y predicción de efectos causados por problemas que involucran desechos contaminantes. Algunas de las aplicaciones incluyen: intrusión de agua salada, almacenamiento subterráneo de desechos radiactivos, movimiento de la "pluma" en rellenos sanitarios (v.gr. percolación bacteriológica), contaminación de agua subterránea por estanques de contención, y por inyección de desechos por medio de pozos de adsorción. Los modelos de transporte de calor se han aplicado a problemas concernientes a la energía geotérmica, almacenamiento de calor en acuíferos, y problemas térmicos asociados con el almacenamiento de desechos radiactivos de niveles altos. Los modelos de deformación se han utilizado para examinar problemas de campo donde la extracción

del fluido ha decrementado las presiones causando consolidación. Esta compactación de sedimentos trae como resultado la subsidencia de los suelos.

La clasificación anterior de modelos de agua subterránea no es definitivamente la más completa. Todos los modelos mencionados antes pueden ser posteriormente subdivididos en aquellos que describen a un medio poroso y en los que describen a un medio fracturado. Los modelos de agua subterránea se pueden combinar con técnicas estadísticas en un esfuerzo para caracterizar la incertidumbre en los parámetros del modelo. Estos modelos pueden ser también usados para estimar parámetros de acuíferos. Adicionalmente, existen otros modelos que tratan con flujos multifluidos (v.gr. agua y petróleo) y flujo en multifase (v.gr. problemas en zonas no-saturadas). Algunos modelos de administración ó manejo de recursos combinan modelos de flujo con programas lineales, los cuales son usados para optimizar ciertos parámetros de decisión, como las tasas de bombeo (uno de los objetivos del presente trabajo). Otros modelos combinan algunos o todos los modelos que se presentan en la figura 6.2. Por ejemplo, un problema de carga térmica puede requerir que un modelo de transporte de calor se combine con un modelo de deformación. El tipo de modelo dependerá obviamente, de su aplicación.

Actualmente existe bastante literatura sobre varios modelos y su disponibilidad. Para una mayor información refierase a Bachmat, et al (1978), Bachmat et al (1980), Appel y Bredehoeft (1976), Mercer y Faust (1980), Javandel et al (1984), y otros.

6.2 REVISION DE ALGUNOS MODELOS EXISTENTES

Aún y cuando existe un gran número de modelos (de flujo y de transporte) de agua subterránea, el número de modelos "utilizables" es muy reducido. Por "utilizable", se quiere decir que puede ser usado por un hidrólogo bien entrenado en lugar de quien originalmente haya desarrollado el modelo. Un hidrólogo bien entrenado no necesariamente requiere ser un experto en análisis numérico y programación computarizada para utilizar los modelos en forma efectiva y práctica.

Las razones principales por las que existen tan pocos modelos "utilizables" son, entre otras:

- Muchos de ellos carecen de una documentación formal y reportada en la literatura
- Muy pocos están apoyados (sustentados) económicamente.
- Muy pocos han sido utilizados por otros que no sean los programadores originales
- Muy pocos han sido suficientemente probados en el campo.

Estas razones sugieren que las características de un modelo utilizable sean:

- Bien documentado
- Sustentado
- Susceptible de calibración
- Validado.

Los códigos más familiares disponibles públicamente, y que alcanzan los requerimientos antes descritos, son los códigos escritos por:

- Prickett y Lonquist 1971 (PyL)
- Trescott y Larson 1975,1976 (TyL)
- Trescott, Pinder y Larson 1976 (TPL)
- Intercomp 1976 (INT)
- Konikow y Bredehoeft 1978 (KyB)

y más recientemente:

- Prickett, Naymik y Lonquist 1981 (PNL)
- McDonald y Harbaugh 1984 (McyH)
- Huyakorn 1984 (H)

El código de Trescott, Pinder y Larson está escrito para flujo de agua subterránea en dos dimensiones. El código de Trescott y Larson es un código de flujo de agua subterránea tri-dimensional. El modelo de Prickett y Lonquist esta formado en realidad por una serie de códigos para flujos de agua subterránea en dos y tres dimensiones.

El código de Konikow y Bredehoeft así como el de Intercomp están relacionados con problemas de transporte. El primero se basa en la aproximación por el método de las características para resolver la ecuación de transporte de soluto en conjunción

con un modelo de flujo por diferencias finitas; mientras que el segundo simula tanto el flujo de agua subterránea como el transporte de soluto y transporte de calor.

Los códigos escritos más recientemente son los de Prickett, Naymik y Lonquist que simulan una gran variedad de problemas de transporte de soluto en una y dos dimensiones utilizando la técnica de "partícula-en-una-celda" para mecanismos convectivos y de "seguimiento aleatorio" (random walk) para efectos de dispersión; el de McDonald y Harbaugh simula flujo de agua subterránea en tres dimensiones utilizando módulos agrupados en paquetes con técnicas de solución SIP (procedimiento implícito) y SSOR (sobrerelajación de etapas sucesivas). Finalmente el código de Huyakorn resuelve conjuntamente el problema de flujo y de transporte de soluto para dos y tres dimensiones utilizando el método del elemento finito.

A continuación se presenta una escala relativa de los códigos mostrando la dificultad de su entendimiento y las capacidades del modelo. En general entre más sofisticado y capaz sea el modelo resulta más difícil comprenderlo.

<u>MODELOS</u>	<u>¿COMPENSIBLE?</u>	<u>CAPACIDADES</u>
PyL	Simple	Limitadas
TPL		
TyL		
H		

KyB
PNL
McyH
INT

↓
Complejo

↓
Muy variadas

La tabla 6.1 presenta un resumen de las capacidades de los modelos descritos antes, de las técnicas numéricas y consideraciones del usuario.

NOTAS DE LA TABLA 6.1

2-D = Bidimensional

3-D = Tridimensional

LSOR = Sobrerrelajación de línea sucesiva (Line successive overrelaxation)

ADI = Método alternativo de Dirección implícita (Alternating Direction Implicit)

SIP = Procedimiento fuertemente implícito (Strongly Implicit Procedure)

SSOR = Sobrerrelajación de etapas sucesivas (Slice successive overrelaxation)

MOC = Método de las características (Method of characteristics) también conocido como partícula-en-una-celda

RW = Inducción aleatoria (Random walk)

TABLA 6.1 CARACTERISTICAS DE ALGUNOS MODELOS DE AGUA SUBTERRANEA DISPONIBLES

CODIGO	PROCESO FISICO DESCRITO.	DIMENSIONES.	APROXIMACION NUMERICA	SOLUCION MATRICIAL	PREPARACION DE DATOS	MODIFICACIONES POR EL USUARIO	COSTO
PyL	Flujo de agua subterránea	2-D 3-D	Diferencias finitas	LSOR	fácil	fácil	Barato Moderado
TPL	Flujo de agua subterránea	2-D	Diferencias finitas	LSOR ADI SIP	fácil	Moderadamente difícil	Barato
TyL	Flujo de agua subterránea	3-D	Diferencias finitas	SSOR SIP	Moderadamente difícil	Moderadamente difícil	Barato Moderado
KyB	Flujo de agua subterránea y transporte de soluto.	2-D	Diferencias finitas y método de las características.	ADI	Moderadamente difícil	Muy difícil	Barato Moderado
INT	Flujo de A. Subterránea. Transporte de soluto. Transporte de calor	2-D 3-D	Diferencias finitas	Directa LSOR	difícil	Imposible	Barato Cuesta una fortuna
PNL	Transporte de soluto	2-D	Diferencias finitas e inducción aleatoria	MOC RW	Moderadamente difícil	Moderadamente difícil	Barato Moderado
Mc y H	Flujo de agua subterránea.	3-D	Diferencias finitas	SIP SSOR	Moderadamente difícil	Moderadamente difícil	Barato Moderado
H	Transporte de soluto	2-D 3-D	Elemento finito		fácil	fácil	Barato Moderado

Con el propósito de tener una visión más completa y a nivel internacional de los modelos de agua subterránea existentes, el Consejo Internacional de Uniones Científicas (ICSU por sus siglas en inglés) creó un Subcomité Científico sobre Problemas del Ambiente (SCOPE por sus siglas en inglés) en 1980. La idea originalmente partió de la Agencia de Protección Ambiental de los E.U.(EPA) quienes dada su jurisdicción a nivel nacional sobre las actividades que afectan la calidad del agua subterránea enfocaron su interés en la evaluación de modelos de agua subterránea tomando también las experiencias de otros países, en la rama.

Habiendo sido sustentado económicamente por SCOPE, la responsabilidad de llevar a cabo este proyecto de investigación de modelos existentes recayó sobre el Instituto de Investigación Holcomb (HRI) de la Universidad de Butler en Indianápolis Indiana EEUU. Este Instituto contaba con la organización apropiada y con la experiencia de haber evaluado críticamente el papel de la modelación en la toma de decisiones en aspectos ambientales de los EEUU.

Una de las principales tareas de ese proyecto era la de conducir una investigación de los modelos numéricos relacionados con el manejo del agua subterránea para proporcionar una base en las necesidades futuras en el desarrollo de modelos y sus usos. El proyecto investigó 250 reportes de modelos recopilados en 14 países cuyo resumen se presenta en la tabla 6.2 (Bachmat, et al.

TABLA 6.2 RESUMEN DE REPORTE DE MODELOS RECOPIRADOS

NUMERO DE REPORTE DE MODELOS										
----- PREDICCION -----										
País	Total flujo	Transporte de masa	Transporte de calor	Deformación	otros	Identificación	Manejo	Manipulación de Datos		
Estados Unidos	112	44	22	5	4	4	5	9	21	2
Francia	47	31	5	4			1	1	4	1
Israel	21	7	7				1	2	4	1
Gran Bretaña	21	18	2					1		
Holanda	13	12		1						
Canadá	11	8	2					1		
Alemania Federal	6	4	1					1		
Japón	5	2		3						
Australia	5	5								
Argentina	5	3						1		1
España	1	1								
Belgica	1	1								
Nueva Zelanda	1	1								
India	1	1								
Total	250	158	39	9	8	6	29	16	29	5

1980).

Aún y cuando los reportes recopilados no proporcionan un inventario completo de los modelos numéricos de agua subterránea existentes, probablemente representan un gran porcentaje de los modelos actualmente disponibles, quizá tan grande como un 80% de la población total. Aparentemente el máximo esfuerzo en el desarrollo de los códigos numéricos está concentrado en un número relativamente pequeño, de países desarrollados. Esto sin embargo, no refleja el alcance geográfico de la aplicación de esos modelos, el cual es mucho mayor. Los países en desarrollo en varias partes del mundo se benefician de los modelos por medio de servicios profesionales contratados a través de organizaciones internacionales (v.gr. FAO, programas de desarrollo de la ONU, Banco Mundial) así como de agencias privadas y/o de gobierno quienes actúan como asesores en proyectos de agua alrededor del mundo.

La tabla 6.3 resume las características de los modelos investigados. Un número relativamente grande de modelos de agua subterránea trata varios tipos de problemas de abastecimiento de agua (cantidad). Existe un número más pequeño, aunque considerable de modelos que predicen niveles de contaminación y la temperatura del agua subterránea (calidad). El impacto ambiental de subsidencias está cubierto por varios modelos, mientras que los impactos a ecosistemas no han sido reportados.

TABLA 6.3. PERSPECTIVA DE LOS MODELOS INVESTIGADOS

CATEGORIA DEL MODELO.	N° DE REPORTES	AGUA SUBTERRANEA				AGUA SUPERFICIAL Y SUBTERRANEA			
		CANTIDAD		CALIDAD		CANTIDAD		CALIDAD	
		NO DISTR	DISTR	NO DISTR	DISTR	NO DISTR	DISTR	NO DISTR	DISTR
-Predicción .Flujo Agua	127	2	119 ^{a,b}		2 ^{c,d}		4 ^c		
Agua y otros flujos.	11		5 ^c		6 ^h				
Transporte de masa									1 ^{c,e}
Conservador	20			1 ^e	18 ^{a,f}				
No Conservador.	19			2 ^c	17 ^{a,g}				
Transporte de calor	9				9 ^{c,h}				
Deformación	8								8
Otros	6 ⁱ								
-Manejo	29		10 ^c		3 ^e		7	6 ^c	2
-Identificación	16	2	14 ^c						1
-Manipulación de datos	5								
TOTAL	250								

^a Dos o más modelos "utilizables" en grupo
^b 16 modelos tratan conjuntamente sistemas saturados-no saturados
^c Un modelo "utilizable" en grupo
^d Trata la interfase
^e Trata la disposición de desechos y reclamación.

^f Dos modelos tratan interfase
^g Dos modelos tratan reacciones bioquímicas
^h Trata problemas termales de los cuales 2 son de geotermia
ⁱ Incluye una propagación de hielo, un transporte conjunto de masa-calor, dos modelos conjuntos de transporte de calor y subsidencia, y un código de propósitos generales

Muy pocos modelos han sido desarrollados para sistemas conjuntos de agua superficial y subterránea; de estos, la mayoría están relacionados con la administración o el manejo del recurso.

Muy pocos de los modelos investigados consideran incertidumbres en un esfuerzo para proveer una estimación de errores posibles en las salidas (output). En forma similar, solo un 12% de los modelos investigados pueden ser clasificados como "utilizables". De los 250 modelos investigados solamente 30 de ellos: (1) han sido documentados completamente, (2) están disponibles, y (3) han sido aplicados, por lo menos una vez, a un problema práctico de campo; y solo 13 de ellos tratan problemas diferentes a los de flujo de agua subterránea. Esta situación parece ser el resultado de las restricciones sobre la disponibilidad de los códigos desarrollados por agencias privadas y semipúblicas, una documentación pobre de los códigos desarrollados por las universidades, y las dificultades en la aplicación de los códigos existentes a problemas de campo.

Los modelos de predicción constituyen casi el 80% de los modelos investigados (199 de 250). El propósito de los modelos de predicción es el de pronosticar los cambios espaciales y temporales en el movimiento de agua, de contaminantes, de calor, y de la deformación de los suelos. La figura 6.3 muestra la distribución de estos modelos.

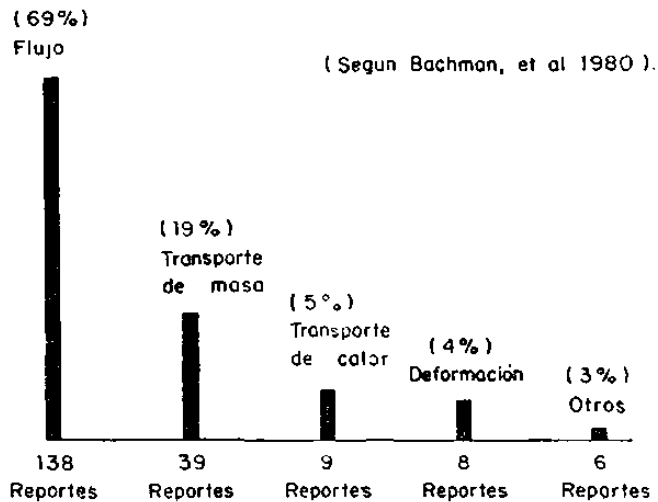


Figura 6.3 Distribución de los modelos de predicción

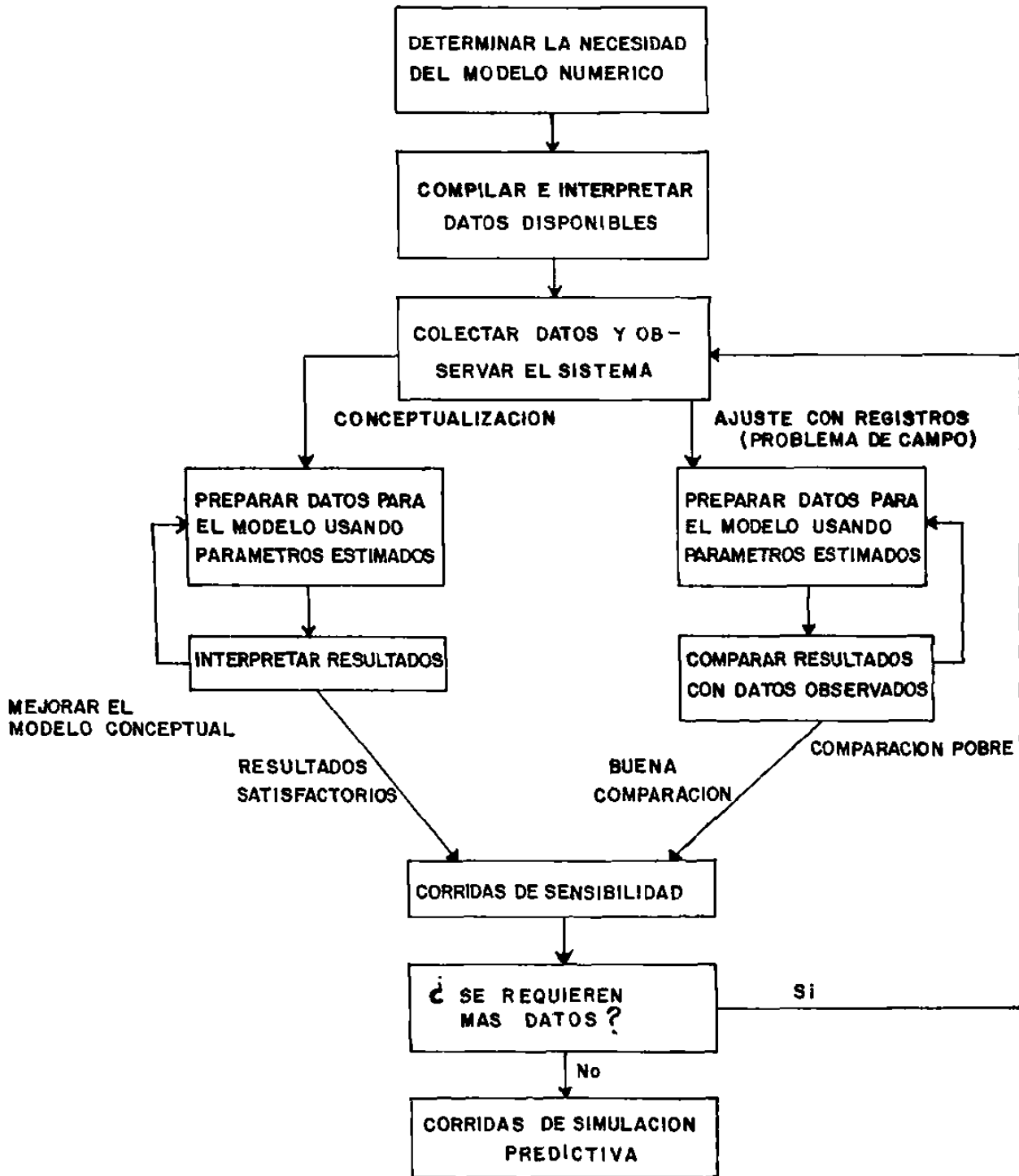
6.3 USOS DE LOS MODELOS

Debido al gran número de modelos de agua subterránea existentes, cuando se inicia un estudio la primera pregunta que puede venir a la mente es: "¿cual se deberá usar?". En realidad, la primera pregunta que se debe hacer es: "¿se necesita un estudio con un modelo numérico para este problema?". La respuesta a ambas preguntas puede ser determinada considerando primeramente lo siguiente: (1) ¿cuales son los objetivos del estudio?, (2) ¿cuanto se conoce del sistema acuifero? y (3) ¿se incluyen en el estudio planes para adquirir datos adicionales?.

Los objetivos del estudio pueden ser tales que un modelo numérico sea innecesario. O, si acaso es necesario, los objetivos pueden requerir solo un modelo simple.

Adicionalmente, la falta de datos puede no justificar un modelo sofisticado; sin embargo, si un estudio de campo se encuentra en sus etapas iniciales, la aproximación ideal es la de integrar la adquisición de datos y el análisis con un estudio con modelos. Una vez que se ha decidido la necesidad de un modelo, el utilizado, será en parte dependiente de los objetivos del estudio. Por ejemplo, si se está interesado en los abatimientos cercanos a un pozo, entonces no se debería usar un modelo regional donde estos efectos locales se pierden debido al gran espaciamiento de los nodos. En su lugar, quizá un modelo de flujo radial con una malla de pequeños espaciamientos sea suficiente.

La aplicación de un modelo de agua subterránea involucra varias áreas de esfuerzo. Estas se muestran en la figura 6.4 e incluyen: recopilación de datos, preparación de los datos para el modelo, comparación con datos históricos (conocidos), y simulaciones predictivas. Estas tareas no deben ser consideradas como pasos separados de un procedimiento cronológico; más bien, deberán ser considerados como una aproximación de retroalimentación. Es mejor utilizar el modelo no solo como una herramienta predictiva, sino también como una ayuda en la conceptualización del comportamiento del acuífero. Por ejemplo, un modelo usado en las etapas iniciales de un estudio de campo puede ayudar a determinar que tanto y cual información debe ser recopilada.



(según Mercer y Faust, 1981)

Fig 6.4 DIAGRAMA QUE MUESTRA EL USO DEL MODELO

La preparación de datos para el modelo de agua subterránea involucra primero la determinación de las fronteras de la región que será modelada. Las fronteras pueden ser físicas (impermeable o sin flujo, de recarga ó de flujo específico y de carga constante), o meramente convenientes (pequeña subregión de un acuífero grande). Una vez que se determinan las fronteras del acuífero es necesario discretizar la región, o sea, subdividirla en una malla. Dependiendo del procedimiento numérico utilizado, la malla puede tener subdivisiones rectangulares o de poligonal irregular. La figura 6.5 muestra dos mallas bidimensionales típicas tanto para el método de diferencias-finitas como del elemento-finito.

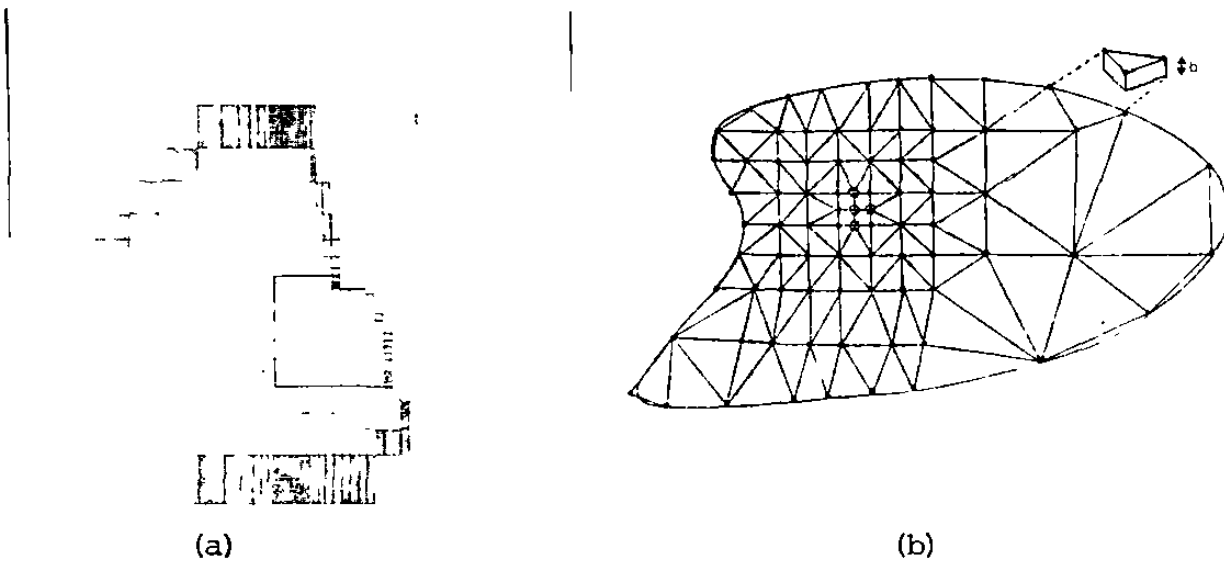


FIGURA 6.5 Ejemplos de mallas de Diferencias-Finítas (a) y del Elemento Finíto (b)

Una vez que la malla ha sido diseñada, es necesario especificar los parámetros del acuífero y los datos iniciales para la malla. Para un propósito descriptivo, la siguiente discusión se

referirá al método de diferencias-finitas utilizando una malla rectangular. Los datos de entrada requerido para un programa incluyen las propiedades del acuífero para cada bloque de la malla, v.gr. coeficientes de almacenamiento y transmisibilidades (ver tabla 6.4). Para transporte de soluto (o sea, programas usados para detectar desechos contaminantes) y transporte de calor, se requieren datos adicionales tales como las propiedades de dispersión hidrodinámica y de conductividad térmica, respectivamente. Los resultados calculados consisten generalmente en las cargas hidráulicas en cada bloque de la malla através del acuífero. Estas distribuciones espaciales de cargas hidráulicas son determinadas en cada uno de los niveles de tiempo de una secuencia que cubre el período de interés. Para problemas de transporte, los resultados calculados pueden también incluir concentraciones y temperaturas en cada uno de los nodos de la malla.

Las estimaciones iniciales de los parámetros del acuífero constituyen el primer paso en el procedimiento del juicio-error conocido como comparación histórica. El procedimiento de comparación (usualmente referido como la calibración del modelo) es usado para refinar las estimaciones iniciales de las propiedades del acuífero y para determinar fronteras (esto es, la extensión areal y vertical del acuífero) y las condiciones de flujo en las fronteras (condiciones de frontera); las pruebas de acuífero (pruebas de bombeo) generalmente proveen estimaciones iniciales de coeficientes de almacenamiento y de

TABLA 6.4. REQUERIMIENTO DE DATOS QUE DEBEN SER CONSIDERADOS PARA UN MODELO PREDICTIVO
(según Moore, 1979)

I. ESQUEMA FISICO

A. Flujo de agua subterránea

1. Mapa hidrogeológico que muestre la extensión areal, fronteras y condiciones de fronteras de todos los Acuíferos
2. Mapa topográfico que muestra cuerpos de agua superficial
3. Mapas de superficies equipotenciales, configuración de lechos rocosos y espesores saturados.
4. Mapa de transmisibilidad que muestre al acuífero y sus fronteras.
5. Mapa de coeficientes de transmisibilidad y almacenamiento de lecho confinante
6. Mapa que muestre la variación del coeficiente de almacenamiento del Acuífero.
7. Relación de espesor saturado con transmisibilidad
8. Relación del acuífero con corrientes superficiales (conexión hidráulica)

B. Transporte de soluto (además de las de arriba)

9. Estimación de los parámetros que comprenden la dispersión hidrodinámica
10. Distribución de la porosidad efectiva
11. Información antecedente sobre la distribución de la concentración natural (calidad del agua) en el Acuífero.
12. Estimación de las variaciones de la densidad del fluido y la relación de la densidad con la concentración
13. Distribuciones de la carga hidráulica (usadas para determinar velocidades del agua subterránea)
14. Condiciones de frontera para las concentraciones

C. Transporte de calor (además de las de arriba)

15. Estimaciones de conductividades termales y calores específicos de roca y agua.
16. Información antecedente sobre la distribución de la temperatura natural en el acuífero, incluyendo mediciones de flujo de calor.
17. Estimación de las variaciones de la densidad del fluido y las relaciones de la densidad y viscosidad con la temperatura.
18. Condiciones de frontera para la temperatura

II. ESFUERZOS EN EL SISTEMA

A. Flujo de agua subterránea

1. Extensión y tipo de áreas de recarga (areas de irrigación, cuencas de recarga, pozos de recarga, etc.)
2. Diversificaciones de agua superficial
3. Bombeo de agua subterránea (distribuido en tiempo y espacio)
4. Flujo en ríos (distribuido en tiempo y espacio)
5. Precipitación.

B. Transporte de soluto (además de las de arriba)

6. Distribución areal y temporal de la calidad del agua en el acuífero.
7. Calidad de aguas superficiales (distribuida en tiempo y espacio)
8. Fuentes e intensidad de contaminación

C. Transporte de calor (además de las de arriba)

9. Distribución areal y temporal de la temperatura en el acuífero
10. Intensidad de las fuentes de calor

III. OTROS FACTORES

A. Flujo y transporte de agua subterránea

1. Información económica de abastecimiento de agua
2. Factores ambientales
3. Cambios planificados en el uso del agua y la tierra

transmisibilidades. Para ciertos problemas de agua subterránea, las cargas en estado estacionario (o de equilibrio) deben ser también determinadas y usadas como condiciones iniciales o primarias. A continuación se le permite bombear a los pozos simulados en el sistema de la malla del acuífero a tasas observadas, y los abatimientos calculados (simulados) son comparados con los abatimientos observados (medidos).

Asumiendo que el modelo es correcto, la comparación entre esos dos (abatimientos) indican la precisión de las estimaciones iniciales de los datos de entrada. Será tal vez necesario modificar algunos de los datos de entrada hasta que todos los datos tanto calculados como observados se comparen satisfactoriamente. En el pasado esto se hacía comunmente utilizando el concepto "ensayo-error"; más recientemente la cantidad de trabajo en la comparación ha sido reducido de alguna manera utilizando métodos de estimación de parámetros que modifican las estimaciones iniciales de los datos de entrada de una manera más objetiva.

No existen reglas precisas ni rápidas para indicar cuando se ha obtenido una comparación satisfactoria. El numero de "corridas" requeridas para producir una comparación satisfactoria depende de los objetivos del análisis, la complejidad del sistema de flujo y longitud de los datos observados, así como de la paciencia del hidrólogo. Cuando ha sido completado, el modelo puede ser usado para predecir el

comportamiento futuro del acuífero. Desde luego, la confianza en cualquier resultado predictivo deberá estar basado en (1) un entendimiento profundo de las limitaciones del modelo, (2) la precisión de la comparación con el comportamiento histórico observado, y (3) el conocimiento de la confiabilidad de los datos y características del acuífero.

El propósito principal de la predicción es la estimación de la respuesta del acuífero bajo una variedad de esquemas de bombeo. Mientras que el acuífero puede ser desarrollado solamente una vez a un costo considerable, un modelo puede ser "bombeado" ó corrido muchas veces a bajo costo sobre un periodo de tiempo corto. La observación de la respuesta del modelo bajo esquemas de desarrollo diferentes ayuda entonces a seleccionar una serie óptima de condiciones de operación en la utilización del recurso de agua subterránea. Más específicamente, la modelación del agua subterránea permite estimaciones de: (a) recarga (tanto natural como inducida) debido al rezume ó percolación de capas confinantes, (b) efectos de fronteras y condiciones de frontera, (c) los efectos de la localización de pozos y su espaciamiento, y (d) los efectos de varias tasas de extracción (ó inyección).

Otros próósitos de predicción incluyen la estimación de las tasas de movimiento de desechos contaminantes de rellenos sanitarios y otras áreas de contaminación. Los modelos son utilizados también para predecir la tasa de intrusión de agua

salada en regiones costeras debido a las extracciones de agua dulce. Son usados también para ayudar a determinar cuales son las mejores acciones correctivas (si acaso hay alguna) que se deben tomar en una situación de contaminación. Finalmente los modelos de transporte de calor se utilizan para ayudar a predecir el comportamiento de reservas geotérmicas y de acuíferos usados para almacenamiento térmico.

Además de estas aplicaciones específicas del sitio, los modelos también se usan para examinar problemas generales. Problemas hipotéticos (pero típicos) de acuíferos pueden ser diseñados para estudiar varios tipos de comportamiento de flujo, tales como las interacciones agua-superficial/agua-subterránea ó de flujo alrededor de un repositorio profundo de desechos radiactivo. Se pueden probar la aplicabilidad de ciertos mecanismos propuestos para comportamiento observado. Los parámetros se pueden variar para estudiar el efecto que puedan tener sobre un proceso general. Esto es referido en ocasiones como "análisis de sensibilidad", dado que los resultados de estas corridas indicarán cuales parámetros son más sensibles en las cargas hidráulicas calculadas. El análisis de sensibilidad es útil también para aplicaciones de sitios específicos para indicar que datos adicionales se requiere determinar y las áreas a donde esos datos adicionales son necesarios.

El desarrollo y uso de modelos involucra un amplio espectro de experiencia ~~técnica~~. por un lado está el manejo y por el otro la investigación científica. Entre ellos se encuentran dos categorías principales consistentes en quienes construyen los modelos involucrados en el desarrollo de modelos y los expertos técnicos encargados del uso del modelo dentro de un contexto operacional. Las cuatro categorías no son tan distintas, aunque distan mucho de ser congruentes. En cualquier caso, el considerar las categorías como distintas ayuda a dilucidar la estructura general del desarrollo y uso del modelo y los problemas que lo acompañan.

Las raíces de la construcción de modelos están en investigación. El entendimiento fundamental del agua subterránea es el producto de la investigación sintetizada por la teoría en la forma de modelos conceptuales. Como una serie de notaciones matemáticas, el modelo difícilmente puede ser operacional. Para derivar la salida del modelo, es necesario, por ejemplo, la historia en tiempo de los abatimientos en uno o más pozos, un amplio conjunto de datos que describan las características de transmisibilidad del sistema, las condiciones de frontera, así como la localización y tamaño de los pozos, cargas y patrones de bombeo. La traducción de la notación matemática en código de computadora y la documentación comprensiva de los programas de cómputo es lo que constituye un código de computadora operacional. Con una entrada propia de datos reales esos códigos pueden ser utilizados para modelar

sistemas reales.

Aquellos quienes son responsables del desarrollo de los códigos operacionales, los así llamados "constructores", pueden en efecto no tener responsabilidd en el uso final del modelo. Ellos pueden ser retenidos por la administración, aunque esto no siempre es factible ya sea por razones económicas ó institucionales. El caso más general es uso de los códigos por un personal técnico- ya sea como miembros integrales de algun grupo responsable del manejo de un recurso subterráneo, o bien como "consultores" a los "administradores" de esos recursos. El personal técnico representa a los usuarios del modelo.

6.4 LIMITACIONES Y FUENTES DE ERROR EN LA MODELACION

Hay una gran variedad de formas del mal uso de los modelos de agua subterranea (Prickett, 1979). Tres de las más comunes y relacionadas entre sí son: "overkill" (sobrestimación), la predicción inapropiada y la mala interpretación. Es muy difícil resisitir la tentación de aplicar en un problema la herramienta computacional más sofisticada que existe. Una pregunta que siempre surge es la siguiente: ¿bajo que circunstancias deberá una simulación ser tri-dimensional como oposición a una bi-o más aún-unidimensional? La inclusión de flujo en la tercera (casi vertical) dirección es recomendada solamente si el espesor del acuífero es "grande" en relación a su extensión areal ó si existe una heterogeneidad muy pronunciada en la dirección vertical (por ejemplo una estratificación alta). Otro tipo de

"overkill" es que los tamaños de la malla cuando son muy pequeños, se vuelven más finos que lo necesario considerando la información disponible sobre las propiedades del acuífero; dando como resultado un incremento en el tiempo de cómputo y en los gastos.

En algunas aplicaciones, se utilizan modelos complejos en una etapa demasiado preliminar dentro de un estudio determinado. Por ejemplo, para un problema de desechos contaminantes, generalmente uno no debería iniciar con un modelo de transporte de soluto. En todo caso, el primer paso es estar seguro de que la hidrología subterránea (particularmente la velocidad) puede ser caracterizada satisfactoriamente, y por lo tanto uno empieza con modelar solo el flujo subterráneo. Una vez que esto se realiza satisfactoriamente, entonces el transporte de soluto puede ser incluido. Se deben establecer las complejidades del problema, la cantidad de datos que estén disponibles, y los objetivos del análisis, y entonces determinar la mejor aproximación para la situación particular. Una regla general puede ser la de empezar con el modelo más simple y una descripción basta del acuífero, y refinar el modelo y los datos hasta obtener la estimación deseada del comportamiento del acuífero.

Uno siempre debe estar pendiente de que la porción de la comparación con datos históricos (calibración) de la simulación ocurran bajo una serie de condiciones de campo dadas, y que

éstas condiciones estén sujetas a cambio durante la etapa de la predicción. Por ejemplo durante el periodo de calibración, el acuífero puede ser confinado, pero estar a punto de perder su confinamiento. El utilizar un modelo confinado para predicción dará resultados erróneos dado que tanto el espesor saturado como el coeficiente de almacenamiento serán incorrectos. Dado que los modelos de agua subterránea tratan con el subsuelo, siempre existen factores desconocidos que pueden afectar los resultados. En general, uno no debería predecir más de cerca de dos veces el período usado para comparación (calibración), y solo entonces bajo esquemas de bombeo similares (Mercer y Faust, 1981).

Tal vez el peor mal uso posible de un modelo es la fé ciega en los resultados del modelo. Los cálculos que contradicen la intuición hidrológica normal casi siempre son el resultado de algún error de datos de entrada, un "bug" en el programa de cómputo, o la mala aplicación del modelo a un problema para el cual no fué diseñado. La aplicación propia de un modelo de agua subterránea requiere un entendimiento del acuífero específico. Sin este entendimiento conceptual el ejercicio completo puede llegar a ser un desperdicio sin sentido de tiempo y de dinero.

Para evitar el mal uso de un modelo, es importante conocer y entender las limitaciones y posibles fuentes de error en los modelos numéricos. Todos los modelos numéricos se basan en una serie de hipótesis simplificadoras, mismas que limitan su uso para ciertos problemas. Para evitar la aplicación de un modelo

validado de otra manera a una aplicación de campo inapropiada, no es solamente importante entender el comportamiento de campo sino también entender todas las hipótesis que forman la base del modelo. Un modelo (bidimensional) areal, por ejemplo, deberá ser aplicado con cuidado a un problema tridimensional que involucre series de acuíferos, hidrológicamente conectados por lechos confinantes, dado que los resultados del modelo pueden no ser indicativos del comportamiento del campo. Los errores de este tipo se consideran como "errores conceptuales".

Adicionalmente a estas limitaciones, existen varias fuentes potenciales de error en los resultados del modelo numérico. Primero, el reemplazo de las ecuaciones diferenciales del modelo por una serie de ecuaciones algebraicas introduce el error de "truncamiento"; esto es, la solución exacta de las ecuaciones algebraicas difiere de alguna forma de la solución de las ecuaciones diferenciales originales. Segundo, la solución exacta de las ecuaciones algebraicas no es obtenida debido al "error de redondeo" ("round-off"), como un resultado de la exactitud finita de los cálculos de la computadora. Finalmente, y tal vez más importantemente los datos que describen al acuífero (por ejemplo, transmisibilidades, coeficientes de almacenamiento, y la distribución piezométrica en el acuífero) son raramente conocidos ni precisa ni completamente, produciendo por lo tanto el "error de datos".

El nivel del error de truncamiento en los resultados calculados puede ser estimado repitiendo las corridas ó porciones de las corridas con menores espacios y/o incrementos de tiempo. Una sensibilidad significativa de los resultados calculados a los cambios en estos incrementos de tamaños indica un nivel significativo del error de truncación y la correspondiente necesidad para menores incrementos espaciales y/o de tiempo. Comparado con las otras fuentes de error, el error de redondeo es generalmente negligible.

El error causado por datos falsos en la descripción del acuífero es difícil de establecer ya que la descripción verdadera del acuífero nunca es conocida. Un adagio conocido describía el error asociado con estos datos como: "basura que entra, basura que sale". Una combinación de análisis de núcleos, pruebas de acuíferos, y estudios geológicos usualmente proporcionan un vistazo muy valioso dentro de la naturaleza de la transmisibilidad, coeficientes de almacenamiento, y geometría del acuífero. Sin embargo, mucha de esta información puede ser muy local en extensión y debería ser tratada cuidadosamente cuando se usa en un modelo de área extensa. Como se discutió, los parámetros finales que caracterizan al acuífero son usualmente determinados al obtener la mejor comparación entre el comportamiento calculado y el observado durante algún período conocido.

RESUMEN. Los modelos numéricos de agua subterránea son una herramienta importante para el hidrólogo del agua subterránea. Los modelos pueden ser usados para simular el comportamiento de acuíferos complejos incluyendo los efectos de fronteras irregulares, la heterogeneidad, y otros procesos diferentes tales como el flujo de agua subterránea, transporte de soluto, y transporte de calor. El uso de modelos numéricos involucra la adquisición de datos, su preparación, la comparación con datos históricos (conocidos) y la predicción. El proceso de la construcción de un modelo para el estudio de un acuífero lo fuerza a uno a desarrollar un entendimiento conceptual de como se comporta el acuífero. Los modelos, por lo tanto, pueden ser usados en todas las fases del estudio del acuífero incluyendo la conceptualización y la adquisición de datos, así como la predicción. Para ser más efectivo el hidrólogo debe tener un entendimiento profundo del acuífero específico estudiado, debe estar familiarizado con las técnicas de modelación alternativas, y debe darse cuenta de las limitaciones y fuentes de error en los modelos. Bajo estos criterios, un estudio exitoso con un modelo no solo mejorará el propio entendimiento del sistema hidrológico particular, sino que proveerá también una predicción y un análisis apropiados del problema bajo estudio.

7.0 DESCRIPCION DEL MODELO SELECCIONADO

El uso de las computadoras digitales en la evaluación de recursos de agua subterránea ha crecido rápidamente en los últimos años. La disponibilidad de computadoras es ahora muy amplia permitiendo fácilmente la solución de series largas de ecuaciones simultaneas que están involucradas en el estudio de las relaciones causa-efecto en sistemas acuíferos heterogéneos con una gran variedad de condiciones de frontera.

El modelo que ha seleccionado el autor de este estudio es el elaborado por Prickett y Lonquist (1971) para la oficina de Investigación de Recursos Hidráulicos del estado de Illinois (EUA). Este modelo está muy bien documentado, esta disponible al dominio público y ha sido exitosamente calibrado y validado en varias partes de los Estados Unidos y utilizado también en otros países.

El modelo de Prickett y Lonquist (PLASM 1971) presenta programas de computadora generalizados que pueden simular una, dos o hasta tres dimensiones para problemas de flujo en estado transitorio en acuíferos heterogeneos bajo condiciones freáticas, confinadas y semiconfinadas. Estos programas cubren: bombeo de pozos para tiempos variables, tasas de recarga natural o artificial, las relaciones de intercambio de agua entre cuerpos de agua superficial y reservas subterráneas, el proceso de evapotranspiración, el mecanismo de la posible conversión de coeficientes de almacenamiento de condiciones artesianas a freáticas, y el problema tridimensional.

El modelo está diseñado de tal manera, que permite al usuario simular diversas condiciones aplicables a situaciones particulares. A partir de un "Programa básico de simulación de acuífero", el modelo tiene la flexibilidad de combinar diversas situaciones de tensiones en el acuífero para un problema en particular con la combinación d aspectos separados, de varios programas de computadoras. Asimismo, si el usuario lo desea según sus necesidades, se pueden incluir otras subrutinas diseñadas por el propio usuario, y dependiendo de la computadora que se utilice se podrán también convertir a los programas, en interactivos.

Dado que esta última característica escapa del alcance de esta tesis, solo se mencionarán algunas de las ventajas que presenta un sistema interactivo en la modelación de flujo

subsuperficial: (1) facilidad de los datos de entrada (INPUT) con el uso de un digitalizador; (2) la oportunidad de revisar todos los archivos de salida (OUTPUT) y seleccionar para impresión solo aquellos de interés; y (3) la oportunidad para cambiar las fronteras físicas de un problema a cualquier tiempo deseado para hacer uso de nueva información a medida que un proyecto progresa. Ver a Trescott, Pinder y Larson (1976), Intercomp (1976), Konikow y Bredehoeft (1978), Bloomsburg y Rinker (1983), McDonalds y Anderson (1984), y otros.

Los programas de computadora incluidos en el modelo PLASM están escritos en FORTRAN IV para ser usados, originalmente, en un sistema IBM 360 modelo 75 con un compilador de nivel G. Sin embargo, los programas pueden operar, con algunas modificaciones, en otras computadoras. Posteriormente se han realizado modificaciones a este modelo (ver a Prickett y Sranivassan 1983) de manera que ahora puede ser operado en otras computadoras, v.gr. VAX/780, UNIVAC , etc.

Para operar el modelo PLASM en este estudio, el autor utilizó el sistema de cómputo VAX/780.

El modelo PLASM es un modelo de diferencias finitas que usa como método numérico de solución el método iterativo ADI (Alternating Direction Implicit) ó Método Alternativo de Dirección Implícita.

NOTACION MATEMATICA DEL MODELO

La mayoría de las ecuaciones en la hidrología subsuperficial son no-lineales. Existen una gran variedad de métodos para linearizar las ecuaciones algebraicas que resultan de las aproximaciones por diferencias finitas para tales problemas no-lineales. La mejor técnica para la linearización de problemas en una dimensión es probablemente el método predictor-corrector de Douglas-Jones. Para problemas no-lineales en dos dimensiones, la iteración, extrapolación y predicción con una formula explícita, además del método alternativo predictor-corrector pueden ser facilmente aplicados cuando se utiliza el método ADI.

Los métodos de diferencias finitas para solucionar ecuaciones diferenciales parciales en flujo subsuperficial ha sido sujeto de muchos libros (Drake et al, 1969; Jensen y Hanks, 1967; Jeppson y Nelson, 1970; Remson et al, 1971; etc.).

La idea básica de estos métodos es la de reemplazar las derivadas en un punto por las tasas de los cambios en variables apropiadas sobre un intervalo pequeño pero finito. Por lo que

$$\frac{d\psi}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta\psi}{\Delta x} \approx \frac{\Delta\psi}{\Delta x} \quad (7.1)$$

Donde $d\psi$ representa el gradiente de potencial ó carga.

Que tan pequeña debe ser ΔX para que (7.1) sea una aproximación aceptable depende del problema particular. Este tipo de aproximación se realiza en un número finito de puntos y reduce un problema continuo de valores de frontera a una serie de ecuaciones algebraicas.

La ecuación diferencial parcial (DeWiest, 1966) que gobierna a un flujo bidimensional transitorio del agua subterránea en un acuífero artesiano, no homogéneo e isotrópico, es:

$$\left. \begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial x}(T \frac{\partial h}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y}(T \frac{\partial h}{\partial y}) = S \frac{\partial h}{\partial t} + Q \\ & \text{ó} \\ & \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} + Q \end{aligned} \right\} \quad (7.2)$$

Donde:

T= Transmisibilidad del acuífero

h= Carga hidráulica

t= Tiempo

S= Coeficiente de almacenamiento del acuífero

Q= Tasa de extracción neta de agua subterránea por unidad de área

x,y= Coordenadas rectangulares

No hay una solución general a la ecuación (7.2); sin embargo, una solución numérica de esa ecuación puede ser obtenida mediante una aproximación por diferencias finitas. La aproximación por diferencias finitas involucra primeramente el

reemplazo de los parámetros continuos del sistema acuífero por una serie equivalente de elementos discretos. Al trabajar con computadoras digitales tanto la variable de espacio como la de tiempo son tratadas como parámetros. En segundo lugar, las ecuaciones que gobiernan al flujo de agua subterránea en el modelo discretizado son escritas en forma de diferencias finitas. Finalmente, la serie resultante de ecuaciones de diferencias finitas son resueltas numericamente con la ayuda de una computadora digital.

Las ecuaciones de diferencias finitas pueden ser derivadas de dos maneras v.gr., desde un punto de vista físico que involucre la ley de Darcy y el principio de conservación de masa, o con un tratamiento matemático convencional, substituyendo las aproximaciones de diferencias finitas por las derivadas de la ecuación (7.2). Ambas rutas derivacionales guían a un mismo resultado. Las ecuaciones de diferencias finitas son derivadas desde un punto de vista físico en el modelo PLASM. Los siguientes párrafos describen estas derivaciones.

Se elabora una malla de diferencias finitas, como se ilustra en la figura 7.1, y se sobrepone a un mapa del acuífero. El acuífero, entonces, se subdivide en volúmenes con dimensiones $b \times X \times Y$ donde b es el espesor del acuífero. Las diferenciales ∂X y ∂Y son aproximadas por las longitudes finitas ΔX y ΔY , respectivamente. El área $\Delta X \Delta Y$ deberá ser pequeña comparada

con el área total del acuífero hasta un punto en que el modelo continuo sea una representación razonable del sistema continuo. Las intersecciones de las líneas de la malla se le denominan nodos y son referenciados con una columna (i) y renglón (j) del sistema colineado con las direcciones x e y, respectivamente.

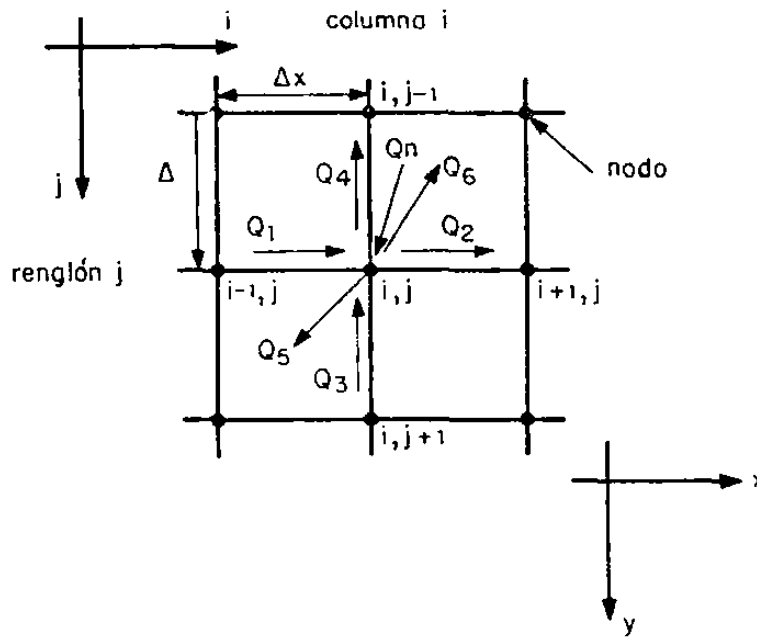


Figura 7.1 Elementos de una malla de diferencias finitas.

Los términos de tasas de flujo ($Q_1, 2, 3, \dots, n$) se asignan arbitrariamente a las direcciones de flujo como se ilustra en la figura 7.1. Los términos de tasas de flujo Q_1 , Q_2 , Q_3 , y Q_4 representan las tasas de transferencia de agua de nodo-a-nodo. Q_5 es la tasa de flujo asociada con la cantidad de agua ya sea tomada o liberada del almacenamiento por incremento de unidad de tiempo Δt . En la figura 7.1, el agua es agregada al almacenamiento dado que la dirección asignada del término de tasa de flujo Q_5 está fuera del nodo i, j . La Q_6 está definida

como una constante de tasa de extracción neta. Se incluye un séptimo término de tasa de flujo generalizado para contar con otras condiciones especiales tales como, rezume, infiltración inducida, y efectos de evapotranspiración.

La condición continua que relaciona las tasas de flujo que entran y salen del nodo i, j en la figura 7.1 requieren que las tasas sean igual a

$$Q_n + Q_1 + Q_3 = Q_2 + Q_4 + Q_5 + Q_6 \quad (7.3)$$

La determinación de los valores de los términos de tasas de flujo de la ecuación (7.3) involucran tres consideraciones. Primero, es necesario definir que porción del acuífero está representada por cada término individual. Segundo, debe recordarse que, aunque las tasas de flujo pueden tomar lugar en cualquier dirección en el sistema acuífero, están restringidas a las direcciones x e y en la aproximación de diferencias finitas. Las porciones del acuífero incluidas en los términos de tasas de flujo pueden ser entonces referidas como "volúmenes vectoriales" para enfatizar que no solamente un volumen sino también la dirección de flujo está siendo considerada (Karplus, 1958). Finalmente, dado que el tiempo está discretizado, la ecuación (7.3) representa un alcance instantáneo al final de un incremento de tiempo.

Las proyecciones horizontales de los volúmenes vectoriales de los términos de tasas de flujo de nodo a nodo Q1, Q2, Q3, y Q4 están definidos como se ilustra en la figura 7.2. Todos los volúmenes vectoriales de la figura 7.2 tienen una dimensión vertical que se extiende a la profundidad completa del acuífero b. Más aún, la porción del acuífero involucrada con cada uno de estos términos de tasas de flujo se extiende en anchura un medio del intervalo de la malla en cada lado de la línea entre nodos y es igual en longitud al intervalo de la malla. La ley de Darcy es aplicada entonces a los términos de tasas de flujo Q1 a Q4 para dar

$$Q_1 = T_{i-1,j,2} (h_{i-1,j} - h_{i,j}) \Delta y / \Delta x \quad (7.4.1)$$

$$Q_2 = T_{i,j,2} (h_{i,j} - h_{i+1,j}) \Delta y / \Delta x \quad (7.4.2)$$

$$Q_3 = T_{i,j,1} (h_{i,j+1} - h_{i,j}) \Delta x / \Delta y \quad (7.4.3)$$

$$Q_4 = T_{i,j-1,1} (h_{i,j} - h_{i,j-1}) \Delta x / \Delta y \quad (7.4.4)$$

Donde:

$T_{i,j,1}$ = Transmisibilidad del acuífero dentro del volumen vectorial entre los nodos i,j e $i,j+1$ (ver figura 7.2c y d)

$T_{i,j,2}$ = Transmisibilidad del acuífero dentro del volumen vectorial entre los nodos i,j e $i+1,j$ (ver figura 7.2a y b)

$h_{i,j}$ = Carga calculada al final del incremento de tiempo medida de un nivel de referencia arbitrario en el nodo i,j

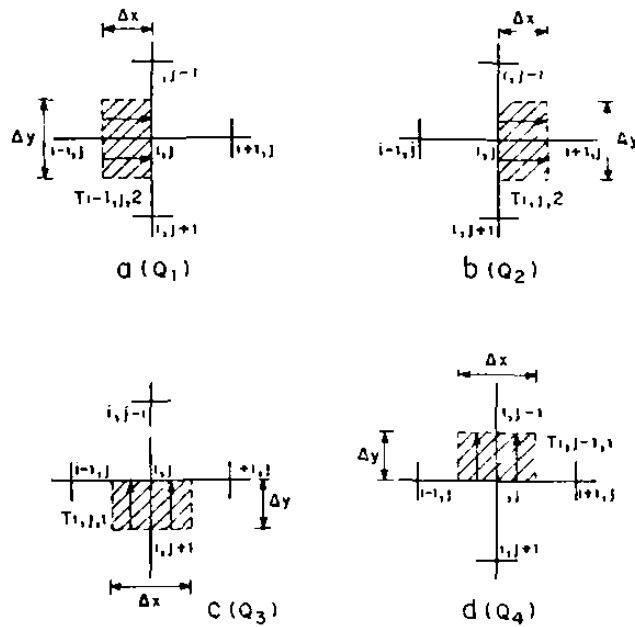


Figura 7.2 Volumenes vectoriales para los términos de tasas de flujo de nodo-a-nodo

Las proyecciones horizontales de los vectores volumétricos de los términos de flujo Q_5 , Q_6 y Q_n son idénticos (figura 7.3). Estos vectores volumétricos, a excepción del relacionado con Q_n , se extienden a la profundidad total del acuífero y tienen dimensiones horizontales de $\Delta x \Delta y$.

El término de flujo Q_5 que representa la tasa con la cual el agua entra al almacenamiento, está dado por

$$Q_5 = S\Delta x\Delta y (h_{i,j} - h_{\phi_{i,j}})/\Delta t \quad (7.5)$$

Donde:

$h_{i,j}$ = Carga calculada en el nodo i, j al final del incremento de tiempo previo, Δt

Δt = Incremento de tiempo pasado desde el último calculo de cargas

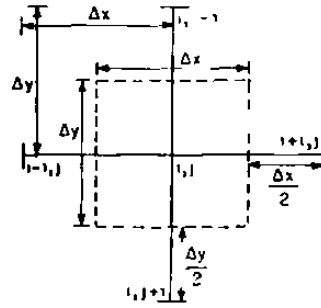


Figura 7.3 Volúmenes vectoriales para los términos de tasas de flujo Q_5 , Q_6 y Q_n .

El término de flujo Q_6 se hace igual a una tasa constante de extracción neta del volumen vectorial del nodo i,j de la figura 7.3 como sigue:

$$Q_6 = Q_n \quad (7.6)$$

Dado que ninguna función especial de fuente o sumidero está incluida en este tiempo, el término de flujo Q_n se hace igual a cero. Sin embargo, el término Q_n será mantenido a lo largo de las siguientes derivaciones de manera que cuando alguna función especial sea incluida sus relaciones podrán ser substituidas sin re-derivación. Por lo tanto:

$$Q_n = Q_n \quad (7.7)$$

Substituyendo las ecuaciones (7.4), (7.5), (7.6) y (7.7) en la ecuación (7.3), da como resultado

$$Q_n + T_{i-1,j,2}(h_{i-1,j} - h_{i,j})\Delta y/\Delta x + T_{i,j,1}(h_{i,j+1} - h_{i,j})\Delta x/\Delta y = T_{i,j,2}(h_{i,j} - h_{i+1,j})\Delta y/\Delta x + T_{i,j-1,1}(h_{i,j} - h_{i,j,-1})\Delta x/\Delta y + S\Delta x\Delta y (h_{i,j} - h_{i,j})/\Delta t + Q_{i,j} \quad (7.8)$$

Dividiendo ambos lados de la ecuación (7.8) por el producto de x y y y reorganizando términos, tenemos que

$$T_{i-1,j,2}(h_{i-1,j}-h_{i,j})/\Delta x^2 + T_{i,j,2}(h_{i+1,j}-h_{i,j})/\Delta x^2 + T_{i,j,1}(h_{i,j+1}-h_{i,j})/\Delta y^2 + T_{i,j-1,1}(h_{i,j-1}-h_{i,j})/\Delta y^2 = S(h_{i,j}-h_{\phi_{i,j}})/\Delta t + Q_{i,j}/\Delta x\Delta y - Q_n/\Delta x\Delta y \quad (7.9)$$

Con Q_n igual a cero la ecuación (7.9) es la forma en diferencias finitas de la ecuación diferencial parcial (ver ecuación 7.2) que gobierna al flujo transitorio bidimensional de agua subterránea en un acuífero no-homogéneo y artesiano. Una ecuación similar fue derivada de una manera más formal por Pinder y Bredehoeft (1968).

Dado que hay una ecuación de la misma forma que la ecuación (7.9) para cada nodo del modelo digital, se deben resolver un larga serie de ecuaciones simultaneas para las cargas desconocidas principales $h_{i,j}$. El modelo PLASM utiliza una forma modificada del método numérico alternativo de dirección implícita (ADI) de Peaceman y Rachford (1955) para resolver esa serie de ecuaciones simultáneas.

Aunque comunmente menos aplicado que la aproximación convencional de diferencias finitas, el método integrado de diferencias finitas (IFDM) que utiliza el modelo PLASM ha sido utilizado para estudiar problemas de agua subterránea desde principios de los sesentas, cuando era conocido con un nombre diferente. Tyson y Weber (1964) introdujo este método al campo

del agua subterránea, pero se referían a él como una técnica de modelo poligonal. El método fue posteriormente discutido en forma más amplia por Cooley (1971) y Thomas (1973), y obtuvo finalmente su nombre actual dado por Narisimhan y Witherspoon (1976).

Una historia parcial del uso de esta aproximación en la solución de la ecuación de flujo subsuperficial puede ser encontrada en Pinder y Bredehoeft (1968) y Remson et al (1971). Una descripción más detallada de esta técnica numérica utilizada en el modelo PLASM se encuentra en la documentación misma del modelo de Prickett y Lonquist (1971).

PROGRAMA BASICO DE SIMULACION DE ACUIFERO DEL MODLEO

Como se mencionó antes, el modelo PLASM parte de un "programa básico de simulación de acuífero" cuyo listado en código FORTRAN IV se presenta en la tabla 7.1. Este programa básico soluciona las series de ecuaciones en los nodos de la malla tanto para las columnas como para los renglones. La secuencia operacional, paso a paso, del programa básico de simulación de acuífero está detalladamente explicada en la documentación de Prickett y Lonquist, y está de acuerdo al listado de la tabla 7.1 y al diagrama de flujo que se presenta en la figura 7.4

TABLA 7.1 PROGRAMA BASICO DE SIMULACION DE ACUIFERO

ILLINOIS STATE WATER SURVEY	
BASIC AQUIFER SIMULATION PROGRAM	
..*****	A 120
.. DEFINITION OF VARIABLES	A 125
.. HO(I,J)-----HEADS AT START OF TIME	A 130
.. INCREMENT (I,J)	A 135
.. H(I,J)-----HEADS AT END OF TIME	A 140
.. INCREMENT (FT)	A 145
.. SF1(I,J)----STORAGE FACTOR FOR	A 150
.. ARTESIAN CONDITIONS	A 155
.. (GAL/FT)	A 160
.. Q(I,J)-----CONSTANT WITHDRAWAL	A 165
.. RATES (GPD)	A 170
.. T(I,J,1)----AQUIFER TRANSMISSIVITY	A 175
.. BETWEEN I,J AND I.J+1	A 180
.. (GAL/DAY/FT)	A 185
.. T(I,J,2)----AQUIFER TRANSMISSIVITY	A 190
.. BETWEEN I,J AND I+1,J	A 195
.. (GAL/DAY/FT)	A 200
.. (GAL/DAY/FT), OR	A 210
.. EVAPATRANSPIRATION	A 215
.. FACTOR (GAL/DAT/FT)	A 220
.. AA,BB,CC,DD-COEFFICIENTS IN WATER	A 225
.. BALANCE EQUATIONS	A 230
.. NR-----NO. OF ROWS IN MODEL	A 235
.. NC-----NO. OF COLUMNS IN MODEL	A 240
.. NSTEPS-----NO. OF TIME INCREMENTS	A 245
.. DELTA-----TIME INCREMENTS (DAYS)	A 250
.. HH,S1,QQ,TT-DEFAULT VALUES	A 255
.. I-----MODEL COLUMN NUMBER	A 260
.. J-----MODEL ROW NUMBER	A 265
.. DIMENSION H(50,50), HO(50,50), SF1(50,50), Q(50,50), T(50,50,2), R	A 480
.. I(50), G(50), R(50,50), DL(50,50)	
.. TURN OFF UNDERFLOW TRAP	A 495
.. WHEN USING AN IBM	A 500
.. 360 OR 370 COMPUTER	A 505
.. CALL ERRSET(208,256,-1,1)	A 510
.. (NOTE: OTHER MACHINES MAY	A 515
.. HAVE A DIFFERENT SUBROUTINE	A 520
.. OR A DIFFERENT CALLING	A 525
.. ARGUMENT FOR ERRSET TO	A 530
.. TURN OFF THE UNDERFLOW TRAP.	A 535
.. YOU SHOULD CHECK WITH A	A 540
.. CONSULTANT AT THE FACILITY	A 545
.. YOU ARE USING ON THIS.)	A 550
.. DEFINE INPUT AND OUTPUT DEVICE NUMBERS	A 555
	A 560
	A 565

REAL INFET	A 570
INTEGER OUT	A 575
IN=5	A 580
OUT=6	A 585
.... READ IN AND WRITE OUT	A 610
.... ALL DATA	A 615
.... READ AND PRINT OUT PARAMETER	A 620
.... CARD AND DEFAULT VALUE CARD	A 625
	A 630
	A 635
READ (IN,1010) NSTEPS,DELTA,ERROR,NC,NP,TT,S1,HH,QQ,RR,RRH,RRD	A 640
WRITE (OUT,1015) NSTEPS,DELTA,ERROR,NC,NR,TT,S1,HH,QQ,RR,RRH,RRD	A 645
.... FILL ARRAYS WITH DEFAULT VALUES	A 750
	A 755
DO 10 I=1,NC	A 760
DO 10 J=1,NR	A 765
T(I,J,1)=TT	A 770
T(I,J,2)=TT	A 775
SF1(I,J)=S1	A 780
H(I,J)=HH	A 785
HO(I,J)=HH	A 790
R(I,J)=RR	A 795
RH(I,J)=RRH	A 800
RD(I,J)=RRD	A 805
10 Q(I,J)=QQ	A 810
.... READ AND WRITE OUT NODE CARDS	A 815
	A 820
15 READ (IN,1065,END=20) I,J,T(I,J,1),T(I,J,2),SF1(I,J),H(I,J),	A 825
1Q(I,J),R(I,J),RH(I,J),RD(I,J)	A 830
WRITE (OUT,1060) I,J,T(I,J,1),T(I,J,2),SF1(I,J),H(I,J),Q(I,J),R(I,	A 840
1J),RH(I,J),RD(I,J)	A 845
GO TO 15	A 855
	A 860
	A 865
.... START OF SIMULATION	A 870
	A 875
20 TIME=0	A 880
DEL=DELTA	A 885
KC=1	A 890
DO 220 ISTEP=1,NSTEPS	A 895
	A 900
	A 960
.... PREDICT HEADS FOR NEXT	A 965
.... TIME INCREMENT	A 970
	A 975
35 DO 45 I=1,NC	A 980
DO 45 J=1,NR	A 985
D=H(I,J)-HO(I,J)	A 990
HO(I,J)=H(I,J)	A 995
F=1.0	A1000
IF (DL(I,J).EQ.0.0) GO TO 40	A1005
IF (ISTEP.GT.2) F=D/DL(I,J)	A1010
IF (F.GT.5) F=5.0	A1015
IF (F.LT.0.0) F=0.0	A1020
40 DL(I,J)=D	A1025
45 H(I,J)=H(I,J)+D*F	A1030

TABLA 7.1 (Continuación)

...	REFINE ESTIMATES OF HEADS BY IADI METHOD	A1035
		A1040
	TIME=TIME+DELTA	A1045
	ITER=0	A1050
50	E=0.0	A1055
	ITER=ITER+1	A1060
		A1065
...	COLUMN CALCULATIONS	A1070
		A1075
	DO 115 II=1,NC	A1080
	I=II	A1085
	IF (MOD(ISTEP+ITER,2).EQ.1) I=NC-I+1	A1090
	DO 105 J=1,NR	A1095
		A1100
...	CALCULATE B AND G ARRAYS	A1105
...	STREAMBED INFILTRATION CONTROL	A1110
...	OR EVAPOTRANSPIRATION CONTROL	A1115
		A1120
	IF (H(I,J).LT.RD(I,J)) GO TO 55	A1125
	RE=RH(I,J)*R(I,J)	A1130
	RB=1.0	A1135
	GO TO 60	A1140
55	RE=(RH(I,J)-RD(I,J))*R(I,J)	A1145
	RB=0.0	A1150
60	DD=HO(I,J)*SF1(I,J)/DELTA-Q(I,J)+RE	A1155
	BB=SF1(I,J)/DELTA+R(I,J)*RB	A1160
		A1165
	AA=0.0	A1170
	CC=0.0	A1175
	IF (J-1) 65,70,65	A1180
65	AA=-T(I,J-1,1)	A1185
	BB=BB+T(I,J-1,1)	A1190
70	IF (J-NR) 75,80,75	A1195
75	CC=-T(I,J,1)	A1200
	BB=BB+T(I,J,1)	A1205
80	IF (I-1) 85,90,85	A1210
85	BB=BB+T(I-1,J,2)	A1215
	DD=DD+H(I-1,J)*T(I-1,J,2)	A1220
90	IF (I-NC) 95,100,95	A1225
95	BB=BB+T(I,J,2)	A1230
	DD=DD+H(I+1,J)*T(I,J,2)	A1235
100	IF (J.GT.1) W=BB-AA*B(J-1)	A1240
	IF (J.EQ.1) W=BB	A1245
	B(J)=CC/W	A1250
	IF (J.GT.1) G(I)=(DD-AA*B(J-1))/W	A1255
105	IF (J.EQ.1) G(I)=DD/W	A1260
		A1265
....	RE-ESTIMATE HEADS	A1270
		A1275
	E=E+ABS(H(I,NR)-G(NR))	A1280
	H(I,NR)=G(NR)	A1285
	N=NR-1	A1290
110	HA=G(N)-B(N)*H(I,N+1)	A1295
	E=E+ABS(HA-H(I,N))	A1300
		A1305

TABLA 7.1 (Continuación)

	H(I,N)=HA	A1310
	N=N-1	A1315
115	IF (N) 115,115,110	A1320
	CONTINUE	A1325
...	ROW CALCULATIONS	A1330
	DO 180 JJ=1,NR	A1335
	J=JJ	A1340
	IF (MOD(ISTEP+ITER,2).EQ.1) J=NR-J+1	A1345
	DO 170 I=1,NC	A1350
	AA=0.0	A1355
	CC=0.0	A1360
	IF (J-1) 130,135,130	A1425
130	BB=BB+T(I,J-1,1)	A1430
	DD=DD+H(I,J-1)*T(I,J-1,1)	A1435
135	IF (J-NR) 140,145,140	A1440
140	DD=DD+H(I,J+1)*T(I,J,1)	A1445
	BB=BB+T(I,J,1)	A1450
145	IF (I-1) 150,155,150	A1455
150	BB=BB+T(I-1,J,2)	A1460
	AA=-T(I-1,J,2)	A1465
155	IF (I-NC) 160,165,160	A1470
160	BB=BB+T(I,J,2)	A1475
	CC=-T(I,J,2)	A1480
165	IF (I.GT.1) W=BB-AA*B(I-1,	A1485
	IF (I.EQ.1) W=BB	A1490
	B(I)=CC/W	A1495
	IF (I.GT.1) G(I)=(DD-AA*G(I-1))/W	A1500
170	IF (I.EQ.1) G(I)=DU/W	A1505
		A1510
...	RE-ESTIMATE HEADS AND	A1515
...	COMPUTE CONVERGENCE ERROR	A1520
	E=E+ABS(H(NC,J)-G(NC))	A1525
	H(NC,J)=G(NC)	A1530
	N=NC-1	A1535
175	HA=G(N)-B(N)*H(N+1,J)	A1540
	E=E+ABS(H(N,J)-HA)	A1545
	H(N,J)=HA	A1550
	N=N-1	A1555
	IF (N) 180,180,175	A1560
180	CONTINUE	A1565
		A1570
...	PRINT RESULTS	A1575
...	PRINT OUT TIME STEP DATA	A1580
		A1585
195	YEARS=TIME/365	A1590
	WRITE (OUT,1070) ISTEP,TIME,YEARS,E,ITER,STORE,INFEET,PUMP,DIF	A1735
1	E	A1740
		A1745
...	INCREASE TIME INCREMENT	A1750
...	FOR NEXT TIME STEP	A1755
		A1760
		A1765
		A1770

TABLA 7.1 (Continuación)

```

DELTA=DELTA*1.2
... PRINT OUT HEAD VALUES AT THE
... END OF THE TIME INCREMENT
IPASS=(NC+9)/10
DO 215 K=1,IPASS
    ISTART=(K-1)*10+1
    IEND=K*10
    IF (IEND.GT.NC) IEND=NC
    IF (K.EQ.1) WRITE (OUT,1085)
    IF (K.GT.1) WRITE (OUT,1100)
    WRITE (OUT,1090) ((I),I=ISTART,IEND)
    DO 215 J=1,NR
215    WRITE (OUT,1095) J,(H(I,J),I=ISTART,IEND)
        IF (ITER.GE.100) GO TO 225
220 CONTINUE
225 CONTINUE

STOP

010 FORMAT (I6,2F6.0/2I6,7F6.0)
015 FORMAT (32H PARAMETERS AND DEFAULT VALUES://25H NUMBER OF TIME S
1TEPS = ,I7/23H INITIAL TIME STEP = ,F9.3,7H DAYS /29H TOTAL AL
2LOWABLE CONVERGENCE/14H TEST ERROR = ,F18.3,6H FEET/22H NUMBER O
3F COLUMNS = ,I10/18H NUMBER OF ROWS = ,I14/19H TRANSMISSIVITY = ,
4E13.3,12H GAL/DAY/FT/19H STORAGE FACTOR = ,E13.3,8H GAL/FT/17H
5 INITIAL HEAD = ,F15.3,6H FEET/14H DISCHARGE = ,E18.4,9H GAL/DA
6Y/20H RECHARGE FACTOR = ,E12.4,12H GAL/DAY/FT/30H STREAM SURFAC
7E ELEVATION /31H OR LAND SURFACE ELEVATION = ,F9.1,6H FEET/3
82H STREAMBED BOTTOM ELEVATION /33H OR ET ELEVATION LOWER LIM
9T = ,F7.1,6H FEET////)
060 FORMAT (2I3,3E10.3,F6.0,E10.3,3F7.0)
065 FORMAT (2I3,2F6.0,2F4.0,4F6.0)
070 FORMAT (23H1 TIME STEP NUMBER IS ,I5/7H TIME=,F15.3,12H DAYS,
1 OR ,F10.5,7H YEARS./9H ERROR= .E13.5,7H FEET /30H THE NUMBER OF
2 ITERATIONS IS ,I4///24H WATER BALANCE RESULTS://21H FLOW FROM S
3 STORAGE =.E20.3,5H GPD/29H FLOW FROM INFILTRATION PLUS/32H FLOW
4 FROM EVAPOTRANSPIRATION = ,E9.3,5H GPD/27H FLOW TO DISCHARGE UNIT
5S = ,E14.3,5H GPD/29H THE WATER BALANCE IS WITHIN ,E12.3,3H %///
6/)
1085 FORMAT (1H ///42H HEAD VALUES AT THE END OF THIS TIMESTEP://)
1090 FORMAT (1H ,I18,9I11)
1095 FORMAT (1H .I5,5X,10E11.4)
1100 FORMAT (1H .34HHEAD VALUES (CONTINUED):)
END

```

TABLA 7.1 (Concluye)

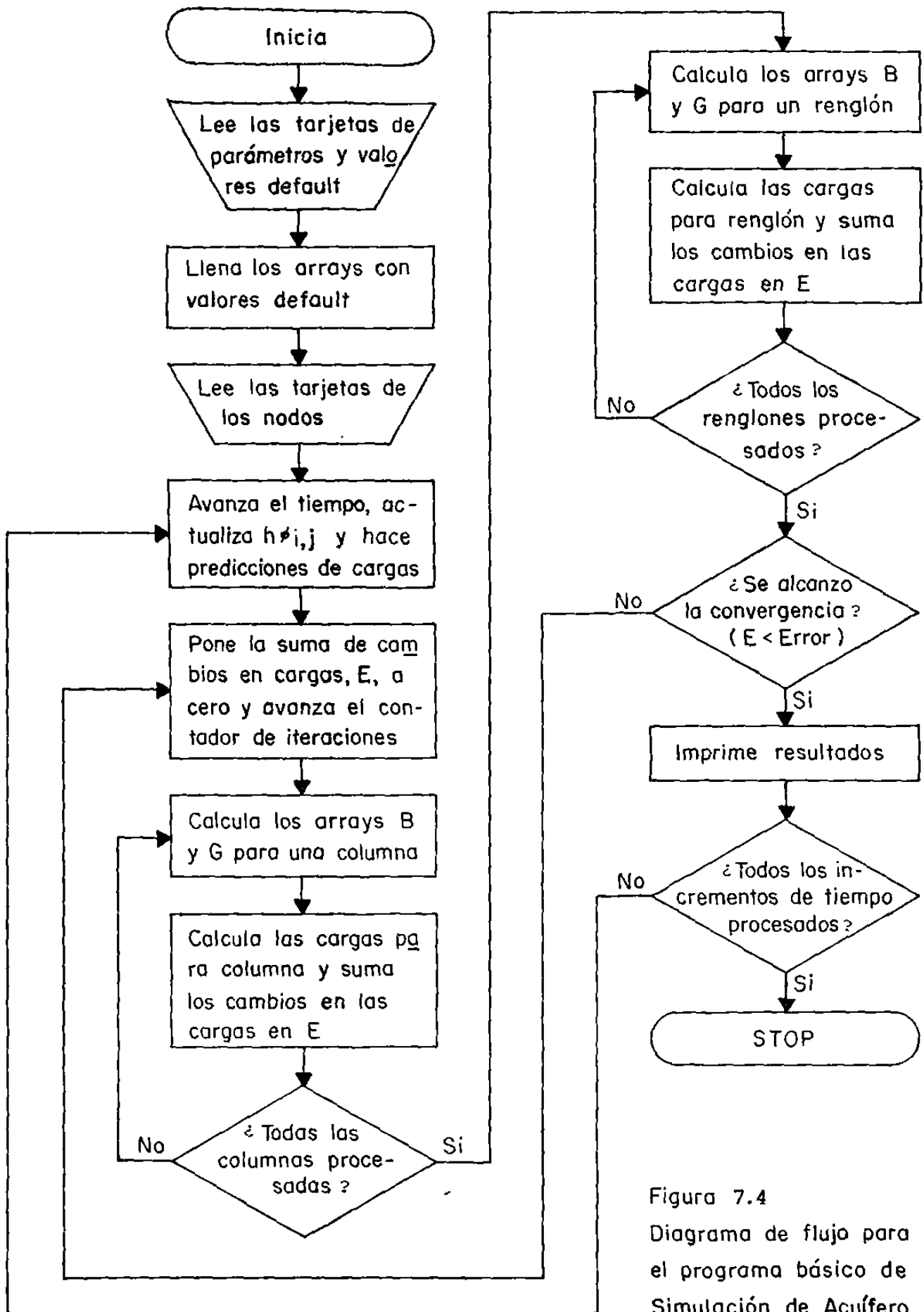


Figura 7.4
Diagrama de flujo para el programa básico de Simulación de Acuífero.

Brevemente descrito. el programa básico de simulación de acuífero tiene como intención analizar la relación causa-efecto que involucra los abatimientos o cargas (h) en un sistema acuífero isotrópico, homogéneo y/o heterogeneo, y en estado transitorio, bajo condiciones artesianas. En estas condiciones es posible incluir fronteras especiales tales como barreras irregulares o fronteras de recarga (carga constante) y tasas constantes de extracción o de recarga. La figura 7.5 ilustra los parámetros incluidos en el programa básico.

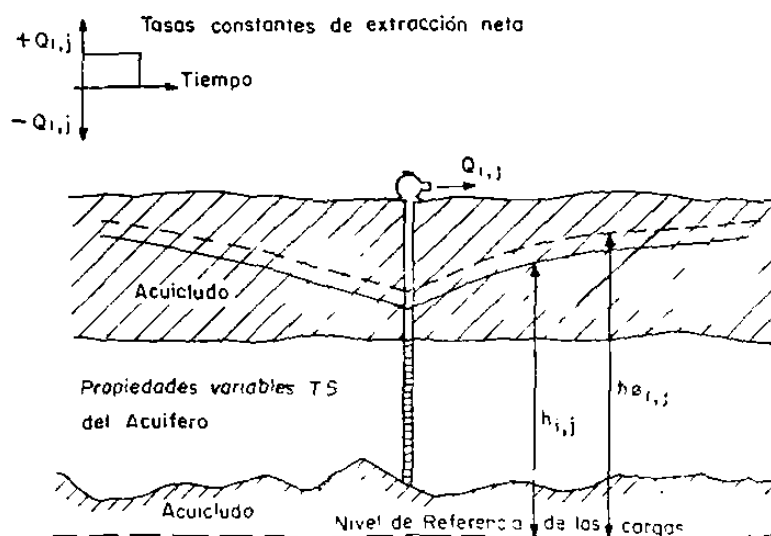


Figura 7.5 Sección generalizada del acuífero para los parámetros de programa básico de simulación

Los comentarios que preceden al programa de la tabla 7.1, listan las variables en el sistema de unidades de galones-día-pie. Este sistema de unidades se hace consistente al trabajar con el, así llamado "factor de almacenamiento" definido como:

$$SF1_{i,j} = 7.48S\Delta x\Delta z \quad (7.10)$$

Donde:

SF1_{i,j}= Factor de almacenamiento para el nodo localizado en el

modelo en la coordenada i, j , en galones por pie (gal/ft)

S = Coeficiente de almacenamiento del acuífero,
adimensional

7.48= Número de galones en un pie cúbico de agua, en
galones por pie cúbico (gal/ft³)

$\Delta x \Delta y$ = Intervalos de la malla de diferencias finitas, en
pies.

Aunque el autor de esta tesis utilizó este mismo sistema de unidades, se debe mencionar que el programa listado en la tabla 7.1 puede operar con cualquier sistema de unidades consistentes, teniendo cuidado principalmente con el factor de almacenaje, que parte de un coeficiente de almacenamiento adimensionalizado, y deberá ser estimado aquél en litros por metro para el sistema métrico decimal.

El volúmen vectorial del factor de almacenaje es el mismo a como se definió en la figura 7.3. El factor de almacenaje de la ecuación (7.10) es sustituido por los términos $S\Delta x^2$ de las ecuaciones, tanto para las columnas como para los renglones, definidas en el método numérico IADI, y el cual ($SF_{li,j}$) transforma esas ecuaciones para que todas las combinaciones de términos tengan unidades consistentes de galones por día (gal/día).