



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

**CONTROL LOCAL DEL HUNDIMIENTO REGIONAL  
MEDIANTE INYECCIÓN DE AGUA EN EL SUBSUELO DEL  
VALLE DE MÉXICO**

**TESIS**  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
**MAESTRO EN INGENIERÍA**

PRESENTA:  
**ING. CUPERTINO GARCÍA FLORES**

TUTORES PRINCIPALES  
**DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD, INSTITUTO DE INGENIERÍA**  
**DRA. NORMA P. LÓPEZ ACOSTA, INSTITUTO DE INGENIERÍA**

MÉXICO, D. F., JUNIO DE 2013

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY  
Secretario: M. I. GABRIEL MORENO PECERO  
Vocal: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD  
1<sup>er</sup>. Suplente: DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA  
2<sup>d o</sup>. Suplente: ING. NOEL HERNÁNDEZ LALOTH

Lugar donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, UNAM

**TUTOR DE TESIS:**

DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD

---

**FIRMA**

**CO-TUTOR DE TESIS:**

DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

---

---

# Resumen

---

El objetivo de esta investigación es evaluar el efecto de la inyección de agua para contrarrestar el fenómeno del hundimiento regional restableciendo, al menos localmente, la presión hidrostática original en los estratos permeables del subsuelo. Inicialmente se presentan los fundamentos matemáticos de dos soluciones analíticas en flujo transitorio: La ecuación de Theis y la ecuación de Hantush. Mediante la aplicabilidad de las soluciones se ilustra el análisis de la inyección de agua a través de un solo pozo en el estrato permeable (capa dura) de la estratigrafía del *Proyecto Texcoco*. Posteriormente, con herramientas numéricas se realizan análisis paramétricos considerando estratigrafías más complejas y un abatimiento piezométrico de la zona lacustre del valle de México. Se recurrió a los métodos de elementos finitos (MEF) y de diferencias finitas (MDF) en 2D tipo axisimétrico. Comparando los métodos utilizados, se mostró que existe una diferencia importante en la recuperación del nivel piezométrico entre los resultados obtenidos analíticamente y numéricamente muy cerca del pozo. En los primeros, no es posible alcanzar la condición estacionaria en un tiempo razonable (10 años). En los análisis numéricos, la condición estacionaria se alcanza en un tiempo corto (1 mes). Para reforzar los análisis de inyección se calibró una prueba de bombeo de campo simulando 16 pozos con un programa numérico 3D basado en el MDF, en la que se obtuvo una similitud entre los resultados obtenidos numéricamente y las observadas en las estaciones piezométrica; obteniendo nuevos parámetros hidráulicos para efectuarse una modelación de la inyección más precisa del sitio de estudio. Finalmente, se realizan recomendaciones en cuanto a la metodología a seguir para la evaluación de los efectos de la inyección de agua y definición de investigaciones adicionales requerida.

---



# Índice

---

## CONTROL LOCAL DEL HUNDIMIENTO REGIONAL MEDIANTE INYECCIÓN DE AGUA EN EL SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO

---

RESUMEN .....	V
LISTA DE FIGURAS.....	VII
LISTA DE TABLAS.....	XI
INTRODUCCIÓN.....	XIII
<b>1. ANTECEDENTES.....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 Problemática inducida por el fenómeno de hundimiento regional en la zona lacustre del valle de México.....</b>	<b>1</b>
1.1.1 Estratigrafía típica del valle de México .....	3
1.1.2 Descripción del fenómeno de hundimiento regional .....	5
1.1.3 Impacto del hundimiento regional en la zona lacustre del valle de México.....	6
a) Sistemas de drenaje.....	6
b) Riesgos por inundación .....	7
c) Sistemas de transporte.....	8
d) Comportamiento del Centro Histórico de la ciudad de México.....	9
e) Fracturamiento del suelo .....	10
f) Efectos en las cimentaciones.....	11
<b>1.2 Experiencias previas para el control local del hundimiento regional mediante inyección de agua.....</b>	<b>13</b>
1.2.1 Introducción .....	13
1.2.2 Ciudad de Shanghai, China.....	15
1.2.3 Palacio Nacional, ciudad de México.....	16
1.2.4 Centro Cultural Universitario Tlatelolco (Ex-Secretaría de Relaciones Exteriores), ciudad de México.....	19
1.2.5 Conjunto Hidalgo, ciudad de México .....	23
<b>1.3 Comentarios finales.....</b>	<b>28</b>
<b>2. SOLUCIONES ANALÍTICAS Y NUMÉRICAS APLICABLES A LA EVALUACIÓN DE LA INYECCIÓN DE AGUA .....</b>	<b>31</b>
2.1 Planteamiento general del problema .....	31
2.2 Ecuaciones generales para el análisis de flujo transitorio en acuíferos .....	33
2.3 Soluciones analíticas de la ecuación general de flujo en régimen transitorio.....	35

---

2.3.1	Ecuación de Theis (1935) para un acuífero confinado .....	36
2.3.2	Ecuación de Hantush (1960) para un acuífero semiconfinado .....	37
2.3.3	Ecuación de Chen et al (1986) para un sistema de dos acuíferos y un acuitardo .....	39
<b>2.4</b>	<b>Soluciones numéricas de la ecuación general de flujo en régimen transitorio. ....</b>	<b>40</b>
2.4.1	Consideraciones generales .....	41
2.4.2	Solución con el método de elementos finitos (MEF).....	41
2.4.3	Solución con el método de diferencias finitas (MDF) .....	43
2.4.3.1	En problemas geotécnicos .....	43
2.4.3.2	En problemas hidrogeológicos .....	45
<b>2.5</b>	<b>Validación de las soluciones analíticas (Theis) y numéricas (MEF y MDF) aplicadas al estudio del flujo transitorio en un pozo de extracción en un acuífero confinado .....</b>	<b>47</b>
<b>2.6</b>	<b>Comentarios finales.....</b>	<b>51</b>
<b>3.</b>	<b>MODELACIÓN DE LA INYECCIÓN DE AGUA EN EL SUBSUELO DEL VALLE DE MÉXICO.....</b>	<b>53</b>
<b>3.1</b>	<b>Definición del modelo geotécnico del sitio de estudio (zona del Ex-Lago de Texcoco).....</b>	<b>53</b>
3.1.1	Localización .....	54
3.1.2	Estratigrafía.....	54
3.1.3	Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas .....	55
3.1.4	Propiedades hidráulicas de los estratos .....	57
3.1.5	Geometría del pozo .....	57
<b>3.2</b>	<b>Modelo analítico para el análisis de un pozo aislado .....</b>	<b>57</b>
3.2.1	Planteamiento.....	57
3.2.2	Metodología propuesta para los análisis .....	58
3.2.3	Resultados de los análisis.....	59
3.2.4	Conclusiones.....	64
<b>3.3</b>	<b>Modelo numérico 2D para el análisis de un pozo aislado.....</b>	<b>65</b>
3.3.1	Método de elementos finitos (MEF) utilizando PLAXFLOW .....	65
3.3.1.1	Planteamiento .....	65
3.3.1.2	Análisis paramétrico de flujo transitorio empleando el MEF .....	66
3.3.1.3	Interpretación de resultados.....	68
3.3.1.4	Conclusiones.....	73
3.3.2	Método de diferencias finitas (MDF) utilizando FLAC .....	73
3.3.2.1	Planteamiento .....	73
3.3.2.2	Análisis paramétrico de flujo transitorio mediante el MDF .....	75
3.3.2.3	Interpretación de resultados.....	76
3.3.2.4	Conclusiones.....	79
<b>3.4</b>	<b>Comparación de resultados analíticos y numéricos 2D .....</b>	<b>79</b>
<b>3.5</b>	<b>Modelo numérico 3D para la predicción de la inyección de agua en un grupo de 16 pozos .....</b>	<b>80</b>
3.5.1	Calibración de un modelo de extracción de agua .....	81

---

3.5.1.1	Condiciones generales .....	81
3.5.1.2	Análisis de flujo transitorio mediante el MDF utilizando VISUAL MODFLOW .....	81
3.5.1.3	Interpretación de resultados .....	87
3.5.1.4	Comentarios finales .....	90
<b>3.6</b>	<b>Metodología propuesta para el análisis de la inyección de agua para el control local del hundimiento regional mediante modelos numéricos 2D (PLAXFLOW y FLAC) y 3D (VISUAL MODFLOW) .....</b>	<b>91</b>
<b>4.</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>97</b>
	<b>REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>101</b>
	<b>ANEXO I. Conceptos básicos de los sistemas hidrogeológicos.....</b>	<b>109</b>
1.1	Clasificación de los sistemas hidrogeológicos según su comportamiento hidráulico	109
1.2	Propiedades hidráulicas (propiedades de los sistemas hidrogeológicos) .....	111
1.2.1	Carga hidráulica .....	111
1.2.2	Gradiente hidráulico.....	111
1.2.3	Ley de Darcy.....	112
	<b>ANEXO II. Interpretación de una prueba de bombeo en un campo de pozos someros .</b>	<b>113</b>
2.1	Introducción. ....	113
2.2	Equipos de medición y lecturas en campo (dispositivos de medición o instrumentación).....	113
2.3	Interpretación de la prueba.....	115
2.3.1	Planteamiento y metodología de análisis .....	115
2.3.2	Resultados de los análisis.....	118
2.4	Comentarios finales.....	122

---

## Lista de Figuras

---

Figura 1.1 Configuración piezométrica generada durante extracción de agua en los estratos permeables (acuíferos semiconfinados) .....	2
Figura 1.2 Relación entre el hundimiento regional en el centro histórico y la extracción de agua del subsuelo del valle de México (Tamez, 1992).....	2
Figura 1.3 Hundimiento regional acumulado (m) para el periodo de 1862-2005 (Laboratorio de Geoinformática, 2008).....	3
Figura 1.4 Zonificación geotécnica de la ciudad de México (NTC, 2004) .....	4
Figura 1.5 Estratigrafía de la ciudad de México (Marsal y Mazari, 1975).....	5
Figura 1.6 Distribución de presiones de poro durante el proceso de consolidación provocado por un abatimiento $\Delta p$ constante, (Marsal y Mazari, 1959) .....	6
Figura 1.7 Hundimiento histórico y predicción del hundimiento en el Gran Canal de Desagüe (Lesser & Cortés, 1998).....	7
Figura 1.8 Cambio de pendiente del Gran Canal de Desagüe (CONAGUA, 2002) .....	7
Figura 1.9 Esquema en planta de las diferentes condiciones del subsuelo sobre la Línea “A” del metro.....	8
Figura 1.10 hundimiento total a 14 años de operación (1987-2001) en el tramo Guelatao-Los Reyes .....	8
Figura 1.11 Hundimientos diferenciales en monumentos arquitectónicos a) Antigua Iglesia de Loreto con una inclinación de 1m, Fotografía de 1950 b) Catedral metropolitana de la ciudad de México (Santoyo & Ovando, 2002). .....	9
Figura 1.12 Monumentos arquitectónicos afectados por el hundimiento regional en el Centro Histórico de la ciudad de México (Santoyo, 2010) .....	10
Figura 1.13 Condición de transición abrupta (Auvinet, 2008).....	11
Figura 1.14 Agrietamiento asociado a un escalón sepultado (Jachens y Holzer, 1982).....	11
Figura 1.15 Emersión aparente de un grupo de pilotes de punta en el lago de Texcoco (Rodríguez, 2010).....	12
Figura 1.16 Clasificación de los tipos de recarga artificial a) Superficial, b) Subsuperficial y c) Directa .....	14
Figura 1.17 La evolución de hundimiento regional en Shanghái, China (Gong <i>et al</i> , 2009).....	15
Figura 1.18 Relación entre la ingeniería geológica e hidrogeológica de los estratos que forman el subsuelo en Shanghái (Xu <i>et al</i> , 2012).....	16

---

Figura 1.19 Condición piezométrica en la estación EP-5, lectura del día 24-04-1977. (Modificada de Anaya & Ramírez, 1977). .....	17
Figura 1.20 Comportamiento de la presión de poro en la estación piezométrica EP-1 ubica en la esquina norponiente del Palacio Nacional, (Modificada de Anaya & Ramírez, 1977). .....	18
Figura 1.21 Comportamiento de la presión de poro en la estación piezométrica EP-5 ubica en la esquina surponiente del Palacio Nacional, (Anaya & Ramírez, 1977). .....	19
Figura 1.22 Resultados obtenidos a través de la prueba de inyección de agua en diferentes puntos de control os de control de la estación EP-5 (Anaya & Ramírez, 1977) .....	19
Figura 1.23 Corte transversal del conjunto de edificios (Aguirre y Segur, 1964).....	20
Figura 1.24 Planta del conjunto de edificios de la ex-SER, (Aguirre y Segur, 1964).....	20
Figura 1.25 Representación esquemática de los desplomos, (Zarazúa, 2008). .....	21
Figura 1.26 Historia de los desplomos para el periodo de 1977 a 2006 (Modificada de Zarazúa, 2008).....	22
Figura 1.27 Localización de los pozos de bombeo en infiltración (Zarazúa, 2008).....	23
Figura 1.28 Distribución de hundimientos diferenciales comprendidos entre periodo de 1991-1996, (Pliego & Vargas, 2008).....	24
Figura 1.29 Diagrama operativo del sistema de pozos. (Pliego y Vargas, 2008).....	26
Figura 1.30 Movimientos verticales en tres ejes de la zona de pozos de inyección en el Conjunto Hidalgo. (Modificada de Pliego y Vargas, 2008) .....	27
Figura 1.31 Comportamiento de los niveles piezométricos en la cercanía de los pozos de inyección. (Pliego y Vargas, 2008) .....	27
Figura 2.1 Esquema ilustrativo del incremento de la presión de poro cuando se lleva a cabo la inyección de agua en un acuífero semiconfinado (capa dura). .....	32
Figura 2.2 Esquema ilustrativo de flujo en un estrato de arena semiconfinado entre formaciones semiimpermeables.....	33
Figura 2.3 Continuidad de flujo.....	34
Figura 2.4 Flujo radial hacia un pozo que penetra totalmente en un acuífero confinado (sección transversal vertical). .....	37
Figura 2.5 Flujo radial hacia un pozo que penetra totalmente un acuífero semiconfinado (sección transversal vertical). .....	38
Figura 2.6 Diagrama esquemático de dos acuíferos y un acuitardo (sección transversal vertical). .....	40
Figura 2.7 Ciclo del procedimiento básico de cálculo empleado en FLAC (Itasca, 2005).....	44
Figura 2.8 a) Cuadriláteros sobrepuestos usados en FLAC, b) Elementos triangulares típico con vectores de velocidad.....	44
Figura 2.9 Condiciones geométricas de malla de diferencias finitas .....	46
Figura 2.10 Flujo a través de un pozo en un acuífero confinado.....	48
Figura 2.11 Comparación de soluciones numéricas y analíticas .....	48

---

Figura 2.12 Solución numérica de presión de poro con geostudio (Seep/w) .....	49
Figura 2.13 Presión de poro a 4s, 8s, 16 s y 32 s.....	49
Figura 2.14 Esfuerzos tangenciales y radiales a 32 s .....	50
Figura 2.15 Desplazamientos verticales .....	50
Figura 3.1 Ubicación de la zona en estudio (Laboratorio de Geoinformática del II UNAM, 2008).....	54
Figura 3.2 Perfil estratigráfico del sitio en estudio.....	55
Figura 3.3 Estado inicial de esfuerzos efectivos (Rodríguez, 2010) .....	56
Figura 3.4 Diagrama de presiones asumido en los cálculos (correspondiente a la condición típica de abatimiento en el suelo lacustre del valle de México, generada por el bombeo de agua). Modificada de Rodríguez (2010) y Poland & Davis (1969) .....	56
Figura 3.5 Esquema ilustrativo del incremento de la presión de poro cuando se lleva a cabo la inyección de agua en un acuífero semiconfinado (capa dura). .....	59
Figura 3.6 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección, para distintos tiempos de análisis utilizando la ecuación de Theis. ....	60
Figura 3.7 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección, para distintos tiempos de análisis aplicando la ecuación de Hantush. ....	61
Figura 3.8 Comparación de la recuperación del nivel piezométrico aplicando la ecuación de Theis vs. la ecuación de Hantush. ....	62
Figura 3.9 Análisis paramétrico utilizando la teoría de Hantush para distintas conductividades hidráulicas de los estratos semiconfinantes (acuitardos). ....	63
Figura 3.10 Malla de elementos finitos empleada en los análisis numéricos 2D .....	66
Figura 3.11 Condiciones de frontera consideradas en el modelo numérico (Etapa 1) .....	67
Figura 3.12 Condiciones de frontera consideradas en los cálculos (Etapa 2). ....	68
Figura 3.13 Distribución de la presión de poro para distintos gastos de inyección “Q” en un tiempo $t= 1$ año .....	69
Figura 3.14 Distribución de la presión de poro debida a la influencia de inyección de un gasto $Q=339.35$ l/s.....	70
Figura 3.15 Evaluación de la distribución de la presión de poro en el tiempo debida a la influencia de la inyección de agua de un gasto ( $Q=339.35$ m <sup>3</sup> /día) .....	71
Figura 3.16 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección, para distintos tiempos de análisis del modelado numérico. ....	72
Figura 3.17 Distribución de líneas equipotenciales. Análisis paramétrico variando la conductividad hidráulica en la capa dura.....	72
Figura 3.18 Malla en MDF empleada para los análisis .....	74
Figura 3.19 Condiciones de frontera consideradas en los cálculos mediante el MDF (Etapa 2). ....	75
Figura 3.20 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección (corte transversal), para distintos tiempos del análisis aplicado MDF.....	77

---

Figura 3.21 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección, para distintos tiempos del análisis con FDM. ....	77
Figura 3.22 Comparación de la presión de poro inicial (abatida) al asignar las condiciones de frontera mediante el MEF (PLAXFLOW) y MDF (FLAC).....	78
Figura 3.23 Malla de diferencias finitas modelo de flujo empleado para estudiar la zona del Ex-Lago de Texcoco (vista en planta) .....	82
Figura 3.24 Vista general de la malla 3D utilizada para el estudio de un grupo de 16 pozos (al centro) .....	83
Figura 3.25 Localización de equipos de medición en el sitio de interés .....	84
Figura 3.26 Grafica de distribución de presiones (Estación EP-1).....	85
Figura 3.27 Detalle de la malla y distribución de los pozos. (Vista en corte).....	87
Figura 3.28 Abatimientos observados y calculados en la capa dura (Estación EP-1/3 “piezómetro ubicado a 35.5 m de profundidad”).....	88
Figura 3.29 Abatimientos observados y calculados en el lente permeable intercalado en la FAI (Estación EP-2/4 “piezómetro ubicado a 45.5 m de profundidad”).....	88
Figura 3.30 Abatimientos observados y calculados en los depósitos profundos (Estación EP-1/4 “piezómetro ubicado a 59.5 m de profundidad”) .....	89

## Lista de tablas

---

Tabla 1.1 Distribución del sistema de pozos en el Conjunto Hidalgo, ciudad de México (Pliego y Vargas, 2008).....	25
Tabla 2.1 Algunas soluciones analíticas de la ecuación general de flujo.....	36
Tabla 2.2 Propiedades mecánicas e hidráulicas para el acuífero de análisis.....	47
Tabla 3.1 Propiedades hidráulicas (*) de los estratos considerados en los análisis. ....	57
Tabla 3.2 Recuperación del nivel piezométrico cerca del pozo de inyección con la solución de Theis para distintos tiempos. ....	60
Tabla 3.3 Comparación de la recuperación del nivel piezométrico obtenido con las soluciones de Theis y la de Hantush.....	63
Tabla 3.4 Propiedades mecánicas (*) de los estratos considerados en los análisis. ....	74
Tabla 3.5 Comparación de la recuperación del nivel piezométrico mediante ecuaciones analíticas y técnicas numéricas.....	79
Tabla 3.6 Propiedades hidráulicas iniciales de la capa dura y depósitos profundos publicadas por diversos autores. ....	81
Tabla 3.7 Etapas de bombeo consideradas en los análisis* .....	85
Tabla 3.8 Gastos para cada etapa considerados en los análisis .....	86
Tabla 3.9 Resumen de los parámetros obtenidos mediante la calibración numérica con MDF (Visual MODFLOW).....	90

---

## INTRODUCCIÓN

La explotación intensiva del acuífero del valle de México derivada del bombeo de agua para el abastecimiento de la ciudad, ha generado el descenso continuo de los niveles piezométricos en el subsuelo, dicha explotación ha provocado la disminución de las presiones de poro y el consecuente incremento de los esfuerzos efectivos (Carrillo, 1948). Resultado de lo anterior, se han originado hundimientos en la superficie del terreno, que afectan estructuras, como: monumentos históricos, sistemas de drenaje, sistemas de transporte, etc., y constituyen un grave riesgo para la población, agravados por fenómenos como las inundaciones y el agrietamiento del subsuelo, (Auvinet, 2008).

El hundimiento regional ha sido un tema de mucho interés tanto para ingenieros geotecnistas como para ingenieros hidrogeólogos. Específicamente, en el área de la geotecnia, se han realizado importantes contribuciones con respecto al control del hundimiento en obras de ingeniería. Una de las técnicas que han sido propuestas para mitigar este problema es la inyección de agua en el subsuelo desde finales de los años setenta. En particular, el primer esfuerzo en México en este tema lo llevó a cabo Gabriel Moreno (1981), quien estudió la inyección de agua en estratos permeables para tratar de reducir los hundimientos diferenciales que afectaban el *Palacio Nacional*. Posteriormente, para tratar de corregir los desplomos que se presentaban en el ex–edificio de la *Secretaría de Relaciones Exteriores*, actualmente el *Centro Cultural Universitario Tlatelolco (CCUT)*, Figueroa y Orozco (1998) propusieron un sistema de inyección y bombeo de agua en la capa dura, y en general, en cualquier otro estrato permeable del subsuelo de la zona. Por su parte, Pliego y Vargas (2008) aplicaron este método para corregir los hundimientos diferenciales y la emersión aparente en el *Conjunto de Edificios Hidalgo*.

Todas las experiencias anteriores han aportado antecedentes valiosos que permiten reconocer que la inyección de agua contribuye de manera importante a mitigar los hundimientos del subsuelo, o al menos a que permanezcan constantes (no se incrementen) en aquellas zonas del valle de México afectadas por la extracción de agua. En este contexto, en esta tesis se considera importante estudiar esta medida de mitigación a través de soluciones analíticas y técnicas numéricas como el método de elementos finitos (MEF) y diferencias finitas (MDF) en dos y tres dimensiones. En cuanto a las soluciones analíticas, se evalúan las ecuaciones empleadas en las experiencias mencionadas anteriormente y en los casos que resulte necesario se reemplazan por una ecuación analítica que permita interpretar de una

---

mejor manera las condiciones de la zona de interés. Respecto a los métodos numéricos, éstas técnicas permiten el estudio de problemas más complejos además de ser métodos que hasta el momento no han sido aplicados para el estudio de la inyección de agua en el suelo. Cabe aclarar que los análisis efectuados en esta tesis tienen la finalidad de contribuir al estudio de las técnicas de inyección de agua en el subsuelo; en particular, establecer metodologías de análisis y programas de investigaciones experimentales que permitan evaluar el comportamiento que tendrá la inyección de agua en el subsuelo a corto y a largo plazo.

El **objetivo general** de esta tesis es evaluar el efecto de la inyección de agua para contrarrestar el fenómeno del hundimiento regional restableciendo, al menos localmente, la presión hidrostática original en los estratos permeables del subsuelo. El **objetivo particular** es desarrollar una metodología para el análisis de flujo transitorio de agua en un pozo o un conjunto de pozos de inyección aplicable al subsuelo del valle de México, mediante el empleo de modelos analíticos y numéricos (MEF y MDF) en dos y tres dimensiones.

## Organización de la tesis

El cuerpo de esta tesis se divide en cuatro partes. En la primera parte, se expone inicialmente la problemática inducida por el fenómeno del hundimiento regional en la zona lacustre del valle de México, y posteriormente se presenta una revisión de las experiencias previas en las que se ha recurrido a la inyección de agua para controlar los hundimientos del subsuelo en diferentes obras. En la segunda parte, se abordan los fundamentos matemáticos de las soluciones analíticas de la ecuación general de flujo que permiten predecir el efecto inmediato y diferido de la inyección de agua en los estratos permeables del subsuelo. En particular, se analizan y presentan tres teorías: la ecuación de Theis (1935), la ecuación de Hantush (1960) y la ecuación de Chenet *al.* (1986). Asimismo, se describen los modelos numéricos empleados en la etapa de simulación. En la tercera parte, se presenta el modelado numérico axisimétrico de un pozo de inyección sometido a condiciones de descenso del nivel piezométrico (abatimiento de la presión de poro), en estos análisis se emplean modelos basados en las técnicas del método de elementos finitos y el método de diferencias finitas en dos dimensiones aplicados a la ecuación de flujo en régimen transitorio. Adicionalmente, se lleva a cabo un modelado numérico 3D basado en el método de diferencias finitas aplicado en aguas subterráneas para un grupo de pozos de inyección que permite la consideración de características hidrogeológicas y de propiedades de un sistema acuífero en un sitio en particular del valle de México (Proyecto Texcoco, 1969). Por último, se presentan las conclusiones de la tesis en donde se discuten los resultados obtenidos en esta investigación y se proporcionan recomendaciones para la implementación de la técnica de inyección de agua en la ciudad de México.

## 1. Antecedentes

Desde el siglo XIX se ha reconocido la importancia de recargar el acuífero del valle de México mediante la infiltración de agua para mitigar la explotación intensiva, con la cual se pretende atenuar algunos efectos negativos como el hundimiento regional y la reducción de agua extraída. El objetivo de este capítulo es describir las acciones implementadas para disminuir los efectos del hundimiento regional en diferentes obras en México y China, a través de la técnica de inyección de agua. El capítulo se divide en dos apartados; en el primero, se presenta una recopilación bibliográfica de la problemática del hundimiento regional en el valle de México y en otros lugares del mundo; en el segundo, se exponen los logros alcanzados mediante las experiencias previas de inyección de agua en la ciudad de México.

### 1.1 Problemática inducida por el fenómeno de hundimiento regional en la zona lacustre del valle de México.

La explotación intensiva del acuífero dentro de la ciudad, se inició con mayor intensidad en el año de 1847 con la perforación de pozos para la obtención del agua potable en el *valle de México*. En 1925, Roberto Gayol demostró que la *ciudad de México* se hundía con respecto al *Lago de Texcoco*, sin encontrar la explicación científica del fenómeno. Durante el periodo de 1948 a 1953 el bombeo se incrementó drásticamente, y como consecuencia la velocidad del hundimiento a razón de 46 cm por año. Para inicios de ese periodo, Nabor Carrillo apoyándose en uno de los conceptos fundamentales de la mecánica de suelos enunciados por K. Terzaghi (1925), la teoría de la consolidación, explicó que el abatimiento piezométrico era la causa principal del hundimiento derivado de la explotación intensiva del acuífero por medio de los pozos de bombeo (ver Figura 1.1). El hundimiento generó el cierre de muchos de ellos y se declaró una veda permanente. En la Figura 1.2 se ilustra la relación entre el hundimiento y la extracción de agua en la *ciudad de México* (Santoyo *et al.*, 2005). Como resultado del hundimiento producido por el bombeo se han generado grandes asentamientos en algunas zonas dentro de la ciudad (Auvinet, 2008).

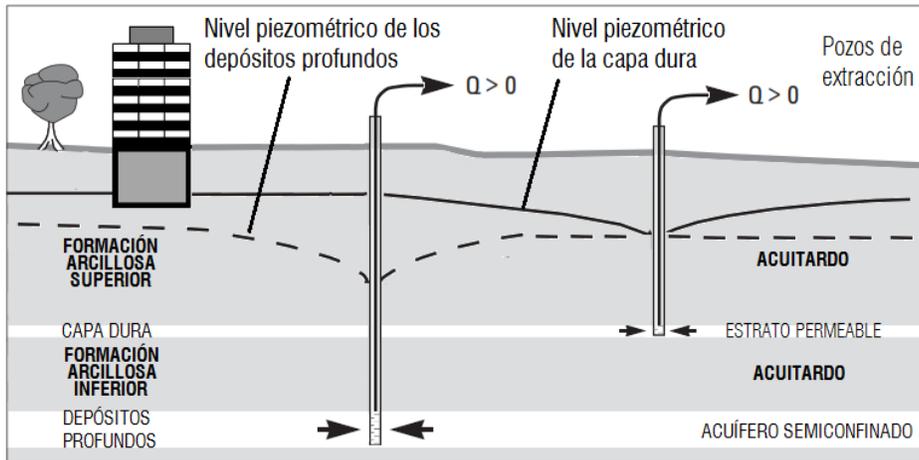


Figura 1.1 Configuración piezométrica generada durante extracción de agua en los estratos permeables (acuíferos semiconfinados)

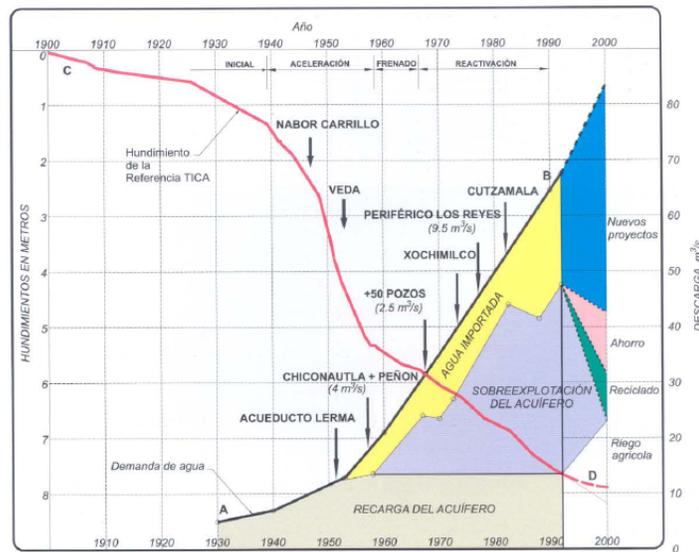


Figura 1.2 Relación entre el hundimiento regional en el centro histórico y la extracción de agua del subsuelo del valle de México (Tamez, 1992)

La velocidad del hundimiento regional en el valle de México, ha aumentado considerablemente sobre todo en la zona lacustre donde se han observado asentamientos anuales muy importantes. La Figura 1.3 presenta la configuración del hundimiento regional correspondiente al periodo de 1862-2005 en la que ilustra la variabilidad del hundimiento de un sitio a otro dentro del valle de México (Juárez, 2001; Auvinet y Juárez, 2002). Estos mapas de contornos los han realizado por medio de recurrir a técnicas matemáticas de la geoestadística, la cual permiten describir las variaciones espaciales y realizar estimaciones locales del subsuelo, entre otras aplicaciones.

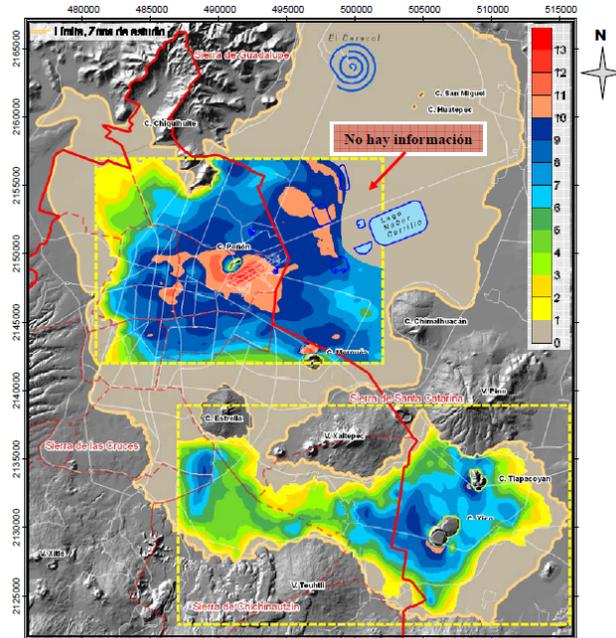


Figura 1.3 Hundimiento regional acumulado (m) para el periodo de 1862-2005 (Laboratorio de Geoinformática, 2008)

### 1.1.1 Estratigrafía típica del valle de México

La estratigrafía del subsuelo de la ciudad de México, el primero en estudiarla fue Vicente Arellano con un enfoque esencialmente geológico (Arellano, 1951). Después el profesor Leonardo Zeeveart la precisó con ayuda de diversos sondeos geotécnicos (Zeeveart, 1953) y los profesores Raul J. Marsal y Marcos Mazari ampliaron el conocimiento con base en sondeos geotécnicos y de pruebas de laboratorio, entre los años 1947 y 1952, con esa cantidad de datos pudieron elaborar la zonificación geotécnica del área urbana (Santoyo, 2010).

Posteriormente, en la 5ª. Reunión Nacional de la Sociedad Mexicana de Mecánica Suelos (SMMS) celebrada en 1974, se presentó una actualización de la información del subsuelo, incorporando los sondeos realizados en la práctica profesional por diferentes empresas (Resendiz *et al*, 1970). No sólo, en la reunión de 1978 con el nombre, “El subsuelo y la ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del valle de México” (Del Castillo, 1978), se reajustó la información del subsuelo, sino que estudios semejantes ayudaron a la zonificación del subsuelo como el Manual de Diseño Geotécnico del Metro, Covitur (Tamez *et al*, 1987). La zonificación reciente se encuentra en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (GDF, 2004a) y se divide en tres zonas geotécnicas vigentes (Figura 1.4).

- Zona I, Lomas: formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre. En estos pueden existir, superficialmente o intercalados depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados.

- Zona II, Transición: en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos. Está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre. El espesor de estas arcillas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
- Zona III, Lago: integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

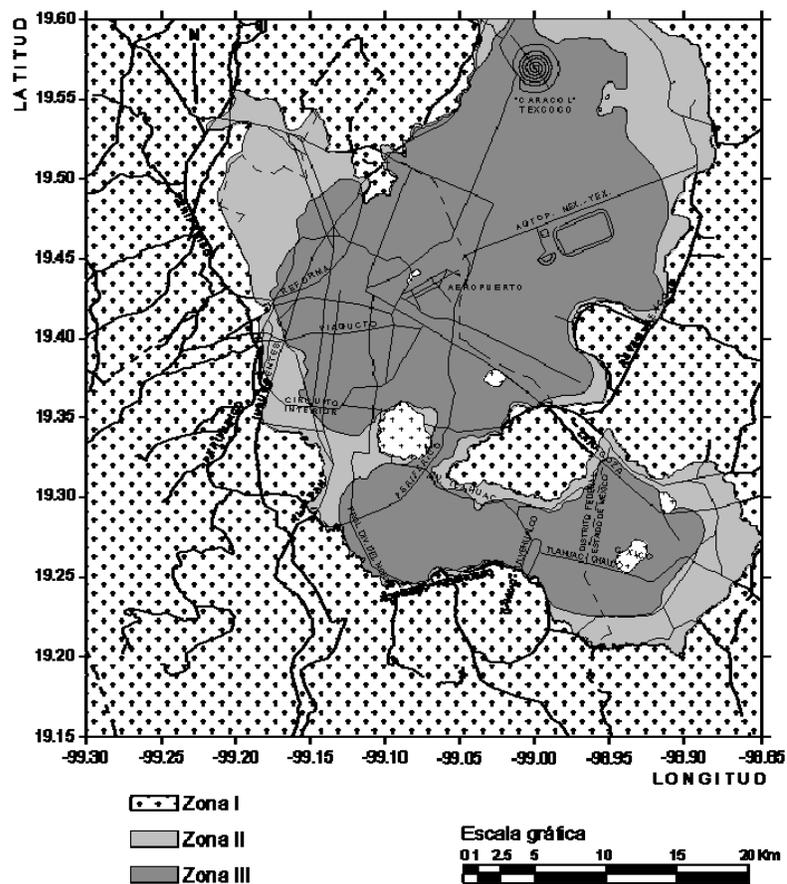


Figura 1.4 Zonificación geotécnica de la ciudad de México (NTC, 2004)

En la Figura 1.5 se presenta la estratigrafía típica de la zona lacustre (Marsal y Mazari, 1959). De acuerdo con el modelo estratigráfico, comúnmente es posible distinguir tres estratos, denominados formación arcillosa superior (FAS), formación arcillosa inferior (FAI) y los depósitos profundos (DP). Las FAS y FAI se encuentran separadas por un estrato de arena limo arcillosa muy compacta denominado capa dura (CD), su cementación es muy errática y su espesor variable de aproximadamente 3 m, a una profundidad típica de 30 a 35 m.

Generalmente la FAS se encuentra cubierta por una costra superficial, la cual en muchas partes está formada por rellenos artificiales de espesor variable. Los más gruesos se encuentran en el Centro Histórico y tiene varios metros de espesor y prácticamente inexistente en las orillas del lago.

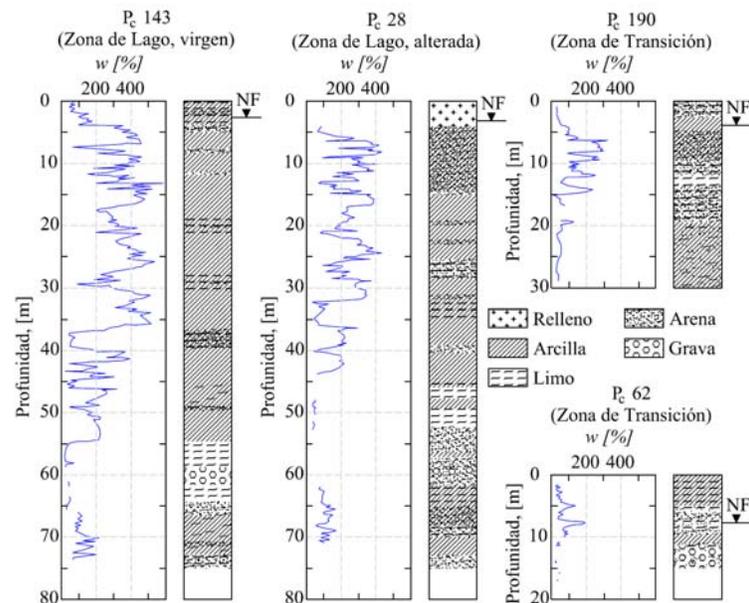


Figura 1.5 Estratigrafía de la ciudad de México (Marsal y Mazari, 1975)

### 1.1.2 Descripción del fenómeno de hundimiento regional

Los intentos por modelar e interpretar el hundimiento regional que se presenta en el valle de México se han realizado desde la primera mitad del siglo XX (Carrillo, 1948). La teoría de la consolidación de Terzaghi se utiliza para explicar las deformaciones de los estratos lacustres altamente compresibles localizados en el subsuelo de la ciudad de México, a consecuencia de la reducción piezométrica inducida por el bombeo profundo, (Auvinet, 2008).

Modelos similares que cubren diferentes perfiles de suelo y variadas condiciones de drenaje fueron propuestas por Marsal y Mazari (1959). A continuación se exponen las bases teóricas que sustentan el fenómeno del hundimiento regional apoyándose con un modelo, conformado de un estrato drenado por su base y sometido a una pérdida de presión constante, el cual considera un depósito de arcilla compresible, homogéneo e isótropo de espesor  $H$ , apoyado sobre un estrato de arena y sometido originalmente a una distribución hidrostática de presión, como se ilustra en la Figura 1.6. Supóngase que por efecto del bombeo, en la capa permeable inferior se genera una pérdida de presión  $\Delta p$ , constante, y que permanece inalterada la posición del nivel freático respecto a la superficie del terreno. A raíz de esta alteración del equilibrio, se inicia un proceso de consolidación en la formación compresible al transcurrir un cierto tiempo  $t$ . Durante un lapso amplio de extracción de agua, la distribución de presiones (abatimiento de presiones futuras), tiende a ser lineal con la profundidad. (Marsal, 1969).

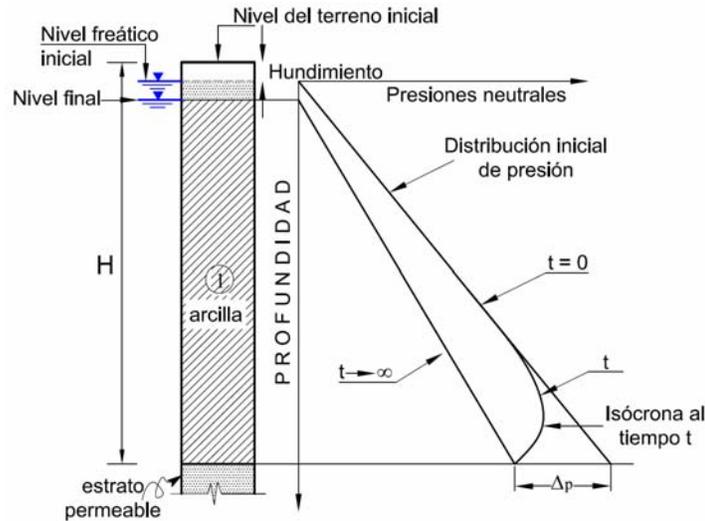


Figura 1.6 Distribución de presiones de poro durante el proceso de consolidación provocado por un abatimiento  $\Delta p$  constante, (Marsal y Mazari, 1959)

### 1.1.3 Impacto del hundimiento regional en la zona lacustre del valle de México

A largo plazo, el hundimiento regional puede producir daños en las construcciones e instalaciones al poner en riesgo su estabilidad, además da origen a otros fenómenos como el agrietamiento superficial del subsuelo y la formación de inundaciones (Pérez, 2009). En la literatura técnica existe información amplia sobre estos tópicos (Marsal y Mazari, 1959; Cruickshank, 1984; Lesser, 1998; Santoyo, 2005; Alberro, 2006; Santoyo & Ovando, 2005, Herrera, 2007; Auvinet, 2008, López-Acosta *et al.*, 2008, entre otros). A continuación se presenta una breve descripción de la problemática inducida por el hundimiento regional en la zona lacustre del valle de México.

#### a) Sistemas de drenaje

Gran parte del sistema de drenaje de la ciudad está fuertemente afectado por el hundimiento regional, debido a que ha provocado una fuerte alteración a su geometría, la cual ha inducido cambios progresivos en la pendiente, en algunos casos su inversión.

Lesser y Cortés (1998), elaboraron un análisis histórico y una simulación del hundimiento en los sistema de drenaje con la ayuda de un método estadístico lineal. El método se apoya mediante la regresión logarítmica y aplica un modelo matemático desarrollado por Cruickshank *et al.*, (1979). El estudio se enfocó principalmente en los 17 principales drenes de la ciudad (Gran Canal, Río Churubusco, entre otros). En la Figura 1.7 se presenta una comparación entre los hundimientos históricos y una predicción para el año 2000 realizada a lo largo de los 47 kilómetros del gran canal de Desagüe. En dicha figura se observa, que entre el kilómetro 0+000 al 18+000 prácticamente la pendiente se ha invertido debido al hundimiento regional y que la predicción realizada por el método matemático fue de más de un metro. Para el tramo entre 18+000 al 20+000 el hundimiento fue menor, con una media de 1 m. Finalmente, para los últimos kilómetros se estimó que el hundimiento medio era de 40 cm.

Actualmente, el Gran Canal de Desagüe ha reducido su eficiencia hidráulica (no puede trabajar por gravedad) lo que ha obligado a construir estaciones y plantas de bombeo para elevar el agua hasta una altura que permite el flujo hacia los túneles (Figura 1.8).

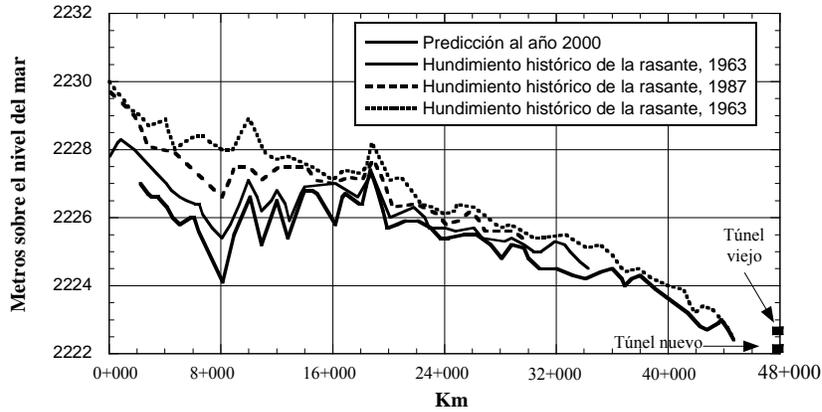


Figura 1.7 Hundimiento histórico y predicción del hundimiento en el Gran Canal de Desagüe (Lesser & Cortés, 1998)



Figura 1.8 Cambio de pendiente del Gran Canal de Desagüe (CONAGUA, 2002)

### b) Riesgos por inundación

Actualmente, los efectos producidos por el hundimiento regional sobre la infraestructura urbana son considerablemente graves, por ejemplo en el caso de la infraestructura hidráulica ha provocado un cambio en la conducción de las aguas pluviales y residuales, y los daños ocasionados en ellos son irreversibles.

Las obras de drenaje han disminuido su capacidad de conducción e incrementado el riesgo en su población, por lo tanto, si se llegara a presentar una lluvia extraordinaria, esta provocará inundaciones locales de magnitudes catastróficas, como las registradas en la época prehispánica que afectaron a Tenochtitlán en los años de 1449 y 1498, asimismo en la época colonial donde ocurrieron graves inundaciones en los años de 1555, 1579 y 1604. En los registros se tiene que la lluvia más severa en la ciudad de México fue en 1629, fecha en la permaneció inundada por cinco años, dichas lluvias fueron asociadas a las precipitaciones pluviales de 1631 y 1634 que reforzaron el aumento de los niveles del lago, Santoyo *et al*

(2006). Por lo tanto, la inundación es un problema que sigue preocupando a los habitantes de la ciudad.

En 1975, la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) contaba con una capacidad de desalojo de aguas residuales y pluviales de 280 m<sup>3</sup>/s y en 2006 de tan sólo 165 m<sup>3</sup>/s. (Millan, 2009). Por lo que, disminuir los riesgos de inundaciones y restaurar la capacidad de desalojo demanda grandes acciones.

c) *Sistemas de transporte*

El hundimiento regional tiene implicaciones cada vez más graves en la ciudad, sus efectos pueden llegar a dañar la infraestructura de los servicios públicos, por ejemplo, al transporte urbano. La problemática en las líneas superficiales del Sistema Colectivo Metro ha sido estudiada por López *et al* (2008), donde menciona que la situación más crítica en la que se ven afectadas estas obras, es cuando se construyen en áreas con diferentes condiciones de subsuelo, zonas de transición abruptas y suelos blandos, como se muestra en la Figura 1.9. En el caso de la línea "A" del metro se ha presentado diversos problemas, que van desde pequeñas grietas hasta la falla de la estructura del cajón de cimentación, la cual en un caso extremo provocó el descarrilamiento del tren, López *et al* (2008).



Figura 1.9 Esquema en planta de las diferentes condiciones del subsuelo sobre la Línea "A" del metro

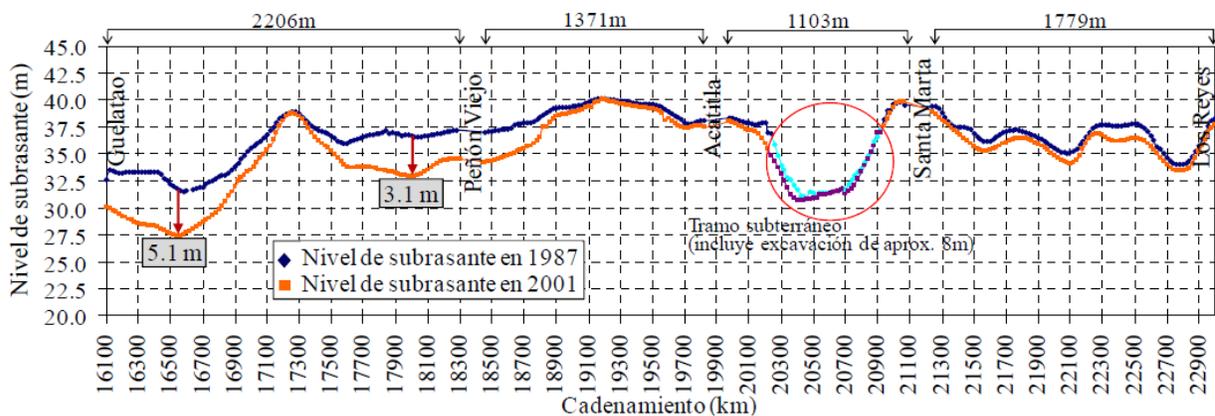


Figura 1.10 hundimiento total a 14 años de operación (1987-2001) en el tramo Guelatao-Los Reyes

En la Figura 1.10 se presenta la gráfica de hundimientos diferenciales registrados a lo largo de un tramo de 7 kilómetros de la línea A del metro, López *et al* (2008). En dicha gráfica se muestran que los hundimientos son tan variados en ciertos cadenamientos y en otros son prácticamente nulos, por ejemplo, en el tramo Guelatao-Peñón Viejo se alcanzaron valores de hasta 5 m con respecto al nivel de subrasante.

d) *Comportamiento del Centro Histórico de la ciudad de México*

El hundimiento regional es la principal amenaza para el patrimonio arquitectónico de la ciudad, especialmente muchos de los edificios con valor artístico se localizan en diversas partes de la zona lacustre, principalmente en el Centro Histórico de la ciudad, los cuales padecen los efectos del hundimiento regional como se muestra en la Figura 1.11. Los asentamientos diferenciales generados por esta causa se agregan a los que se produjeron por la consolidación primaria de las arcillas sobre los que se desplantaron templos, conventos, edificios cívicos y palacios señoriales durante el virreinato. Hoy en día, el hundimiento es el principal responsable del daño y deterioro acumulado que se observa en los principales monumentos arquitectónicos (Santoyo *et al*, 2005).

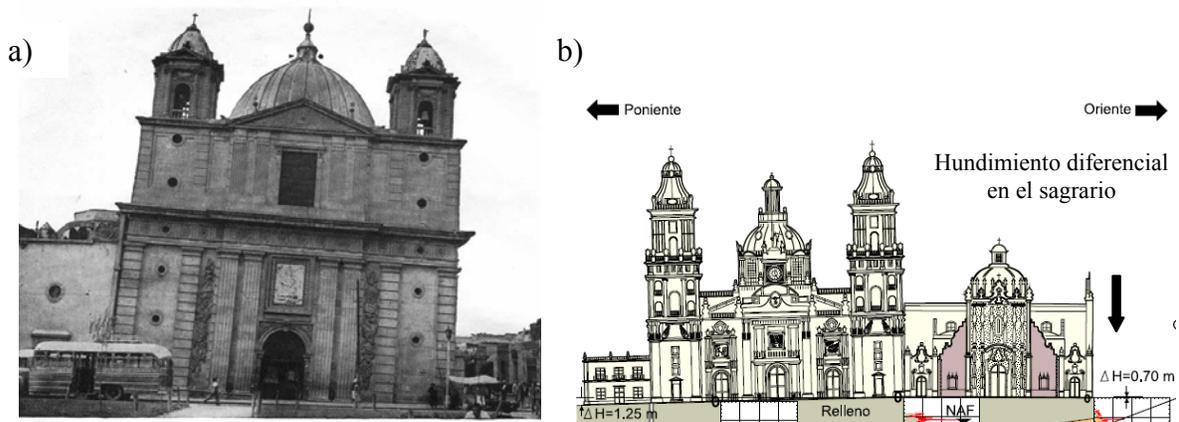


Figura 1.11 Hundimientos diferenciales en monumentos arquitectónicos a) Antigua Iglesia de Loreto con una inclinación de 1m, Fotografía de 1950 b) Catedral metropolitana de la ciudad de México (Santoyo & Ovando, 2002).

El Consejo Nacional para la Cultura y las Artes (CONACULTA) elaboró un estudio donde identificó edificios que se encuentran en condiciones críticas y que requieren intervención impostergable de conservación o salvamento. En el centro histórico fueron detectadas 46 edificaciones en dichas condiciones. La ubicación de los mismos puede observarse en la Figura 1.12. (Santoyo, *et al*, 2005)

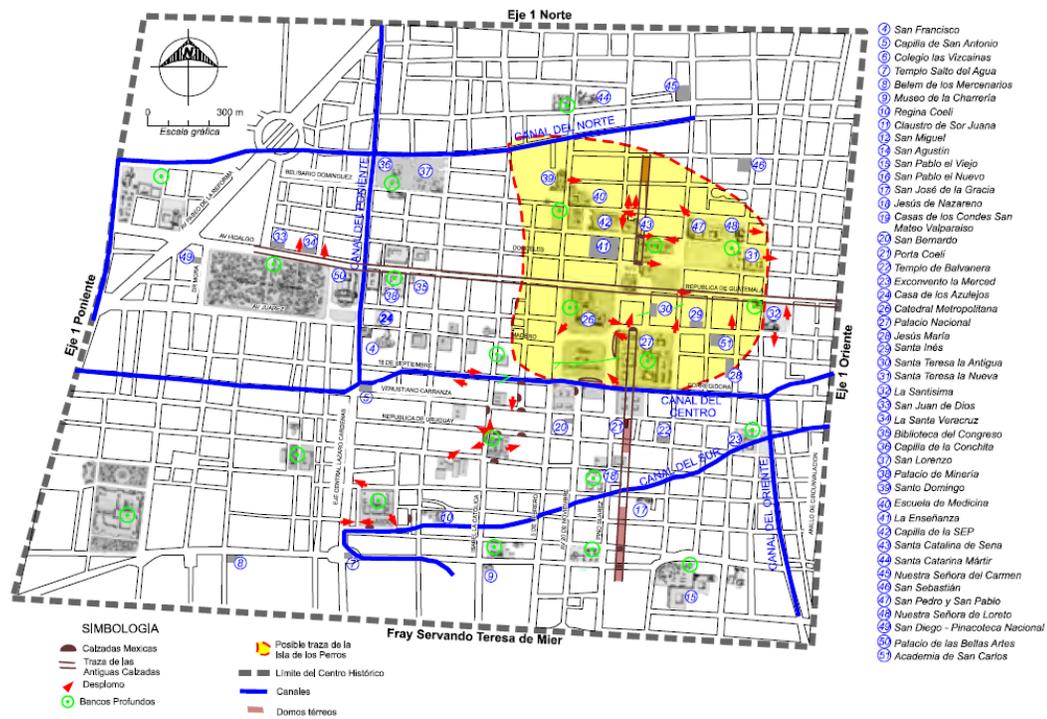


Figura 1.12 Monumentos arquitectónicos afectados por el hundimiento regional en el Centro Histórico de la ciudad de México (Santoyo, 2010)

### e) *Fracturamiento del suelo*

El fenómeno de agrietamiento, ocasiona accidentes y daños importantes a las construcciones cercanas a las zonas de agrietamiento. Auvinet (2008) menciona que en la actualidad se admite que el problema de agrietamiento en suelos constituye un factor de riesgo que debe ser evaluado con las mejores herramientas científicas y técnicas para definir las medidas de protección requeridas.

El fenómeno del agrietamiento se puede manifestar como consecuencia de cualquier condición que genera esfuerzos de tensión importantes en el suelo. Las grietas del suelo en la cuenca de México tienen por tanto distintas causas, incluyendo la contracción de las arcillas lacustres por secado, la existencia de esfuerzos de tensión asociados al peso de las construcciones, el fracturamiento hidráulico en zonas de encharcamientos, los movimientos sísmicos, etc. Sin embargo, las grietas más importantes y destructivas son por consecuencia directa del hundimiento regional que se presenta en la zona lacustre de la cuenca de México por efecto del bombeo de agua en estratos profundos.

Los hundimientos superficiales asociados a la consolidación regional han dado lugar al agrietamiento del suelo, bajo diversas condiciones. En la transición abrupta entre materiales blandos en proceso de consolidación y materiales firmes se presenta hundimiento diferencial generado en la zona inmediata a la ladera del suelo firme provocando un agrietamiento que resulta particularmente pronunciado cuando los suelos blandos superficiales son más rígidos que los suelos blandos subyacentes. Auvinet (2008) realizó un modelo simplificado de elementos finitos que ilustra en forma esquemática las condiciones existentes en el contacto

entre materiales blandos en proceso de consolidación y materiales firmes en zonas de transición abrupta (Figura 1.13). Las grietas tienden a aparecer de manera paralela a las curvas de nivel de la ladera.

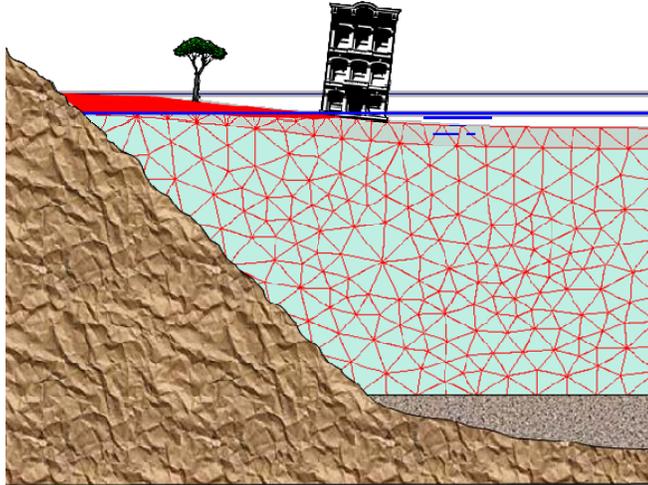


Figura 1.13 Condición de transición abrupta (Auvinet, 2008)

Las configuraciones irregulares de la roca basal pueden ocasionar asentamientos diferenciales en algunos suelos superficiales que se encuentren en proceso de consolidación, provocando así, el agrietamiento de estos (ver Figura 1.14). Casos de este tipo se han presentado en la ciudad de Celaya (Trujillo, 1989) y Querétaro (Pacheco, 2008). En una zona lacustre plana pueden presentarse grietas si el material en proceso de consolidación es heterogéneo. Auvinet (2008), reportó un caso en una zona cercana a Tláhuac en el Distrito Federal, donde aparecieron grietas con grandes saltos, (Flores, 2008).

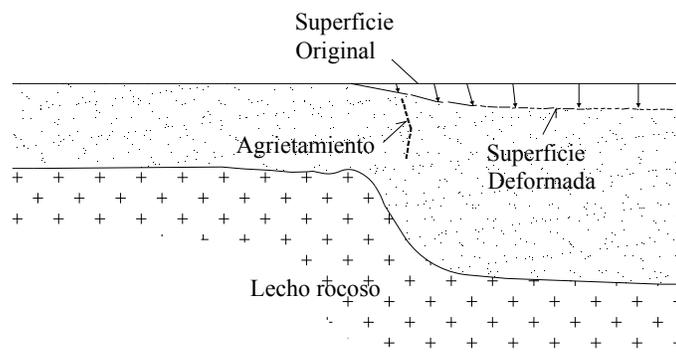


Figura 1.14 Agrietamiento asociado a un escalón sepultado (Jachens y Holzer, 1982)

#### f) Efectos en las cimentaciones

Las soluciones para las cimentaciones de los edificios desplantadas sobre los suelos blandos en la ciudad de México han evolucionado progresivamente desde los períodos precolombino y

colonial, debido a la necesidad de construir estructuras cada vez más grandes, altas y pesadas. Las soluciones más comunes que se utilizan hoy en día incluyen zapatas, losas y cajones de cimentación para construcciones relativamente ligeros, así como el hincado de pilotes de punta y en menor medida, pilotes con perforación previa y tubos de perforación para edificios más pesados especialmente en la zona de transición, (Auvinet, 2008).

El hundimiento regional tiene una fuerte afectación sobre el comportamiento de todos los tipos de cimentaciones desplantadas en la zona lacustre pero especialmente las cimentaciones compensadas (Cimentaciones superficiales) y los pilotes de punta (Cimentaciones profundas). Asimismo la FAS contribuye poco al hundimiento regional total, sin embargo, su deformación es suficiente para afectar en forma significativa al comportamiento de cimentaciones profundas que se desplantan en la primera capa dura, el efecto se incrementa para cimentaciones más profundas (Rodríguez, 2010).

Cuando una cimentación a base de pilotes de punta o inclusive, de pilotes de fricción sobre diseñados, es sometida a un proceso de consolidación regional importante, esta tiende a emerger respecto al suelo circundante (Figura 1.15). Esta emersión puede generar lo siguiente:

- a) Daños a estructuras colindantes,
- b) Decremento en la confiabilidad de la cimentación, especialmente en condiciones sísmicas, y
- c) Diseño estructural incorrecto, comúnmente se produce una separación de varios centímetros entre la losa de la subestructura y el suelo de desplante, y se vuelve más crítico cuando se admite que el suelo bajo la losa toma parte de la carga de la estructura.

Debido a lo anterior, se han desarrollado en la ciudad de México distintos sistemas de cimentación con la finalidad de que la estructura sea capaz de seguir el hundimiento regional y, que a su vez, no se alcancen los estados límite de falla y de servicio que establece el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y sus correspondientes Normas Técnica Complementarias (Rodríguez, 2010).



Figura 1.15 Emersión aparente de un grupo de pilotes de punta en el lago de Texcoco (Rodríguez, 2010)

## 1.2 Experiencias previas para el control local del hundimiento regional mediante inyección de agua

### 1.2.1 Introducción

El fenómeno del hundimiento regional en México se presenta en su propia capital, en donde se registran cifras significativas del hundimiento a una velocidad de 30 cm/año. De acuerdo con Pérez, (2009) los mayores hundimientos se localizan en diferentes puntos del valle de México. Al oriente, en la zona sur del cerro del Peñón (Aeropuerto Internacional de la ciudad de México) el hundimiento es cercano a 13 m; al centro, en la zona del centro histórico el hundimiento es de 11 m aproximadamente; al suroriente, en la zona sur del cerro de la estrella, al poniente y sur del cerro de Xico, al norte del cerro del Marqués y entre cerro del peñón y el lago Nabor Carillo, se tiene un hundimiento de entre 9 y 10 m. Finalmente, al poniente, en la zonas cercanas a la sierras, el hundimiento disminuye. Las diferencias en las magnitudes de los hundimientos se deben a diferentes aspectos, como el descenso del nivel piezométrico, la variedad de espesores de las arcillas (acuitardo) y la resistencia de los estratos compresibles.

El hundimiento regional se ha extendido a otros lugares de la república; como son las ciudades de Celaya, Irapuato, Querétaro, Torreón y Aguascalientes. Asimismo, empieza a manifestarse en Toluca y Puebla.

El segundo país en presentar una magnitud de hundimiento importante es Estados Unidos de América. El hundimiento se desarrolló a partir de la II Guerra Mundial como consecuencia de la extracción agua, petróleo y gas del terreno para satisfacer sus necesidades. Los casos más significativos varían desde algo menos de un metro en Baton Rouge, Louisiana y hasta 9 m en el valle de San Joaquín, California. (USGS, 1999; Leake y Galloway, 2010).

La ciudad de Bangkok había sufrido hundimiento regional severo durante más de 30 años provocado por el excesivo bombeo de agua desde los pozos profundos (Scott, 1978). A principios de 1970 se reconoció la evidencia del fenómeno, cuando se observó la emersión aparente de estructuras desplantadas sobre pilotes, además de la presencia de grietas en los edificios. Este fenómeno se consideró que tenía una estrecha relación con el rápido crecimiento demográfico experimentado desde 1960. Nutalaya *et al* (1989) reportaron que el hundimiento regional de la ciudad en 54 años, periodo de 1933 a 1987, fue de 1.60 m. Posteriormente, los datos evaluados del hundimiento regional mostraron que el incremento para el año 2007 fue de 2.20 m (Phien-Wej *et al*, 2008).

El hundimiento regional en Japón se ha registrado desde 1900 en Tokio (Vázquez, 2001) y desde 1930 en Osaka. El hundimiento que se presenta en la ciudad de Tokio está relacionado con una gran variedad de causas (Scott, 1978). Al tratarse de un área tectónicamente activa, el hundimiento regional no sólo se debe a la respuesta de la corteza, sino a los movimientos tectónicos. Sin embargo, la mayor parte de los hundimientos es provocada por el fenómeno de consolidación sobre una capa de arcilla blanda, el cual es debido a la extracción de agua subterránea.

En Italia, la mayor repercusión del hundimiento regional se presenta en Venecia. Aquí, el hundimiento regional pueda resultar crítico para los monumentos históricos y sus habitantes

debido a su oco elevación sobre el nivel del mar, 1m, (Corapcioglu, 1984). Aunque las cifras relacionadas con el hundimiento son pequeñas comparadas con otras zonas del mundo, la singularidad patrimonial y el riesgo creciente de inundaciones provocadas por las tormentas del Adriático Norte, hacen que crezca la importancia del fenómeno (Scott, 1978).

Otros registros de hundimiento regional de menor magnitud se han producido en Murcia (España), Taipei (Taiwan), Londres (Inglaterra) y en Las Vegas (Estados Unidos).

Por lo anterior, el hundimiento regional es un tema de gran interés para ingenieros geotecnistas como para ingenieros hidrogeólogos. Específicamente, en el área de la geotecnia se han realizado importantes contribuciones con respecto al control del hundimiento en obras de ingeniería. Una de ellas es la *inyección de agua en el subsuelo (recarga artificial)*. La recarga artificial es el aumento de la infiltración de agua ya sea natural o artificial en el subsuelo. En la natural, se debe a los escurrimientos generados por las precipitaciones pluviales (lagunas de infiltración) como se muestra en la Figura 1.16a y a través de pozos de absorción subsuperficial interconectados con campos de inundación (fuente de recarga) como se presenta en la Figura 1.16b. En la artificial, se lleva a cabo mediante conducción directa de agua a los estratos permeables del subsuelo mediante pozos de inyección (Figura 1.16c).

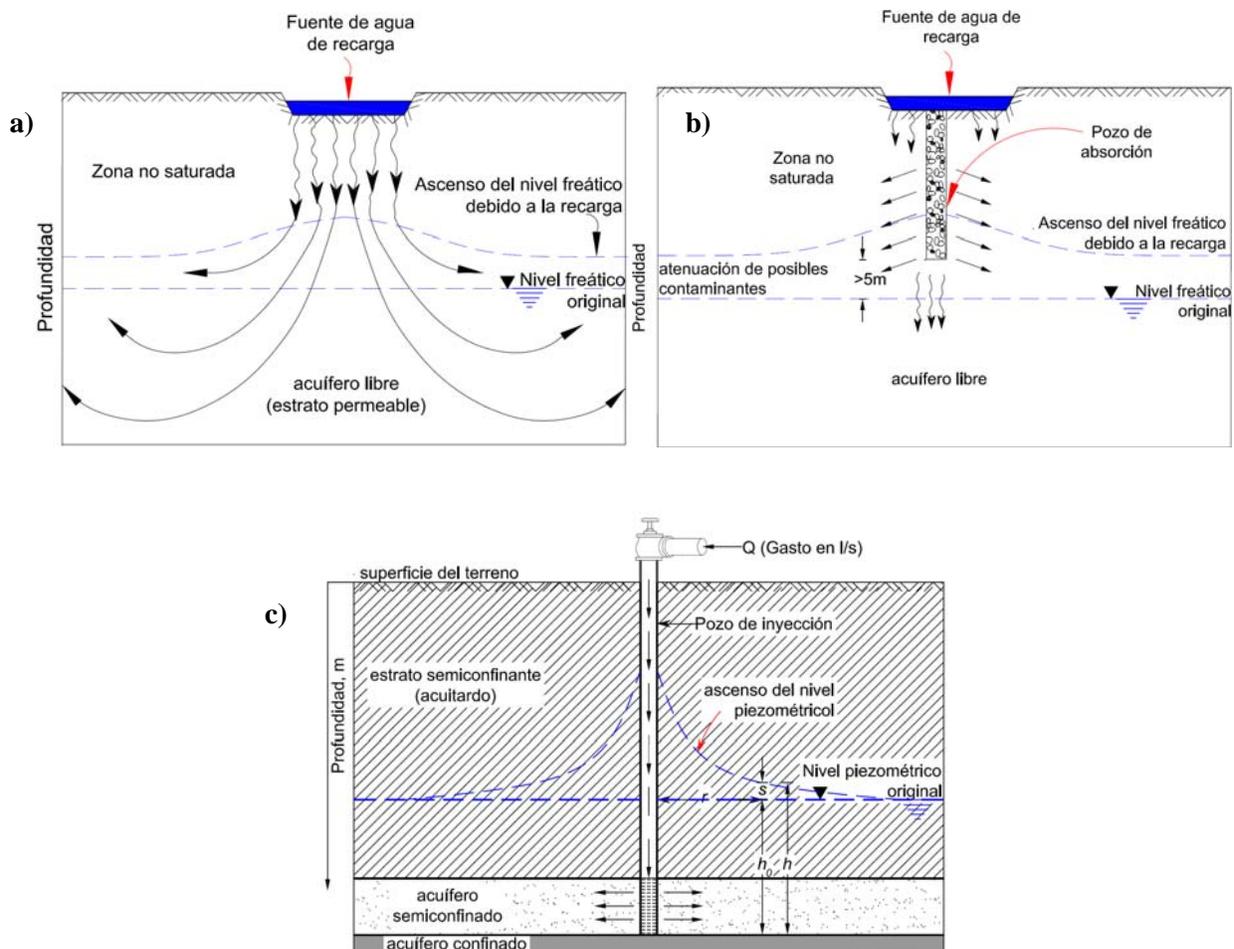


Figura 1.16 Clasificación de los tipos de recarga artificial a) Superficial, b) Subsuperficial y c) Directa

A continuación se describen los casos más relevantes en el mundo donde se ha implementado el método de inyección de agua debido a la extracción intensiva del agua subterránea.

### 1.2.2 Ciudad de Shanghai, China

**Descripción del problema.** La ciudad de Shanghai se ubica a 4 m en promedio sobre el nivel del mar y su población en toda el área metropolitana es de unos 20 millones. El subsuelo está constituido principalmente de un grupo de depósitos arcillosos con intercalación de arenas de espesores variables. Debido a estas condiciones, la ciudad se hundía para el periodo de 1957 y 1961 a casi 11 cm por año, Gong *et al* (2009), Figura 1.17; así que de mantenerse esa velocidad en sólo 40 años quedaría inundada.

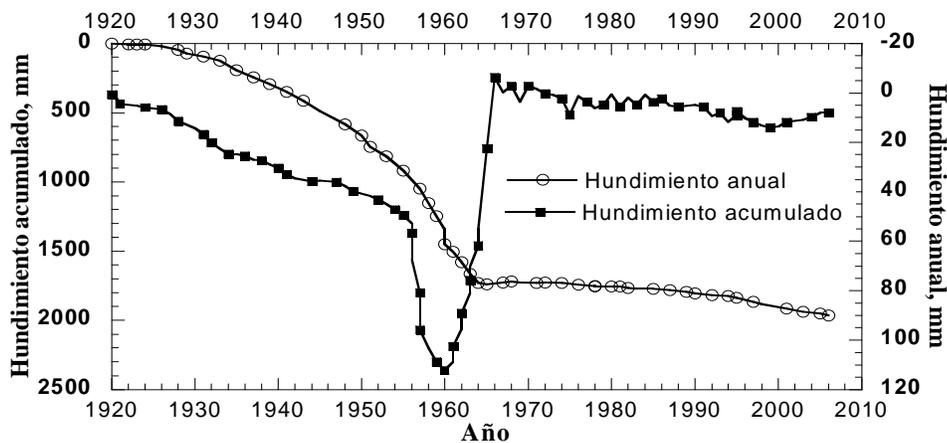


Figura 1.17 La evolución de hundimiento regional en Shanghái, China (Gong *et al*, 2009)

**Intervenciones para solucionar el problema.** Shanghai fue la primera ciudad de China en tener experiencia significativa del hundimiento regional, ya que los efectos ocasionados en sus estructuras obligaban a sus autoridades a buscar soluciones pertinentes. En particular en estudiar el problema con la finalidad de reducir el desperdicio de agua y recargar el acuífero. Por lo que Shanghái puso en práctica un programa de mitigación de éste fenómeno.

La recarga del agua subterránea (inyección de agua) se inició en Shanghai en 1969 para controlar el hundimiento que en ese momento había alcanzado 2.4 m. La técnica se efectuó en el acuífero principal donde se tenía la mayor pérdida del nivel piezométrico, el acuífero se ubicada entre la segunda y tercera capa de arcilla a una profundidad aproximada de entre 60 y 90 m, como se presenta en la Figura 1.18.

**Resultados obtenidos.** Después de cinco años de recargar agua al subsuelo, el nivel piezométrico del acuífero se recuperó con creces a su posición original, pero el primer estrato compresible incrementó muy poco las presiones de poro. Con las medidas de mitigación llevadas a cabo, la ciudad tuvo en el año 2000 una reducción en el hundimiento de 8.3 mm, en el 2007 fue de 7.5 mm y pretendieron que para el año 2010 el hundimiento anual fuese de 5 mm.

A una profundidad de 75 m, se ubica un estrato blando de arcilla y limo-arcilloso de 40 metros de espesor que continúa consolidándose a una tasa promedio de 3.2 mm/año de hundimiento. Pero aún con este hundimiento las autoridades de Shanghai reconocen que tiene repercusiones en las líneas del metro.

Estratigrafía	Profundidad del estrato	Espesor	Hidrogeología
(1) Estrato original	0.5~2.0 m	1.5~4.0 m	Acuífero libre
(2) Primera capa de arena	2.0~3.0 m	3.0~20.0 m	
(3) Primera capa arcillosa rígida	1.0~5.5 m	1.0~11.5 m	Primer acuífero semiconfinado
(4) Primera capa de arcilla compresible	3.0~15.0 m	5.0~20.0 m	
(5) Segunda capa de arcilla compresible	15.0~20.0 m	10.0~25.0 m	
(6) Segunda capa arcillosa rígida	20.0~30.0 m	1.5~6.0 m	Segundo acuífero semiconfinado
(7) Segunda capa de arena	28.0~35.0 m	10.0~22.0 m	
(8) Tercera capa de arcilla compresible	40.0~50.5 m	20.0~40.0 m	
(9) Tercera capa de arena	61.0~77.0 m	20.0~60.0 m	

Figura 1.18 Relación entre la ingeniería geológica e hidrogeológica de los estratos que forman el subsuelo en Shanghai (Xu *et al.*, 2012)

### 1.2.3 Palacio Nacional, ciudad de México

**Descripción del problema.** El Palacio Nacional se comenzó a construir aproximadamente en el año de 1540, en la zona de suelos lacustres típicos del valle de México, y dentro de una parte del terreno que ocupó el Centro Ceremonial Azteca. Bajo su cimentación quedaron restos de algunas de las estructuras de este importante sitio prehispánico.

La característica principal del Palacio Nacional es que es una estructura relativamente flexible constituida por una serie de muros de carga formados por un conglomerado de piedra, tezontle y argamasa; constituida por cuatro niveles. Dicha estructura no podía quedar exenta de hundimientos diferenciales como los demás edificios cercanos. Para 1976 los hundimientos diferenciales se hicieron notorios en sus esquinas de Moneda-Plaza de la Constitución (esquina nororiente) y Corregidora-Correo Mayor (esquina surponiente), los desnivel con respecto a su punto central fueron de un orden de 2.03 y 2.65 m respectivamente. Asimismo, los desplomos que habían sufrido causaron agrietamientos en diferentes puntos, aumentando con la presencia de los efectos sísmicos, (Moreno, 1981).

Otro aspecto que ha influido en los problemas que presenta el Palacio Nacional es el hundimiento regional del valle de México, esto se atribuye, como se mencionó anteriormente, a la explotación intensiva de agua del subsuelo por medio de un gran número de pozos. Para el periodo correspondiente de 1891-1973, el hundimiento medido para el Palacio Nacional se registra de aproximadamente 6 m (similar al de la catedral Metropolitana).

En resumen el problema de los hundimientos diferenciales y totales en el Palacio Nacional se debe probablemente a diversos factores como son, el peso propio de la estructura, el hundimiento regional del valle, la construcción de obras vecinas y el fenómeno de consolidación secundaria.

**Intervenciones para solucionar el problema.** Debido al hundimiento, a finales de los años setenta Moreno Pecero describe una solución para prevenir el deterioro de las instalaciones del Palacio Nacional (conservación del monumento histórico) y disminuir la magnitud de los hundimientos diferenciales. La solución consistió en proponer la técnica de inyección de agua a través de pozos con la finalidad de que ésta se extienda rápidamente en los estratos permeables y que estos a su vez, la transmitan a los estratos menos permeables en toda el área del Palacio Nacional (Anaya & Ramírez, 1977).

La prueba de inyección se fundamentó teóricamente a través de las teorías de flujo de agua en suelos, existentes en ese momento. Para ello, recurrió a la teoría simplificada de Jacob-Cooper aplicada para acuíferos confinados en régimen transitorio. Moreno (1981) tomó en cuenta un abatimiento de presión de poro de aproximadamente 20 kPa como se ilustra en la Figura 1.19. De los resultados teóricos determinó que el gasto de inyección necesario para recuperar la presión hidrostática era de 0.4 l/s. Para ello habilitó dos pozos de inyección en las esquinas donde se presentaron los mayores hundimientos diferenciales, perforados a 25 m de profundidad y ranurados en toda su longitud excepto los primeros 7 metros. Los pozos se alimentaban de agua potable desde un tanque elevado instalado en la azotea del monumento, aproximadamente a 22 m de altura con el propósito de obtener una mayor carga hidráulica. Bajo estas condiciones, al poner en funcionamiento el sistema se intenta recuperar el abatimiento de la presión hidrostática en los lentes permeables y con ello inhibir el progreso de consolidación de las arcillas blandas.

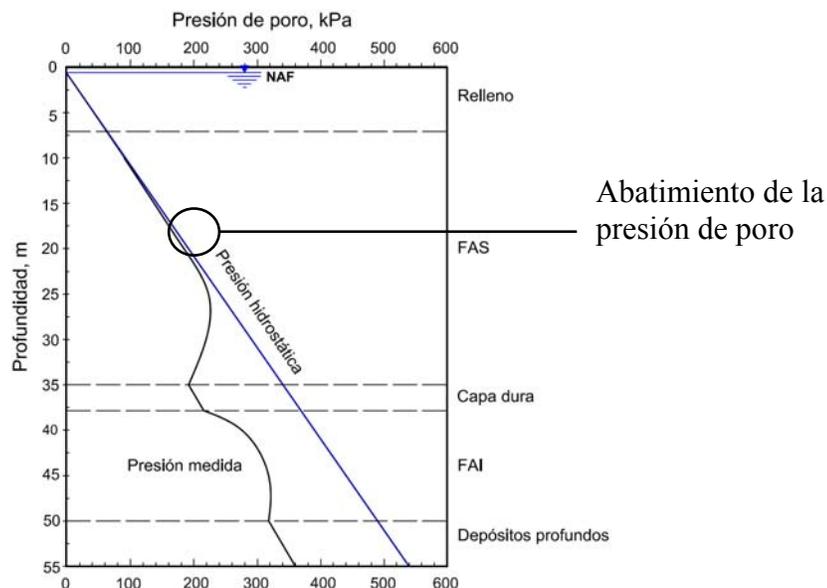


Figura 1.19 Condición piezométrica en la estación EP-5, lectura del día 24-04-1977. (Modificada de Anaya & Ramírez, 1977).

**Resultados obtenidos.** Los beneficios obtenidos de esta técnica se verificaron físicamente con los resultados registrados por la instrumentación instalada en campo, cuya finalidad fue medir el incremento de la presión de poro en el subsuelo mediante dispositivos instalados a cierta profundidad. Contaron con 2 tubos de observación y 9 estaciones piezométricas, distribuidos en 10 piezómetros abiertos y 29 piezómetros neumáticos.

De los resultados obtenidos de la prueba de inyección de agua realizada en el Palacio Nación (Anaya & Ramírez, 1977) se discute el comportamiento de dos estaciones piezométricas cercanas a los dos pozos. En la Figura 1.20 se presenta la gráfica con la evolución de la presión de poro debida a la inyección de agua (estación piezométrica EP-1 cercana al pozo) entre 6.15 y 25 m de profundidad. En la gráfica se muestra que después de inyectar un gasto de 0.5 l/s para un tiempo de tres días se genera un pequeño incremento de la presión de poro (5 kPa). En cambio, con un gasto de 2 l/s, y al transcurrir 16 días se observa que la presión de poro es mayor que la hidrostática teórica (35 kPa), la cual resulta superior a la hidrostática teórica. Una vez que se disminuye el gasto de inyección a 0.5 l/s para un tiempo de 30 días la presión se reduce, no obstante, se observa que aún existe un pequeño incremento de la presión de poro. En la Figura 1.21 se presenta la gráfica con la variación de la presión de poro en un piezómetro localizado a 15 m de profundidad instalado en la estación piezométrica (EP-5). En la misma se observa un incremento importante de la presión de poro en todo el periodo de tiempo de inyección.

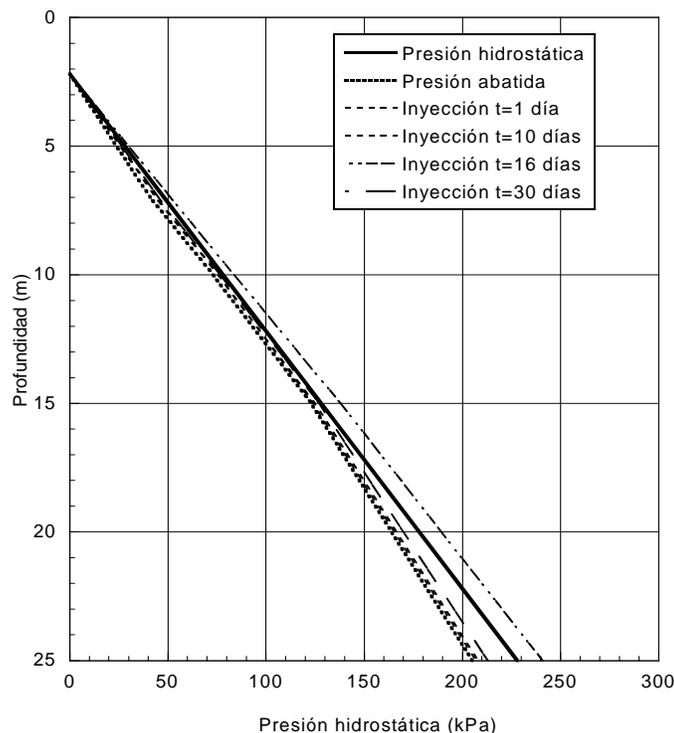


Figura 1.20 Comportamiento de la presión de poro en la estación piezométrica EP-1 ubicada en la esquina norponiente del Palacio Nacional, (Modificada de Anaya & Ramírez, 1977).

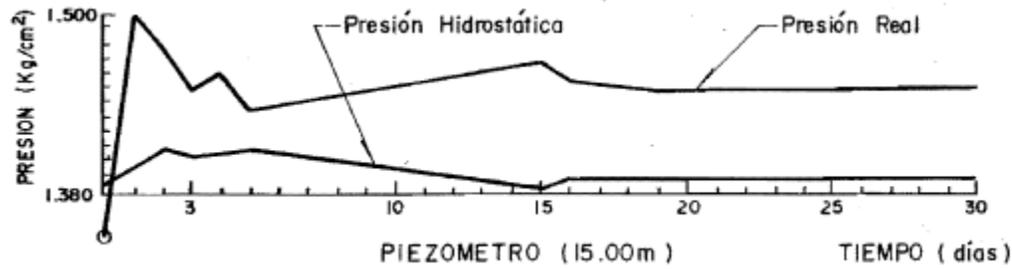


Figura 1.21 Comportamiento de la presión de poro en la estación piezométrica EP-5 ubicada en la esquina surponiente del Palacio Nacional, (Anaya & Ramírez, 1977).

La técnica de inyección de agua en el Palacio Nacional contó con 172 puntos de control que mostraron los movimientos verticales registrados cercanos a los pozos de inyección, durante la realización de la prueba. La Figura 1.22 muestra los resultados representativos obtenidos de algunos puntos de control. Aparentemente estos resultados indican que los puntos tienen un movimiento ascendente, llegando a valores de hasta +18 mm (Anaya & Ramírez, 1977).

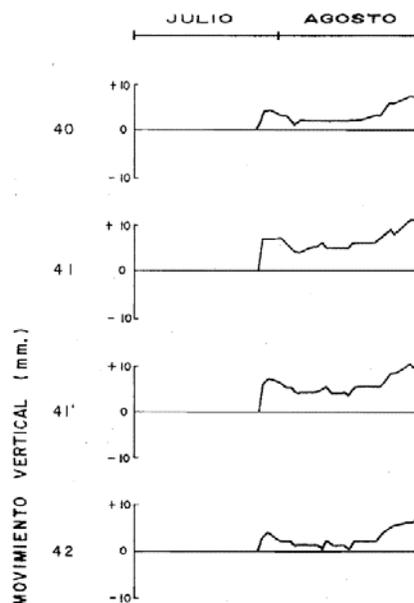


Figura 1.22 Resultados obtenidos a través de la prueba de inyección de agua en diferentes puntos de control de la estación EP-5 (Anaya & Ramírez, 1977)

#### 1.2.4 Centro Cultural Universitario Tlatelolco (Ex-Secretaría de Relaciones Exteriores), ciudad de México

**Descripción del problema.** El antiguo edificio de la Secretaría de Relaciones Exteriores (SRE), actualmente Centro Cultural Universitario Tlatelolco consta de una torre de 21 pisos de 86.1 m de altura, y de tres edificios (denominados cuerpos bajos) de 12 m de alto, que unidos forman una plaza interior (Figura 1.23 y Figura 1.24), estos edificios fueron desplantados

sobre los suelos típicos de la zona lacustre del valle de México. Dicho suelo está compuesto, por los potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, intercalada por pequeños estratos limo arenosos, y por los suelos lacustres que presentan preconsolidación al ubicarse cerca de la zona arqueológica, este suelo se le atribuye que ha estado sobrecargado por el antiguo centro ceremonial Tlatelolco.

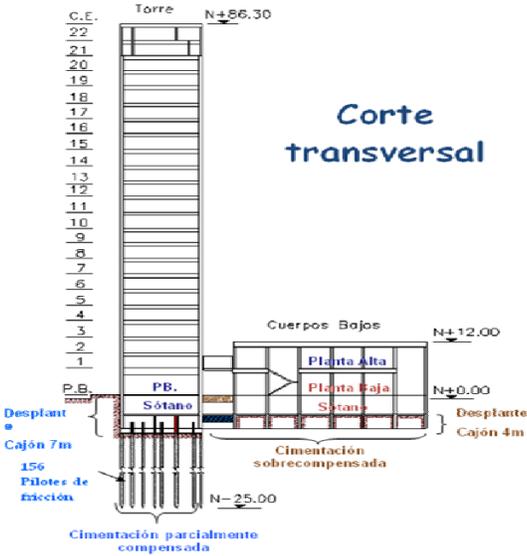


Figura 1.23 Corte transversal del conjunto de edificios (Aguirre y Segur, 1964)

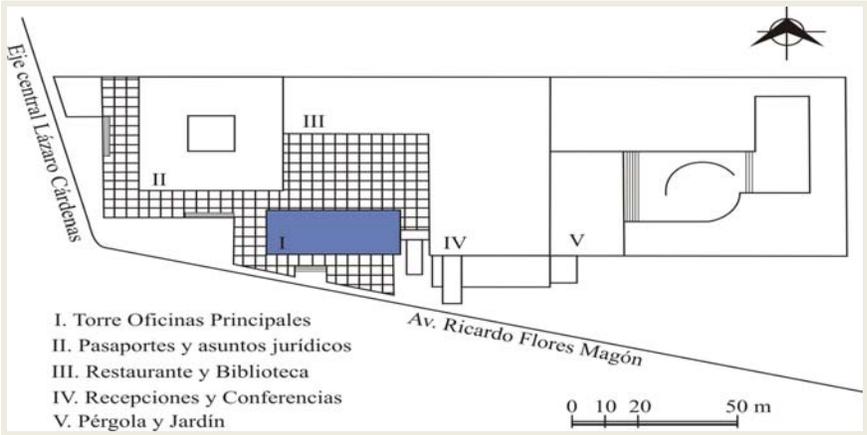


Figura 1.24 Planta del conjunto de edificios de la ex-SRE, (Aguirre y Segur, 1964)

De lo anterior, se desprende que el problema principal que ha influido específicamente en el comportamiento de la torre desde el inicio de la construcción, en 1963, es a consecuencia de diferencias de compresibilidad del suelo bajo la estructura, aunado el hundimiento regional. Estos factores han provocado asentamientos diferenciales y desplomos en la dirección surponiente, mientras que los cuerpos bajos, presentan emersión aparente. Asimismo, se

observan daños significativos en todo el conjunto, como agrietamientos y otros aspectos que se asocian a la emersión aparente.

Los primeros asentamientos diferenciales se hicieron notorios a partir del nivel 8, inicialmente con 8 cm para fines de octubre de 1963, un año después, se sumaron otros 11 cm, dando como resultado un desplome en sus esquinas suroeste y sureste de 32 cm y 29.2 cm, respectivamente. Finalmente, para mediados de julio de 1991, se registró 104 cm de desplomo en la esquina noreste (Figuroa y Orozco, 1998).

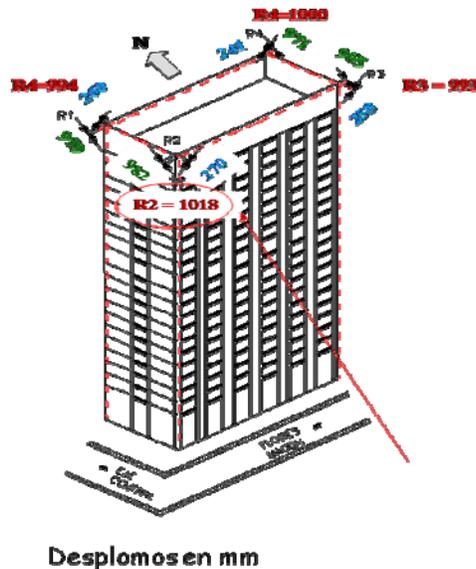


Figura 1.25 Representación esquemática de los desplomos, (Zarazúa, 2008).

**Intervenciones para solucionar el problema.** Desde el momento de la construcción en 1963 todos los edificios del conjunto comenzaron a manifestar diversos problemas, y al finalizar la construcción, los desplomos en la torre continuaron incrementándose (Zarazúa, 2008). Para tratar de corregir esta problemática se presentaron diversas soluciones a través de los años. Al presentarse la evidencia de desplomos entre 1964 y 1965, se trató en vano corregir su desnivel con lastre y con la adición de 73 pilotes electrometálicos desplantados a 30 m de profundidad que impidieran el incremento de los desplomos y hundimiento diferenciales. Posteriormente, en 1983, cuando su desplomo alcanzaba 82 cm y crecía a razón de 2.6 cm/año, se intentó volver a la verticalidad con 52 pilotes de control. Al parecer durante la instalación de esos pilotes el desplomo aumentó en casi 10 cm, como se puede mostrar en la Figura 1.25. El edificio acumuló 5 cm más de desplomo después del sismo de 1985. En 1987, ante la evidencia de que los pilotes de control tampoco habían corregido su comportamiento, se decidió ampliar el cajón aumentando el extremo sur de cimentación, la aplicación del cajón de cimentación resultó benéfica pues redujo la velocidad de inclinación a 0.7 mm/año según las observaciones instrumentales realizadas durante los cinco años posteriores a estos trabajos. (Santoyo et al, 2005).

Debido a la continua tendencia del incremento de los desplomos en el conjunto del antiguo edificio de la SRE y con la finalidad de disminuirlos, se instaló de junio de 1991 a agosto de 2005 un sistema de pozos de extracción e inyección de agua propuesto por Germán Figueroa con la cual se observó un comportamiento estable del edificio para esa fecha. Para dar inicio a su propuesta, Figueroa realizó un estudio a partir de los siguientes supuestos: a) la torre se había estabilizado con las diferentes correcciones aplicadas a la cimentación original, b) el problema se podía analizar teóricamente a través de la teoría de Hantush para tiempos cortos aplicable al caso de un acuífero semiconfinado y c) los parámetros hidráulicos se aceptarían de acuerdo a los obtenidos en los estudios realizados en el Lago artificial Nabor Carillo.

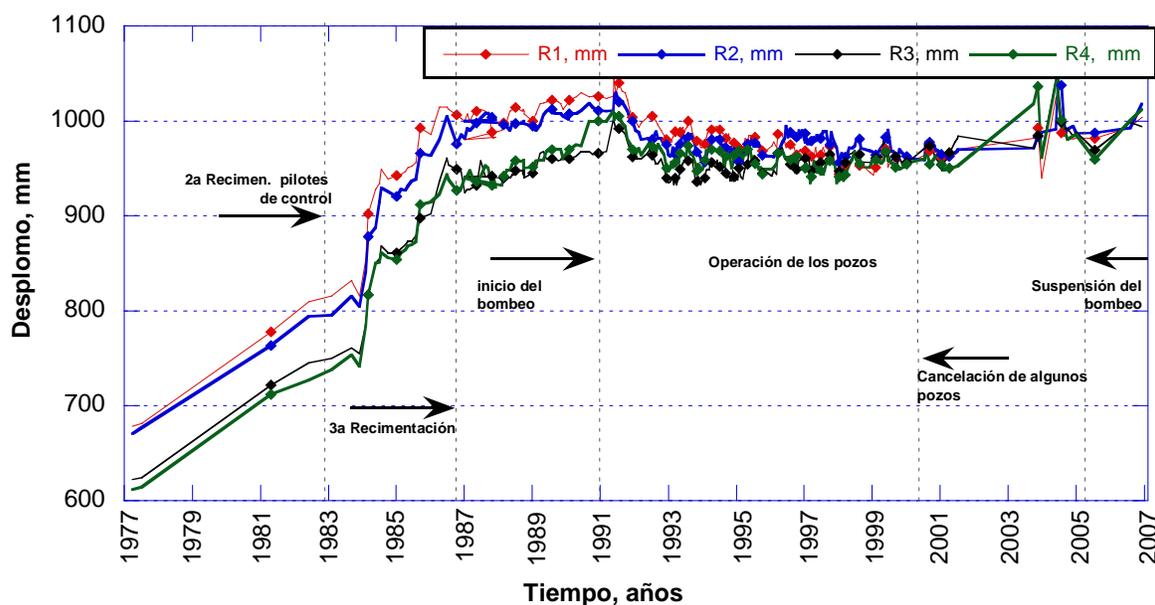


Figura 1.26 Historia de los desplomos para el periodo de 1977 a 2006 (Modificada de Zarazúa, 2008)

La idea central de Figueroa fue provocar abatimientos mediante la instalación de pozos de bombeo en la zona norte de la Torre, sin afectar o influir con los niveles piezométricos al frente de la Torre, así como recuperar el nivel piezométrico mediante pozos de inyección alrededor del conjunto, para no dañar los edificios vecinos e inclusive la zona sur de la torre. (Informe del II, 2007). De los resultados obtenidos de pruebas de bombeo en campo, Figueroa determinó que los gastos de operación de los pozos de bombeo fueran del orden de 0.1 l/s (8.64 m<sup>3</sup>/día) y los de inyección fueran variables. Sin embargo, cuando convenía abatir más los niveles piezométricos de la zona de bombeo se descarga más agua hacia la alcantarilla, y si requería elevar los niveles en el lado opuesto (zona sur) se cerraba la descarga.

El sistema consistió en la instalación 34 pozos, distribuidos en dos categorías: 21 pozos de bombeo repartidos en su mayoría en la zona de los cuerpos bajos y 13 pozos de inyección ubicados alrededor del conjunto, como se muestra en la Figura 1.27. Los pozos se perforaron a una profundidad de 13 m colocando tubo ranurado en toda la longitud de la excavación excepto los primeros 1.5 m.

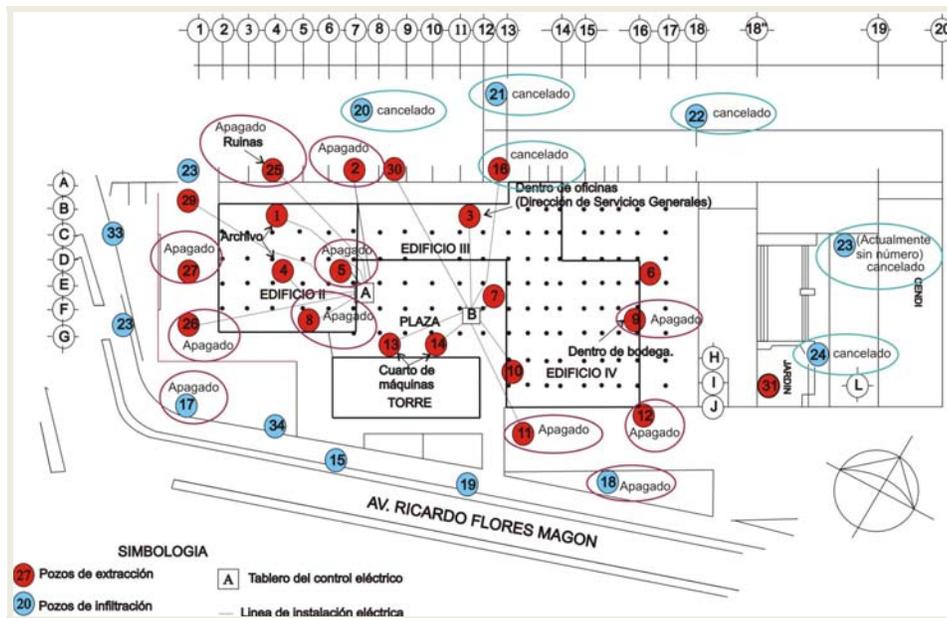


Figura 1.27 Localización de los pozos de bombeo en infiltración (Zarazúa, 2008)

**Resultados obtenidos.** En los primeros 10 meses (a partir de junio de 1991) de operación del sistema de extracción e inyección de agua se observó una recuperación de la verticalidad de la torre de 5 cm en promedio. Posteriormente los desplomos se mantuvieron constantes hasta diciembre del 2003. Después hubo un incremento de 6 cm para finales del 2004 y paulatinamente éstos siguieron disminuyendo hasta el momento en el que se suspendió el sistema (agosto del 2005). A partir de esta fecha, se presentó un incremento continuo de los desplomos hasta diciembre del 2006.

En general, durante el periodo de 1991 a 2006 se aprecia que el funcionamiento del sistema de pozos ayudó a reducir la magnitud de los desplomos. Por lo que se puede concluir que la inyección de agua contribuyó a que el efecto del hundimiento regional se mantuviera más o menos constante en el conjunto del antiguo edificio de la SRE, aunque han suscitado discusiones porque en la disminución de los desplomos se suman las influencias del cajón de cimentación y la instalación de los pilotes de control.

### 1.2.5 Conjunto Hidalgo, ciudad de México

**Descripción del problema.** El Conjunto Hidalgo fue construido en los años de 1980, sobre los suelos lacustres del Centro Histórico de la ciudad de México, al norponiente de la Alameda Central, y desplantado en uno de los costados de la antigua Calzada México-Tacuba, hoy Av. Hidalgo, donde corre un tramo de la Línea 2 del Metro. El inmueble está constituido por siete edificios que abarcan una superficie de 3.4 ha, incluyendo oficina, plazas y corredores. Ésta propiedad pertenece al Sistema de Administración Tributaria (SAT) de la Secretaría de Hacienda y Crédito Público (SHCP).

El problema principal que ha influido en el comportamiento de la estructura a largo plazo, es la alteración de las condiciones hidráulicas en las formaciones arcillosas y estratos permeables que se puede atribuir a la intensa evolución de la explotación de los acuíferos del valle de México, a esta situación se pueden agregar los siguientes factores: la historia de cargas previas en el sitio, la influencia del comportamiento de la antigua calzada y la estructura del metro que en ella se aloja. Dichos factores han mostrado a lo largo de los años una tendencia de emersión aparente que han afectado a diversos inmuebles en su entorno.

Los primeros diez años de servicio del inmueble se presentaron asentamientos diferenciales muy importantes, con tendencias de expansión aparente en zonas de plazas y corredores y de hundimiento en las zonas de edificios, con las consecuentes deformaciones de la estructura. Estas deformaciones indujeron elementos mecánicos muy importantes en las losas reticulares, que presentan condiciones inminentes de falla por flexión y cortante en la conexión de las mismas con las columnas, (Pliego & Vargas, 2008).

La manzana que ocupa el Conjunto Hidalgo se ha hundido a la par con el Centro Histórico (en 1986 más de 9 m, según la referencia de la Catedral Metropolitana). El hundimiento regional en el entorno del Conjunto Hidalgo se manifiesta de manera no uniforme, que registra una velocidad de hundimiento media de 44.13 mm/año en el periodo comprendido entre marzo de 1996 y julio de 1999. A raíz de los resultados obtenidos en las mediciones topográficas y con base en la distribución, magnitud y sentido de los movimientos verticales registrados en el periodo de 1990 y 1997, Pliego y Vargas identificaron dos zonas de diferente comportamiento, (Figura 1.28). Zona A, la cual incluye el módulo IV (edificio de 7 niveles) y una franja adyacente de ancho medio de 30.0 m, donde registran los mayores hundimientos diferenciales; Zona B, correspondiente al área restante del inmueble, ubicada en las partes norte y sur del conjunto, área donde se ha presentado una tendencia de emersión aparente, como se ilustra en la Figura 1.28.

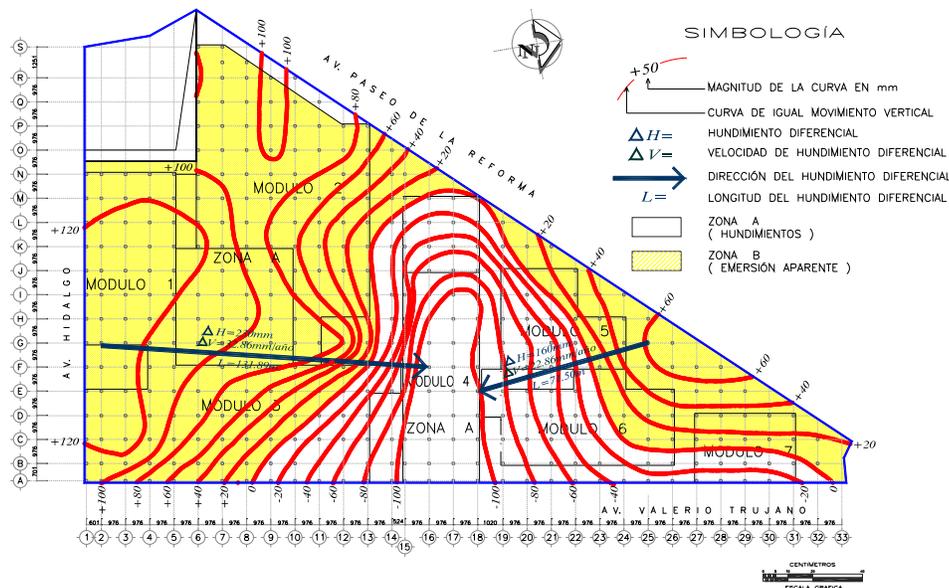


Figura 1.28 Distribución de hundimientos diferenciales comprendidos entre periodo de 1991-1996, (Pliego & Vargas, 2008)

**Intervenciones para solucionar este problema.** Para disminuir el problema, en su primera etapa, Pliego y Vargas emprendieron estudios y acciones correctivas implementando un sistema de pozos de bombeo e inyección (técnica de traspaleo de agua) a finales de 1991. El sistema de inyección se realizó mediante la infiltración de gatos controlados en capas y lentes permeables intercalados en las formaciones compresibles con la finalidad de restablecer la presión de poro abatida en dichas capas.

La prueba se realizó por medio de la instalación de un sistema de instrumentación geotécnica alojado en las orillas del *Conjunto Hidalgo del Sistema de Administración Tributaria, SAT*. La prueba consintió en instalar un pozo de observación y 5 estaciones piezométricas (se utilizaron piezómetros de tipo abierto y neumático), que registraron y reportaron la evolución de las presiones de poro durante la prueba. Asimismo, se realizaron mediciones topográficas de los desplomos del conjunto a través de 5 bancos de nivel.

Para fundamentar la aplicación de la técnica de inyección de agua en el Conjunto Hidalgo, y con la finalidad de controlar los hundimientos diferenciales, se recurrió a un análisis teórico, esto es, se utilizó una ecuación basada en las componentes de flujo vertical de Zeevaert 1982, (simplificación de las hipótesis de Dupuit). Dicha ecuación toma en cuenta las siguientes consideraciones: el pozo se encuentra totalmente penetrante en el acuífero confinado, el flujo de agua se considera estacionario. Basándose en estas hipótesis, Pliego y Vargas calcularon un gasto necesario de inyección y determinar una curva de abatimientos piezométricos generados por los pozos.

El sistema de pozos de bombeo e inyección se resume en la Tabla 1.1 y se esquematiza en la Figura 1.29, de ésta figura se observa que la distribución de los pozos de bombeo se localiza entre los ejes 1-12 y ejes D-S, justamente donde se presenta la de emersión aparente, mientras que, los pozos de inyección se ubican entre los ejes 15-21 y ejes B-M, localizados al centro del conjunto, esta zona es donde se registraron los mayores hundimientos. Así también, dentro del mismo grupo opera un pequeño equipo de pozos con doble función: inyectar y extraer, es decir, dependiendo de los resultados de las lecturas registradas en las estaciones piezométricas en sitio. Una de las consideraciones importantes para la operación del sistema de pozos, es que debería ser autosuficiente con respecto al suministro del agua.

Tabla 1.1 Distribución del sistema de pozos en el Conjunto Hidalgo, ciudad de México (Pliego y Vargas, 2008)

Tipo de pozo	Nomenclatura	No. Pozos	Profundidad de desplante, m
Inyección	PI	45	29.50 y 40.00
Bombeo	PB	46	Variable, 29.50 y 40.00
Doble función	PIB	27	Variable, 29.50 y 40.00

**Resultados obtenidos.** Los beneficios de esta técnica se pudieron observar en los primeros meses de operación del grupo de pozos de bombeo, donde se registró un proceso regresivo de movimientos verticales, revirtiéndose la tendencia de la emersión aparente, mientras que los pozos de inyección habían logrado mantener el efecto correctivo, pero también, evitando la continua tendencia de los hundimientos diferenciales.

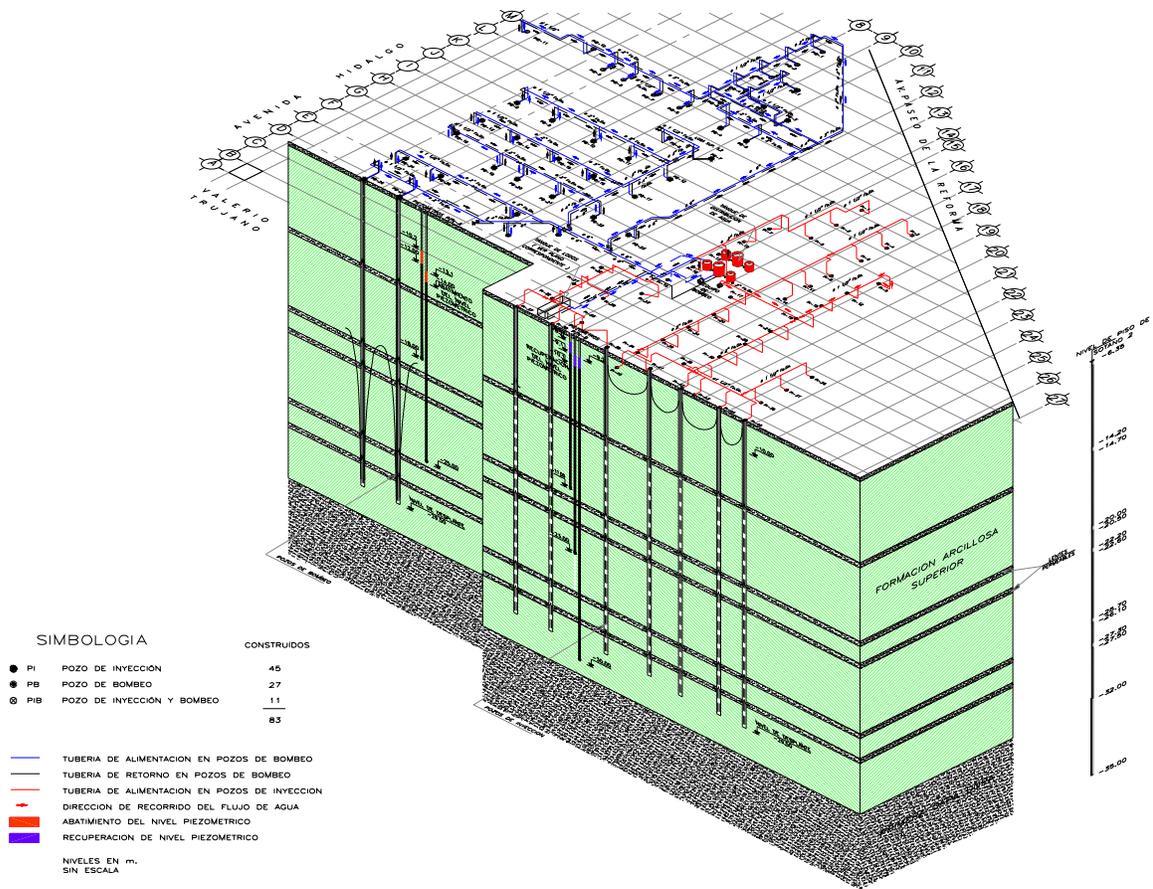
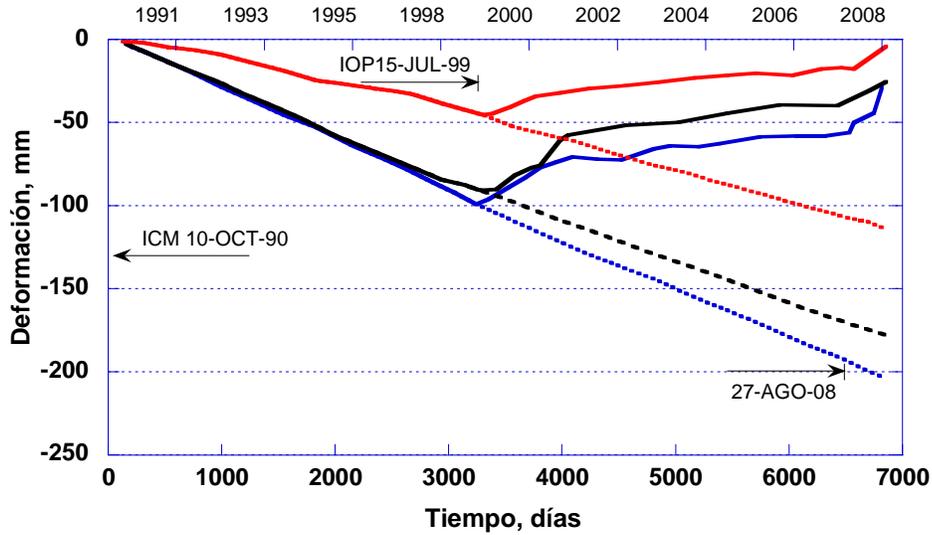


Figura 1.29 Diagrama operativo del sistema de pozos. (Pliego y Vargas, 2008)

En las siguientes gráficas se presentan los resultados obtenidos aplicando la técnica antes mencionada dentro de la zona del conjunto Hidalgo (Vargas y Pliego, 2008). En la Figura 1.30 se muestra una gráfica que ilustra las deformaciones contra el tiempo de la zona de inyección. En la misma figura, se observa que al momento de efectuarse la inyección, 15 de julio de 1999, las deformaciones se detienen por completo en ese punto (E15), cabe aclarar que si no se hubiese aplicado el método la deformación posible sería 200 mm (para el día 27 de agosto del 2008); en cambio, se presentó una reducción de los movimientos verticales que fueron de alrededor de 80 mm.

En la Figura 1.31 se muestra la configuración de los niveles piezométricos de un equipo de medición localizada en la cercanía de la zona de inyección. En dicha figura se presenta una recuperación de las condiciones hidráulicas del subsuelo (presión de poro) con respecto al tiempo. Asimismo se muestra que aunque no existe un ascenso importante del nivel piezométrico, cuando menos, se llega a estabilizar dicha condición por efecto de la inyección de agua.



E15 INTERSECCIÓN DE EJES  
 Posible deformación en caso de no haber implementado el sistema

ICM INICIO DE CONTROL DE MOVIMIENTOS  
 IOP INICIO DE OPERACIÓN DE POZOS

Figura 1.30 Movimientos verticales en tres ejes de la zona de pozos de inyección en el Conjunto Hidalgo. (Modificada de Pliego y Vargas, 2008)

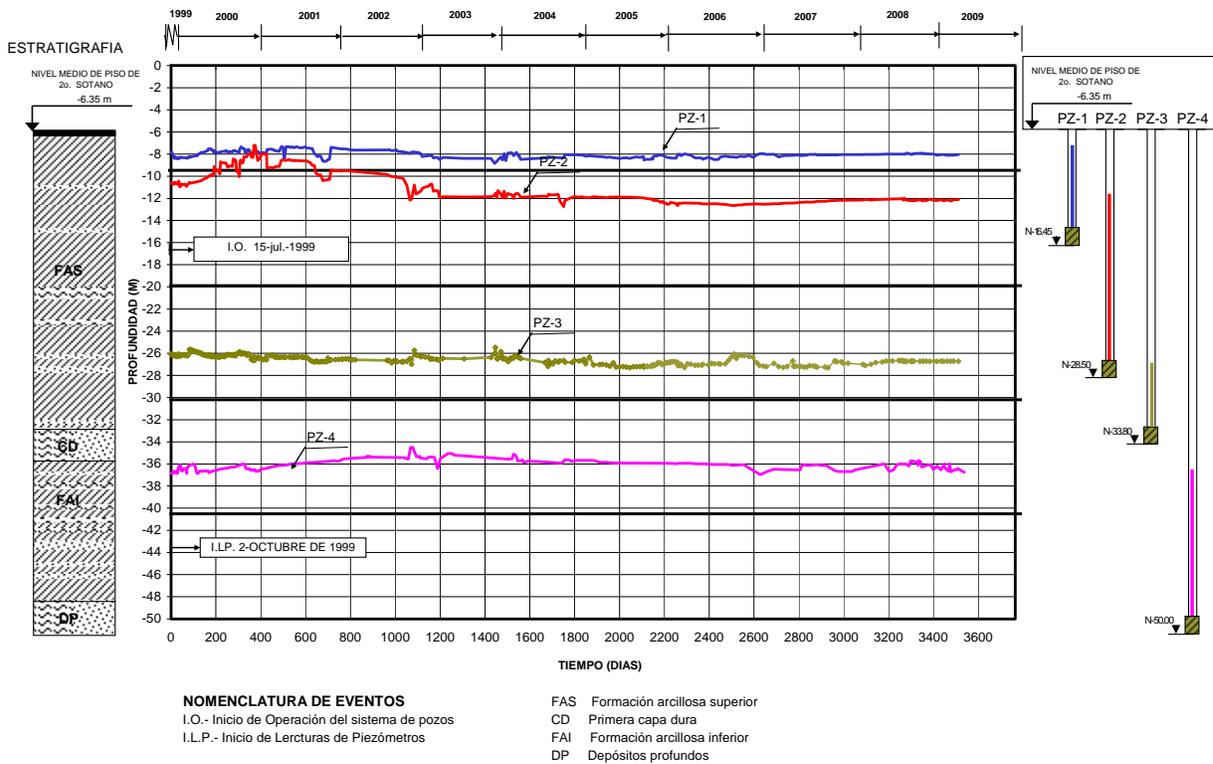


Figura 1.31 Comportamiento de los niveles piezométricos en la cercanía de los pozos de inyección. (Pliego y Vargas, 2008)

---

### 1.3 Comentarios finales

El hundimiento regional de la ciudad de México se debe principalmente a la extracción intensiva de agua en el acuífero; dicho hundimiento se genera en parte por la consolidación de las arcillas blandas y por deformabilidad de los suelos granulares profundos. Las consecuencias de este fenómeno se reflejan en las estructuras, monumentos, sistemas de drenaje, sistemas de transporte, entre otros localizados en la ciudad. En el presente capítulo se evaluaron los resultados obtenidos por la técnica de inyección de agua implementada en diferentes obras de la ciudad de México, tales como, el Palacio Nacional, el Centro Cultural Universitario Tlatelolco y el Conjunto Hidalgo, cuya finalidad es mitigar los efectos del hundimiento regional.

Lo anterior amplía el conocimiento sobre los alcances, logros y problemas observados al aplicar esta técnica. Se realizó un análisis de cada una de las experiencias de reinyección de agua mediante pozos que han estado operando u operaron desde hace tiempo en el valle de México. Los principales comentarios de las mismas se exponen a continuación.

En particular, el Palacio Nacional fue la primera obra en donde se implementó la técnica experimental de inyección de agua a finales de 1977, descrita por Moreno Pecero (Moreno, 1981), obteniéndose resultados satisfactorios únicamente en la cercanía de los pozos. Los resultados demuestran que efectivamente se presentó un incremento de la presión de poro a lo largo de los 20 metros de profundidad (que es la longitud del tubo ranurado del pozo) con un gasto de inyección de 0.5 l/s, pero principalmente, el exceso de la presión de poro se lleva a cabo cuando se localiza un lente permeable, como se pudo comprobar en las estaciones piezométricas EP-1 y EP-5 ubicadas a una distancia aproximada de 10 m y a las profundidades de 10 m, 15 m y 25 m, respecto a cada pozo. Por una parte, uno de los problemas que se presentó durante la inyección de agua fue la pérdida de la presión de poro en la parte superior del tubo ranurado asociada a los lentes permeables (rellenos, costra superficial), que ocasionó inundación en diferentes instalaciones cercanas a los pozos. Por otra parte, el tiempo de duración de la prueba se considera que fue muy limitado (30 días de inyección de agua), se desconocen las causas del breve periodo de tiempo que duró la prueba. Cabe mencionar que la prueba de inyección de agua en el Palacio Nacional fue analizada a través de las teorías de la hidráulica de pozos existentes en ese momento (Jacob, 1946). De la comparación entre los resultados del análisis teórico y los datos medidos en campo, se determinó que existen diferencias entre ellos, lo cual puede deberse, a la solución utilizada en los análisis y a los parámetros hidráulicos asignados en la ecuación utilizada. Respecto al tipo de análisis, la solución empleada es aplicable para acuíferos confinados lo cual nos dice que el flujo de agua vertical del estrato superior e inferior hacia el estrato permeable es nulo y en cuanto a los parámetros hidráulicos, éstos corresponden a la zona de Mixcoac (Sainz, 1959), una zona distinta a la del Palacio Nacional.

Con respecto al antiguo edificio de la Secretaría de Relaciones Exteriores, actualmente Centro Cultural Universitario Tlatelolco, Figueroa (1998), implementó un sistema de pozos de bombeo e inyección para controlar la inclinación de la torre mayor del conjunto de edificios. Para ello, la prueba se basó principalmente en provocar hundimientos, a través de la extracción continua de agua del subsuelo mediante pozos de bombeo. Con lo anterior, se generó un abatimiento de la presión de poro y con ello el fenómeno de consolidación para enderezar o al

menos mitigar y mantener los desplomos que afectaban a la torre del conjunto. Por su parte, los pozos de inyección se emplearon para estabilizar los niveles piezométricos alrededor de la torre y por consiguiente no afectar los edificios colindantes. Los resultados obtenidos mediante esta técnica desde su inicio en mayo de 1991 hasta la suspensión definitiva en agosto de 2005, muestran que evidentemente los desplomos en las cuatro esquinas de la torre pudieron controlarse, sin embargo, no se logró una demostración concluyente de la efectividad de la inyección de agua. El caso ha provocado discusiones debido a que a partir de las observaciones de los desplomos y hundimientos diferenciales ocurridos en los edificios se realizaron tres recimentaciones: la primera, se realizó en 1964 con la instalación de pilotes electrometálicos; la segunda, se desarrolló en 1983 donde se colocaron 52 pilotes de control y la tercera, se realizó en 1987 en la que se amplió el cajón de cimentación. Después de todas estas medidas, no resultó clara la eficiencia del sistema de bombeo e inyección. Con el propósito de justificar teóricamente esta técnica, Figueroa, recurrió a la aplicación de la solución de Hantush para tiempos cortos, consideró que los pozos se ubicaban a 13 m de profundidad y que el gasto medio de inyección era de  $Q=0.1$  l/s.

Por lo que se puede afirmar que para el caso de la inyección de agua no se observó una comparación entre los resultados obtenidos analíticamente y los medidos en campo, esto se puede explicar fácilmente ya que la ubicación de las estaciones piezométricas se encuentran más próximas a los pozos de bombeo que a los de inyección.

Finalmente, Pliego y Vargas, 2009 aplicaron en los mismos años el método propuesto por Figueroa en el Conjunto de Edificios Hidalgo (Figueroa, 1998), con la finalidad de corregir los hundimientos diferenciales y la emersión aparente observada en los mismos, empleando cierta cantidad de pozos de extracción e inyección. Los resultados obtenidos muestran que existe un comportamiento satisfactorio en la evolución de la presión de poro. En la zona donde se presentan hundimientos diferenciales, se inyectó agua obteniéndose una estabilización de la presión de poro, mientras que en la zona de emersión aparente, se llevó a cabo el bombeo de los niveles piezométricos donde se logró revertir la emersión y frenar la tendencia de los hundimientos. De lo anterior, señala que el conjunto de edificios contaba con suficiente instrumentación geotécnica para observar el comportamiento de la presión de poro del sitio, sólo que en dicho artículo no se indican los gastos de inyección y la profundidad exacta (capas permeables) en la que se realizó la inyección de agua. Para implementar esta técnica (Pliego y Vargas, 2008), recurrieron a un análisis teórico basado en la solución de Dupuit en condición estacionaria, se ignora los parámetros hidráulicos asumidos, las consideraciones de los análisis y por consiguiente no queda clara la verificación de las hipótesis teóricas con lo observado en campo.

Por lo que se refiere a las experiencias mencionadas, se puede decir que dichas técnicas han contribuido en cierta medida al control local del hundimiento regional, sin embargo resulta clara la necesidad de realizar investigaciones teóricas exhaustivas que permitan interpretar y predecir en la medida de lo posible el comportamiento que tendrá el subsuelo a largo plazo después de la inyección de agua. Los análisis teóricos se pueden fundamentar a través de soluciones analíticas basadas en la teoría de la hidráulica de pozos y también mediante técnicas numéricas de elementos finitos y diferencias finitas. En particular, implementar recomendaciones en sitios efectivos de inyección de agua, gastos de infiltración y su influencia debida ella.

---

## 2. Soluciones analíticas y numéricas aplicables a la evaluación de los efectos de la inyección de agua

La aplicación que tiene la determinación del flujo de agua a través de pozos de bombeo es múltiple, por lo que, el estudio de las pruebas de bombeo ha ocupado la atención de muchos investigadores en el pasado y en el presente y, sin duda, lo hará aún más en el futuro con el apoyo de herramientas numéricas y tecnologías de campo. El objetivo de este capítulo es mostrar el fundamento teórico para estudiar el movimiento del agua a través de los suelos, particularmente el estudio de la inyección de agua en pozos (en materiales permeables del subsuelo del valle de México).

En este capítulo se estudian soluciones analíticas y técnicas numéricas que permiten determinar el comportamiento del flujo de agua radial en pozos de inyección, se han empleado soluciones de la hidráulica de pozos para el caso analítico, así como, métodos de elementos finitos y diferencias finitas para el caso de los modelos numéricos. El capítulo se divide en cinco apartados; en el primero, se presenta el planteamiento general del problema; en el segundo, se muestra una descripción de las ecuaciones que gobiernan el movimiento y el almacenamiento del agua aplicada a problemas de flujo en pozos; en el tercero, se presentan las expresiones matemáticas de tres soluciones analíticas; la ecuación de Theis (1935), Hantush (1960) y Chen *et al.* (1986); en el cuarto, se describen las bases teóricas de los métodos numéricos empleados para la simulación del flujo de agua en pozos en condición transitoria. Finalmente, se presenta la validación de un problema de un pozo de extracción mediante soluciones analíticas y numéricas.

### 2.1 Planteamiento general del problema

Sea un depósito de arcilla compresible (acuitardo), homogéneo e isótropo, de espesor  $H$ , apoyado sobre un estrato de arena (acuífero semiconfinado) y sometido originalmente a una distribución hidrostática de presiones, como se indica en la Figura 2.1. Supóngase que por efecto del bombeo, en la capa permeable inferior (capa dura o acuífero semiconfinado) se genera una pérdida de presión (línea gris de la Figura 2.1), y que permanece inalterada la posición del nivel freático respecto a la superficie del terreno. Antes de ocurrir el abatimiento, la distribución de presiones en el agua era la hidrostática de equilibrio o “**presión hidrostática teórica**” (línea verde de la Figura 2.1). A raíz de esta alteración del equilibrio, se inicia un **proceso de consolidación** en la formación compresible; al transcurrir un cierto tiempo  $t$  (Marsal, 1969). Este proceso genera deformaciones volumétricas importantes que están en función del tiempo dando como resultado que la arcilla se comprima debido a las fuerzas de filtración, por lo que se requiere aminorar estos asentamientos o la velocidad del hundimiento regional. Se considera que es posible atenuar localmente el hundimiento regional (restablecer en lo posible las presiones a su condición inicial, línea verde de la Figura 2.1), mediante la inyección controlada de agua en estratos permeables (**capa dura**) intercalados en las formaciones arcillosas compresibles.

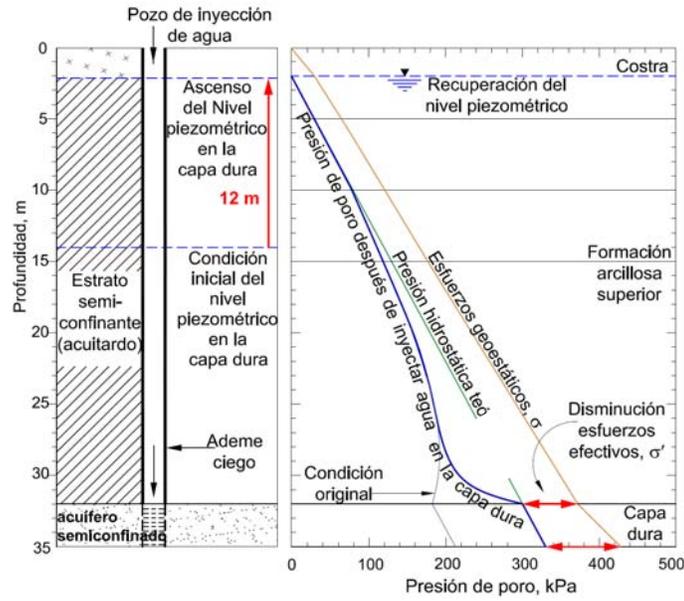


Figura 2.1 Esquema ilustrativo del incremento de la presión de poro cuando se lleva a cabo la inyección de agua en un acuífero semiconfinado (capa dura).

La inyección de agua a través de pozos es progresiva y las condiciones a las que está sometido el depósito compresible y el estrato permeable, es de carácter transitorio. Con objeto de ilustrar su desarrollo, considérese un solo pozo que inyecta agua al estrato permeable de arena (capa dura) como se ilustra en el caso de la Figura 2.2, siendo variable la posición del nivel piezométrico. Para el instante  $t = 0$  en que se provoca la inyección de agua dentro del pozo, la distribución piezométrica en la base de la formación compresible es la que se indica con línea continua en la Figura 2.2. Debe notarse que el flujo de agua inducido por la inyección de agua genera una curva de distribución de presiones efectivas (esfuerzos efectivos)  $\Delta p$  que aparece en el esquema inferior de la misma figura. A medida que transcurre el tiempo, el incremento de presión avanza hacia el exterior del pozo, de igual forma, los esfuerzos efectivos disminuyen teniéndose que en el momento  $t$  tienen aproximadamente la forma dibujada con línea discontinua de la Figura 2.2. Finalmente se alcanza el equilibrio en la distribución de presiones, cuando el flujo radial de agua al pozo es estacionario, para la cual se cumple con la teoría de acuíferos en estado estacionario. Sin embargo en este capítulo, nos interesa la evolución del incremento de presión ( $\Delta p$ ) en estado transitorio, durante el cual el flujo propio del estrato permeable se suma a la aportación de agua de la capa de arcilla, que puede no ser despreciable.

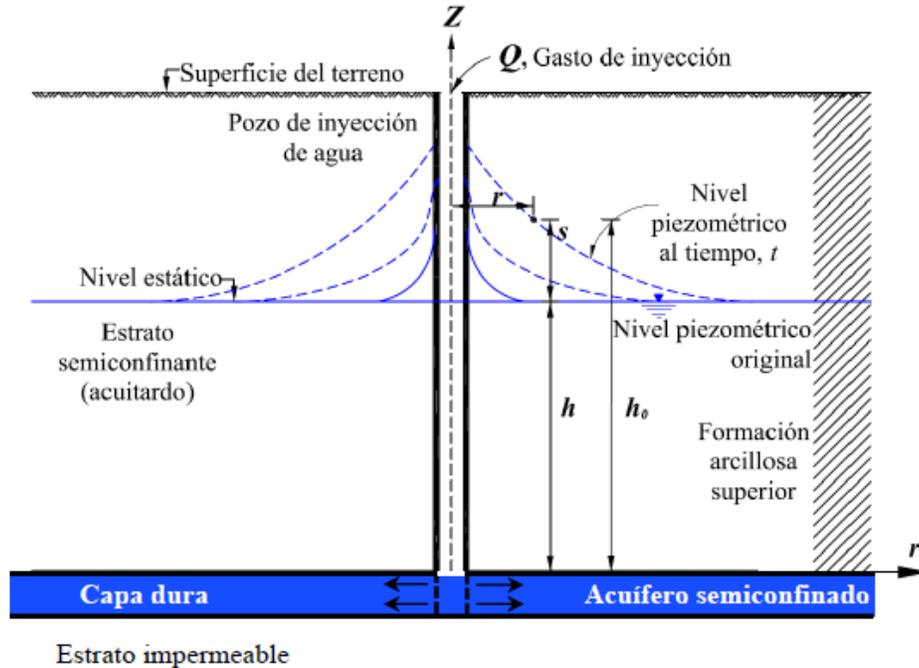


Figura 2.2 Esquema ilustrativo de flujo en un estrato de arena semiconfinado entre formaciones semiimpermeables

## 2.2 Ecuaciones generales para el análisis de flujo transitorio en acuíferos

Los análisis de flujo de agua a través de medios porosos pueden resolverse mediante soluciones exactas o aproximadas. A continuación se describe brevemente la derivación de la ecuación general de flujo y posteriormente se mencionan algunas soluciones exactas. Los conceptos básicos de los sistemas hidrogeológicos se describen en el ANEXO I.

Las soluciones exactas se basan en la aplicación de los principios básicos de flujo de agua, como las conocidas leyes de continuidad de flujo representada esquemáticamente en la Figura 2.3 y de Darcy. Estas consideraciones pueden llevar a establecer ecuaciones de tipo diferencial parcial que rigen el comportamiento de fluidos a través de un medio homogéneo y anisótropo:

- Ley de Darcy (Cedergren, 1967). Establece que la velocidad de descarga (o simplemente velocidad) es proporcional al gradiente hidráulico.

$$V_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x}; V_y = k_y \frac{\partial h}{\partial y}; V_z = k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (0.1)$$

Dónde:  $V_x, V_y, V_z$  = velocidad de flujo en la dirección X, Y o Z, respectivamente;  $k_x, k_y$  y  $k_z$  = conductividad hidráulica en la dirección; X, Y y Z, respectivamente;  $\partial h/\partial x, \partial h/\partial y, \partial h/\partial z$  = gradiente hidráulico en la dirección X, Y y Z, respectivamente. El gradiente hidráulico se define como la pérdida de carga por unidad de longitud.

- b) Ecuación de la continuidad (Flores, 2000). A partir de la condición establecida y sin que varíe el almacenamiento del cubo poroso idealizado (Figura 2.3), establece que la diferencia entre el gasto que sale de las caras del elemento y el que entra, debe de ser igual a cero, por condición de continuidad se tiene

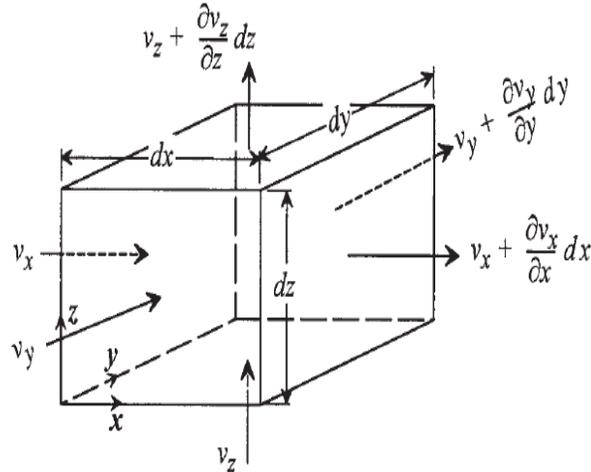


Figura 2.3 Continuidad de flujo

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (0.2)$$

Dónde:  $v_x, v_y, v_z$  = flujo unitario en la dirección X, Y o Z,

- c) Ecuación de Laplace (0.3) . Obtenida a partir de la Ley de Darcy ilustrada en la ecuación (3.1) y de la ley de la continuidad de flujo representada en la ecuación (0.2). (Cedergren, 1967).

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (0.3)$$

Por otra parte, los análisis de flujo transitorio tridimensional en un medio homogéneo y anisótropo, con variación del almacenamiento respecto al tiempo, y considerando la presencia de recarga y/o bombeo, están regidos por la siguiente ecuación diferencial parcial;

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = S_s \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{R(x,y,t)}{T} \quad (0.4)$$

De donde los primeros tres términos definen la suma de los gastos entrantes por las caras laterales en dirección X, Y y Z, el siguiente término, representa la variación del almacenamiento del agua en un cubo poroso elemental, donde  $S_s$  es igual al almacenamiento

específico (parámetro hidráulico correspondiente a la capacidad del suelo de almacenar o ceder agua), y el último término  $R(x,y)$  representa el bombeo “extracción” (-) o recarga “fuente” (+) al sistema y  $T$  es igual a la transmisividad (parámetro que nos indica la facilidad del agua para circular libremente en una dirección a través del suelo, que corresponde al producto de la conductividad hidráulica por el espesor saturado del acuífero).

En muchos problemas existe una simetría axial, tal es el caso de las pruebas de bombeo; donde es conveniente expresar la ecuación de Laplace en coordenadas cilíndricas. El flujo hacia el pozo obedece la siguiente ecuación de la continuidad:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (0.5)$$

Donde  $r$  es la distancia desde el pozo de extracción o inyección hasta el pozo de observación (distancia a la que se produce el descenso o ascenso), los demás parámetros fueron definidos anteriormente.

### 2.3 Soluciones analíticas de la ecuación general de flujo en régimen transitorio

En la interpretación de los datos obtenidos tanto en pruebas de bombeo como en estudios regionales (marco y funcionamiento hidrogeológico) de acuíferos, se hace uso de modelos analíticos desarrollados por diversos investigadores (Herrera, 1973). Estos métodos se basan en simplificaciones asumidas en términos de una extensión horizontal infinita del acuífero, la estratigrafía del suelo (en general se consideran suelos homogéneos, isotrópicos y de espesor uniforme), el caudal constante de extracción y la definición de las condiciones iniciales y de frontera.

Existe una variedad de teorías aplicables a cada tipo de acuífero y un régimen de flujo determinado, algunas de ellas se resumen en la Tabla 2.1. Así mismo, en la literatura técnica se pueden encontrar numerosas investigaciones acerca de las soluciones matemáticas más complejas; como lo son, la de Herrera, (1969), la de Neuman y Witherspoon, (1972), y la de Chen *et al*, (1985), entre otros.

Cada una de las teorías mostradas en la Tabla 2.1 se desarrollaron con base en diversas hipótesis, por lo que, para hacer uso en forma efectiva y segura de los parámetros hidrogeológicos, se requiere conocer con precisión su aplicabilidad, para así poder establecer correctamente la interpretación de las pruebas de bombeo que nos son de utilidad en la definición de los parámetros hidrogeológicos.

Tabla 2.1 Algunas soluciones analíticas de la ecuación general de flujo

Régimen Acuífero	Libre	Semiconfinado	Confinado
Estacionario	Corrección de Dupuit, (1863)	Ecuación De Glee, (1930) Método de Walton, (1962)	Ecuación de Thiem, (1906)
Transitorio	Ecuación de Neuman, (1975)	Ecuación de Hantush, (1964)	Solución de Theis, (1935) Simplificación Jacob-

En el valle de México se encuentran diversos tipos de acuíferos como son los acuíferos libres y semiconfinados, por lo que las teorías antes mencionadas tienen especial relevancia para el conocimiento de la hidrología subterránea del mismo y para evaluar los efectos de la inyección de agua con la finalidad de controlar localmente el hundimiento regional que sufre el subsuelo de la ciudad de México.

### 2.3.1 Ecuación de Theis (1935) para un acuífero confinado

El flujo transitorio en un acuífero confinado, homogéneo e isótropo se rige por la siguiente ecuación diferencial parcial bidimensional (en coordenadas radiales):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (0.6)$$

Donde  $r$  es la distancia del pozo de bombeo al pozo de observación,  $h$  es la carga hidráulica,  $T$  es la transmisividad, y  $S$  es el coeficiente de almacenamiento del acuífero.

En 1935, partiendo de la ecuación (0.6), Theis estableció un modelo matemático para el cálculo del abatimiento piezométrico de un acuífero confinado. La solución obtenida por Theis se fundamenta en la analogía que existe entre flujo de agua en suelos y la ecuación que gobierna la transferencia de calor. Así, después de diversas consideraciones matemáticas Theis obtuvo la siguiente ecuación para el cálculo del abatimiento para un flujo transitorio, así como, el factor tiempo y el coeficiente de almacenamiento:

$$s(r, t) = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u}}{u} du = \frac{Q}{4\pi T} W(u) \quad (0.7)$$

Donde  $W(u)$  se conoce como *función de pozo* o *integral exponencial*, la cual puede evaluarse mediante aproximaciones polinomiales (Abramowitz y Stegun 1972). Asimismo,  $u$  se define como:

$$u = \frac{r^2 S}{4\pi T} \quad (0.8)$$

Concretamente, el modelo de Theis (1935) toma en cuenta las siguientes hipótesis (que se ilustran esquemáticamente en la Figura 2.4):

- El acuífero tiene una extensión horizontal infinita.
- Las fronteras superior e inferior son impermeables.
- La transmisividad  $T$  y el coeficiente de almacenamiento  $S$  del acuífero son uniformes.
- La carga hidráulica inicial  $h_0$  dentro del acuífero es uniforme.

- El pozo es totalmente penetrante en el acuífero.
- La extracción de un gasto  $Q$  constante del acuífero se inicia al tiempo  $t_0$ .
- El flujo es radial hacia el pozo, y el abatimiento  $s(r, t) = h_0 - h(r, t)$  se incrementa con el tiempo  $t$ .
- El radio del pozo es despreciable.

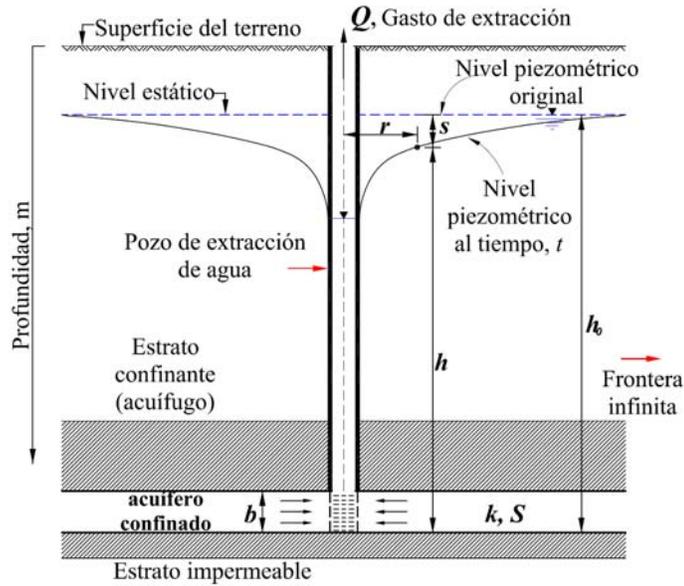


Figura 2.4 Flujo radial hacia un pozo que penetra totalmente en un acuífero confinado (sección transversal vertical).

### 2.3.2 Ecuación de Hantush (1960) para un acuífero semiconfinado

En 1960 Hantush presentó un método de análisis que considera el cambio del almacenamiento en los acuitardos (arcillas) sobre y subyacentes a un acuífero semiconfinado (arenas), como el que se ilustra en la Figura 2.5.

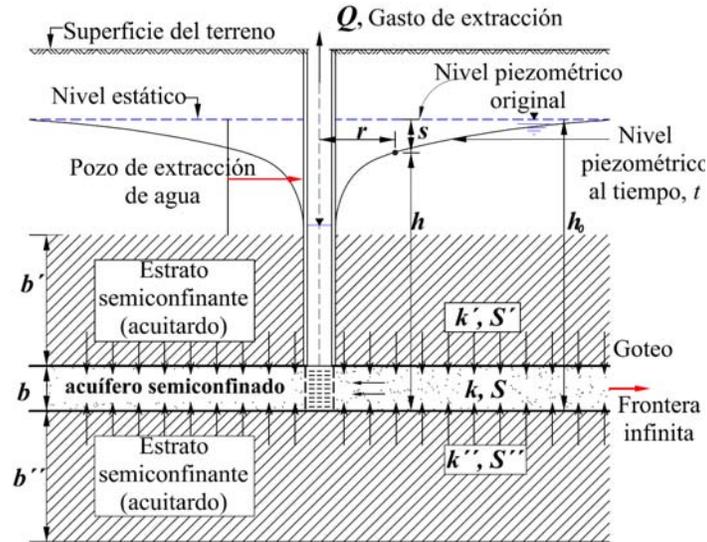


Figura 2.5 Flujo radial hacia un pozo que penetra totalmente un acuífero semiconfinado (sección transversal vertical).

Específicamente, el modelo de Hantush toma en cuenta las siguientes consideraciones (mostradas esquemáticamente en la Figura 2.5):

- El acuífero tiene una extensión horizontal infinita y se localiza entre dos acuitardos.
- La transmisividad  $T$  y el coeficiente de almacenamiento  $S$  del acuífero son uniformes.
- La carga hidráulica inicial  $h_0$  del acuífero es uniforme.
- La extracción de un gasto constante  $Q$  del acuífero se inicia al tiempo  $t_0$  en el pozo (totalmente penetrante).
- El radio y el volumen del pozo son despreciables.
- El flujo es vertical en las capas semiconfinantes.
- Se toma en cuenta el coeficiente de almacenamiento de las capas semiconfinantes ( $S'$  y  $S''$ , superior e inferior respectivamente).
- El nivel piezométrico en los acuitardos superior e inferior permanece sin cambios durante el bombeo.

Con base en lo anterior, Hantush utilizó su teoría modificada para obtener la solución aplicable al caso de un pozo que se bombea a gasto constante en un acuífero semiconfinado. Para lo cual, obtuvo dos soluciones asintóticas: una válida para tiempos cortos y la otra, para tiempos largos (Hantush, 1960).

El tiempo  $t$  que debe transcurrir para que la interacción entre dos estratos permeables sea perceptible, está dado por las siguientes expresiones para los estratos superior e inferior respectivamente:

$$t = \frac{b'^2 S_s'}{6k'} \quad (0.9)$$

$$t = \frac{b'^2 S_s''}{6k''} \quad (0.10)$$

Donde  $b'$  es el espesor,  $k'$  es la conductividad hidráulica, y  $S_s'$  es el almacenamiento específico del acuitardo superior. De forma análoga, estas mismas variables pero con doble comilla (") se refieren al acuitardo inferior (ecuación 0.10).

Para el caso de tiempos cortos, la expresión propuesta por Hantush para el cálculo del abatimiento en régimen de flujo transitorio, se escribe matemáticamente como:

$$s(r,t) = \frac{Q}{4\pi T} \left( \frac{1}{y} \right) e^{-y} \cdot \operatorname{erfc} \frac{\beta \sqrt{u}}{y(y-u)} dy \quad (0.11)$$

Donde:

$$s(r,t) = \frac{Q}{4\pi T} H(u, \beta) \quad (0.12)$$

Siendo  $\operatorname{erfc}$  la función de error complementaria, y:

$$u = \frac{r^2}{4c_v t} \quad (0.13)$$

$$\beta = r \left[ \sqrt{\frac{k' S_s'}{16TS}} + \sqrt{\frac{k'' S_s''}{16TS}} \right] \quad (0.14)$$

Donde  $r$  es la distancia del pozo de bombeo al pozo de observación,  $h$  es la carga hidráulica,  $C_v$  es el coeficiente de consolidación del estrato arcilloso inferior, los demás parámetros ya fueron definidos previamente (ver incisos 2.1 y parte inicial de 2.2).

### 2.3.3 Ecuación de Chen *et al* (1986) para un sistema de dos acuíferos y un acuitardo

Chen *et al.* (1986) desarrollaron una solución cerrada para un caso típico de un sistema circular homogéneo considerando un solo pozo en el centro, del cual se extrae agua en el acuífero inferior (semiconfinado). Este modelo presenta un acuífero libre interconectado con un acuífero semiconfinado inferior a través de una capa semiconfinante, como se muestra en la Figura 2.3.

La ecuación de Chen *et al.*, toma en cuenta las siguientes consideraciones:

- El acuífero tiene extensión horizontal finita y asume un sistema de tres capas (con conductividad hidráulica  $k_i$  y almacenamiento específico  $\mu_i$ ).
- El pozo de bombeo es de radio finito.
- El flujo es vertical en las capas semiconfinantes.
- Se considera almacenamiento en la capa semiconfinante.
- El nivel piezométrico en el acuitardo presenta cambios durante el bombeo.

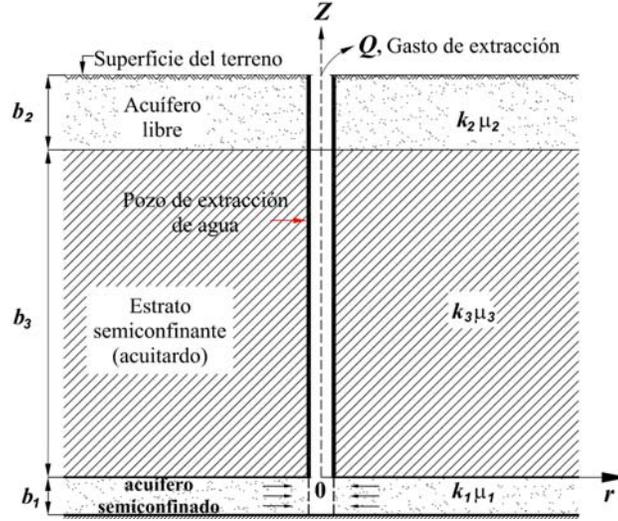


Figura 2.6 Diagrama esquemático de dos acuíferos y un acuitardo (sección transversal vertical).

La solución cerrada de Chen *et al.* (1986), para evaluar los abatimientos está dada por la siguiente ecuación (en forma adimensional). Para una revisión más detallada de las variables de esta expresión consultar el artículo antes mencionado:

$$\begin{aligned}
 S_3(r, z, t) = & \theta z \left( \frac{z}{2} - \mu_2 - 1 \right) + \sum_{i=1}^{\infty} (C_i e^{-v_i(2-z)} - D_i e^{-v_i z}) \cdot M_i \Phi_{1,0}(r, r_w, v_i) + \theta t + G_{00} + \sum_{j=1}^{\infty} e^{-\alpha_{0j}^2 t} G_{0j} \\
 & \cdot [\alpha_{0j} \cos(\alpha_{0j} z) + D_{0j} \sin(\alpha_{0j} z)] + \sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} e^{-(v_i^2 + \alpha_{ij}^2) t} G_{ij} \\
 & \cdot [\alpha_{ij} \cos(\alpha_{ij} z) + D_{ij} \sin(\alpha_{ij} z)] \cdot M_i \Phi_{1,0}(r, r_w, v_i)
 \end{aligned} \quad (0.15)$$

## 2.4 Soluciones numéricas de la ecuación general de flujo en régimen transitorio.

Desde la década de los sesentas los métodos numéricos (elementos finitos, diferencias finitas, entre otros) han sido comúnmente empleados para estudiar el flujo de agua a través de los suelos. Una de las mayores inquietudes hasta el día de hoy es ¿Qué parámetros hidráulicos se deben de introducir en tales modelos? Actualmente gracias a las computadoras los análisis de flujo de agua se pueden realizar con una precisión creciente, no obstante por cuestiones de tiempo y costo resulta impráctico medir los parámetros hidráulicos en todos los puntos de suelo. En efecto, cuando se estudia a un dominio de flujo particular solamente se cuenta con algunos de los valores puntuales de  $k$ ,  $S$ ,  $T$ ,  $S_s$ , obtenidos de pruebas de bombeo, por lo que estas variables deben ser calculados para cada sitio en particular. Como lo señaló Matheron (1967), la dimensión espacial ejerce una gran influencia en la manera como se constituya las permeabilidades (conductividades hidráulicas) en el medio. De esta manera, dependiendo de factores como la estratigrafía, la anisotropía, tipo de acuífero, condiciones de frontera; recarga, no flujo e inclusive la dimensión espacial (una, dos o tres dimensiones), entre otras, existen métodos y por ende, fórmulas que permiten calcular la conductividad hidráulica y sus parámetros derivados (transmisividad, resistencia hidráulica, etc.) para representar medios porosos con características particulares, (López-Acosta, 2010).

### 2.4.1 Consideraciones generales

La importancia de combinar efectos de flujo radial y vertical en un acuífero debido a la extracción de agua en pozos es cada vez más frecuente. Estos efectos al no ser considerados en las hipótesis a menudo llevan a errores ya que los métodos analíticos disponibles asumen preferencialmente flujo radial, sin embargo, para un acuífero libre o semiconfinado la componente de flujo vertical puede ser de gran importancia (Rathond & Rushton, 1991). Algunos métodos permiten asumir el flujo vertical, tal como las curvas tipo utilizadas para acuíferos semiconfinados (Jacob, 1946; Hantush and Jacob, 1955), las cuales proporcionan importantes técnicas para incluir la componente de flujo vertical, pero dichas teorías no son capaces de representar la complejidad de un medio debido a la gran variedad de capas, situación que ocurre en la realidad.

Por lo tanto, en la práctica, una desventaja de las *soluciones analíticas exactas* es que resultan laboriosas cuando la geometría del dominio de flujo y las condiciones hidráulicas y de frontera se hacen complejas. En estas situaciones es posible recurrir a *soluciones aproximadas* (numéricas).

Los métodos numéricos utilizados en esta tesis se describen brevemente en los siguientes párrafos. En general se denomina modelo al conjunto de hipótesis, principios o teoremas utilizados en la descripción simplificada de un fenómeno físico. Mientras que el programa o código es el conjunto de sentencias, dado en un determinado lenguaje de programación, que permite la implementación, incluyendo las hipótesis simplificadas, necesarias para la traducción de la realidad a datos directamente utilizables por el ordenador. La complejidad de la entrada y salida de datos de los programas numéricos ha propiciado en la actualidad el diseño de aplicaciones gráficas para facilitar la entrada de los datos y el análisis de los resultados (Cruces, 2007).

### 2.4.2 Solución con el método de elementos finitos (MEF)

El método de elementos finitos (MEF) o sus siglas en inglés (*Finite Element Method-FEM*) es una herramienta de análisis numérico que permite obtener soluciones aproximadas a una amplia variedad de problemas de mecánica del medio continuo. El MEF surgió en el campo de la mecánica estructural y, de hecho, se conservan expresiones formales que recuerdan este origen. Como idea principal se tiene que una región de solución puede ser modelada analíticamente remplazándola con un arreglo de elementos discretos. Esto permite reducir un número infinito de incógnitas del problema a un número finito de incógnitas.

El término *Método de los Elementos Finitos*, aparece en una publicación de la ASCE en 1960 realizada por Clough. A partir de los años sesenta, el avance en el desarrollo del MEF es rápido. Aquí destacan entre otros autores, Owen y Zienkiewicz por sus trabajos relativos a la matriz de masa, Oden sobre el estudio de problemas no lineales, Wilson y Penzien en la definición de amortiguamiento proporcional y Wilson, al estudiar el caso de carga no simétrica en elementos axisimétricos. También por estos años se desarrollan los fundamentos matemáticos del método, pudiendo destacar en este sentido a Washizu, Pian y Zienkiewicz. Así mismo, la extensa aplicación en el modelado de aguas subterráneas durante esas décadas, destacando, Pinder and Gray, 1977 en los inicios de la matriz algebraica en aguas

---

subterráneas, Anderson, 1979 en la modelación de transportes de soluto, Huyokorn and Pinder, 1983 en la aplicación del MEF a flujo en medios poros y transporte de contaminantes, entre otros.

Existen básicamente cuatro maneras de formular las ecuaciones de un sistema (el sistema es típicamente pero no necesariamente un objeto físico compuesto de varios materiales: sólidos, líquidos, gases, plasmas, o una combinación de ellos):

1) *Aproximación directa*. Las ecuaciones del sistema se ensamblan directamente de las ecuaciones que gobiernan el problema.

2) *Aproximación variacional*. En esta alternativa, se requieren usar funciones obtenidas del cálculo variacional, es decir, encontrando los valores extremos de un funcional (por ej. la energía potencial).

3. *Aproximación de residuales ponderados* (Weighted Residuals). En esta forma se traslada el problema del campo de solución físico al campo de solución puramente matemático. Esta aproximación puede aplicarse en problemas donde no se cuenta con un funcional adecuado.

4. *Aproximación de balance de energía*. Se basa en el balance de la energía térmica o mecánica del sistema.

Como lo menciona López, (2010), el método de elementos finitos se originó como un procedimiento general de *discretización de problemas continuos* planteados por expresiones definidas matemáticamente. Dichas expresiones, sólo pueden resolverse con técnicas especiales (diferencias finitas, residuos ponderados, etc.) que permiten la simplificación del problema mediante ciertas aproximaciones. Con este método, el continuo se divide en un número finito de partes (elementos) cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros; y la solución del sistema completo como un ensamblaje de todos los elementos que sigue las mismas reglas que se aplican a los *problemas discretos* (Zienkiewicz & Taylor, 1994); De esta manera el *MEF* es simplemente una técnica numérica que proporciona soluciones aproximadas de ecuaciones diferenciales parciales para resolver un problema de campo determinado (Livesley, 1994).

El método de elementos finitos se ha empleado para resolver diversos problemas de flujo de agua a través de los suelos (Zienkiewicz *et al* (1966); Finn, 1967, Neuman & Witherspoon, 1970; Tristán, 1975; Istok, 1989; Zienkiewicz & Taylor, 1994; Livesley, 1994; Auvinet, 1997; Griffiths & Fenton, 1993; López, 2000; Pinder, 2002, entre otros). Continuando con lo que menciona López, 2010, el MEF se caracteriza por ser muy versátil, en comparación con otros métodos, ya que permite analizar todo tipo de problemas de flujo de agua, con consideraciones tan complejas como anisotropía, heterogeneidad y múltiples condiciones de frontera, sin requerir adaptaciones especiales al planteamiento original. La aplicación del FEM se llevó a cabo sustituyendo el medio analizado por elementos finitos triangulares que se adaptan a su geometría, y en los cuales, se acepta como aproximación que la carga hidráulica varía linealmente. Asimismo, la carga hidráulica de cada elemento es función del potencial en cada uno de los tres nodos o vértices del triángulo y de sus respectivas coordenadas, así como del área del elemento. La resolución de la ecuación de Laplace en el dominio analizado se sustituye por la obtención del mínimo de una función que está precisamente enunciada en

términos de la expresión aproximada de  $h$  para este mismo dominio. Con estas bases se establece el siguiente sistema matricial de ecuaciones.

$$[S]\{h\} = 0 \quad (0.16)$$

La resolución del sistema anterior (*p.ej.* con eliminación gaussiana) proporciona los potenciales  $h$  en cada nodo de los elementos finitos de la malla empleada. Las líneas de contorno dibujadas con estos valores, representan las líneas equipotenciales de una red de flujo. Calculados los potenciales  $h$ , es posible determinar a partir de ellos, los gradientes hidráulicos; y con éstos a su vez, los gastos y las velocidades de acuerdo con la ley de Darcy.

Con un procedimiento similar al anterior es posible establecer el sistema de ecuaciones:

$$[S]\{\psi\} \quad (0.17)$$

Cuya solución proporciona en este caso, los valores nodales de la función de corriente  $\psi$ .

### 2.4.3 Solución con el método de diferencias finitas (MDF)

#### 2.4.3.1 Desde el punto de vista geotécnico

El método de diferencias finitas es quizá la técnica numérica más usada para la solución de sistemas de ecuaciones diferenciales, con valores iniciales y de frontera. En este método, cada derivada del conjunto de ecuaciones se reemplaza directamente con una expresión algebraica de *diferencias finitas (MDF)* (*FDM-Finite Differences Method*) escrita en términos de las variables de campo (como la conductividad hidráulica, el coeficiente de almacenamiento) en puntos discretos del espacio.

En la presente tesis se empleará el programa de computadora FLAC (Itasca, 2005) que utiliza el método de diferencias finitas explícito para análisis estáticos y de flujo de agua de problemas geotécnicos en el dominio del tiempo. Las formulaciones bidimensionales de diferencias finitas que usa este programa, permiten la modelación numérica de problemas físicos a través de relaciones constitutivas, estas relaciones simulan el comportamiento de materiales e incluso estructuras complejas. El modelado con diferencias finitas permite analizar geometrías axisimétricas así como estados de esfuerzos planos y estado de deformación plana, considerando modelos acoplados de agua subterránea y consolidación. En la figura 3.4 se muestra el ciclo de cálculo empleado por FLAC.

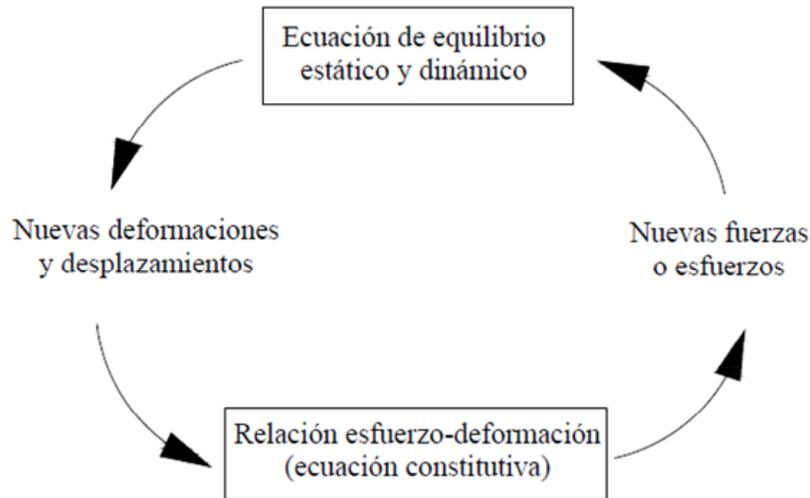


Figura 2.7 Ciclo del procedimiento básico de cálculo empleado en FLAC (Itasca, 2005)

Un aspecto importante sobre cada recuadro de la Figura 2.7, es que todas las variables de la malla se actualizan a partir de los valores conocidos, los cuales permanecen fijos mientras están en dicho cuadro. Para el análisis, los materiales se discretizan por zonas que son elementos cuadriláteros que conforman la malla. Internamente se subdivide cada zona en dos conjuntos de elementos triangulares sobrepuestos de deformación constante como se muestra en la Figura 2.8. Las cuatro sub-zonas son denominadas a, b, c y d. Cada cuadrilátero requiere 16 componentes de esfuerzo, el vector fuerza ejercido en cada nodo es tomado como el promedio de los dos vectores fuerza ejercidos por los dos cuadriláteros sobrepuestos.

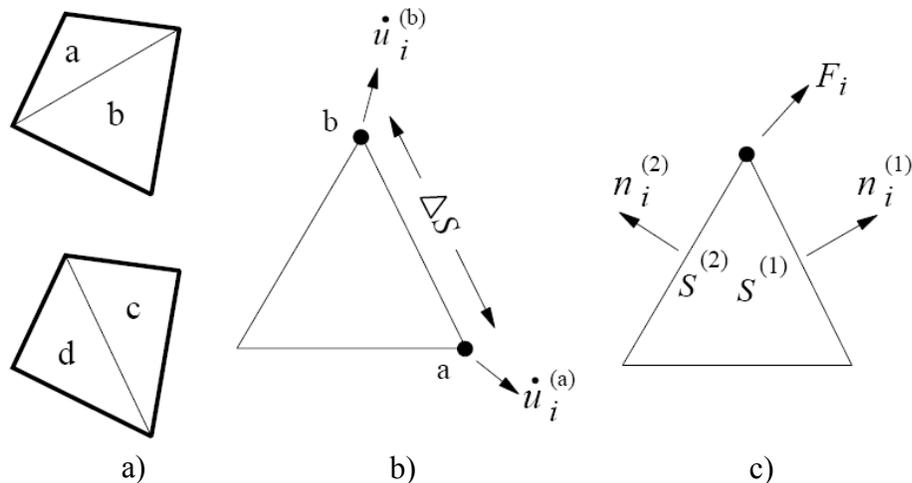


Figura 2.8 a) Cuadriláteros sobrepuestos usados en FLAC, b) Elementos triangulares típico con vectores de velocidad

Los modelos de flujo de agua a través de los suelos en FLAC, se pueden desarrollar sin la interacción con la parte mecánica es decir de manera independiente o realizar los análisis de manera acoplada, en conjunto con la parte mecánico para obtener el flujo de agua a través del suelo así como el estado de esfuerzos y deformaciones. Asimismo, FLAC puede manejar flujo totalmente saturado o parcialmente saturado. La formulación de problemas acoplados fluido-mecánico (hidrodinámicos) en FLAC se lleva a cabo por una parte mediante la teoría de Biot para el caso mecánico, el cual involucra la teoría de consolidación en tres dimensiones y por otra, la Teoría de Darcy para los problemas de flujo en un medio poroso, incluyendo varios tipos de fluidos (gas y agua), se pueden representar con este programa.

#### 2.4.3.2 Desde el punto de vista hidrogeológico

Los métodos numéricos son una poderosa herramienta en la resolución de problemas de aguas subterráneas, información detallada sobre métodos numéricos se puede encontrar en Smith (1985), Anderson y Woessner (1992) y Kresic (1997). El propósito de esta sección es presentar la técnica numérica de diferencias finitas aplicable a problemas de flujo de aguas subterráneas, específicamente Visual MODFLOW.

A continuación se describe el método de diferencias finitas basado en la Ecuación de Laplace. Este método consiste en construir una malla en dos o tres dimensiones que cubra el dominio de flujo mediante una serie de líneas o planos horizontales y verticales que formen entre ellos cuadros o cubos de lado. En este tipo de problemas, los valores de frontera corresponden a los valores de la carga hidráulica  $h$  en los puntos donde no se conoce, respetando los valores de  $h$  conocidos, y buscando mediante iteraciones el cumplimiento de la ecuación general de flujo expresada en diferencias finitas para todos los puntos del dominio (López-Acosta, 2010). Las formulas que representan la ecuación general de flujo en términos de diferencias finitas son muy variadas y dependen de la zona del problema que se está analizando (Panov, 1963). Así por ejemplo, para la malla cuadrada de la Figura 2.9, la ecuación general de flujo para un suelo homogéneo e isótropo (ecuación de Laplace):

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (0.18)$$

Se escribe en términos de diferencias finitas para un nodo interior como:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \approx \frac{(h_1 - h_0)/\delta - (h_0 - h_3)/\delta}{\delta} = \frac{h_1 - h_3 - 2h_0}{\delta^2} \quad (0.19)$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \approx \frac{h_1 - h_4 - 2h_0}{\delta^2} \quad (0.20)$$

La expresión que satisface la ecuación de Laplace en cualquier nodo interior de una malla similar a la de la Figura 2.9 es por tanto

$$4h_0 \approx h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \quad (0.21)$$

---

Las expresiones para los nodos en diversos puntos de la frontera se pueden obtener de manera análoga. No obstante, también pueden determinarse a partir de la ley de Darcy.

Así sucesivamente, se pueden obtener distintas expresiones de diferencias finitas equivalentes a la ecuación de Laplace para diversas condiciones geométricas y de flujo (medios anisótropos, heterogéneos, tridimensionales, etc.). Esta es precisamente, debido a su fácil adaptación a condiciones de frontera muy diversas y obtención de resultados con diferente grado de aproximación, una de las ventajas de este método. Pese a ello, este tipo de análisis igual que el análisis con el FEM resultan tediosos al intentar obtener soluciones aproximadas si no han sido programadas por computadora.

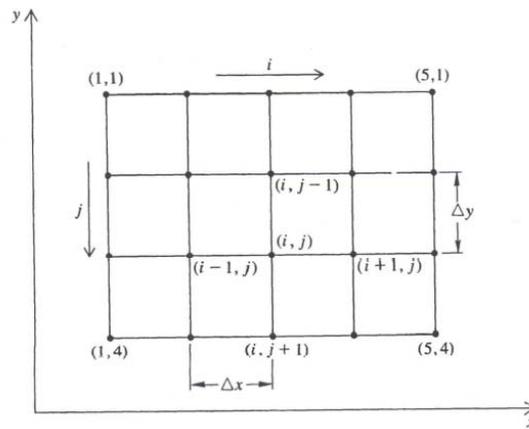


Figura 2.9 Condiciones geométricas de malla de diferencias finitas

Un primer paso en la solución de cualquier problema relacionado con las aguas subterráneas es la solución de la ecuación general de flujo en un espacio definido por las condiciones de frontera específicas de cada problema en particular. Su solución permite obtener el potencial hidráulico en cualquier punto del espacio, en cualquier instante de tiempo, así como magnitudes (caudales, velocidades de filtración, gradientes hidráulicos en diferentes secciones del dominio).

El modelo de flujo de agua subterránea Visual MODFLOW es un programa de computadora que resuelve numéricamente la ecuación general de flujo de agua subterránea en 3 dimensiones a través de medios porosos utilizando el método de diferencias finitas (McDonald and Harbaugh, 1988), inicialmente fue desarrollado por el United State Geological Survey (USGS) bajo el lenguaje de programación FORTRAN 88, posteriormente la Universidad de Waterloo (1985) implemento una versión en ambiente gráfico (interfaz de usuario) otorgándole el actual nombre Visual MODFLOW. Actualmente el programa numérico ha sido desarrollado con diferentes módulos codificados para distintas aplicaciones en los modelos hidrogeológicos y de transportes de contaminantes.

Visual MODFLOW puede simular análisis de flujo de agua en estado transitorio y estacionario, combinando varios tipos de capas, en el cual se especifica el tipo de acuíferos (confinado, semiconfinado o libre), también puede calcular el movimiento de una partícula, es

decir modelos de transportes de contaminantes. El modelo puede requerir de varios parámetros, dependiendo de cuál sea su aplicación requerirá de ciertos datos como; geometría del acuífero, topografía, condiciones de frontera; condiciones iniciales del acuífero, pozos de extracción y/o inyección, área de recarga, fluidos y drenes, parámetros hidráulicos; conductividad hidráulica (horizontal y vertical), coeficientes de almacenamiento,.

## 2.5 Validación de las soluciones analíticas (Theis) y numéricas (MEF y MDF) aplicadas al estudio del flujo transitorio en un pozo de extracción en un acuífero confinado

Las soluciones mediante integración numérica paso a paso se pueden validar haciendo uso de soluciones exactas de sistemas elementales. A continuación se lleva a cabo la validación de un problema de flujo transitorio en un pozo de bombeo el cual extrae agua de un acuífero confinado, para su análisis se emplea una solución analítica y dos técnicas numéricas. Asimismo, mediante gráficas se comparan los resultados obtenidos de la ecuación analítica propuesta por Theis (1935) y de dos programas numéricos FLAC y Geostudio (Seep/w, 2007).

**Descripción del problema:** Un acuífero somero de extensión horizontal infinita se encuentra inicialmente a una presión de poro  $P_0(u)=220$  kPa y un esfuerzo isótropo,  $\sigma_0=-147$  kPa en toda su longitud. Se considera un pozo de extracción de  $r=1$  m de radio, el cual penetra totalmente el acuífero confinado de donde extrae agua a una velocidad constante  $q=2.21 \times 10^{-3}$  m<sup>2</sup>/s, por unidad de profundidad, El problema es de carácter axisimétrico. El medio poroso elástico es homogéneo e isótropo. El flujo de agua subterránea se rige por la ley de Darcy y se efectúa bajo la condición de flujo transitorio considerando diferentes valores de tiempo ( $t=4, 8, 16$  y  $32$  s). En la Figura 2.10 se ilustran esquemáticamente las condiciones de flujo a través del pozo. En la Tabla 2.2 se presentan las propiedades mecánicas e hidráulicas definidas para el acuífero confinado.

En este problema, el efecto del cambio de presión de poro es pequeña en comparación con la presión de la sobrecarga, y el esfuerzo vertical en el acuífero, el cual puede suponerse que permanece constante con el tiempo. Asimismo, las deformaciones horizontales se desprecian ya que son pequeñas en comparación con las deformaciones verticales.

Tabla 2.2 Propiedades mecánicas e hidráulicas para el acuífero de análisis

Estrato	Módulo volumétrico drenado, $K$ , MPa	Módulo cortante, $G$ , MPa	Módulo volumétrico del agua, $K_w$ . Gpa	Porosidad, $n$ , %	Conductividad hidráulica, $k$ , m/s
Acuífero confinado	118	71	2	0.4	$2.98 \times 10^{-4}$ m/s

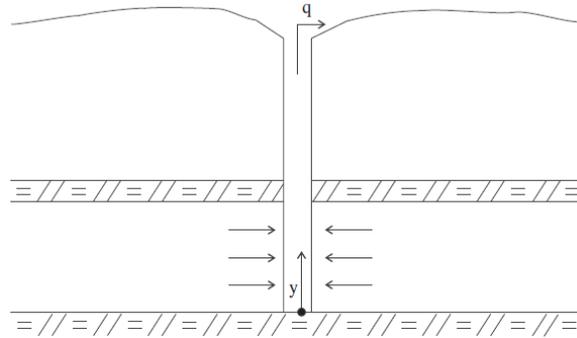


Figura 2.10 Flujo a través de un pozo en un acuífero confinado

Como parte de la validación se comparan los resultados obtenidos entre la ecuación analítica de Theis y de dos métodos numéricos (MEF y FDM). En la Figura 2.11 se presenta una gráfica que ilustra los abatimientos piezométricos calculados mediante la solución analítica (ecuación de Theis) y numérica Geostudio (Seep/w). Se muestra que el radio de influencia debida al bombeo se alcanza a una distancia aproximada de 45 m, y que a partir de los primeros 4 segundos de haberse efectuado el bombeo ya se alcanzan abatimientos excesivos dentro del acuífero confinado (estrato permeable). En la Figura 2.12 se muestra los resultados del abatimiento piezométrico generado por el bombeo en término de presiones de poro (esto se obtiene de hacer el producto de la profundidad del abatimiento por el peso volumétrico del agua). Comparando los resultados, se aprecia que las gráficas son muy similares para ambas soluciones, por lo que se concluye que la ecuación de Theis puede representar muy bien la solución exacta.

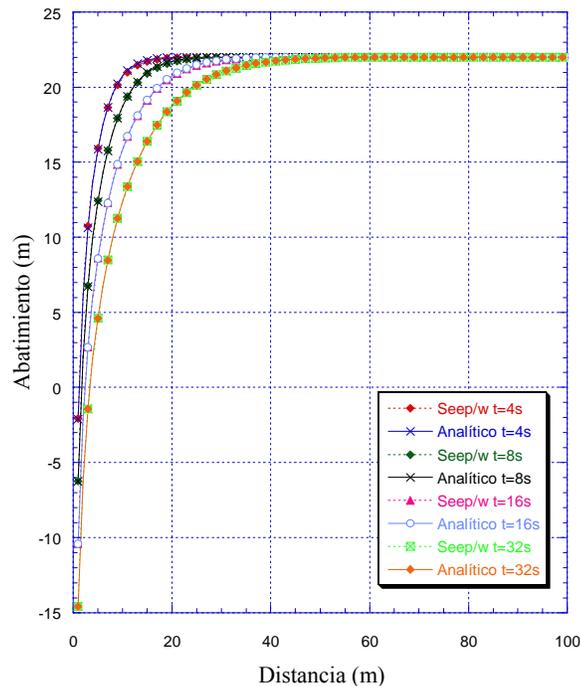


Figura 2.11 Comparación de soluciones numéricas y analíticas

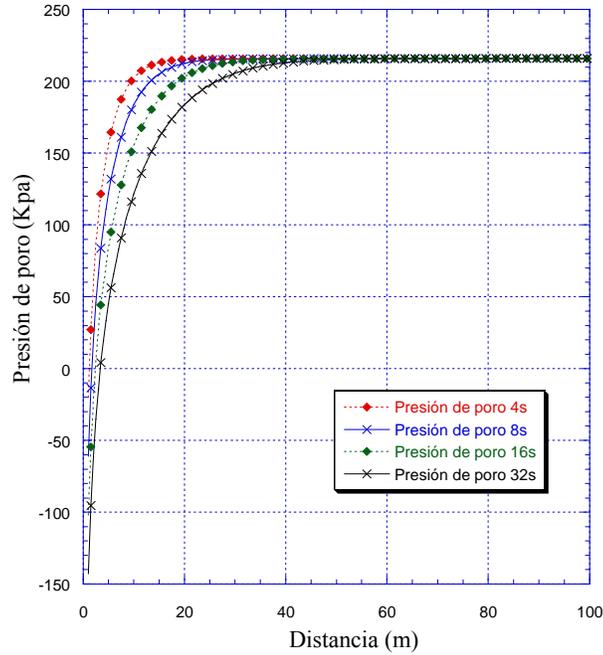


Figura 2.12 Solución numérica de presión de poro con geostudio (Seep/w)

En la Figura 2.13 se ilustra otra comparación de los abatimientos de la presión de poro, pero ahora se emplea el modelo de diferencias finitas (FLAC) y la solución analítica (ecuación de Theis). En la misma figura se muestra que existe el mismo comportamiento del nivel piezométrico observado en las dos graficas anteriores.

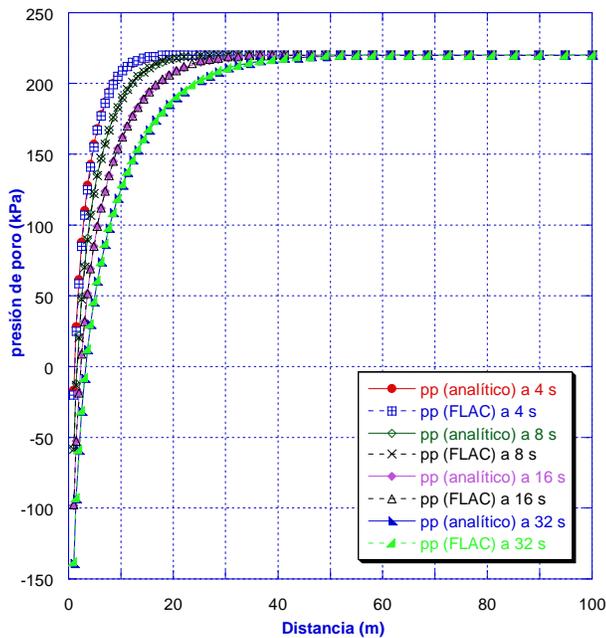


Figura 2.13 Presión de poro a 4s, 8s, 16 s y 32 s

En la Figura 2.14 se presenta una gráfica del comportamiento de los esfuerzos radiales y tangenciales debido al bombeo generado en el acuífero confinado. Puede observarse que existe el mismo comportamiento entre los esfuerzos calculados analítica y numéricamente. Se tiene que los esfuerzos máximos se presentan en la cercanía del pozo y que estos decrecen exponencialmente conforme uno se va alejando del pozo.

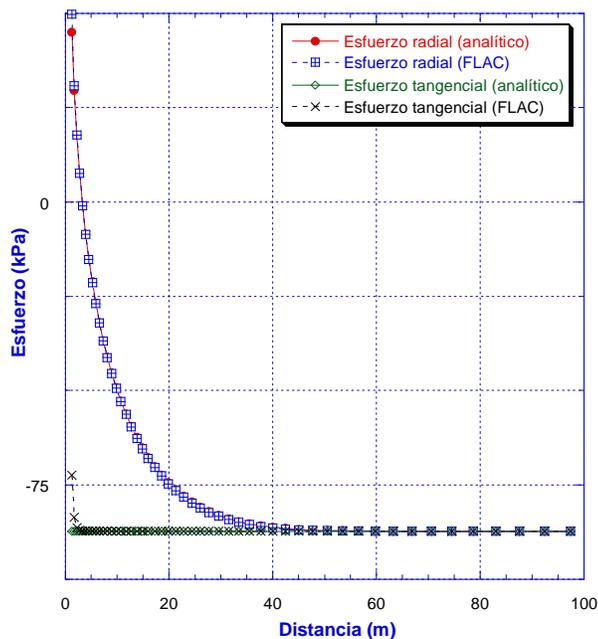


Figura 2.14 Esfuerzos tangenciales y radiales a 32 s

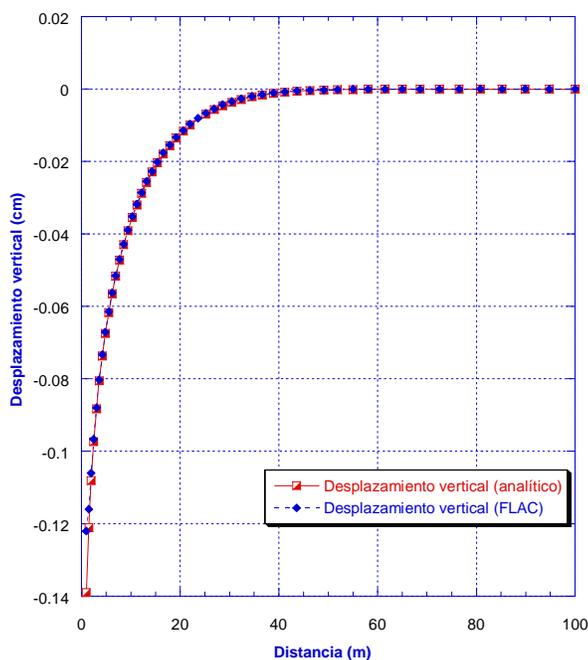


Figura 2.15 Desplazamientos verticales

## 2.6 Comentarios finales

Como se pudo apreciar en las secciones previas, varios de los métodos para el análisis de flujo de agua en pozos se plantean para resolver problemas en diferentes tipos de acuíferos considerando estratos homogéneos isótropos y de espesor uniforme, o bien para condiciones muy particulares que combinan efectos de flujo radial y vertical en un acuífero, así como la definición de la región de flujo (acuífero). Su aplicación a otro tipo de acuífero u otro tipo de condiciones de frontera, ha tenido que ser implementado, en ocasiones, para cada problema específico. Entonces, es evidente que algunos de los métodos de solución de problemas de flujo de agua en pozos son más difíciles de adaptarse a situaciones más complejas que otros (como suelos heterogéneos anisótropos). Puede decirse que, de entre todos ellos destacan las técnicas de elementos finitos y de diferencias finitas.

En esta tesis se plantean principalmente soluciones analíticas y técnicas numéricas aproximadas. Referente a las soluciones analíticas destacan la solución de Thies y de Hantush. Mientras, que las soluciones numéricas, en particular se emplea el método de elementos finitos y diferencias finitas para los análisis bidimensionales de flujo de agua en carácter axisimétrico aplicados a problemas geotécnicos a pequeña escala y el método diferencias finitas en los análisis tridimensionales empleados a problemas de aguas subterráneas a gran escala. Finalmente, se realizó la validación de un problema de un acuífero confinado mediante una solución analítica exacta, específicamente utilizando, la solución de Theis y a través de técnicas numéricas (FLAC y Geostudio) dando resultados satisfactorios, sin embargo, el modelo deberá ser validado para problemas más complejos.

Por lo que las teorías antes mencionadas tienen especial relevancia para evaluar específicamente el comportamiento hidrogeológico (parámetros hidráulicos, componentes verticales de flujo) de un sitio en particular, en nuestro caso, aplicable a los suelos lacustres y estratos permeables confinados típicos del valle de México. Para ello se analizaron diferentes métodos de interpretación apropiado para un sitio y se discutieron las hipótesis consideradas para cada ecuación.



### **3. Modelación de la inyección de agua en el subsuelo del valle de México**

El objetivo de este capítulo es desarrollar una metodología para la *modelación numérica* de un pozo mediante el cual se inyecta agua en un estrato permeable del suelo lacustre del valle de México, dicho estrato permeable (acuífero semiconfinado, capa dura) está limitado en la parte superior e inferior por un estrato arcilloso (acuitardo, FAS) y presenta un moderado abatimiento piezométrico producido por la extracción de agua subterránea, tanto del acuífero como del acuitardo.

La aplicabilidad de las soluciones analíticas y numéricas descritas en el capítulo 2 anterior, se ilustra con el análisis de la inyección de agua en el estrato permeable (capa dura) de la estratigrafía del Proyecto *Texcoco* (Herrera *et al.*, 1974). El presente capítulo se divide en seis apartados; en el primero, se definen las condiciones generales para el análisis, es decir, el modelo geotécnico; en el segundo, se simula un pozo de inyección mediante soluciones analíticas descritas en el capítulo anterior; en el tercero, se modela el comportamiento de un pozo de inyección a través de métodos numéricos (elementos finitos y diferencias finitas) y se presentan los resultados obtenidos con diferentes técnicas; en el cuarto, se comparan los resultados de las soluciones analíticas y numéricas; en el quinto, se calibra un modelo de extracción de agua para un grupo de 16 pozos con base en mediciones piezométricas y se realiza un análisis de predicción de la inyección de agua; finalmente, en el último apartado se propone una metodología para el análisis de flujo de agua en pozos de inyección por medio de modelos numéricos.

#### **3.1 Definición del modelo geotécnico del sitio de estudio (zona del Ex-Lago de Texcoco)**

Para poder diseñar estrategias de inyección eficientes es necesario contar con modelos analíticos y numéricos que permitan predecir el efecto inmediato y diferido de la inyección de agua en los materiales del subsuelo del valle de México, específicamente en los estratos permeables (capa dura). Actualmente se sabe que el acuífero semiconfinado (estratos permeables), como la formación arcillosa superior e inferior se encuentran en proceso de abatimiento piezométrico debido a la extracción intensiva de agua subterránea, y que esto ha provocado efectos como la consolidación de las arcillosas y fenómenos asociados tales como el hundimiento regional y el agrietamiento en la superficie del terreno. En general, el análisis

---

de la inyección de agua en los estratos permeables del subsuelo resulta muy complejo porque requiere entre otras cosas, la consideración de la aportación del agua de la arcilla al acuífero, así como, la descripción del flujo de agua en los acuíferos, siendo necesario asumir algunas simplificaciones. Por lo que se trata en esta tesis, interesa conocer la evolución del incremento de la presión de poro en estado transitorio durante la inyección de agua.

### 3.1.1 Localización

Con el propósito de considerar condiciones estratigráficas típicas de la zona lacustre de la Ciudad de México, se decidió estudiar la zona del Ex-Lago de Texcoco (Proyecto Texcoco, 1969), debido a que este sitio cuenta con información detallada de estudios de mecánica de suelos, de pruebas de bombeo y del monitoreo de los pozos de extracción.

El área de estudio se localiza al nororiente de la Ciudad de México, dentro del vaso del ex-Lago de Texcoco, a 5 km del bordo poniente y 650 m al sur de la carretera Peñón- Texcoco (Hiriart y Graue, 1969), como se puede apreciar en la Figura 3.1.

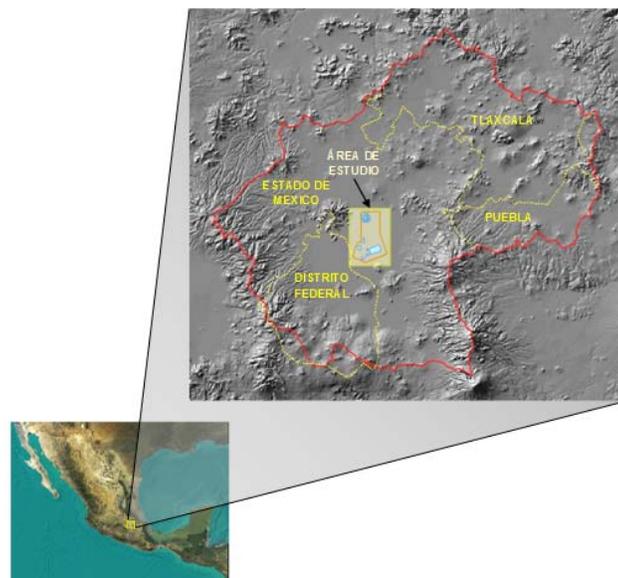


Figura 3.1 Ubicación de la zona en estudio (Laboratorio de Geoinformática del II UNAM, 2008).

### 3.1.2 Estratigrafía

En la Figura 3.2 se muestra un esquema de la estratigrafía típica (parte izquierda) de la zona del lago de Texcoco (en la parte de la derecha se aprecia el perfil hidrogeológico equivalente), obtenida a partir de diversos sondeos geotécnicos ejecutados durante las investigaciones del proyecto Texcoco (1969). Este perfil estratigráfico está constituido por cinco capas: la primera es una costra superficial de 6 m de espesor; debajo de ésta se encuentra la formación arcillosa superior (FAS) de aproximadamente 30 m de espesor; le subyace una capa dura de 3m de espesor (hasta los 35 m de profundidad), la cual descansa sobre la formación arcillosa inferior (FAI) de 13 m de espesor; finalmente se encuentran los depósitos profundos que alcanzan una

profundidad de 62 m. Con base en la información anterior, se observa que la zona de interés está mayormente constituida por arcillas de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante.

Para el desarrollo de los análisis, se considera que en las soluciones analíticas solamente se modela la capa dura, esto es debido a las simplificaciones en las que se basan dichas soluciones. Para los análisis realizados mediante métodos numéricos se toma en cuenta la estratigrafía completa de la zona, mostrada en Figura 3.2, porque en este caso el método permite considerar sistemas más complejos.

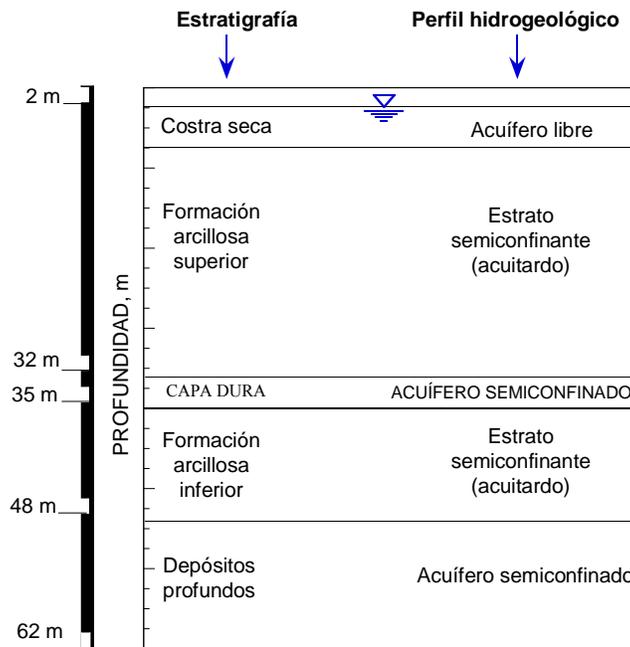


Figura 3.2 Perfil estratigráfico del sitio en estudio.

### 3.1.3 Estado inicial de esfuerzos y condiciones piezométricas

En la Figura 3.3 se ilustran los esfuerzos verticales efectivos iniciales considerados en el modelo numérico. Los esfuerzos totales se obtuvieron a partir del producto del espesor de cada estrato por su peso volumétrico. El nivel de aguas freáticas (NAF) se localiza a 2 m de profundidad. Los esfuerzos efectivos observados en la Figura 3.3 están asociados al continuo descenso del nivel piezométrico tanto en las arcillas como en los estratos permeables.

En la Figura 3.4 se muestra un diagrama de presiones de la zona del Ex-Lago de Texcoco (Rodríguez, 2010), el cual considera un abatimiento de presión de poro de 120 kPa en la capa dura, mismo que corresponde a una presión de poro de 180 kPa. Este valor inicial de la presión de poro se asume en los análisis efectuados en este trabajo como el descenso del nivel piezométrico generado por el bombeo de agua representativo de la zona de estudio. Los datos iniciales (Rodríguez, 2010) se obtuvieron a partir de mediciones realizadas en tubos de observación y piezómetros abiertos instalados en los lentes permeables a distintas

profundidades de la FAS, en la capa dura y en la FAI de la zona de estudio, y procesados en el Laboratorio de Geoinformática del Instituto de Ingeniería (II) de la UNAM, utilizando la herramienta del Sistema de Información Geográfica, (SIG, 2008).

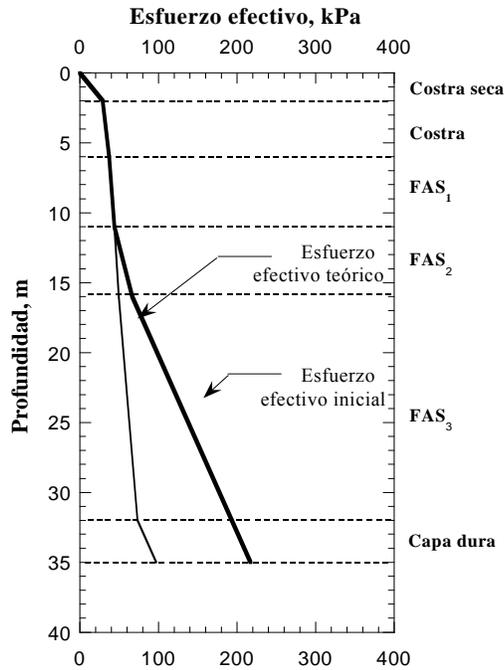


Figura 3.3 Estado inicial de esfuerzos efectivos (Rodríguez, 2010)

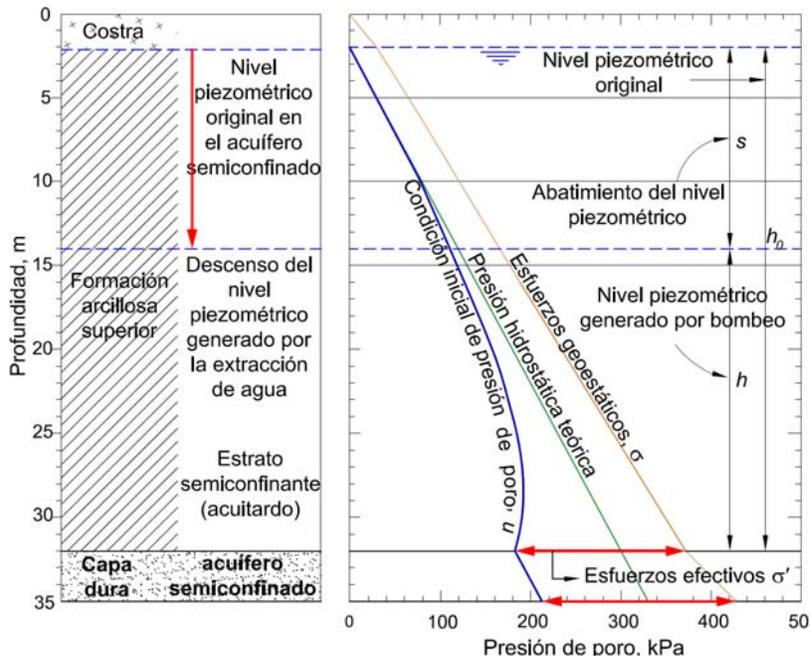


Figura 3.4 Diagrama de presiones asumido en los cálculos (correspondiente a la condición típica de abatimiento en el suelo lacustre del valle de México, generada por el bombeo de agua).  
 Modificada de Rodríguez (2010) y Poland & Davis (1969)

### 3.1.4 Propiedades hidráulicas de los estratos

La caracterización geotécnica de la zona ocupada por el antiguo lago de Texcoco se basa en los resultados de algunos de los estudios de campo y laboratorio realizados previamente para la construcción de los Lagos artificiales del proyecto Texcoco (Herrera *et al.*, 1974). En la Tabla 3.1 se presentan las propiedades hidráulicas asignadas a cada estrato. Asimismo se asume que el estrato permeable (capa dura), en el que se centran los cálculos, es un material limo-arenoso con una conductividad hidráulica de  $k=1 \times 10^{-4}$  m/s (8.64 m/día)

Tabla 3.1 Propiedades hidráulicas (\*) de los estratos considerados en los análisis.

Estrato	Conductividad hidráulica, $k$ , m/día	Transmisividad, $T$ , m <sup>2</sup> /día	Coefficiente de almacenamiento, $S$	Almacenamiento específico, $S_s$ , m <sup>-1</sup>	Coefficiente de consolidación, $C_v$ , m <sup>2</sup> /día
Costra seca	0.864				
FAS	$0.47 \times 10^{-3}$	$1.64 \times 10^{-2}$	1.82	$6 \times 10^{-2}$	$9 \times 10^{-3}$
<b>Capa dura</b>	8.64	25.92	$2.65 \times 10^{-4}$	$8.83 \times 10^{-5}$	$9.05 \times 10^4$
FAI	$1.44 \times 10^{-5}$	$2.16 \times 10^{-4}$	0.24	$1.60 \times 10^{-2}$	$9 \times 10^{-4}$
Depósitos profundos	7.5	105	$1.24 \times 10^{-3}$	$8.83 \times 10^{-5}$	$8.47 \times 10^4$

(\*) Propiedades del Proyecto Texcoco (Herrera *et al.*, 1974).

### 3.1.5 Geometría del pozo

Se considera un pozo de inyección de  $r=0.25$  m de radio y 35 m de longitud, además con tubo ciego que llega a una profundidad de 32 m, el cual penetra toda la formación arcillosa superior (FAS), finalizando con 3 m de tubo ranurado en el estrato permeable (capa dura). Cabe aclarar que en algunas soluciones analíticas (como la de Theis y Hantush) el radio del pozo es despreciable.

## 3.2 Modelo analítico para el análisis de un pozo aislado

### 3.2.1 Planteamiento

Durante la evaluación del comportamiento del abatimiento o recuperación del nivel piezométrico en un pozo, se recurre a métodos de interpretación de ensayos o pruebas de bombeo. Mediante los resultados de estas pruebas y aplicando las ecuaciones de flujo que consideren las condiciones particulares del sitio, se pueden evaluar los parámetros hidráulicos

---

o determinar los descensos o recuperación que se presenten en la zona. Ahora bien, para analizar el *abatimiento o recuperación* del agua subterránea sometida a bombeo o inyección se pueden llevar a cabo dos tipos de análisis:

- 1) Determinar el abatimiento o ascenso del nivel piezométrico conocidos los parámetros hidráulicos del acuífero, ó,
- 2) Determinar los parámetros hidráulicos a través de pruebas en acuíferos (conocidos los abatimientos o recuperaciones a partir de mediciones).

Los análisis que se presentan a continuación se enfocan principalmente en el primer punto antes mencionado. La metodología de análisis admite que las condiciones iniciales de flujo en un pozo de inyección son transitorias, y que el gasto de inyección para este tipo de análisis permanece constante en todo el periodo de la inyección.

### 3.2.2 Metodología propuesta para los análisis

Con la finalidad de restablecer las presiones abatidas en la capa dura, llevándolas a su condición de esfuerzos hidrostáticos originales y pretendiendo que en los estratos menos permeables también se realice este proceso aunque de manera más lenta, se llevan a cabo análisis en los cuales se simula la inyección de agua en la capa dura. Esta simulación, consiste en evaluar la evolución o ascenso del nivel piezométrico conforme se inyecta agua, hasta que se incrementen 12 m de columna de agua (carga hidráulica) en la capa dura, la cual es representativa del abatimiento de 120 kPa que se asumió como condición inicial en los análisis, como se ilustra en la Figura 3.5. Con este proceso se genera un incremento en la presión neutral o de poro y una disminución en los esfuerzos efectivos. Al aumentar la presión de poro en el estrato permeable y al transcurrir un cierto tiempo (como se muestra en la Figura 3.5), la distribución de la presión de poro se modifica hasta alcanzar la condición hidrostática teórica, inhibiendo el proceso de consolidación. Para estos análisis se utilizó un gasto  $Q$  de **3.98 l/s**, cuyo valor se determinó a partir de análisis de sensibilidad empleando modelos axisimétricos con elementos finitos (Programa PLAXFLOW; Delft University of Technology, 2008), descritos más adelante.

Las condiciones para la realización de los análisis aquí expuestos, son las siguientes: se tiene un depósito homogéneo de arcilla compresible de 26 m de espesor, que se localiza debajo de una capa superficial permeable (costra seca superficial) y arriba de una formación limo-arenosa (capa dura; ver Figura 3.4), el cual como ya se mencionó antes (inciso 3.1.4). El nivel freático se considera constante debido a que la inyección se realiza en la capa dura y se asume que su efecto se manifiesta muy lentamente a través del acuitardo (formación arcillosa superior, FAS).

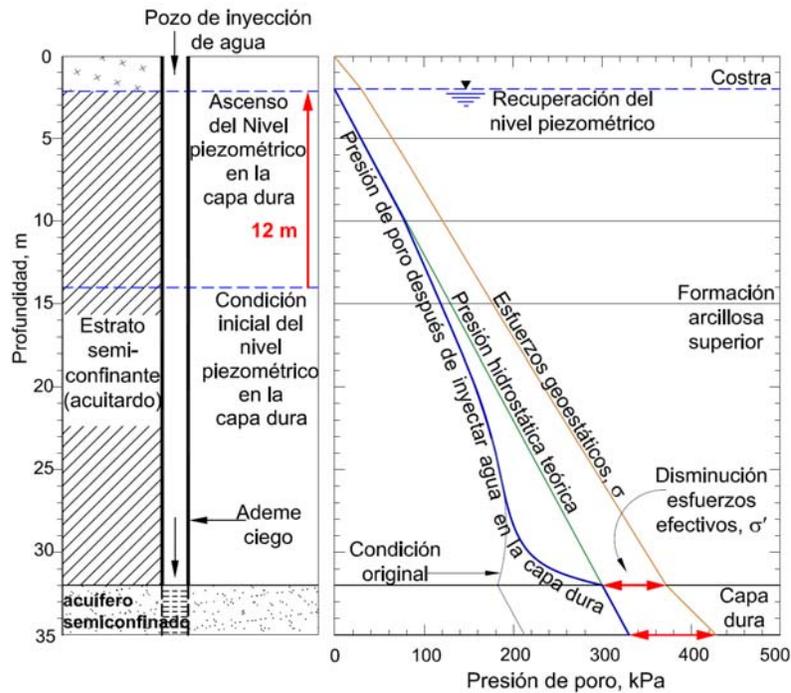


Figura 3.5 Esquema ilustrativo del incremento de la presión de poro cuando se lleva a cabo la inyección de agua en un acuífero semiconfinado (capa dura).

### 3.2.3 Resultados de los análisis

Los análisis consistieron en evaluar el radio de influencia en la capa dura y el período de tiempo de la inyección.

Los resultados obtenidos con la ecuación de Theis (1936) se muestran en la Figura 3.6. En la misma se observa que al inyectar agua en el estrato permeable (capa dura) se obtiene un incremento significativo de la presión de poro, es decir, una recuperación importante del nivel piezométrico muy cerca del pozo, a una distancia aproximada de 20 m. Más allá de esta distancia, los resultados también muestran un incremento pero de menor magnitud, que solamente es significativo para tiempos mayores de un año, aproximadamente.

De igual manera, de la Figura 3.6 se puede apreciar que a una distancia aproximada de 100 m del pozo, si se inyecta un gasto continuo de agua de 3.98 l/s, es posible recuperar en un mes el 50 por ciento de la presión de poro abatida (60 kPa ó 6 m de columna de agua).

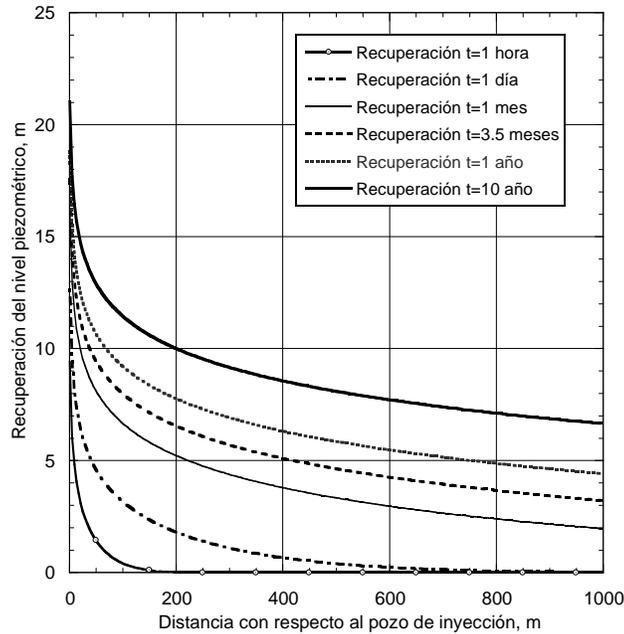


Figura 3.6 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección, para distintos tiempos de análisis utilizando la ecuación de Theis.

Tabla 3.2 Recuperación del nivel piezométrico cerca del pozo de inyección con la solución de Theis para distintos tiempos.

<b>Tiempo de inyección</b>	<b>Recuperación (m) Solución de Theis</b>
t= 1 hora	9.49
t= 1 día	12.81
t= 1 mes	16.36
t= 3.5 meses	17.66
t=1 año	18.96
t=10 años	21.36

La Tabla 3.2 muestra el resumen de los resultados obtenidos de los análisis con la solución de Theis para distintos tiempos a una distancia de un metro del pozo. En dicha tabla se observa que al inyectar agua durante un periodo de tiempo muy pequeño (un día), la recuperación del nivel piezométrico sobrepasa el nivel deseado para restituir la presión hidrostática teórica (es decir, sobrepasa 12 m de columna de agua ó 120 kPa). Asimismo se puede apreciar que al transcurrir un periodo de tiempo mayor, se genera un incremento excesivo del nivel piezométrico; esto es, después de tres meses y medio, la recuperación del nivel piezométrico es de 17.66 m (50 por ciento más que los 12 m ó 120 kPa requeridos), y para 10 años es casi el doble de lo necesario para la recuperación de la presión hidrostática. De la misma tabla se aprecia que la solución de Theis en general tiende a incrementar el nivel piezométrico conforme pasa el tiempo, lo cual hace suponer que para llegar a la condición estacionaria se requiere de un periodo de tiempo muy grande.

Por otro lado, en la Figura 3.7 se presentan los resultados obtenidos del análisis con la ecuación de Hantush (1960); los cuales muestran una recuperación del nivel piezométrico distinta a la obtenida con la ecuación de Theis. Esto es, se observa un incremento importante de la presión de poro pero a una menor distancia del pozo (aproximadamente 15 m); más allá de esta distancia no se aprecia una recuperación significativa de la presión de poro ni aun con el paso del tiempo, como ocurre con la solución de Theis. Dando a entender que en esta situación se ha llegado a la condición estacionaria. En la misma Figura 3.7, también se puede apreciar que a 20 m de distancia del pozo se recupera el 50 por ciento de la presión de poro necesaria para llegar a la condición hidrostática teórica en un año de inyección de agua ( $Q = 3.98$  l/s).

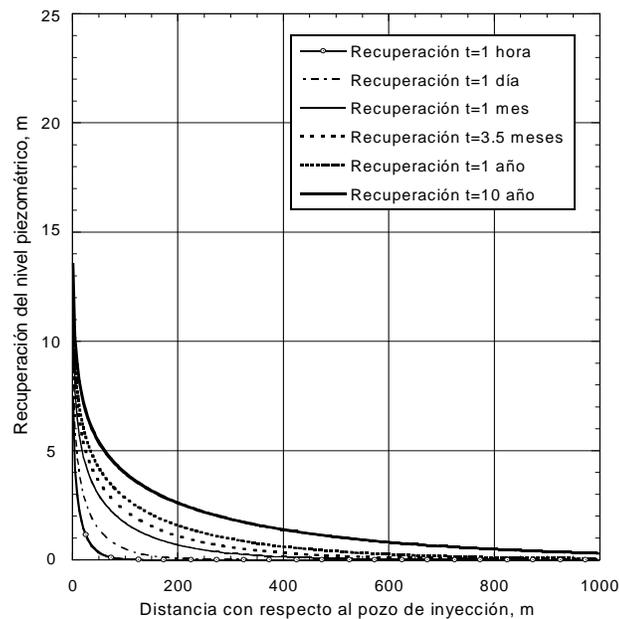


Figura 3.7 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección, para distintos tiempos de análisis aplicando la ecuación de Hantush.

Comparando los resultados de las gráficas de la Figura 3.6 y Figura 3.7, obtenidos con las ecuaciones de Theis y de Hantush, respectivamente, se puede concluir que el efecto de la inyección de agua es mayor en el caso la ecuación de Theis, debido a una de las hipótesis que asume dicha ecuación, en la que considera las fronteras superior e inferior del acuífero como impermeables. Por el contrario, en el caso de la ecuación de Hantush, el efecto de la inyección de agua es menor debido a que ésta no afecta únicamente al acuífero, sino que toma en cuenta la interconexión con los estratos sobre y subyacentes al acuífero semiconfinado, esto es, que los estratos semi-impermeables también están influenciados por el agua que se inyecta en el acuífero.

Para corroborar la validez de los resultados obtenidos mediante las soluciones de Theis y de Hantush, se realizó una comparación adicional en la que para la ecuación de Hantush se asumió un valor muy pequeño de la conductividad hidráulica, tratando de cumplir con la hipótesis de Theis en la que las fronteras superior e inferior del acuífero semiconfinado son

impermeables. En la Figura 3.8 se presentan dichos resultados (con líneas para la ecuación de Theis y con puntos para la ecuación de Hantush); en la misma, se observa que asumiendo esta consideración, la solución de Hantush exhibe el mismo comportamiento que la ecuación de Theis (discutido anteriormente de la Figura 3.6).

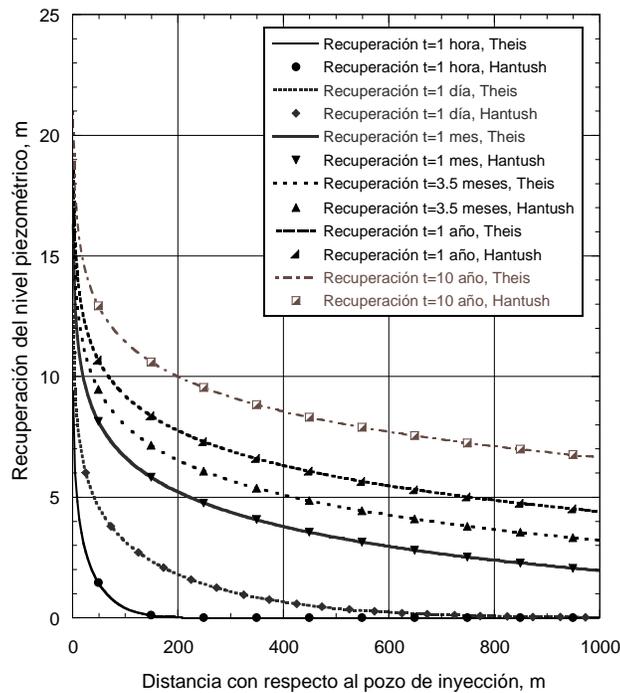


Figura 3.8 Comparación de la recuperación del nivel piezométrico aplicando la ecuación de Theis vs. la ecuación de Hantush.

Una consideración importante es que cuando la conductividad hidráulica de un acuífero es al menos tres órdenes de magnitud mayor ( $10^3$ ) que la conductividad hidráulica del acuitardo, los errores que se cometen debido a la suposición de flujo vertical en las arcillas, son imperceptibles (Neuman y Witherspoon, 1969).

Resulta clara la importancia de tomar en cuenta la conductividad hidráulica en los estratos semiconfinantes. Se llevó a cabo un análisis paramétrico aplicando la ecuación de Hantush, en un día de inyección de agua y en el que se varió la conductividad hidráulica de los acuitardos hasta hacerlos prácticamente impermeables. La Figura 3.9 muestra los resultados del análisis, observándose que con esta consideración la ecuación de Hantush se comporta como la de Theis, es decir que con los acuitardos impermeables (fronteras superior e inferior) se provoca un incremento en la recuperación del nivel piezométrico. Hantush también observó esto, haciendo notar que si  $k'$  y  $k''$  (conductividad hidráulica en la FAS y FAI, respectivamente) se hacen iguales a cero en el caso aquí expuesto, los resultados de la ecuación son los de un acuífero confinado. Así, el límite de la ecuación (6) del capítulo 2, cuando  $k'$  y  $k''$  tienden a cero, se genera una distribución de abatimiento que como era de esperarse corresponde a la fórmula de Theis (Hantush, 1960).

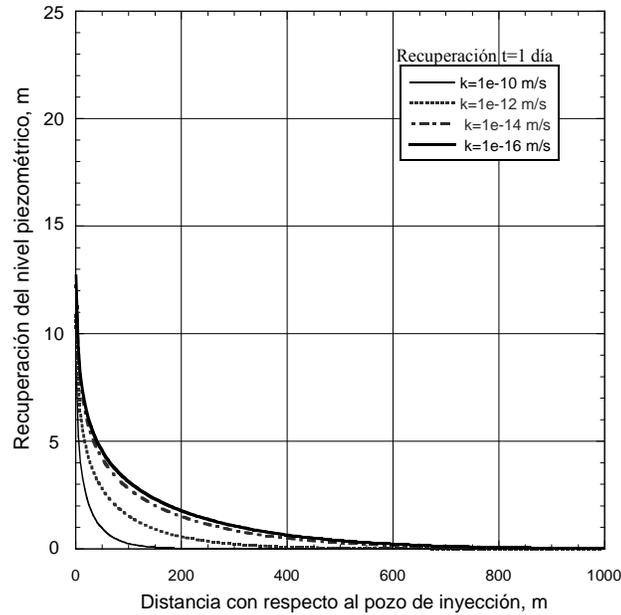


Figura 3.9 Análisis paramétrico utilizando la teoría de Hantush para distintas conductividades hidráulicas de los estratos semiconfinantes (acuitardos).

Como última comparación se presenta en la Tabla 3.3 el resumen de los valores de recuperación del nivel piezométrico en la capa dura calculados con las soluciones de Theis y de Hantush, a una distancia cercana al pozo de inyección. De estos resultados, se observa que con la solución de Theis no se alcanza el estado estacionario inclusive para tiempos muy grandes (10 años). Por el contrario, con la solución de Hantush prácticamente para un tiempo de 1 año ya se ha alcanzado la condición estacionaria.

Tabla 3.3 Comparación de la recuperación del nivel piezométrico obtenido con las soluciones de Theis y la de Hantush

Tiempo de inyección	Recuperación (m)	
	Solución de Theis	Solución de Hantush
t= 1 hora	9.49	7.46
t= 1 día	12.81	9.23
t= 1 mes	16.36	11.03
t= 3.5 meses	17.66	11.68
t=1 año	18.96	12.33
t=10 años	21.36	13.53

Finalmente, se sabe que existen otros parámetros o factores que afectan significativamente la respuesta de un acuífero sujeto a inyección de agua mediante un pozo, los cuales no han sido incluidos en las soluciones analíticas de Theis ni de Hantush. Adicionalmente, existen otras soluciones como la solución de Chen *et al.*, la cual, a diferencia de las ecuaciones de Theis y de Hantush, considera más factores tales como el radio del pozo de inyección,

---

asimismo supone una extensión horizontal finita del acuífero y asume un sistema de tres capas, entre otros parámetros importantes (como se mencionó en el capítulo 2).

### 3.2.4 Conclusiones

Se estudió e interpretó la técnica de inyección de agua, empleando soluciones analíticas de la ecuación de flujo transitorio de agua en suelos. Estas soluciones interpretan de forma análoga el cono de abatimiento de un pozo, pero invertido, lo que se traduce en la recuperación del nivel piezométrico en la capa dura, además, permiten predecir el efecto de la inyección de agua en el control local del hundimiento regional que afecta las estructuras.

Los análisis aquí expuestos se realizaron con la ecuación de Theis aplicable al caso de un acuífero confinado y la ecuación de Hantush para acuíferos semiconfinados, tomando en cuenta la estratigrafía de la zona del ex-Lago de Texcoco, y partiendo de una condición típica de abatimiento de presión de poro de la zona lacustre de la Ciudad de México.

Con base en estas consideraciones, fue posible evaluar una distancia de influencia en la capa dura y un período de tiempo de la inyección de agua. De los análisis efectuados, se determinó que inyectando agua en la capa dura sí es posible restituir la presión de poro abatida, esta recuperación depende de los parámetros hidráulicos del estrato donde se inyecta agua (conductividad hidráulica, coeficiente de almacenamiento, porosidad eficaz, almacenamiento específico, entre otros). Por ejemplo, de los análisis se observó que para un gasto de inyección de 3.98 l/s durante un año y con una distancia de influencia de 1m del pozo, es posible restablecer la presión hidrostática teórica.

Con base en lo anterior, puede decirse que teóricamente la inyección de agua constituye un medio efectivo de mitigación del hundimiento regional en la zona lacustre del valle de México. Sin embargo se requiere la realización de pruebas de campo en pozos aislados y posteriormente en grupos de pozos, que permitan validar las hipótesis aquí planteadas y si es el caso, realizar modificaciones a éstas.

Con respecto a las ecuaciones analíticas estudiadas en este trabajo se pueden hacer los siguientes comentarios:

- Para grandes periodos de tiempo, existe una diferencia importante entre los resultados obtenidos con la solución de Theis y la solución de Hantush.
- La solución de Theis es una simplificación de la solución de Hantush, cuando el acuífero tiene fronteras superior e inferior impermeables.
- La solución propuesta por Hantush puede emplearse en la práctica como una teoría aproximada para evaluar la distancia de influencia simulada por la inyección de agua en un acuífero semiconfinado (condición que se presenta en gran parte del valle de México, debido al espesor del acuitardo constituido por arcillas compresibles).

Algunas limitaciones para implementar las teorías de inyección de agua son:

- Si éstas no cumplen con los valores medidos en campo, se debe hacer uso de soluciones más complejas basadas en modelos numéricos, por ejemplo con elementos finitos o diferencias finitas.
- Se debe tener cuidado con el gasto de inyección de agua que se aplica a los estratos semipermeables, debido a que puede presentarse fracturamiento hidráulico.

A pesar de sus limitaciones, las ecuaciones aquí analizadas constituyen un medio para obtener soluciones con suficiente aproximación práctica.

### **3.3 Modelo numérico 2D para el análisis de un pozo aislado**

#### **3.3.1 Método de elementos finitos (MEF) utilizando PLAXFLOW**

##### *3.1.1.1 Planteamiento*

En este estudio, se realizaron algunos análisis paramétricos que permiten estimar las condiciones en las cuales la inyección puede tener un efecto positivo, se emplea el modelado mediante el MEF bidimensional considerando el carácter axisimétrico del problema, mediante el programa PLAXFLOW (Delft University of Technology, 2006). Los análisis consistieron en evaluar el gasto de inyección y su influencia, así como, los tiempos requeridos para alcanzar el incremento de la presión de poro (duración de inyección).

Con la finalidad de llevar a cabo una calibración del MEF se realizó la siguiente modelación numérica:

*Inyección en un estrato permeable.* En este análisis se estudia el comportamiento de la influencia de la inyección de agua a través de un pozo, se varía la conductividad hidráulica en un estrato permeable, así mismo, se consideran condiciones específicas de la zona lacustre del valle de México, como es la estratigrafía y abatimiento piezométrico. Estas mismas condiciones se emplearon en el Inciso anterior y fueron descritas en el Inciso 3.1 de esta tesis.

Para este estudio, el diámetro del pozo de inyección se consideró de 0.25 m, la geometría simplificada, así como el refinado de la malla considerada en el análisis se muestra en la Figura 3.10. Para el modelo se asumió un dominio de estudio de 500 m x 62 m discretizado con una malla de elementos triangulares, la cual se refinó con mayor detalle cerca del pozo de inyección, estas consideraciones se realizaron después de varios análisis de sensibilidad. Delft University of Technology (2008) menciona que para poder obtener resultados confiables en modelos de flujo de agua, es admisible utilizar elementos triangulares de 3 nodos.

Los análisis se realizaron inicialmente en condición estacionaria y posteriormente en condición transitoria por medio de imponer cargas hidráulicas constantes y variables en función del tiempo, respectivamente.

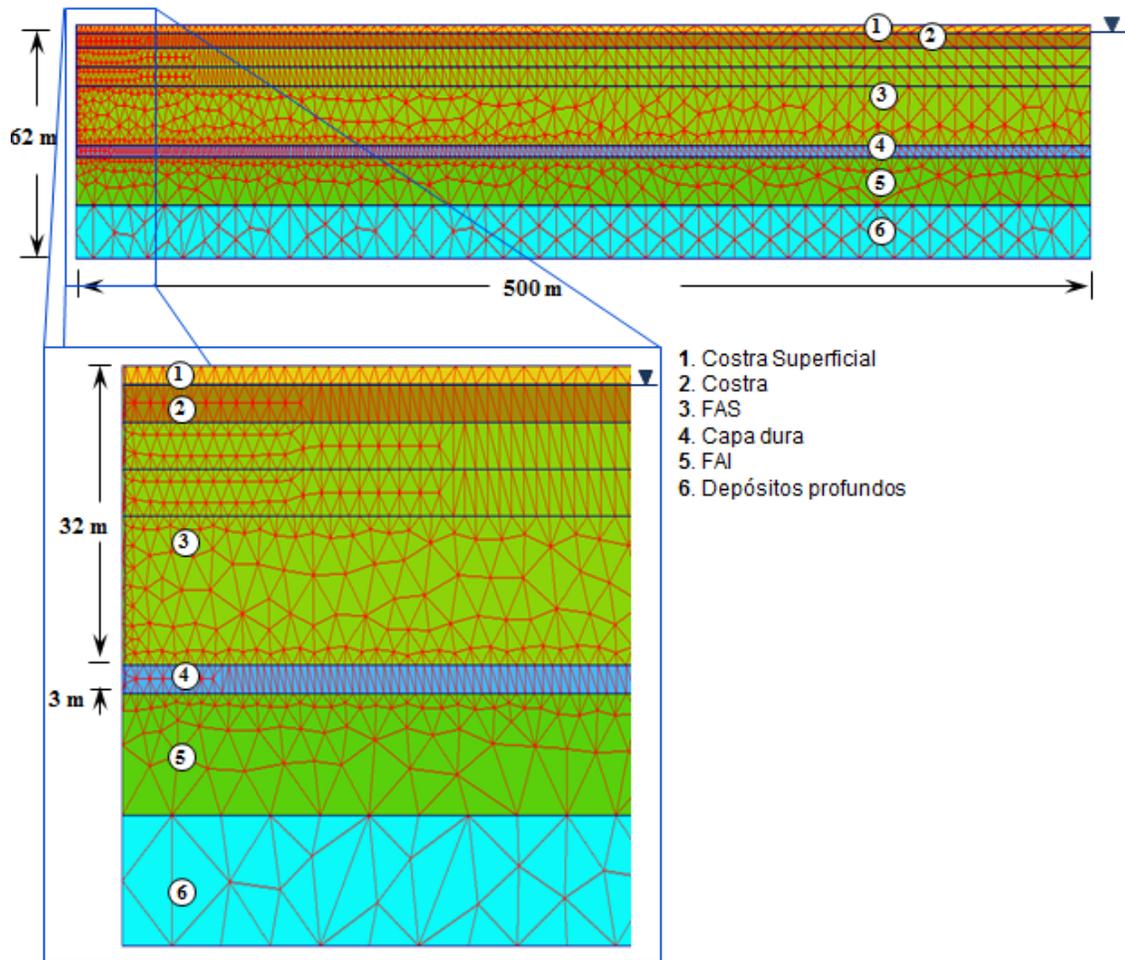


Figura 3.10 Malla de elementos finitos empleada en los análisis numéricos 2D

A continuación se muestran los detalles del desarrollo del análisis, así como de los resultados obtenidos.

### 3.1.1.2 Análisis paramétrico de flujo transitorio empleando el MEF

Con la finalidad de comparar los resultados obtenidos anteriormente con las soluciones de Theis y Hantush, se realizó un modelo numérico de un pozo de inyección en condiciones axisimétricas. La estratigrafía y las propiedades hidráulicas del suelo consideradas en estos análisis se presentan en la Tabla 3.1 (mismas que se utilizaron antes para las soluciones analíticas). Dichos análisis emplean las siguientes etapas:

**Etapla 1.** Condiciones iniciales (abatimiento piezométrico).

**Etapla 2.** Inyección de agua (incremento de la presión de poro)

En la etapa 1 se asignan las condiciones de frontera que representan la pérdida de presión a diferentes profundidades del subsuelo. Esto es, las condiciones de frontera se refieren a los límites permeables (líneas equipotenciales) e impermeables (líneas de flujo frontera) que se asignan en los análisis tanto de flujo estacionario como flujo transitorio. La carga hidráulica se

aplica en las fronteras equipotenciales. Esta carga se establece a partir de la ecuación de Bernoulli.

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w}; \quad (3.1)$$

Donde  $h$  es la carga hidráulica,  $z$  es la carga de posición y  $p/\gamma_w$  es la carga de presión ( $p$  es la presión del agua y  $\gamma_w$  es el peso volumétrico del agua).

Las condiciones de frontera generales consideradas en los cálculos de flujo establecido son las que se presentan en la Figura 3.11. En los análisis de flujo transitorios, la diferencia es que se toma en cuenta la variación de la carga hidráulica con respecto al tiempo (López y Auvinet, 2010; López-Acosta *et al*, 2010).

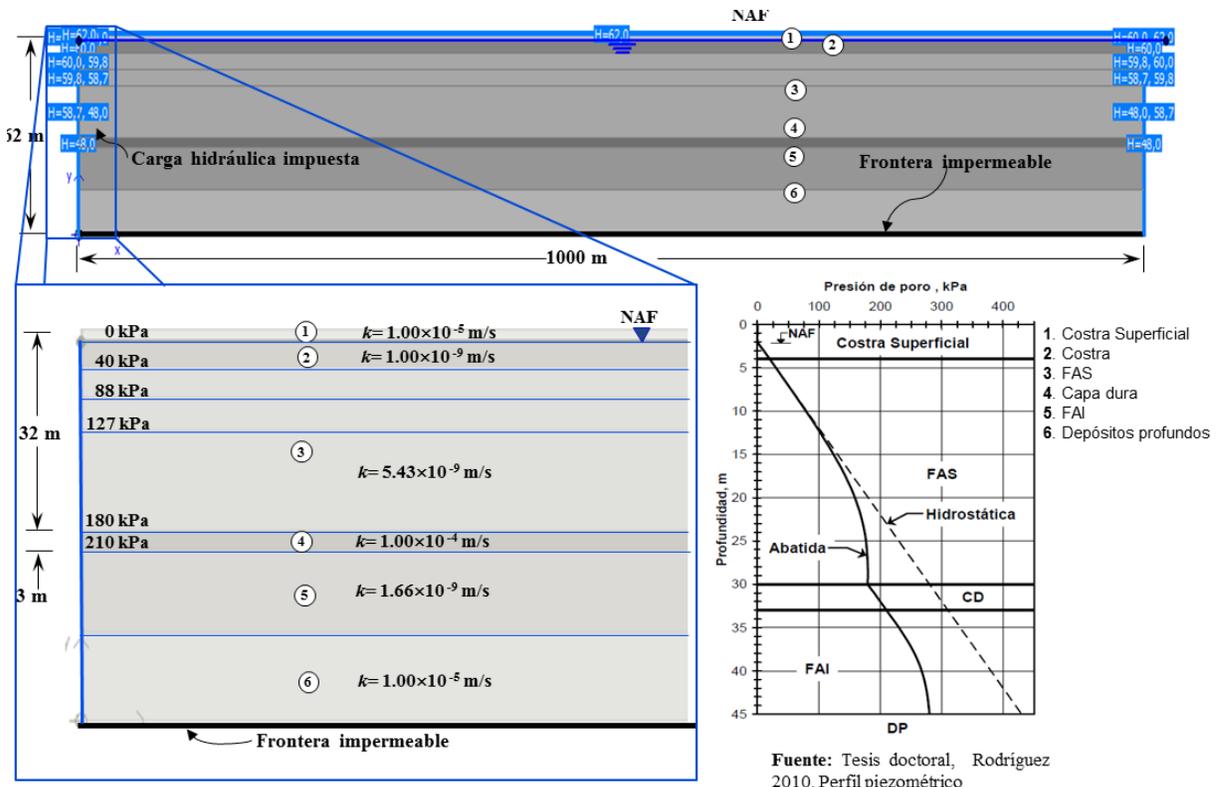


Figura 3.11 Condiciones de frontera consideradas en el modelo numérico (Etapa 1)

Una vez que se establecieron las condiciones de frontera iniciales, se considera una segunda etapa (Etapa 2) de análisis, esta etapa consiste en retirar el material hasta la profundidad de 35 metros con un radio de 0.25 metros en el eje axisimétrico, lo cual representa el pozo de inyección. Posteriormente se coloca una pantalla impermeable que simula el ademe (tubo ciego) del pozo hasta una profundidad de 32 m ubicado en todo el espesor de la formación arcillosa superior. Finalmente, se dejan 3 metros de tubo ranurado dentro del espesor de la

capa dura. Esta sección ranurada es donde se va a llevar a cabo el flujo de agua hacia el exterior del tubo.

Asimismo, en esta etapa se requiere evaluar el comportamiento mediante condiciones de flujo transitorio imponiendo un valor de carga hidráulica, hasta restablecer el abatimiento piezométrico en la capa dura, que representa la condición de esfuerzos hidrostáticos originales. Por lo que se asigna un valor de carga hidráulica en un intervalo de tiempo dado, esta carga es impuesta en la sección ranurada. La Figura 3.12 muestra las condiciones de frontera asignadas en la etapa 2. Se aclara que en los análisis se impusieron cargas hidráulicas en las fronteras en lugar de un gasto de inyección debido a las consideraciones del programa.

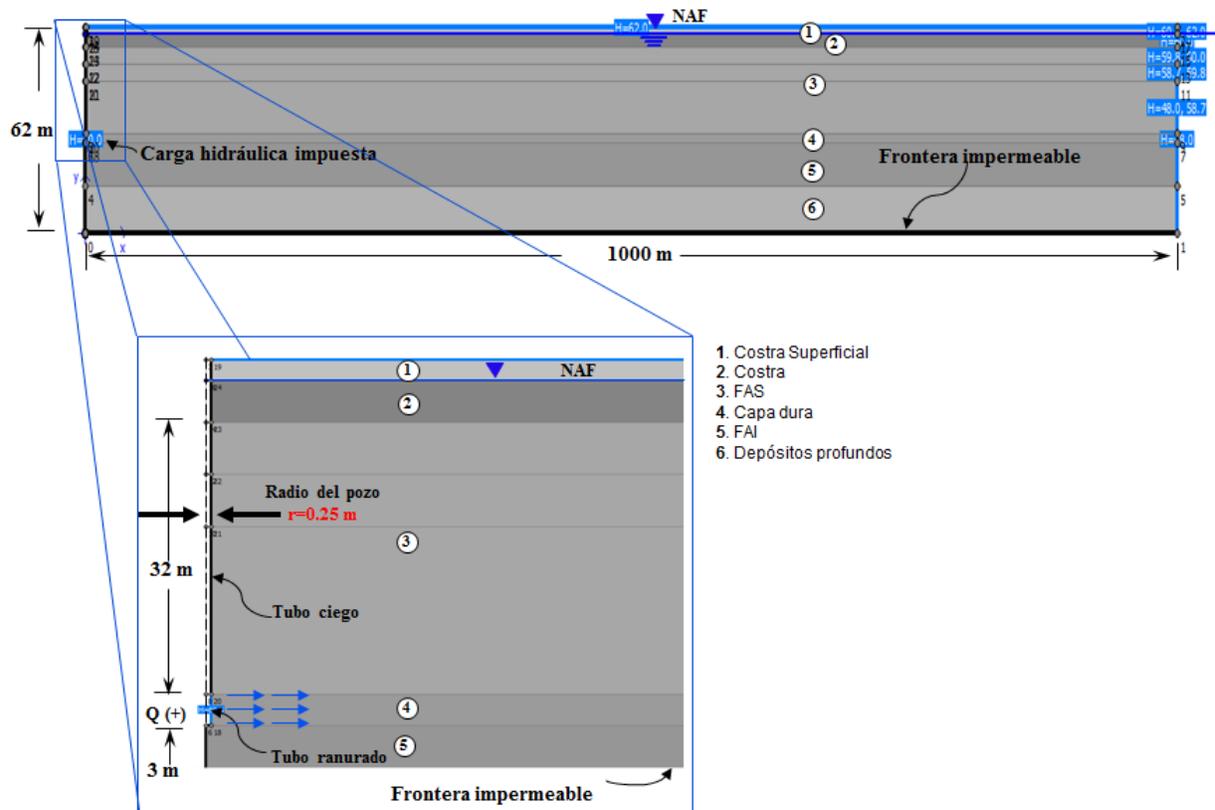


Figura 3.12 Condiciones de frontera consideradas en los cálculos (Etapa 2).

### 3.1.1.3 Interpretación de resultados

Los resultados obtenidos de los análisis se presentan en las siguientes gráficas, en ellas se muestra el efecto o evolución de la inyección de agua en el estrato permeable (capa dura), así como en las formaciones arcillosas superior e inferior. Con estos análisis fue posible determinar datos y entender aspectos importantes en la inyección de agua, como son: la evaluación del gasto de inyección, la influencia del gasto de inyección y la duración de inyección para las distintas etapas de análisis. De los resultados, se puede mencionar lo siguiente:

a) **Evaluación del gasto de inyección:** Este análisis consiste en determinar el gasto necesario para recuperar la presión hidrostática teórica en la capa dura, lo cual se logra haciendo variar la carga hidráulica (gasto de inyección) en el tramo ranurado. Los resultados obtenidos de la modelación se muestran en la Figura 3.13, en la que se presenta el comportamiento de la distribución de la presión de poro en un corte transversal cerca del pozo para diferentes gastos de inyección. En la misma figura, se observa que con un gasto de 339.35 m<sup>3</sup>/día (3.98 l/s) la recuperación de la presión de poro se alcanza rápidamente en la capa dura hasta igualarse con la hidrostática, no obstante en las formaciones arcillosas, no se llega a esta condición de presión hidrostática, debido a su baja conductividad hidráulica. Asimismo, para un gasto de inyección de 816.81 m<sup>3</sup>/día, se aprecia que la presión se recupera por completo tanto en la capa dura, como en la formación arcillosa superior, generando un exceso de presión de poro. Cabe señalar que el periodo de tiempo asumido en los análisis fue t= 1 año.

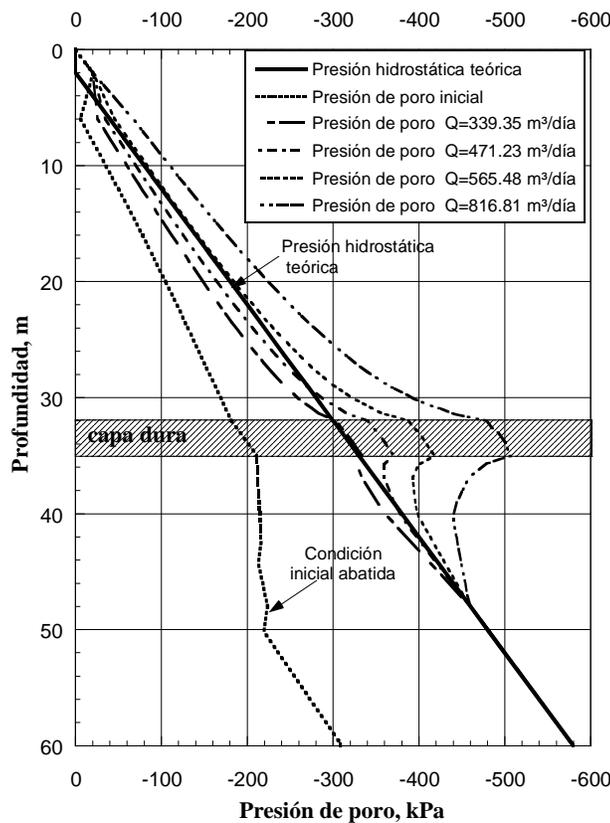


Figura 3.13 Distribución de la presión de poro para distintos gastos de inyección “Q” en un tiempo t= 1 año

b) **Influencia del gasto de inyección.** Una vez obtenido el gasto de inyección de 339.35 m<sup>3</sup>/día (3.98 l/s) que permite recuperar la presión hidrostática teórica localmente (Figura 3.13), se analiza la influencia generada por la inyección, es decir, el radio de

influencia tal que a cierta distancia del eje vertical del pozo la recuperación del nivel de agua es nula ó prácticamente nula en cierto tiempo.

Los resultados obtenidos de la modelación mediante MEF de un pozo de inyección se muestran en la Figura 3.14. En la misma se puede apreciar que al inyectar agua en el estrato permeable (capa dura) se obtiene un incremento significativo de la presión de poro (120 kPa o 12 m de carga hidráulica), es decir, una recuperación importante del nivel piezométrico muy cerca del pozo, a una distancia aproximada de 3 m. Más allá de esta distancia, los resultados también muestran un incremento, pero de menor magnitud, en este caso a una distancia aproximada de 25 m la presión de poro es la mitad de la que se obtuvo muy cerca del pozo (60 kPa o 6 m de columna de agua). Finalmente, la influencia debido a la inyección después de 25 m va decreciendo hasta ser casi nula a una distancia de 600 m. Cabe señalar que el periodo de tiempo asumido en los análisis fue  $t=1$  año.

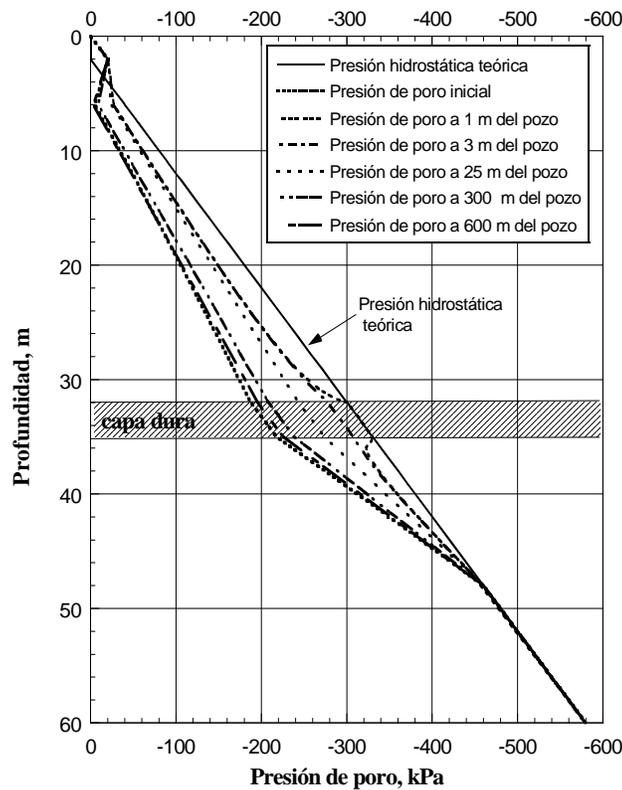


Figura 3.14 Distribución de la presión de poro debida a la influencia de inyección de un gasto  $Q=339.35$  l/s

- c) **Periodo de inyección de agua.** Cuando se realiza una inyección de agua en un pozo ubicado en el subsuelo, el aumento del nivel piezométrico varía con el tiempo y con el tipo de material hasta que el flujo se establece.

En este cálculo se realiza un análisis para simular el comportamiento del flujo de agua en cierto periodo de tiempo. De los resultados de los análisis, la Figura 3.15 muestra

que para un gasto de inyección de  $339.35 \text{ m}^3/\text{día}$  que pasa a través de un ancho unitario, y el cual está sujeto a un régimen transitorio: 1) al primer día de efectuar la inyección se obtiene rápidamente un incremento excesivo de presión de poro en la capa dura, esto es, que en los estratos permeables el agua fluye con mayor facilidad; 2) al año de efectuarse la inyección de agua, la recuperación de la presión de poro es igual a la hidrostática en la formación arcillosa superior y esta se iguala a la capa dura, 3) a los 10 años la condición transitoria debido a la inyección se vuelve estacionaria, esto es, que el incremento de la presión de poro es paulatino en la formación arcillosa superior, pero después de un tiempo considerable ( $t=10$  años) llega a igualar la presión hidrostática teórica.

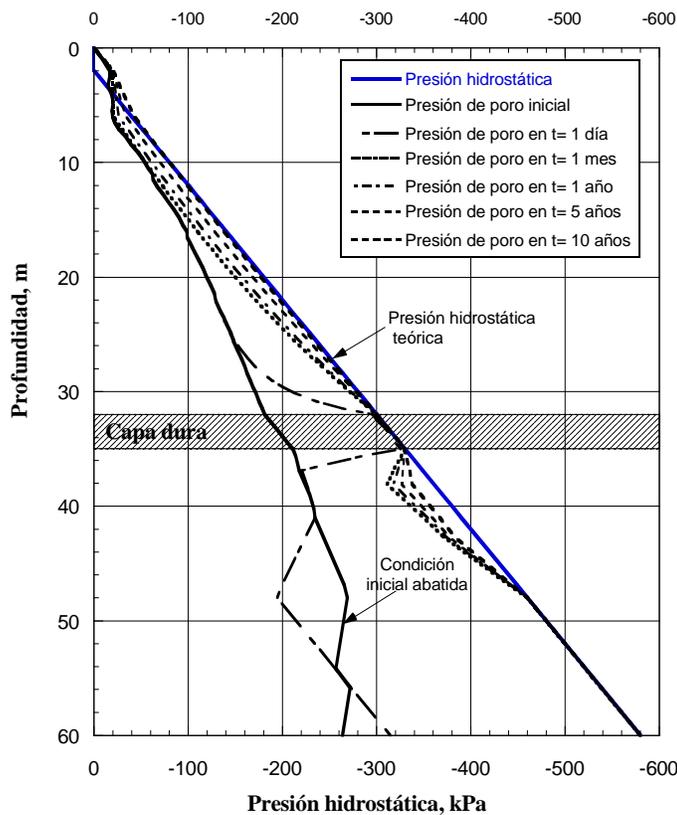


Figura 3.15 Evaluación de la distribución de la presión de poro en el tiempo debida a la influencia de la inyección de agua de un gasto ( $Q=339.35 \text{ m}^3/\text{día}$ )

En la Figura 3.16 se presenta la recuperación del nivel piezométrico con respecto al tiempo, sólo de la capa dura. En dicha figura se observa un incremento de 120 kPa de presión de poro a una distancia cercana del pozo (aproximadamente a 25 m). Entre 25 y 700 metros de distancia del pozo, se da una recuperación menor de la presión de poro, (15 kPa en promedio). Posteriormente, al transcurrir un periodo de tiempo de 32 días es posible considerar que se presenta la condición de régimen establecido.

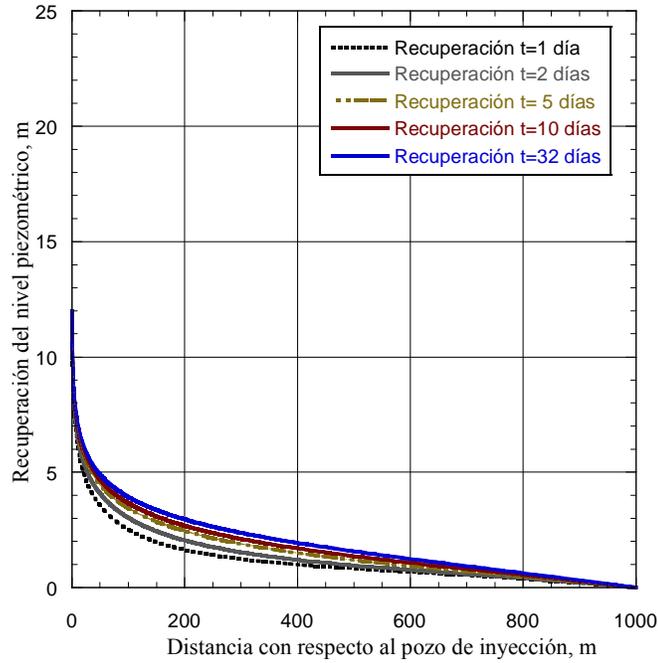


Figura 3.16 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección, para distintos tiempos de análisis del modelado numérico.

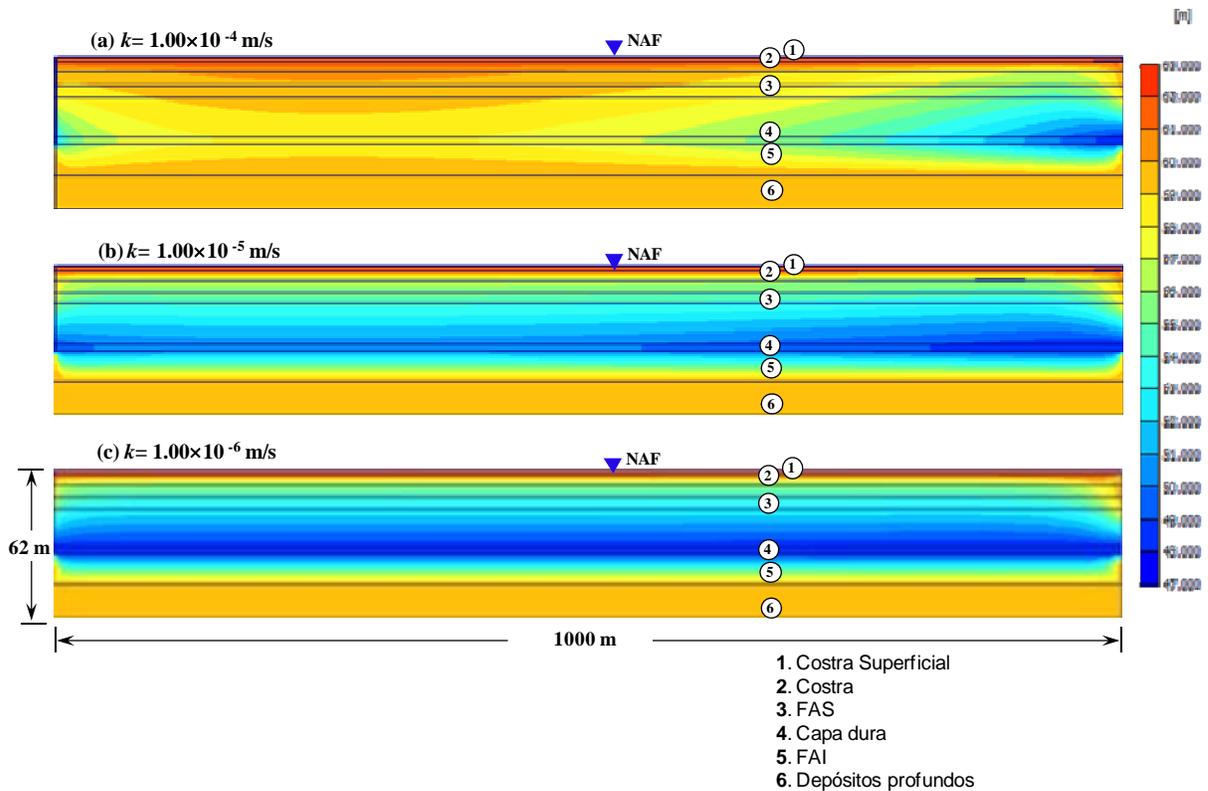


Figura 3.17 Distribución de líneas equipotenciales. Análisis paramétrico variando la conductividad hidráulica en la capa dura

Adicionalmente, se realizó un análisis paramétrico para reproducir la condición inicial del modelo (Figura 3.17). Este análisis consistió en variar la conductividad hidráulica de la capa dura ( $k=1 \times 10^{-6}$  m/s,  $k=1 \times 10^{-5}$  m/s y  $k=1 \times 10^{-4}$  m/s). En la Figura 3.17a se ilustra la distribución de la carga hidráulica cuando se considera una conductividad hidráulica baja de  $k=1 \times 10^{-6}$  m/s, en la misma se aprecia que el comportamiento no es continuo en toda la longitud del modelo y que únicamente respeta las condiciones de frontera en las partes laterales del modelo, no así, en la parte central, donde existe una diferencia de cargas hidráulicas. En el caso de la Figura 3.17c, se observa un mejor comportamiento de la condición inicial, esto es, que existe una estabilidad de las cargas hidráulicas en el modelo al disminuir dos órdenes de magnitud la conductividad en la capa dura ( $k=1 \times 10^{-4}$  m/s). Por lo anterior, es importante llevar a cabo una etapa de calibración del modelo con la que se garantice que se reproducen lo mejor posible las condiciones reales iniciales del problema de estudio

#### 3.1.1.4 Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos de los diferentes análisis efectuados con modelado numérico mediante MEF (con ayuda del algoritmo PLAXFLOW) se presentan las siguientes conclusiones:

- Se determinó que para restablecer localmente la presión hidrostática teórica, es necesario un gasto de inyección de 3.98 l/s.
- Se mostró que a los 32 días de haberse efectuado la inyección de agua, el flujo alcanza la condición establecida, a diferencia de las soluciones analíticas, en las que el flujo transitorio continúa después de varios meses (solución de Hantush) e incluso de varios años (solución de Theis).
- Se calculó que con un gasto de 3.98 l/s, la influencia debida a la inyección de agua se alcanza hasta los 3 metros de distancia del pozo, en donde se muestra una recuperación importante del nivel piezométrico (12 m de columna de agua) y después de 600 m la influencia es casi nula.
- De manera general, en los análisis 2D se determinó que existe un inconveniente al imponer las condiciones de fronteras al modelo, debido a la aproximación de cálculo del programa. Sin embargo se considera que los resultados obtenidos en la recuperación del nivel piezométrico para la capa dura son suficientemente aproximados para fines prácticos.

### 3.3.2 Método de diferencias finitas (MDF) utilizando FLAC

#### 3.1.1.5 Planteamiento

El modelo de diferencias finitas (MDF) desarrollado en FLAC (Itasca, 2005), se utilizó una malla de 1000 m de ancho y 62 m de altura con 16,000 zonas cuadriláteras que permite discretizar el dominio de estudio como se muestra en la Figura 3.18. Esta configuración representa la estratigrafía del subsuelo del Proyecto Texcoco. Como se ha mencionado anteriormente el subsuelo de la zona (virgen) del ex-Lago de Texcoco, está constituido

fundamentalmente por dos potentes formaciones arcillosas de consistencia muy blanda, de 32 y 16 m de espesor, (formación arcillosa superior e inferior respectivamente), separadas por una capa areno-limosa (capa dura) de 3 m de espesor.

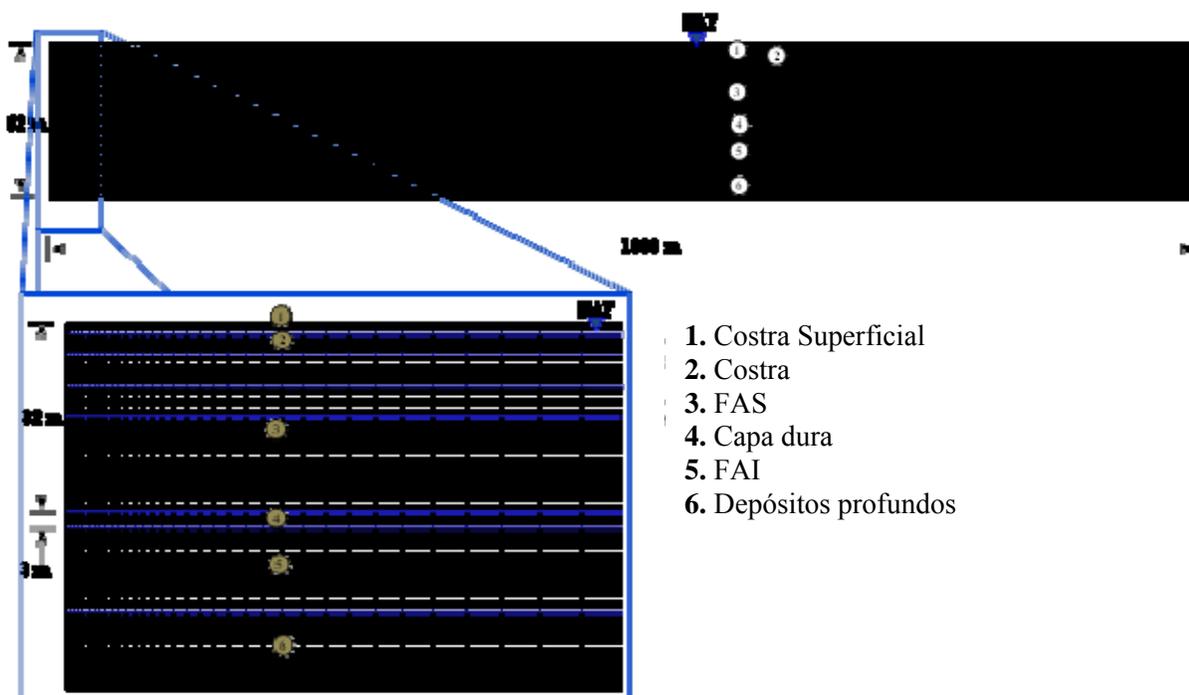


Figura 3.18 Malla en MDF empleada para los análisis

Tabla 3.4 Propiedades mecánicas<sup>(\*)</sup> de los estratos considerados en los análisis.

Estrato	$\gamma'$	$E'$	$\nu'$	$\phi'$	$E_v$	$\rho$	$K$	$G$
	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>		grados	kPa	t/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Costra seca	14.5	4825	0.25	55	13690	1.48	3216	1930
Costra	12.0	3444	0.25	47	7240	1.22	2296	1377
FAS1	11.4	261	0.30	43	3680	1.16	217	100
FAS2	11.1	209	0.30	40	3270	1.13	174	80
FAS3	11.5	325	0.30	40	5110	1.17	270	125
Capa dura	18.0	10000	0.33	45	---	1.83	9803	3759
FAI	13.4	30000	0.30	45	---	1.37	25000	11538
Depósitos profundos	17.0	3500000	0.33	53	---	1.73	3431372	1315789

<sup>(\*)</sup> Propiedades del Proyecto Texcoco (Rodríguez, 2010).

Peso volumétrico  
Módulo elástico  
Relación de Poisson  
Angulo de fricción  
Densidad  
Módulo cortante  
Módulo Volumétrico

El modelo constitutivo utilizado para representar la relación esfuerzo-deformación del suelo fue el elastoplástico asignando la ley de resistencia de Mohr-Coulomb, este modelo relaciona la falla de suelo con el patrón de los esfuerzos. Asimismo, las propiedades mecánicas del subsuelo consideradas para definir este modelo son las que se presentan en la Tabla 3.4, estos parámetros se obtuvieron de pruebas triaxiales publicadas por diversos autores (Rodríguez, 2010). Se asignaron las mismas condiciones de frontera que se emplearon en el modelo de elementos finitos que se discutió en el inciso anterior. Adicionalmente, se emplearon las permeabilidades de la Tabla 3.1 (también proporcionadas con anterioridad).

### 3.1.1.6 Análisis paramétrico de flujo transitorio mediante el MDF

En el capítulo anterior fue descrita brevemente la formulación de FLAC para análisis de flujo transitorio en dos dimensiones que se utilizó en esta tesis. Adicionalmente a este programa se empleó FLAC 3D, que es una extensión de FLAC al campo tridimensional. Con la finalidad de comparar los resultados obtenidos por la solución mediante diferencias finitas (FLAC 2d y FLAC 3D), se realizó un modelo numérico de un pozo aislado de inyección de agua en condiciones axisimétricas (Figura 3.19).

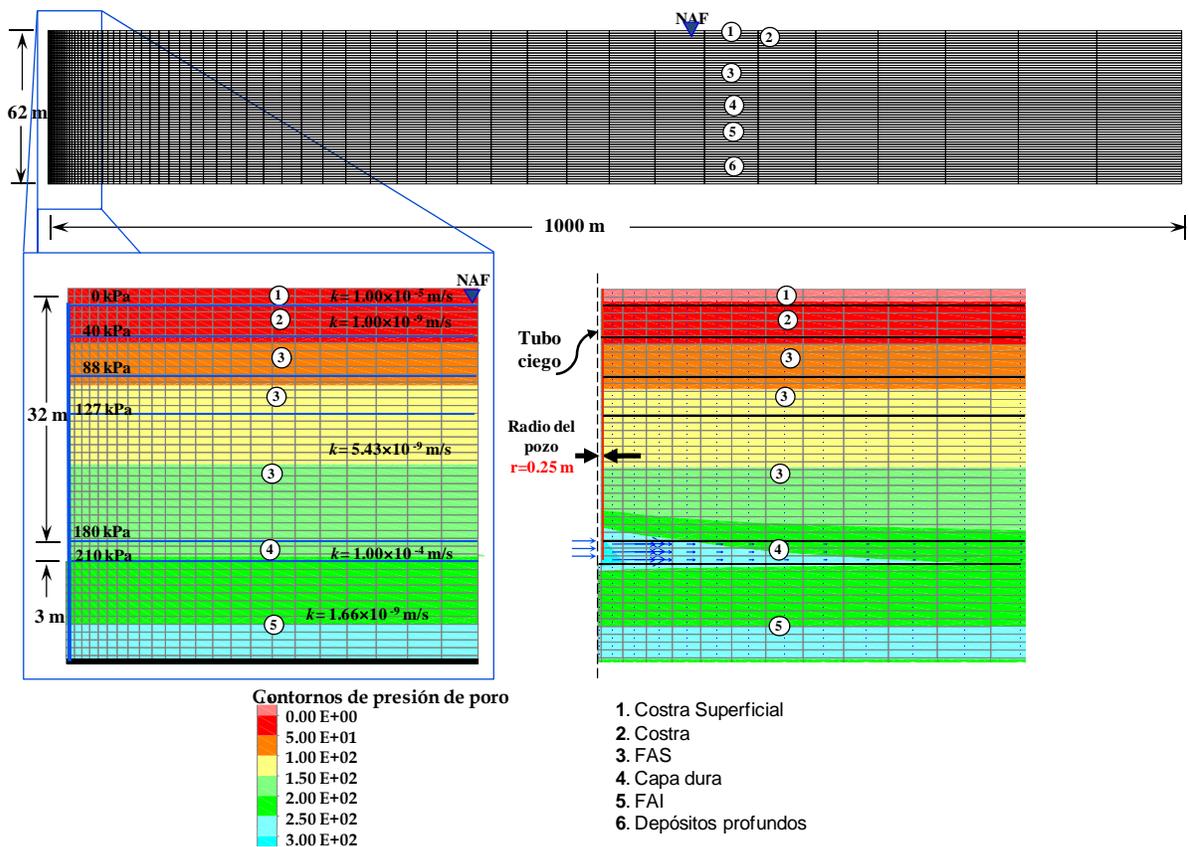


Figura 3.19 Condiciones de frontera consideradas en los cálculos mediante el MDF (Etapa 2).

---

Para este modelo se siguieron las etapas de simulación que se describen a continuación. En la primera etapa, como parte de las condiciones de frontera, el movimiento horizontal del suelo se restringió en las fronteras laterales del dominio de estudio, mientras que en la base del modelo los movimientos se limitaron tanto en dirección horizontal como vertical (ambos sentidos). A continuación, se establecieron los esfuerzos efectivos iniciales, esto es, se fijaron valores iniciales de la presión de poro como un abatimiento moderado representativo de la zona de estudio. En la segunda etapa se restablecen a cero los desplazamientos generados por el peso propio del suelo, posteriormente se elimina el suelo correspondiente al tubo ciego del pozo hasta una profundidad de 35 m, en un radio de 0.25 m a partir del eje axisimétrico. Finalmente, en la tercera etapa se lleva a cabo la inyección de agua al imponer presiones de poro en la zona ranurada que tiene un espesor de 3 m, esta zona es donde se ubica la capa dura,

### *3.1.1.7 Interpretación de resultados*

La Figura 3.20 muestra que para un instante de tiempo del análisis de flujo transitorio ( $t=1$  hora), la recuperación de la presión de poro en el estrato permeable (capa dura) ha alcanzado la presión hidrostática teórica (120 kPa). Dicha recuperación sólo se observa en el estrato permeable para ese tiempo (similar a lo obtenido con el MEF). De la misma figura, se aprecia que para el instante  $t=1$  día, la recuperación sigue siendo significativa en el estrato permeable, y se presenta una influencia hacia los estratos de baja conductividad hidráulica (formaciones arcillosas superior e inferior), esto es debido a la interconexión que existe entre los estratos sobre y subyacentes al acuífero semiconfinado (capa dura), la misma figura muestra una recuperación importante de la presión de poro en la formación arcillosa superior después de transcurrir un periodo de tiempo de  $t=10$  años. Es decir que, para los diferentes tiempos indicados en la Figura 3.20, se distingue una clara recuperación de la presión de poro en la formación arcillosa superior.

En la Figura 3.21 se analiza el comportamiento de la presión de poro únicamente en la capa dura donde se muestran los resultados de los análisis obtenidos por medio del MDF para distintos tiempos a una distancia muy cercana del pozo. Se observa que al inyectar agua durante un periodo de tiempo muy pequeño ( $t=1$  día), la recuperación del nivel piezométrico casi alcanza el nivel deseado (120 kPa). Asimismo, se puede apreciar que a una distancia aproximada de 25 metros, se genera un incremento del nivel piezométrico; esto es, a doce días, la recuperación del nivel piezométrico es el 50 por ciento de la presión abatida inicial (6 m ó 60 kPa requeridos). Más allá de esta distancia, los resultados también muestran un incremento menor poco significativo conforme pasa el tiempo. A los diez días después de haberse efectuado la inyección de agua en condiciones transitorias, se llega a la condición estacionaria.

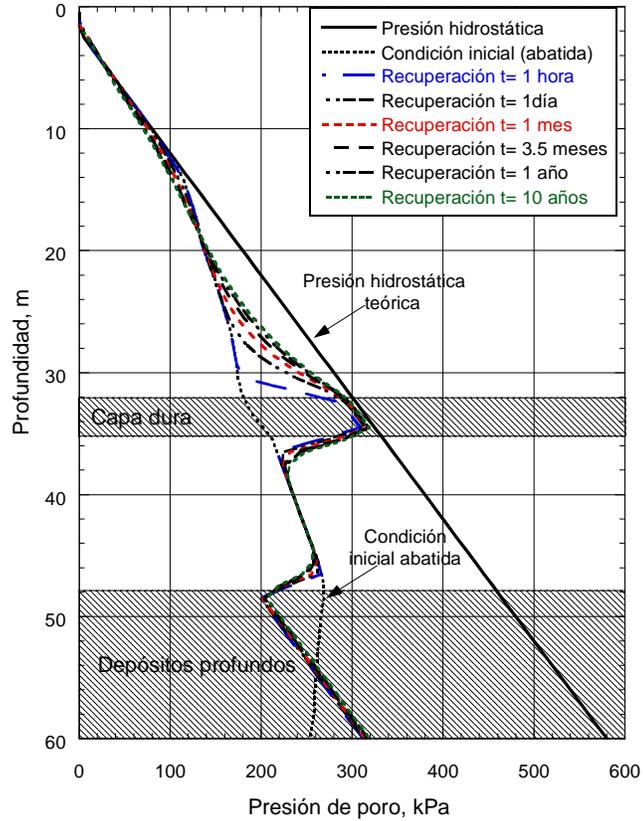


Figura 3.20 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección (corte transversal), para distintos tiempos del análisis aplicado MDF

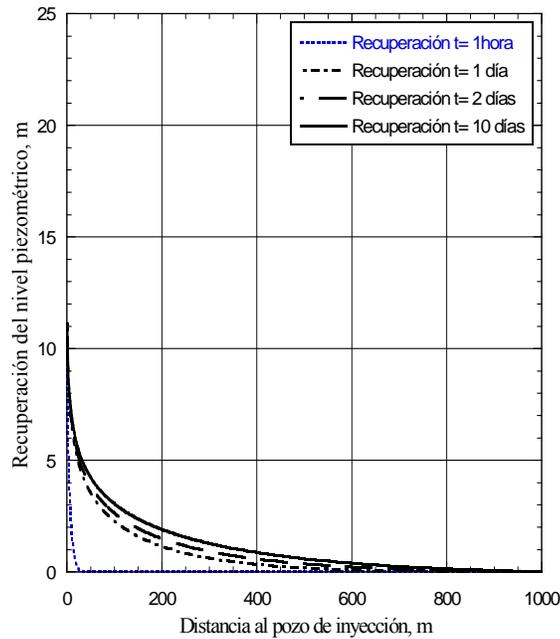


Figura 3.21 Recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección, para distintos tiempos del análisis con FDM.

Por otra parte, de manera general se pudo apreciar que en los análisis efectuados con el programa PLAXFLOW existen algunos inconvenientes al representar numéricamente la condición inicial de abatimiento piezométrico (pérdida de presión de poro), en comparación con la representación de esta misma condición que se realiza mediante el programa FLAC. Esta desventaja (inconveniente) se debe a la forma en cómo se imponen las condiciones de frontera con PLAXFLOW, es decir el hecho de asignar las condiciones en las fronteras verticales extremas del dominio de estudio y no en las líneas que separan los distintos materiales del subsuelo, como lo hacen otros programas de elementos finitos y diferencias finitas. En la Figura 3.22 se muestra la comparación entre PLAXFLOW y FLAC al establecer las condiciones de frontera. Se observa que al obtener la distribución de presiones de poro (abatimiento inicial) con base en elementos finitos (PLAXFLOW) a dos distancias diferentes del pozo se obtiene, que a un metro de distancia (cerca del eje de simetría del modelo) se cumplen los valores correctos (reales) de pérdida de presión de poro, una vez que se incrementa dicha distancia, como lo muestra la Figura 3.22, se pierde aproximación en la condición real. En la misma Figura se puede apreciar que a una distancia de 210 m del pozo, se vuelve notoria la disminución de las presiones de poro, en las formaciones arcillosas superior e inferior. Con respecto al programa FLAC la condición inicial si es representativa del abatimiento piezométrico real impuesto.

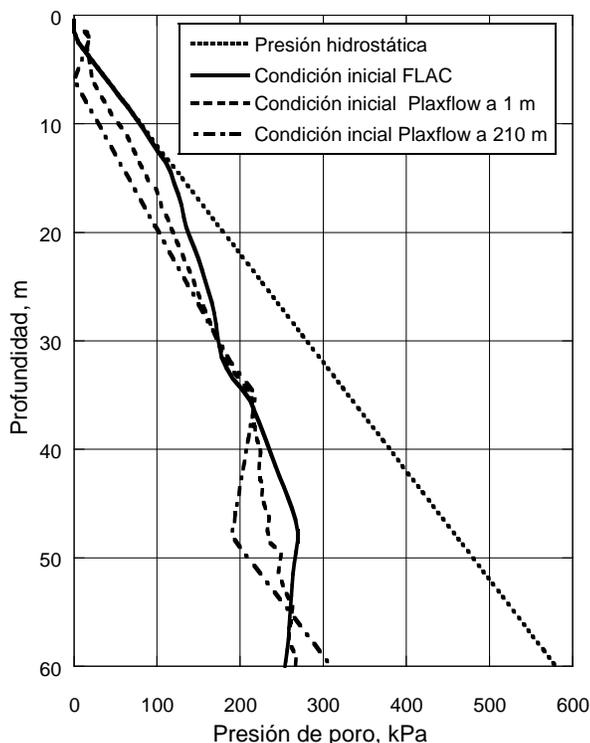


Figura 3.22 Comparación de la presión de poro inicial (abatida) al asignar las condiciones de frontera mediante el MEF (PLAXFLOW) y MDF (FLAC)

### 3.1.1.8 Conclusiones

Con base en los resultados de la modelación numérica de un pozo de inyección mediante el MDF con ayuda del programa FLAC se obtuvo las siguientes conclusiones.

- Se determinó un gasto de inyección de 3.98 l/s similar al obtenido con el MEF, con el cual es posible restablecer localmente la presión hidrostática teórica.
- Se observa que a los 12 días de haberse iniciado la inyección de agua en el estrato permeable (capa dura), el flujo alcanza la condición estacionaria, en un periodo pequeño de tiempo más pequeño, en comparación con la solución numérica (PLAXFLOW), en donde el flujo estacionario se alcanzó a los 32 días.
- Se aprecian desde el punto de vista cuantitativo diferencias importantes en las condiciones de frontera entre los programas numéricos de diferencias finitas y elementos finitos expuestos anteriormente. Se considera que la forma de imponer condiciones de frontera con el programa PLAXFLOW, es limitada respecto a otros programas, y que por este motivo con el PLAXFLOW no es posible representar correctamente la condición de abatimiento real en la parte central del dominio de estudio.

### 3.4 Comparación de resultados analíticos y numéricos 2D

La Tabla 3.5 proporciona un resumen de los resultados obtenidos con las ecuaciones analíticas y las técnicas numéricas empleadas en los análisis, las cuales simulan el efecto inmediato y diferido de la inyección de agua en la masa de suelo. Dentro de las soluciones analíticas se consideraron: la solución de Theis (1935) y la solución de Hantush (1960); dentro de las soluciones numéricas se recurrió a programas de elementos finitos (PLAXFLOW, 2008) y diferencias finitas (FLAC 2005). En particular la Tabla 3.5 proporciona los valores de la recuperación del nivel piezométrico en la capa dura, correspondientes a una distancia muy cercana al pozo de inyección (1 m).

Tabla 3.5 Comparación de la recuperación del nivel piezométrico mediante ecuaciones analíticas y técnicas numéricas

Tiempo de inyección	Recuperación (m)		Tiempo de inyección	Recuperación (m)	
	Soluciones analíticas			Soluciones numéricas	
	Solución de Theis	Solución de Hantush		Solución mediante MEF (PLAXFLOW)	Solución mediante MDF (FLAC)
t= 1 hora	9.49	7.46	t= 1 hora	11.85	10.19
t= 1 día	12.81	9.23	t= 1 día	11.85	11.06
t= 1 mes	16.36	11.03	t= 2 días	11.85	11.10
t= 3.5 meses	17.66	11.68	t=10 días	11.85	11.14
t=1 año	18.96	12.33	t=1 mes	11.85	11.14
t=10 años	21.36	13.53			

---

De los resultados anteriores, se puede decir que con la solución de Theis no se alcanza el estado estacionario inclusive para tiempos muy grandes (10 años). Por el contrario, con la solución de Hantush prácticamente para un tiempo  $t=1$  año, se ha alcanzado la condición estacionaria. Mientras que con el método de elementos finitos (PLAXFLOW) se llega a la condición estacionaria en un tiempo igual a 32 días. De igual manera, con el método de diferencias finitas (FLAC) la condición estacionaria se alcanza en un periodo de tiempo de 10 días.

Por otra parte, se puede apreciar que con la solución de Theis, a una distancia aproximada de 100 m del pozo, si se inyecta un gasto continuo de agua de 3.98 l/s, es posible recuperar en un mes el 50 por ciento de la presión de poro abatida inicial (60 kPa ó 6 m de columna de agua). Esta misma recuperación, con la solución de Hantush, se logra a 20 m de distancia del pozo en un año de inyección de agua. De igual manera, con el método de elementos finitos (PLAXFLOW), se alcanza esta recuperación del 50 por ciento a una distancia aproximada de 30 m en un tiempo igual a un día. Mediante el modelo de diferencias finitas se logró esta recuperación a 25 m del pozo.

Se mostró que los métodos discutidos aquí para la evaluación del flujo transitorio durante un proceso de inyección de agua son en general de fácil aplicación. Las soluciones analíticas de Theis y Hantush son aplicables solamente al caso de suelos homogéneos e isótropos y consideran una extensión horizontal infinita, así como un gasto de inyección constante en todo el periodo de la prueba. Los análisis numéricos con el método de elementos finitos y diferencias finitas presentados en este trabajo, permiten estudiar geometrías y estratigrafías más complejas, así como condiciones de abatimiento iniciales como las que se presentan en la zona lacustre del valle de México. Este tipo de análisis numérico se considera una herramienta adecuada para simular la inyección de agua con la finalidad de mitigar los efectos del hundimiento regional que se presenta en el valle de México. Se mostró que el modelo representa de mejor forma las condiciones de frontera iniciales, así como las propiedades mecánicas e hidráulicas de los materiales de interés

Para efectuar un diseño óptimo de recarga artificial considerando las condiciones hidráulicas reales del sitio mediante métodos numéricos, es importante realizar una calibración de datos provenientes de pruebas de campo con la finalidad de obtener una predicción de los niveles piezométricos a través del tiempo. Sin embargo, se debe tener presente que la distribución de presiones de poro futura puede ser afectada por cambios importantes en las condiciones hidrogeológicas de la región.

### **3.5 Modelo numérico 3D para la predicción de la inyección de agua en un grupo de 16 pozos**

El objetivo de este apartado es evaluar el comportamiento de los niveles piezométricos al inyectar agua en los estratos permeables del subsuelo del valle de México mediante un análisis numérico (método de diferencias finitas) de flujo de agua en pozos. El estudio se enfoca principalmente en la calibración de los abatimientos producidos en la construcción del: Lago recreativo, un lago artificial, ubicado dentro de la zona del Ex-Lago de Texcoco (Proyecto Texcoco, 1969). Con este fin, se pretende llevar a cabo una predicción de la inyección de agua.

Se llevan a cabo dos análisis 3D para simular un grupo de 16 pozos de extracción/inyección. El primer análisis consiste en calibrar las mediciones piezométricas de campo con las predicciones obtenidas con un programa numérico (Visual MODFLOW 2011). El segundo análisis, consiste en evaluar la evolución de los niveles piezométricos ocasionada por la influencia de la inyección de agua, en la cual se asume un abatimiento piezométrico típico de la zona lacustre.

### 3.1.1 Calibración de un modelo de extracción de agua

#### 3.1.1.1 Condiciones generales

En la Tabla 3.6 se presentan los valores iniciales de las propiedades hidráulicas asignadas a los estratos permeables (capa dura y depósitos profundos) considerados para la calibración del modelo numérico de extracción de agua. Los valores de conductividad hidráulica ( $k$ ) y almacenamiento específico ( $Ss$ ) se obtuvieron de los resultados de una prueba de bombeo en un campo de pozos publicados por Marsal (1969) y Herrera *et al.* (1974) de estudios relacionados con la explotación de agua salobre en la parte norte del Ex-Lago de Texcoco determinadas por Rudolph *et al.* (1989), y de la interpretación de una prueba de bombeo que se presenta en el ANEXO II de esta tesis. Las condiciones iniciales de presión de poro asignada para el análisis, del periodo de noviembre de 1967 a julio de 1968 se tomaron de los registros medidos por la Comisión Hidrológica de la Cuenca del valle de México en la zona del Caracol y de equipos de monitoreo instalados previamente para el Proyecto Texcoco, (Marsal y Grue, 1969; Marsal, 1969).

Tabla 3.6 Propiedades hidráulicas iniciales de la capa dura y depósitos profundos publicadas por diversos autores.

Estrato	Propiedad hidráulica	Marsal (1969)	Herrera <i>et al.</i> (1974)	Rudolph (1989)
Capa dura	Conductividad hidráulica $k$ (m/día)	6.39	8	7.6
	Coefficiente de almacenamiento, $S$ (adim)		$2.65 \times 10^{-4}$	$6 \times 10^{-3}$
Depósitos profundos	Conductividad hidráulica, $k$ (m/día)	7.6	7.5	7.6
	Coefficiente de almacenamiento, $S$ (adim.)		$1.24 \times 10^{-3}$	$7 \times 10^{-3}$

#### 3.1.1.2 Análisis de flujo transitorio mediante el MDF utilizando VISUAL MODFLOW

Con la finalidad de llevar a cabo una calibración del MDF se realizó la siguiente modelación numérica:

*Estudio de la extracción de agua en un campo de 16 pozos.* Se realizó un análisis que permite estimar los parámetros hidráulicos de los materiales que constituyen el acuitardo (formaciones arcillosas) y el acuífero (estratos permeables) de la zona del Ex-Lago de

Texcoco (Proyecto Texcoco, 1969). La calibración se efectuó comparando los resultados de los abatimientos obtenidos numéricamente con los reportados en campo. Las fluctuaciones de los niveles piezométricos en campo debidas al bombeo prolongado, se midieron a través de estaciones piezométricas en un periodo de tiempo de 258 días.

Los análisis aquí expuestos se llevan a cabo bajo la hipótesis de que se trata de un sistema de flujo local de agua subterránea. Esto es, solamente se consideró una porción del área del Ex-lago de Texcoco, la cual constituye una superficie total de 10,000 Ha. Para evitar influencia de las condiciones de frontera en los resultados, la frontera longitudinal se colocó a 5 km del centro del grupo de pozos en estudio.

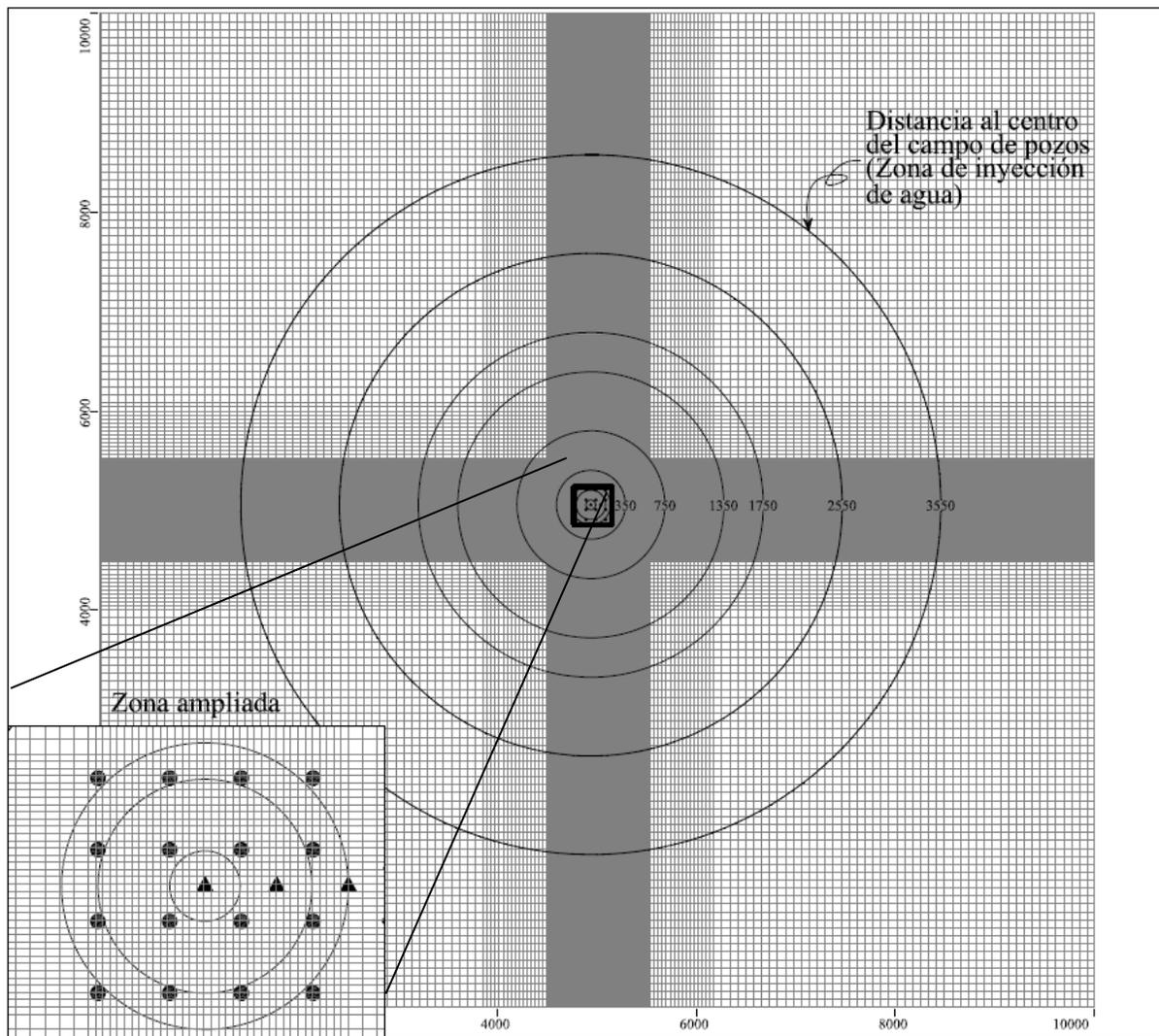


Figura 3.23 Malla de diferencias finitas modelo de flujo empleado para estudiar la zona del Ex-Lago de Texcoco (vista en planta)

El desarrollo de la geometría simplificada se determinó con base en los lineamientos dados en el inciso 3.1.2. En la Figura 3.23 se muestra la malla de diferencias finitas empleada en los análisis. Para el modelo se asumió un dominio de estudio de 10 km × 10 km discretizado con una malla de elementos ortogonales, la cual se refinó con mayor detalle en la parte central del modelo donde se localiza el campo de pozos. La malla consta de 465 columnas y 465 renglones, en la que cada celda cuadrada tiene aproximadamente 80 m en la cercanía de las fronteras y un refinado de los elementos al centro del modelo de 2 m de ancho.

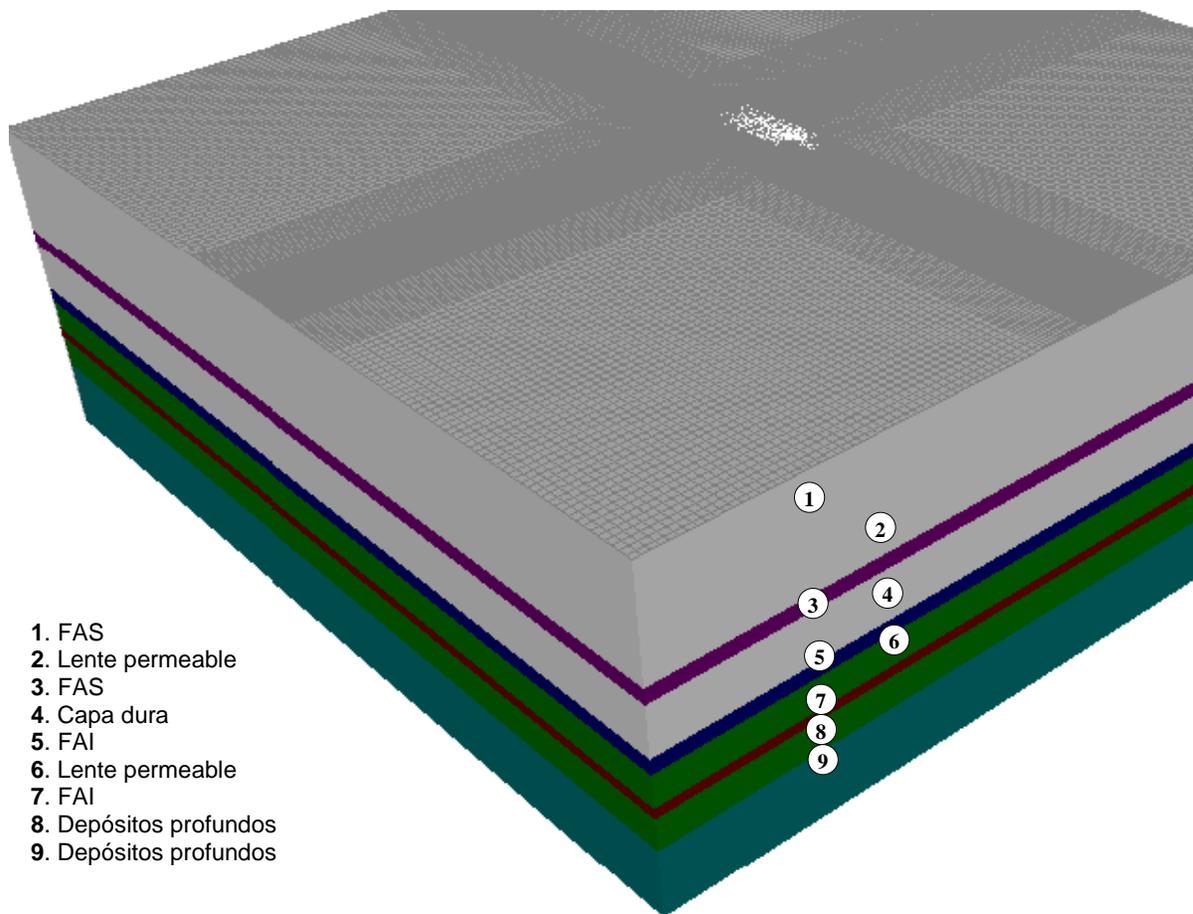


Figura 3.24 Vista general de la malla 3D utilizada para el estudio de un grupo de 16 pozos (al centro)

En la Figura 3.24 se presenta una vista general de la malla constituida por nueve capas o estratos dentro del modelo. Se describen de la siguiente forma:

- a) Las capas o estratos uno y tres se refieren a los depósitos arcillosos (FAS) denominados *acuitardos*.
- b) La capa dos se trata de un estrato delgado que modela las intercalaciones de material permeable dentro de la formación arcillosa compresible (FAS).

- c) La capa cuatro corresponde al *acuifero semiconfinado* (capa dura) el cual está compuesto de materiales limo-arenosos.
- d) Las capas cinco y seis corresponden a la segunda formación arcillosa (FAI) con las mismas características que la primera (FAS). La capa siete tiene un arreglo semejante al de la capa dos (intercalación de material permeable).
- e) Finalmente en las capas ocho y nueve se localizan los denominados depósitos profundos correspondientes al *acuifero principal*, constituidos por gravas aluviales limosas con porcentajes variables de arcilla.

De acuerdo con la información de estudios hidrogeológicos de la zona de interés (Proyecto Texcoco, 1969) se reconstruyeron gráficas de distribución piezométrica con base en tres estaciones –EP-1, EP-2 y EP-3– ubicadas dentro de la zona de estudio (Figura 3.25). Estas estaciones piezométricas y otros equipos de medición como inclinómetros, bancos de nivel, fueron instalados con la finalidad de registrar el comportamiento de los niveles piezométricos antes y durante la ejecución del bombeo prolongado. En la Figura 3.26 se presenta la gráfica de distribución de presión de poro obtenida a partir de la estación piezométrica EP-1 ubicada al centro de los pozos, en esta se muestra que es mínima la pérdida de la presión de poro a una profundidad de 67 m en la zona del campo de bombeo. Cabe señalar que en la misma figura, la estación piezométrica EP-1 registra una pérdida máxima de la presión de poro de 20 kPa en un estrato localizado a una profundidad de 85 m, lo que indica una disminución de presión muy baja. Por lo tanto, la condición inicial del modelo puede considerarse similar a la hidrostática teórica, es decir en los análisis se asignó un nivel piezométrico sin proceso de abatimiento a una profundidad de 67 m (Profundidad idealizada para calibrar el modelo numérico).

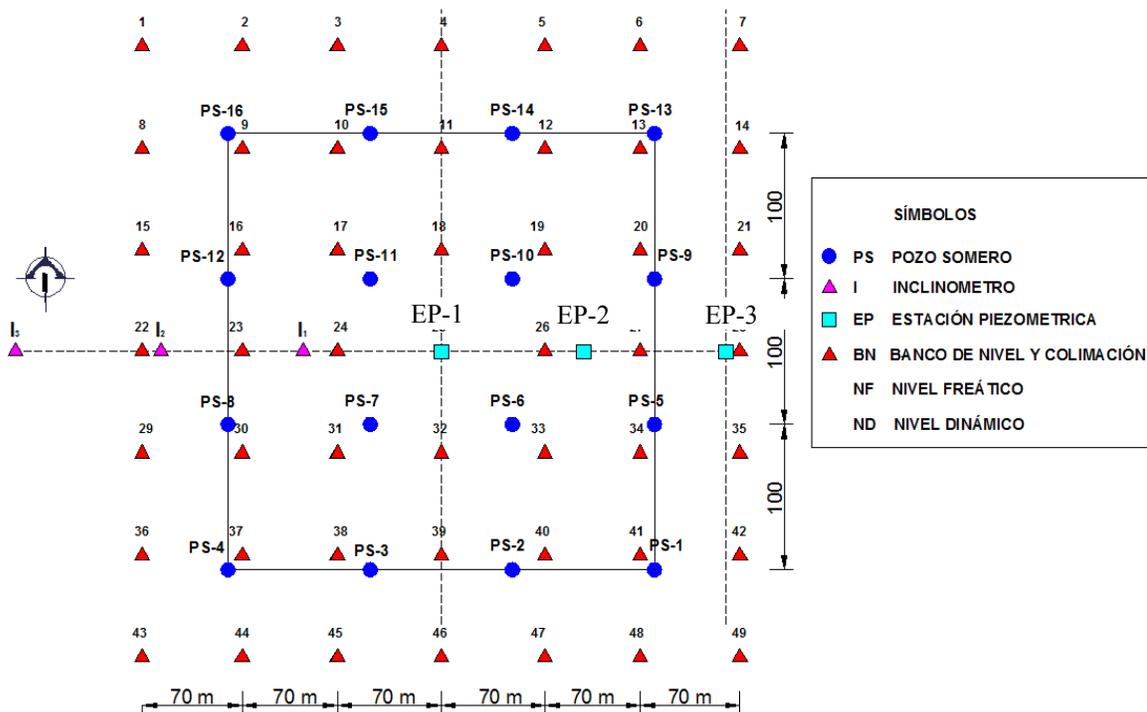


Figura 3.25 Localización de equipos de medición en el sitio de interés

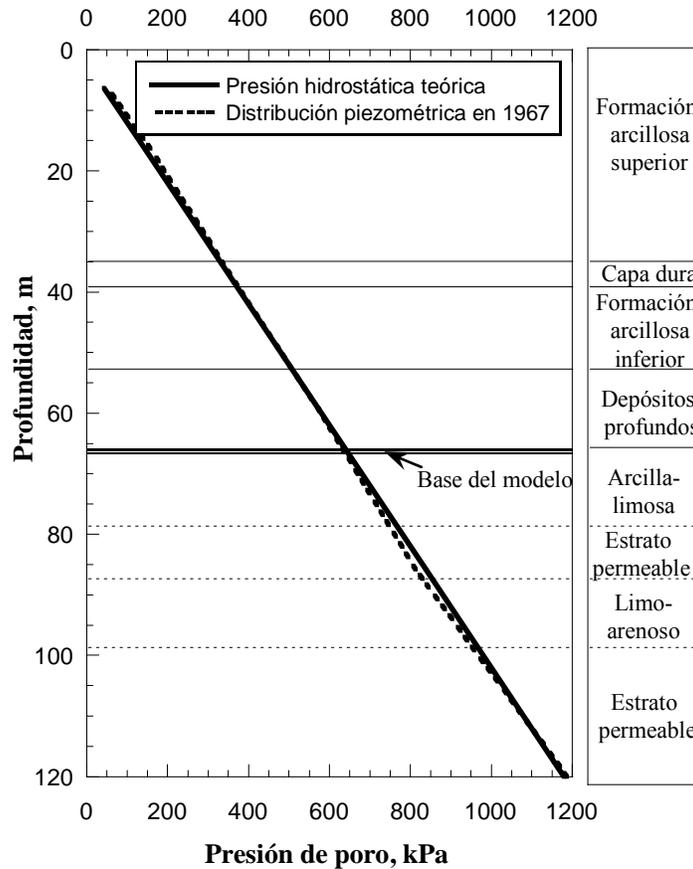


Figura 3.26 Grafica de distribución de presiones (Estación EP-1)

Tabla 3.7 Etapas de bombeo consideradas en los análisis\*

Etapa	Fecha inicial			Fecha final			Duración (días)	Días acumulados
	Día	Mes	Año	Día	Mes	Año		
1	21	Octubre	1967	30	Noviembre	1967	41	41
2	1	Diciembre	1967	28	Diciembre	1967	28	69
3	29	Diciembre	1968	31	Enero	1968	34	103
4	1	Febrero	1968	29	Febrero	1968	29	132
5	1	Marzo	1968	31	Marzo	1968	31	163
6	1	Abril	1968	30	Abril	1968	30	193
7	1	Mayo	1968	31	Mayo	1968	31	224
8	1	Junio	1968	4	Julio	1968	34	258

(\*) Etapas propuestas en la publicación N° 340 del Instituto de Ingeniería (Herrera *et al.*, 1974).

Los análisis se realizaron inicialmente en condición estacionaria y posteriormente en condición transitoria. Se aclara que en los análisis se impusieron gastos medios en cada uno de los 16 pozos de extracción. En la Tabla 3.7 se presentan las características de las ocho etapas

de bombeo consideradas en los análisis. La prueba inició en octubre de 1967 y finalizó en julio de 1968 (al suspenderse la construcción del lago) dando como resultado un total de 258 días acumulados.

En la Tabla 3.8 se presentan los gastos medios extraídos en cada pozo en las diferentes etapas (8 etapas) de análisis, los cuales fueron registrados durante el desarrollo de la prueba dentro de la zona de estudio. De acuerdo con estos gastos, se observa que algunos pozos operaron al 100 por ciento, mientras que otros presentaron fallas durante la operación (100 días de un total de 258). En la Figura 3.27 se presenta una vista en corte de la distribución de pozos de extracción considerados en los cálculos. Se estudiaron un número total de 16 pozos, distribuidos uniformemente y separados a cada 100 m. Los pozos se localizan hasta una profundidad de 60 m que atraviesan las tres primeras formaciones (FAS, capa dura y FAI) y penetran parcialmente en los depósitos profundos. La sección ranurada del pozo se ubica a partir de los 6 m de profundidad. El diámetro del pozo considerado en los análisis fue de 30 cm, (equivalente al diámetro de la perforación).

Tabla 3.8 Gastos para cada etapa considerados en los análisis

Pozo somero No.	Etapa							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	Q (l/s)							
1	2.8	4.7	2.5	0	0	0	0	0
2	3.8	4.7	5.4	5.2	5.5	4.7	4.5	1.6
3	3.8	4.7	0.8	0	0	1.9	4.5	4.0
4	2.5	0	0	0	0	0.8	4.5	4.3
5	3.5	3.9	0	0	0	0	0	2.0
6	3.5	4.7	5.4	5.2	5.5	0.5	4.5	4.0
7	3.2	0	0	3.7	3.6	2.5	4.1	3.0
8	0.3	2.2	0.3	0.4	4.4	4.7	3.5	3.0
9	3.5	4.7	5.4	5.2	5.5	3.6	0.1	3.5
10	3.5	4.7	5.4	5.2	5.5	0.5	0	0
11	3.5	4.7	5.4	5.2	2.1	0	0	0
12	3.1	4.7	0.5	0	0	0.2	4.5	0.6
13	3.5	4.7	5.4	5.2	5.5	4.7	3.4	4.3
14	3.5	4.7	5.4	5.2	5.5	4.7	4.5	4.3
15	0.3	4.4	0	0	0	0.2	4.5	3.5
16	3.1	4.7	4.6	5.2	3.0	0	0	3.0

(\*) Etapas propuestas en la publicación N° 340 del Instituto de Ingeniería (Herrera *et al.*, 1974).

Para generar los abatimientos en cada uno de los estratos permeables del subsuelo, se decidió en este análisis emplear diferentes porcentajes de extracción (caudales), el método que se asumió se basa en los resultados proporcionados por los equipos de medición de una prueba de campo (prueba de molinete) realizada para el Proyecto Texcoco (Herrera *et al.*, 1974). De los resultados de la prueba se asume que la aportación de la formación arcillosa superior (FAS) y de los lentes permeables intercalados en la misma es de 22.54%, en la capa dura es de 3.52%, mientras que en la secuencia de estratos de arcilla (FAI) separados por lentes duros (lentes permeables) es de 7.04% y por último, para los depósitos profundos es de 66.9%. De

acuerdo con lo anterior, el gasto de agua que proviene de los depósitos profundos y de la capa dura representa el 70 por ciento del gasto total, y el 30 por ciento restante de los lentes permeables intercalados en la FAS y en la FAI.

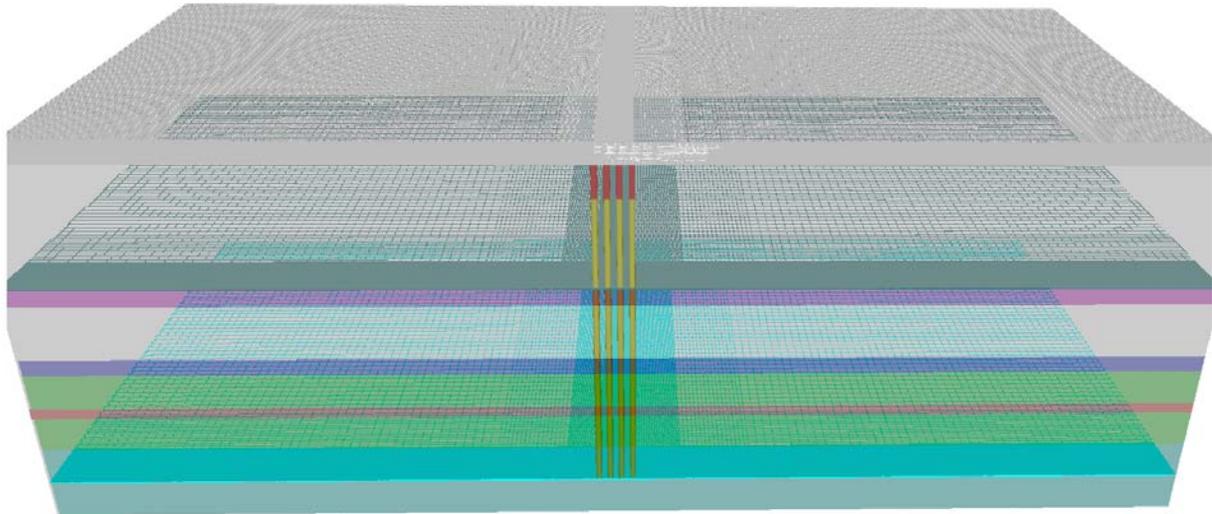


Figura 3.27 Detalle de la malla y distribución de los pozos. (Vista en corte)

### 3.1.1.3 Interpretación de resultados

Para la calibración se realizaron correcciones y ajustes que van desde las cargas iniciales hasta los parámetros subestimados o sobrestimados (Tabla 3.6). Se utilizaron las herramientas disponibles del programa Visual MODFLOW, entre los que se encuentran las curvas de cargas hidráulicas contra tiempo (calculado-observado) y mapas de contornos del nivel piezométricos (abatimiento) estimados para cada estrato. Como ya se mencionó antes, el tiempo de la simulación fue de 258 días, utilizando ocho etapas de análisis de 30 días cada uno. En estas etapas es posible asignar gastos variables, así como diferentes periodos de extracción que están en función de la operación de los pozos de bombeo. Los análisis se efectuaron mediante varias ejecuciones por el método de ensayo y error, permitiendo ajustar con ello los parámetros hidráulicos del acuífero.

Los valores observados y calculados para las diferentes capas permeables del subsuelo están en función de las mediciones registradas por las estaciones piezométricas EP-1, EP-2 y EP-3, localizadas en la zona de extracción (Figura 3.25). Cabe aclarar que las estaciones EP-1 y EP-2 trabajaron en condiciones normales durante todo el periodo de bombeo, por lo que los resultados del análisis se enfocan principalmente en estas estaciones.

En las Figura 3.28, 3.29 y 3.30 se presentan las calibraciones en la capa dura, en los lentes permeables intercalados en la FAI y en los depósitos profundos, respectivamente. En las mismas se observa, que a pesar de que no cumplen rigurosamente con la línea de tendencia de los datos observados, la concordancia entre las mediciones de campo y los resultados del análisis numérico es muy buena. Las pequeñas diferencias observadas se atribuyen a diferentes consideraciones en la simplificación del modelo numérico, por mencionar algunas;

que el estrato limo-arenoso tiene un espesor continuo, que la extensión horizontal del acuífero es infinita, y que la proporción del gasto aportado por cada estrato permeable sea una consideración correcta.

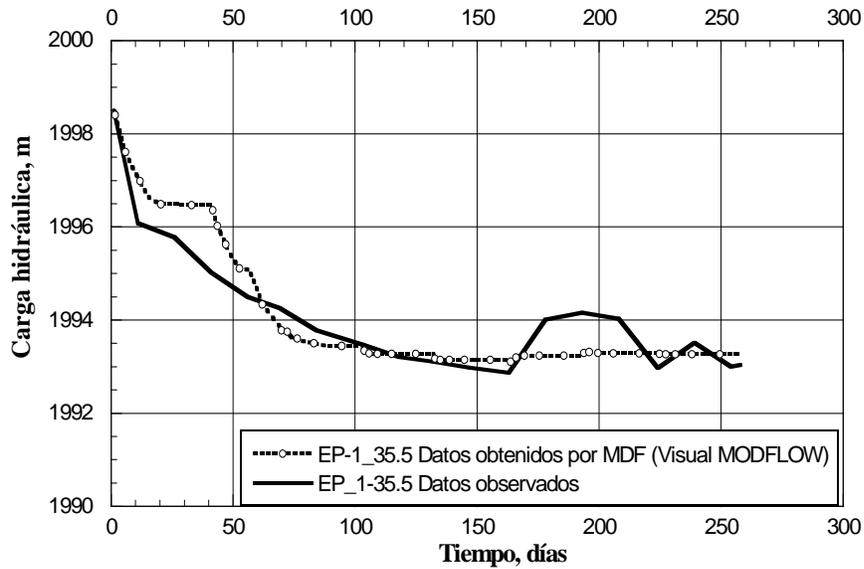


Figura 3.28 Abatimientos observados y calculados en la capa dura (Estación EP-1/3 “piezómetro ubicado a 35.5 m de profundidad”)

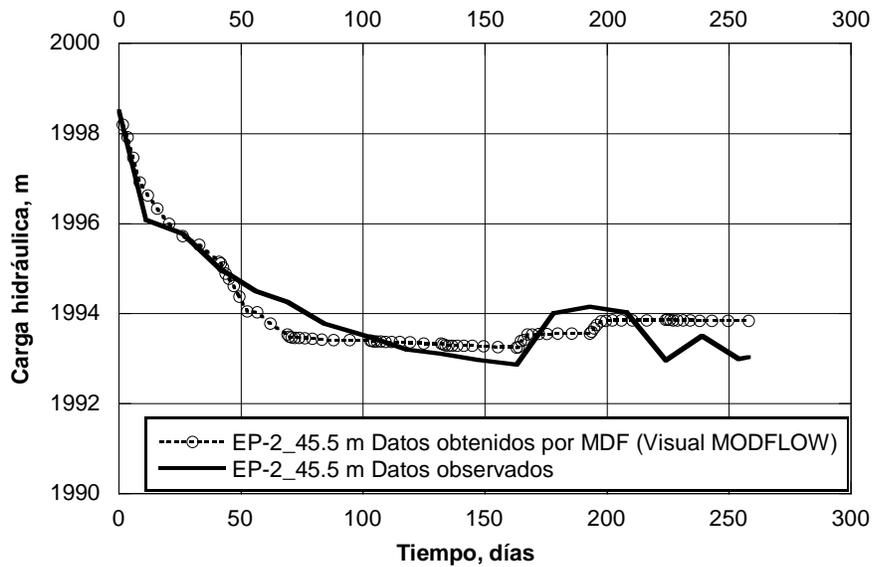


Figura 3.29 Abatimientos observados y calculados en el lente permeable intercalado en la FAI (Estación EP-2/4 “piezómetro ubicado a 45.5 m de profundidad”)

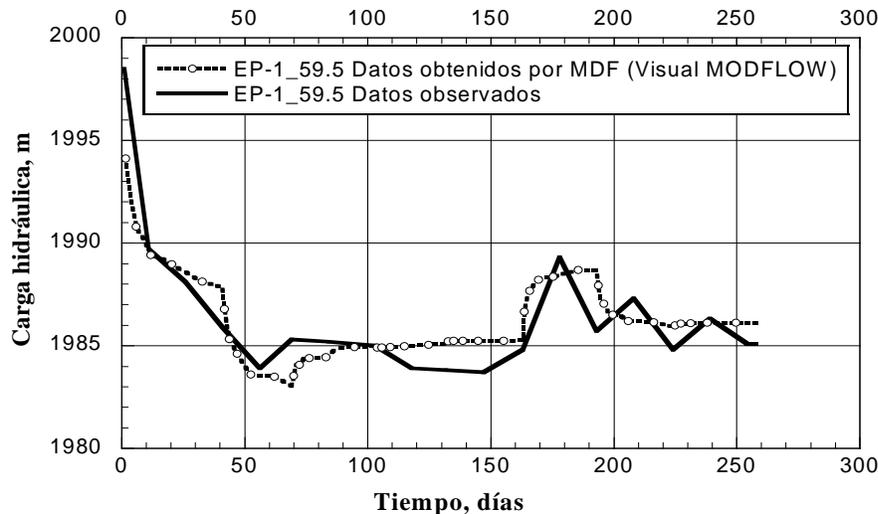


Figura 3.30 Abatimientos observados y calculados en los depósitos profundos (Estación EP-1/4 “piezómetro ubicado a 59.5 m de profundidad”)

De los resultados de las 8 etapas de análisis, se determinó que para las etapas 3 y 4, la influencia debida al bombeo llega hasta los límites del modelo (5 mil metros), mientras que para las demás etapas su influencia es menor a 2 mil metros. Por otra parte, como se mencionó anteriormente, las mayores extracciones se llevan a cabo en la zona centro del área de estudio, ya que es donde se concentra el grupo de pozos. El modelo presenta el cierre total de las curvas de abatimiento una vez que se aleja del campo de pozos

Con la finalidad de apreciar en forma más clara la distribución del abatimiento piezométrico debido a la extracción de agua en la zona de pozos, se presentan los mapas de contornos obtenidos con la modelación numérica. En la Figura se muestra la evolución del nivel dinámico (ND) y las curvas de abatimiento piezométrico obtenidos para la capa dura. De la misma, puede observarse que para la Etapa 7, la distancia  $r$  del centro de bombeo al punto en que se anula el abatimiento piezométrico, se localiza aproximadamente a 2200 m.

En la Tabla 3.9 se proporciona el resumen de los parámetros hidráulicos del subsuelo, conductividad hidráulica y almacenamiento específico obtenidos en el sitio de estudio a partir de la modelación numérica. Esta tabla muestra que la magnitud de dichas propiedades se incrementa o disminuye debido a las observaciones registradas en campo (abatimientos piezométricos). En general se aprecia que los valores obtenidos en la calibración en régimen transitorio, son menores que los obtenidos de la prueba de bombeo discutida en el ANEXO II. Asimismo, se observó que la conductividad hidráulica obtenida numéricamente para el estrato permeable (capa dura) es menor que la reportada por Marsal (1969) y Herrera *et al.* (1974). No obstante en los lentes permeables intercalados en las formaciones arcillosas (superior e inferior) se estima una congruencia entre los valores calculado y reportados. Finalmente, en los depósitos profundos se puede indicar que los valores de las propiedades hidráulicas determinados por Marsal y Mazari son reproducidos satisfactoriamente por la calibración numérica con MDF.

Tabla 3.9 Resumen de los parámetros obtenidos mediante la calibración numérica con MDF (Visual MODFLOW)

Estrato	Espesor, m	Conductividad hidráulica, $k$ , m/día	Almacenamiento específico, $S_s$ , $m^{-1}$	Coefficiente de almacenamiento, $S$	Transmisividad, $T$ , $m^2/día$
FAS	32	$0.47 \times 10^{-3}$	$5 \times 10^{-2}$	1.6	$15.04 \times 10^{-3}$
<b>Capa dura</b>	<b>3</b>	<b>1.2</b>	<b><math>8 \times 10^{-4}</math></b>	<b><math>2.65 \times 10^{-4}</math></b>	<b>3.6</b>
FAI	13	$0.43 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13	$5.59 \times 10^{-3}$
Depósitos profundos	14	7	$5.5 \times 10^{-5}$	$7.7 \times 10^{-4}$	98
Lente en la FAS	3	6	$9 \times 10^{-4}$	$2.7 \times 10^{-3}$	18
Lente en la FAI	2	4.5	$8 \times 10^{-4}$	$1.6 \times 10^{-3}$	9

#### 3.1.1.4 Comentarios finales

Se realizó una serie de análisis para la calibración de los parámetros hidráulicos de los estratos permeables (acuíferos semiconfinados) de la zona del Ex-Lago de Texcoco mediante un estudio tridimensional de flujo transitorio. En particular, se definió un modelo 3D para la simulación numérica de la extracción de agua prolongada (8 meses) en un campo de pozos someros. La zona fue sometida a cambios importantes en las condiciones piezométricas en función del tiempo, las cuales fueron observadas por diferentes estaciones instrumentadas en la zona de interés (Marsal, 1969).

Algunos resultados importantes de la calibración del modelo tridimensional son:

1. Inicialmente se llevó a cabo una etapa de calibración del modelo, con la que se garantizó una interpretación posible “real” de las condiciones iniciales del problema de estudio.
2. Las propiedades hidrogeológicas presentadas en la Tabla 3.9 son una aproximación (estimación) bastante precisa de las propiedades del sitio de interés.
3. Existen similitudes importantes entre los resultados obtenidos numéricamente (aquí expuestos) y las observaciones registradas en las estaciones piezométricas instaladas en campo (Proyecto Texcoco) para los pozos de bombeo de agua.
4. El análisis realizado anteriormente, aun con sus consideraciones y ajustes, en la estratigrafía y en el porcentaje del gasto asumido debida a la aportación de los estratos permeables y arcillosos, puede emplearse con suficiente confianza para realizar la predicción de la inyección de agua que se presenta en el siguiente inciso.

### 3.6 Metodología propuesta para el análisis de la inyección de agua para el control local del hundimiento regional mediante modelos numéricos 2D (PLAXFLOW y FLAC) y 3D (VISUAL MODFLOW)

Tomando en cuenta los resultados anteriores, la metodología propuesta para analizar las condiciones de flujo transitorio en estratos permeables *superficiales* de la zona lacustre de la Ciudad de México mediante un proceso de inyección de agua es la siguiente:

#### 1. Definición de las condiciones iniciales del análisis

- 1.1) **Estratigrafía (unidades geológicas).** La estratigrafía del subsuelo debe abarcar todos los estratos arcillosos compresibles (acuitardos) y permeables (acuíferos semiconfinados) de la zona de estudio. Específicamente, se debe identificar la profundidad y espesor de los lentes y capas duras semipermeables, con la finalidad de definir el dominio (geometría) de interés. Este paso es importante como punto de partida para identificar y diferenciar las unidades hidroestratigráficas, así como definir su comportamiento hidráulico (acuifero-acuitardo).
- 1.2) **Condiciones piezométricas.** Debe tenerse un perfil detallado actual de las presiones de poro en cada uno de los estratos permeables (acuíferos semiconfinados). Este perfil se debe construir a partir de una interpretación de los abatimientos piezométricos a través del tiempo.  
  
Para los modelos 3D será necesario realizar una configuración de la evolución piezométrica a partir de un historial de lecturas registradas por estaciones de observación (evolución histórica de niveles piezométricos registrados en la zona).
- 1.3) **Parámetros hidráulicos.** Debe contarse con un número suficiente de pruebas de laboratorio y de campo que permitan definir las propiedades de los estratos que intervienen en los análisis (por ejemplo, pruebas de consolidación, pruebas triaxiales, pruebas índice). Para la obtención de las propiedades hidráulicas se recomienda el desarrollo de una prueba de bombeo en campo cuya finalidad es verificar los parámetros hidráulicos utilizados en el modelo; adicionalmente, se deberá cuantificar los caudales (gastos) provenientes de los diversos estratos permeables a diferentes profundidades.
- 1.4) **Sistemas de flujo del agua subterránea.** Es necesario determinar los sistemas de flujo de agua del acuífero a través de mediciones piezométricas (indicador más directo). Se debe realizar una *sección topográfica* paralela al flujo preferencial del agua subterránea con el mayor número de pozos proyectados, a los cuales se les asigna su carga hidráulica correspondiente, justo en el punto medio del tramo de tubería ranurada.

Para una mejor comprensión de la dirección del flujo de agua subterránea es conveniente construir redes de flujo en perfil (x-z) utilizando datos piezométricos.

- 
- 1.5) **Geometría del pozo.** La profundidad de la tubería ranurada debe estar en función de la ubicación de los estratos permeables del sitio donde se realice la inyección de agua.

## **2. Selección del tipo de solución numérica:**

- 2.1) Método de elementos finitos (MEF). Se debe utilizar el modelo MEF, para problemas de flujo de agua en pozos en problemas geotécnicos (hidráulicos) a escala local (dimensiones pequeñas).
- 2.2) Método de diferencias finitas (MDF). En este tipo de análisis se consideran dos tipos de modelos; hidromecánico e hidrogeológicos. El primer tipo se emplea en problemas acoplados desde el punto de vista geotécnico e hidráulico, mientras que en el segundo tipo se utiliza en modelos a gran escala, considerando la conducción y almacenamiento en la modelación del flujo de agua subterránea, sin contemplar la parte mecánica del subsuelo en el modelo.

## **3. Definición del tipo de modelo a emplear:**

- 3.1) Modelo axisimétrico en 2D. Este modelo se empleará en problemas de carácter axisimétrico de un pozo de inyección, esta simplificación es adecuada en algunos problemas debido a que considera un sistema en tres dimensiones (efectos de flujo radial y vertical).
- 3.2) Modelo en 3D (grupo de pozos). Este modelo se empleará al considerar un grupo de pozos de extracción, y un conjunto de pozos de observación (estación piezométrica) con la finalidad de representar de manera aproximada la distribución del flujo de agua.

## **4. Establecimiento de dimensiones del pozo de inyección y de observación:**

- 4.1) Para modelar un pozo de inyección de sección circular, si se emplea un modelo en 2D, el diámetro total (sección transversal) dependerá de la perforación del pozo, no del diámetro del ademe.
- 4.2) Para los modelos 2D y 3D se deberá considerar explícitamente la zona del tubo ranurado ya que esta debe quedar alojada dentro de un estrato permeable (capa dura o de cualquier lente).
- 4.3) En los modelos 3D se utilizan dos tipos de pozos; de bombeo y de observación. En los primeros se introducirá gastos, periodos y zonas (rejillas) de inyección, mientras que, en los segundos se asignará la evolución de los niveles piezométricos. Los pozos de observación son necesarios para calibrar el modelo numérico.

## 5. Definición de las condiciones de frontera:

- 5.1) Las fronteras laterales (desplazamientos) deberán restringirse horizontales y dejarse libres en eje vertical para el caso de los modelos hidromecánicos.
- 5.2) las condiciones de frontera que se asignen en los análisis tanto de flujo estacionario como flujo transitorio de agua en modelos 2D, se refieren a los límites permeables (líneas equipotenciales frontera) e impermeables (líneas de flujo frontera).
- 5.3) Dado el punto anterior, las diferentes condiciones de frontera impuestas al modelo se establecerán mediante: la inferior, como una frontera (límite) impermeable; la lateral izquierda, sin flujo debido a la condición de simetría que representa el ademe ranurado del pozo; la lateral derecha, como una carga hidráulica impuesta que dependerá de las condiciones de presiones de poro iniciales en el subsuelo, y por último, la superior, que señala la posición del nivel freático del sitio de estudio.
- 5.4) Para el caso del modelo 2D, la condición de frontera será impuesta mediante una carga hidráulica en la zona ranurada equivalente a un gasto de inyección.
- 5.5) Las condiciones de frontera empleada en los modelos 3D se definirá a través de dos tipos; las que están ligadas a la carga hidráulica y las que están sujetas al flujo de agua, por lo tanto, se dice que cuando se conoce la carga hidráulica en la superficie limitada por una región de flujo se tiene fronteras tipo Dirichlet, y cuando se conoce el flujo instantáneo que atraviesa una superficie limitada por una región de flujo se tiene fronteras tipo Neumann.
- 5.6) Dentro de las condiciones de frontera generales en los análisis de flujo de agua en modelos 3D, se especificarán los límites superior, inferior y lateral. La frontera superior que estará dada por el nivel freático o por el nivel piezométrico, según el caso, asignada por una carga hidráulica constante (fija) o variable. La frontera inferior se referirá a la representación adecuada de la posición (forma y profundidad) del basamento (acuicludo), o a cualquier otra condición hidrogeológica. Las fronteras laterales, estarán relacionadas con la zona de parte aguas subterránea (no-flujo o recarga).
- 5.7) Para el caso de los modelos 3D, deberá realizarse un análisis de sensibilidad de cada problema que se estudie, ya que las fronteras muy alejadas del borde de los pozos incrementan el número de elementos a emplear y, por tanto, el tiempo de cálculo, mientras que las fronteras muy cercanas puede tener una influencia importante sobre los resultados que se obtengan, (Rodríguez, 2010).

---

**6. Selección del tipo de elemento a emplear para la generación de la malla de elementos finitos:**

- 6.1) Para el modelo 2D y si se emplea el MEF se recomienda utilizar elementos triangulares de 3 nodos, en la cual se refinará la malla en todo la longitud cercana al pozo de inyección.
- 6.2) Para los modelos 2D y si se emplea el MDF, se recomienda utilizar elementos cuadriláteros. Se toman las mismas consideraciones que el punto anterior.
- 6.3) En ambos casos (modelos 2D y 3D), será necesario efectuar un análisis de sensibilidad, con el propósito de obtener el número óptimo de elementos, en espacial para el 3D. El uso de mallas muy refinadas puede generar tiempos de análisis poco prácticos o que se rebase la capacidad de la computadora. (Rodríguez, 2010)

**7. Definición y ejecución de las etapas de análisis:**

- 7.1) El primer paso para modelar el comportamiento de la presión de poro (la inyección de agua) dentro en un estrato permeable (acuífero semiconfinado) sujeto a una condición de abatimiento piezométrico (presión de poro), es realizar un análisis transitorio de flujo de agua que permitirá conocer la evolución en el tiempo del incremento de la presión de poro dentro de los estratos permeables y por lo tanto, la presión de poro inducida en los estratos semi-impermeables que lo confinan, así como la influencia debido a ella.
- 7.2) Para las condiciones iniciales del problema a través del modelo hidromecánico será importante definir los valores de resistencia de los geomateriales.
- 7.3) Para las condiciones iniciales del problema será considerable definir los valores de conductividad hidráulica en todos los materiales permeables y estratos arcillosos. Estos valores serán de gran importancia para la estabilidad de la carga hidráulica en el modelo 2D como se mostró en el inciso 3.3.1.3.
- 7.4) El modelo 2D deberá realizarse mediante etapas o fases: en la primera, se establecerá las condiciones iniciales (abatimiento piezométrico) y en segunda, se considerará la variación de la cargas hidráulica en la zona ranurada del pozo (gasto de inyección).
- 7.5) El modelado 2D permite realizar análisis paramétricos debido a un menor tiempo de cálculo requerido, comparado con el modelado en 3D, por tanto será recomendable emplear los modelos 2D ya que será posible realizar varios análisis que contemplen distintas cargas hidráulicas (gastos de inyección).

## **8. Calibración del modelo:**

- 8.1) En esta etapa se deberá mostrar que el modelo es capaz de reproducir la distribución espacial y temporal de las cargas hidráulicas,  $h$ , y de los flujos de aguas subterráneas (en campo).

## **9. Interpretación de resultados:**

- 9.1) Para el modelado 2D pueden obtenerse gráficas de la evolución del gasto, la influencia y del periodo de inyección, en ellas se observará un perfil de la recuperación del nivel piezométrico en función de la distancia al pozo de inyección.
- 9.2) De los resultados del análisis transitorio en modelos 3D, se podrán obtener gráficas sobre la configuración de las variaciones del nivel piezométrico en el dominio de estudio para distintos tiempos.
- 9.3) Para los modelos 3D se presentarán figuras basados en mapas de contorno del nivel piezométrico estimado del estrato permeable (capa dura), donde se observará el incremento de los niveles debido a la inyección de agua en los diferentes estratos del subsuelo.



## 4. Conclusiones

El objetivo general de esta tesis fue evaluar el efecto de la inyección de agua para contrarrestar el fenómeno del hundimiento regional restableciendo, al menos localmente, la presión hidrostática original en los estratos permeables del subsuelo. El objetivo particular fue desarrollar una metodología para la recuperación del nivel piezométrico (presión de poro) basada en los resultados de los análisis a través de soluciones analíticas y técnicas numéricas para el flujo transitorio de agua en pozos de inyección aplicada al subsuelo del valle de México.

En los análisis efectuados en esta tesis, se denomina acuitardo a los depósitos lacustres superficiales, los cuales están constituidos de arcilla altamente compresible, y acuífero semiconfinado a los estratos permeables formados por depósitos heterogéneos en el que predominan materiales limo-arenosos (capa dura, lentes permeables, depósitos profundos).

Se reconoció en la primera parte de este trabajo, que existen casos dentro del valle de México donde se ha recurrido a la inyección de agua con la finalidad de controlar localmente los hundimientos que se registran en los monumentos, edificios e instalaciones como el Palacio Nacional, el Centro Cultural Universitario Tlatelolco y el Conjunto Hidalgo obteniéndose en general buenos resultados de estas experiencias (Moreno, 1981; Figueroa y Orozco, 1998; Pliego y Vargas 2009), aunque cabe mencionar que ha dominado el empirismo en cuanto al gasto y al área de influencia de la inyección. Lo anterior puede deberse a los criterios asumidos en los análisis teóricos y a los datos medidos en campo. Lo que resulta claro en la actualidad es que la técnica de inyección de agua en el subsuelo ha demostrado ser más eficiente en los suelos permeables como la capa dura y las intercalaciones limo-arenosas de las formaciones arcillosas del suelo del valle de México.

Se mostró que las ecuaciones analíticas y técnicas numéricas, fundamentadas en la ecuación general de flujo transitorio de agua, son herramientas matemáticas que permiten evaluar con una muy buena aproximación la inyección de agua en los materiales permeables de una parte de la zona lacustre del valle de México, tales como el comportamiento de los niveles piezométricos, gastos de infiltración, velocidades de flujo, entre otras propiedades.

Diversos métodos fueron revisados e implementados para su uso en los cálculos analíticos y numéricos efectuados en esta tesis. Entre los métodos analíticos utilizados se encuentra la

---

solución de Theis aplicable al caso de un acuífero confinado y la ecuación de Hantush al caso de un acuífero semiconfinado. Con respecto a las técnicas numéricas, éstas aplicaron inicialmente en análisis en dos dimensiones mediante el método de elementos finitos (MEF) y el método de diferencias finitas (MDF), posteriormente se efectuaron análisis en tres dimensiones mediante el MDF para obtener nuevos parámetros hidráulicos del sitio y realizar una predicción más realista de la inyección de agua. De acuerdo con las herramientas mencionadas anteriormente, se pudo observar que en general existen diferencias importantes entre los modelos analíticos y numéricos, lo que se debe a las diversas consideraciones que cada herramienta utiliza.

A continuación se presentan las conclusiones particulares de esta investigación.

***Con respecto a las ecuaciones analíticas y técnicas numéricas 2D aplicadas (análisis paramétricos de un solo pozo de inyección):***

Se debe tener cuidado al momento de interpretar las soluciones analíticas de la hidráulica de pozos, ya que estas soluciones dependen del tipo de frontera superior e inferior del acuífero. Por lo que, como se planteó en este trabajo, la solución propuesta por Hantush puede emplearse en la práctica como una teoría aproximada para evaluar la distancia de influencia estimada por la inyección de agua en un acuífero semiconfinado (condición que se presenta en gran parte del valle de México), correspondiente en este caso a la capa dura del subsuelo del valle de México.

Se determinó que para reestablecer localmente la presión hidrostática teórica en la capa dura (acuífero semiconfinado, estrato permeable) del subsuelo del Ex-Lago de Texcoco sometido a consolidación regional es necesario instalar un pozo de inyección utilizando un gasto de 3.98 l/s, valor obtenido mediante análisis paramétricos empleando MEF y MDF de tipo axisimétrico, y considerando los parámetros hidráulicos del *Proyecto Texcoco*, (Herrera *et al.*, 1974).

Se observó que con un gasto de 3.98 l/s, tanto para las soluciones analíticas como para las técnicas numéricas, el mayor incremento de la presión de poro (12 m de columna de agua) se presenta a los 3 metros de distancia del pozo de inyección. Sin embargo, el área de influencia máxima obtenida con las soluciones analíticas es mayor: aplicando la ecuación Theis se alcanza una distancia de influencia mayor de 1000 m, mientras que con la solución de Hantush esta longitud es de 800 m. Por otra parte, de la modelación numérica se observa que después de 600 m la influencia es casi nula. Todos los resultados anteriores aplican durante un mes de inyección de agua en un pozo que se encuentra ranurado en el estrato permeable, capa dura, localizado en la estratigrafía del Ex-Lago de Texcoco.

Se compararon los resultados obtenidos con las ecuaciones analíticas y con las técnicas numéricas aplicadas a la recuperación del nivel piezométrico en el acuífero semiconfinado (capa dura) del valle de México. Los resultados corresponden a una distancia muy cercana al pozo de inyección (1 m aproximadamente) considerando un gasto de 3.98 l/s. Del empleo de las ecuaciones analíticas, se puede decir que con la solución de Theis no se alcanza el estado estacionario inclusive para tiempos muy grandes (10 años). Por el contrario, con la solución de Hantush prácticamente para un tiempo  $t = 1$  año, se alcanza la condición estacionaria. De la

aplicación de los métodos numéricos, los resultados muestran que con el MEF el flujo se establece en 32 días y con el MDF se llega a la condición estacionaria en 12 días.

Se mostró que el efecto de la inyección de agua mediante las soluciones numéricas es menor, debido a que ésta no afecta únicamente al acuífero semiconfinado (capa dura), sino que toma en cuenta la interconexión con los estratos sobre y subyacentes al acuífero semiconfinado, esto es, que los estratos semi-impermeables también están influenciados por el agua que se inyecta en el acuífero.

***Con respecto a la calibración en campo (prueba de bombeo intensivo, Proyecto Texcoco) utilizando técnicas numéricas 3D, los principales comentarios son:***

Se observó que para efectuar un diseño óptimo de inyección de agua (recarga artificial para el control local del hundimiento regional) se debe realizar inicialmente una calibración de datos provenientes de pruebas de campo, y posteriormente obtener una predicción (evaluación) de los niveles piezométricos a través del tiempo. Los resultados permiten obtener una distribución de presiones de poro futura y con ello reestablecer localmente la presión hidrostática teórica, inhibiendo el proceso de consolidación.

Se realizó la calibración de una prueba de bombeo en campo “Proyecto Texcoco” (Marsal, 1969) de larga duración (8 meses) empleando 16 pozos de extracción. Los resultados muestran que existen similitudes importantes entre los resultados obtenidos numéricamente (aquí expuestos) y las observaciones registradas en las estaciones piezométricas instaladas en campo (Hiriart y Graue, 1969).

Se mostró que con los nuevos parámetros hidráulicos obtenidos de la calibración mediante el programa numérico 3D, el gasto de inyección disminuye entre  $Q= 0.1$  y  $0.5$  l/s. Esto se debe a que el programa numérico no solo considera los parámetros hidráulicos de conducción o movimiento de agua, sino que introduce parámetros de almacenamiento en el subsuelo.

***Con respecto a la metodología propuesta para evaluar la inyección de agua en el subsuelo del valle de México.***

Se desarrolló una metodología de análisis propuesta para analizar las condiciones de flujo transitorio en estratos permeables superficiales (capa dura, lentes permeables intercalados en las formaciones arcillosas, estratos permeables “depósitos profundos” o cualquier otro estrato permeable ( $1 \times 10^{-4}$  m/s)) de la zona lacustre del valle de México mediante un proceso de inyección de agua. Esta metodología se basó en los diferentes análisis paramétricos y de predicción mediante modelos numéricos 2D y 3D efectuados en esta tesis.

De manera general la metodología propuesta sugiere los siguientes pasos principales.

1. Definición de las condiciones iniciales del análisis.
2. Selección del tipo de solución numérica (MEF, MDF).
3. Definición del tipo de modelo numérico a emplear
4. Establecer dimensiones del pozo de inyección y de observación.
5. Definición de las condiciones de frontera.

- 
6. Selección del tipo de elemento (triangular, cuadrilátero u ortogonal) a emplear para la generación de la malla de elementos finitos y diferencias finitas.
  7. Definición y ejecución de las etapas de análisis.
  8. Calibración del modelo.
  9. Interpretación de resultados.

Una limitación para implementar las teorías de inyección de agua son:

- Se debe tener cuidado con el gasto de inyección de agua que se aplica a los estratos semipermeables, debido a que puede presentarse fracturamiento hidráulico.

Finalmente, con los resultados obtenidos en esta tesis, se puede reconocer que la inyección de agua contribuye de manera importante a mitigar los hundimientos del subsuelo, o al menos a que permanezcan constantes (no se incrementen) en aquellas zonas del valle de México afectadas por la extracción de agua. Sin embargo, se reconoce que todavía falta trabajo por hacer en la práctica para poder mejorar la técnica de inyección de agua; en particular, implementar programas de investigaciones experimentales cuyo objetivo sea verificar y calibrar dichos modelos en un sitio típico de la zona lacustre.

## Referencias y bibliografía

- Abramowitz, M. y Stegun, I. A. (1972). Handbook of Mathematical functions, Dover Publ. Inc., New York (1972).
- Aguirre, J. y Segur, D. (1964). “Conjunto urbano Nonoalco-Tlatelolco”, Revista Ingeniería, N° 2, pp. 273-316, México D.F.
- Anaya, E. y Ramírez, A. (1977). “Investigación tecnológica de un método de recimentación”, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, *E.N.E.P. Acatlán, UNAM*, México.
- Arellano, A. R. (1951). “Estratigrafía de la cuenca del valle de México”, *Memorias del congreso científico mexicano*, IV Centenario de la Universidad de México Vol. III.
- Alberro, J., Ayala, G. y Hernández, R. (1951). “Agrietamiento en la periferia de un valle sometido a bombeo”, *Publicación número 649 del Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Anderson, M. P. (1979). “Using models to simulate the movement of contaminants through groundwater flow systems”, *Critical reviews in Environment Control* 9, N°2, pp. 97-156.
- Anderson, M. P. y Woessner, W. W. (1992) “Applied Groundwater Modeling: Simulation of Flow and Adventive Transport”, *Academic Press*, San Diego.
- Auvinet, G. y Juárez, M. (2002). “Avances en la caracterización geoestadística del subsuelo de la zona lacustre del valle de México”, *Memorias XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Publicación SMMS, Santiago de Querétaro, Querétaro Vol. 1: 257-265.
- Auvinet, G. (1997). “Enfoque variacional aplicado al flujo de agua en suelo”, *Apuntes del seminario de elementos finitos para geotecnistas*, DEPMI, UNAM
- Auvinet, G. (2008). “Land subsidence in Mexico City”, *Geotechnical Engineering in urban areas affected by land subsidence*, XVIII ISSMGE Conference, Alexandria, Egypt, 3-11.
- Auvinet, G. (2008b). “Agrietamiento de suelos”, *Memorias XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Publicación SMMS, Aguascalientes, Vol. 1: 299-313.
- Auvinet, G. (2008b). “Agrietamiento de suelos”, *Memorias XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Publicación SMMS, Aguascalientes, Vol. 1: 299-313.

- 
- Carreón, D., Hidalgo, C. y Hernández, M. (2006). "Mecanismo de fracturamiento de depósitos arcillosos en zonas urbanas. Caso de deformación diferencial en Chalco, Estado de México", *Boletín de la sociedad geológica Mexican*, Tomo 58, N° 2, pp 237-250.
- Carrillo, N. (1948). "Influence of artesian wells in the sinking of Mexico City", *Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, Nederland.
- Carrillo, N. (1969). "Volumen Nabor Carrillo: El hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco", *Secretaría de Hacienda y Crédito Público*, México.
- Cedergren, H. R. (1967). "Seepage, drainage and flow nets", (13 Ed), John Wiley and Sons.
- Chen, Z., Pang, Z., Jiang, L. y Liu, M. (1986). "Exact solution for the problem of crossflow in bounded two-aquifer system with an aquitard", *Water Resources research*, Vol. 22, No 8: 1225-1236.
- Corapcioglu, M. Y. (1984). "Land subsidence. A state of the art review". *Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media*". Nijhoff: Dordrecht. 369-444.
- Cruces, J. (2007). "Modelo MODFLOW. Modulo I: Contaminación ambiental", Master en ingeniería medioambiental y gestión del agua, EOI-Escuela de negocios, Madrid, España.
- Cruickshank, C., Herrera, I., Yates, R., Hennart, J.P., Balarezo, D. y Magaña, R. (1979). "Modelo de predicción del hundimiento del subsuelo del valle de México", *Instituto de ingeniería*, UNAM, DDF, 138pp, México.
- Cruickshank, C. (1984). "Numerical simulation of subsidence due to pumping with hysteresis effect included", *Proc. 3rd International Symposium on land subsidence*. Venice, Italy, Pub. N° 15, IAHS, pp. 79-88.
- Del Castillo, R. (1978). "El subsuelo y la Ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México", *Simposio de la Sociedad de Mecánica de Suelos*. México D.F.
- Díaz, J. A. (2005). "Los suelos lacustres de la Ciudad de México", *Facultad de Ingeniería*. UNAM, México.
- Figuroa, G. (1973). "El hundimiento de la Ciudad de México. Breve descripción". *Agua para el valle de México*, CAVM-SARH, Vol. 2 N° 4.
- Figuroa, G. y Orozco, J.M . (1998). "Sistema de bombeo e infiltración para controlar la inclinación de la Torre de Tlatelolco (SRE)". *Memorias XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Publicación SMMS, Puebla, Pue, Vol. 1: 69-76.
- Finn, W. D. L. (1967). "Finite element analysis of seepage through dams", *Proc. American Society of Civil Engineering*, Vol. 93.
- Flores, R. (1999). "Flujo de agua a través de los suelos", *Avances en hidráulica 4*, Tercera Edición, Asociación Mexicana de Hidráulica (AMH) e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), México.
- Galloway, D. L., Hones, D. R. y Ingebritsen, S.E. (1999). "Land subsidence in the United States: U.S. Geological Survey Circular 1182".

- García, C. (2012). “Control local del hundimiento regional mediante la inyección de agua en el subsuelo del valle de México”. Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de Suelos), *División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM*, México.
- Gayol, R. (1925). “Breves apuntes relativos a las obras de saneamiento y desagüe de la Capital de la República y de las que, del mismo género necesita con grande urgencia”. *Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, UNAM*, Vol. VII, México D.F.
- GeoStudio Version 7.10 (2007). “Seepage Modeling with SEEP/W 2007”, Edited by R.B.J. Brinkgreve, GEO-SLOPE international Lth. Alberta, Canada.
- Griffiths, D.V. y Fenton, G.A. (1983). “Seepage beneath water retaining structures found on spatially soil”, *Géotechnique* 43, N° 4, pp. 577-587.
- Gobierno del Distrito Federal (2004(a)). Reglamento de construcción para el Distrito Federal. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Gong, S. L., Li, C. y Yang, S. L. (2009). “The microscopic characteristic of Shanghai soft clay and its effect on soil body deformation and land subsidence”, *Environment Geology*, Vol. 56, N° 6, pp. 1051-1056.
- Hantush, M. S. (1960). “Modification of the theory of leaky aquifer”, *Journal Geophysical research*, Vol. 65, No.11, 3713-3725.
- Hantush, M. S. y Jacob, C. E. (1945). “Non-steady radial flow in an infinite leaky aquifer”, *Transactions American Geophysical Union*, Vol. 36, No. 1, pp. 95–100.
- Hernández-García, G. y Herrera, I. (2007). “Modelación matemática computacional del flujo de agua subterránea en el área metropolitana de la cuenca de México”, *2do Congreso Nacional de Métodos Numéricos en Ingeniería y Ciencias Aplicadas*. UMSNH-ASMMNI-CIMNE, México.
- Herrera, I. (1970). “Theory of multiple leaky aquifers”, *Water Resources Research*, Vol. 6, N° 1, pp. 185-193
- Herrera, I. (1973). “Aplicabilidad de teorías de acuíferos semiconfinados”, *Publicación número 318 del Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Herrera, I., Alberro, J., León J. L. y Chen, B. (1974). “Análisis de asentamientos para la construcción de los lagos del plan de Texcoco”, *Publicación número 340 del Instituto de Ingeniería, UNAM*, México D.F.
- Huyakorn, P. S. y Pinder, G.F. (1983). “Computational Methods in subsurface flow”, *Acad. Press, New York*.
- Istok, J. (1989). “Groundwater modeling by the Finite Element Method”, *American Geophysics Union*, Resources monograph 13.
- Itasca Consulting Group, (2005). FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, User’s Guide. Minneapolis, Minnesota, USA.
- Itasca Consulting Group, (2009). FLAC3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, *User’s Guide*, Minneapolis, Minnesota, USA.

- 
- Informe del II, (2007). "Aplicación de la geoestadística a la descripción del subsuelo del valle de México",
- Jachnes C. y Holzer L.T. (1982). "Differential compaction mechanics for earth fissures near Casa Grande Arizona", *Geological Society of American Bulletin*, Vol. 3, pp. 998-1012.
- Jacob, C. E. (1946). "Radial flow in a leaky artesian aquifer", *Transactions American Geophysics Union*, Vol. 27, No 2, 198-205.
- Juárez, C., (2001). "Aplicación de la geoestadística a la descripción del subsuelo del valle de México", *Tesis de Maestría*, ESIA. IPN.; México, D.F.
- Kresic, N. (1997). "Quantative Solutions in Hydrogeology and Groundwater Modeling" CRC Press, Florida.
- Leake, S. y Galloway, D. (2010). "Use of the SUB-WT Package for MODFLOW to simulate aquifer-system compaction in Antelope Valley, California, USA", *Proc. Of Eighth International Symposium On Land Subsidence*, IAHS Publ. 339, Querétaro, Mexico.
- Lesser, J. y Cortés, M. (1998). "Hundimiento del terreno en la Ciudad de México y sus implicaciones en el sistema de drenaje" *Ingeniería hidráulica en México*, Vol. 8, N° 3, pp 13-18.
- Laboratorio de Geoinformática, (2008). "Instituto de Ingeniería", UNAM, México, D.F. <http://sitios.iingen.unam.mx/geoinformatica/>.
- Livesley, R.K. (1994). "Elementos finitos, introducción para ingenieros", Edit. LIMUSA, México.
- López-Acosta, N. (2000) "Flujo de agua en suelos con permeabilidad aleatoria", Tesis de Maestría en Ingeniería (Mecánica de suelos), *División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería*, UNAM, México.
- López-Acosta, N. (2010) "Incertidumbre en el análisis de flujo de agua en suelos", Tesis doctoral, *Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería*, UNAM, México.
- López-Acosta, N., Auvinet, G. y Rodríguez, J. F. (2009). "Effect of regional subsidence on subway structure". *Geotechnical Engineering in urban areas affected by land subsidence, Volume ISSMGE TC 36*", XVIIth ISSMGE Conference, Alexandria, Egypt, pp. 65-74
- López-Acosta, N. y Auvinet, G. (2010). "Flujo establecido y transitorio en la excavación de un dique seco", *Consejo de Ciencia y Tecnología del Estado de Guanajuato*, CONCYTEG, Año 5, N° 62, pp. 820-844.
- López-Acosta, N. P., Auvinet, G. y Lezama, J. L. (2010). "Study of transient flow caused by rapid filling and rapid drawdown in protection embankments". *Proceedings of the 5th International Conference on Scour and Erosion (ICSE-5, November 7-10, 2010)*. San Francisco, CA, USA.
- McDonald M.G. y Harbaugh, A.W. (1988). "A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model", *U.S. Geological Survey*, Reston, VA, United State.
- Marsal, R. y Mazari, M. (1959). "El subsuelo de la ciudad de México", *Facultad de Ingeniería*, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.

- Marsal, R. J. y Graue, R. (1969). “El subsuelo del Lago de Texcoco, Volumen Carrillo” *Secretaría de Hacienda y Crédito Público*, México.
- Marsal, R. J. (1969). “Desarrollo de un lago por la consolidación de arcillas blandas, inducida con bombeo, Volumen Carrillo” *Secretaría de Hacienda y Crédito Público*, México.
- Marsal, R. J. (1975). “Lacustrine clays of the Valley of Mexico”, *Facultad de Ingeniería*; Universidad Nacional Autónoma de México, México, D.F.
- Marsal, R. J. (1993). “Efectos de la extracción de agua en la zona lacustre del valle de México”, *Artículo técnico*, México.
- Matheron, G. (1967). “Eléments pour une Théorie des Milieux Poreux”, Masson, Paris.
- Méndez, E., Auvinet, G., Flores, M., Pérez, M. y Matus, U. (2008). “Evaluación del hundimiento de la Ciudad de México”, *Taller internacional ingeniería de cimentaciones en condiciones difíciles de suelos blandos*, Torre de Ingeniería, UNAM, México.
- Milán, J. R. (2009). “La importancia de sustentabilidad de los acuíferos para el abastecimiento de agua potable”, *Cultura del Agua. Hacia un uso eficiente del recurso vital*, Gobierno del Estado de México –SAOP –CAEM, México.
- Moreno, G. (1981). “Refoundation research of Mexico’s National Palace”, *Proc. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 3 pp. 133-137.
- Newman, S. y Witherspoon, P. (1969). “Theory of flow in a confined two aquifer system”, *Water Resources Research*, Vol. 5, N° 4, pp. 803-816
- Newman, S. y Witherspoon, P. (1970). “Finite Element Method of analyzing steady seepage with a Free Surface”, *Water Resources Research*, Vol. 6, N° 3, pp. 889-897.
- Newman, S. y Witherspoon, P. (1972). “Field determination of hydraulic properties of leaky multiple aquifer system”, *Water Resources Research*, Vol. 8, N° 5, pp. 1284-1298.
- Nutayala, P., Yong, R.N., Chumnankit, T. y Buapeng, S. (1989). “Land subsidence in Bangkok during 1978-1988”, *Proc. Workshop on Bangkok land subsidence-What is next?* Bangkok, Thailand, pp. 1-48.
- Pacheco, J. (2008). “Modelo de subsidencia del valle de Querétaro y predicción de agrietamientos superficiales”, *Tesis Doctoral*, Centro de geociencias, Posgrado en ciencias de la tierra, UNAM, campus Juriquilla, Querétaro.
- Panov, D.J. (1963). “Formulas for the numerical solution of partial different equation by method of differences”, Frederick ungar publishing Co., New York.
- PLAXFLOW Version 1.6 (2008). “Scientific Manual”, Edited by R.B.J. Brinkgreve, Delft University of Technology and Plaxis bv; R. Al-Khoury, Plaxis bv and J.M. van Esch, GeoDelft. The Netherlands.
- Pérez, D. (2009). “Modelado numérico de la zona lacustre del valle de México. Aspectos estratigráficos y piezométricos”, Tesis de Maestría (Maestro en ciencias en mecánica de suelos), *Secretaría de investigación y posgrado*, IPN. México D.F.

- 
- Phien-Wej, J., Giao, P. H. y Nutayala, P. (2009). "Overview of land subsidence from deep well pumping in Bangkok", *Geotechnical Engineering in urban areas affected by land subsidence*, XVIII ISSMGE Conference, Alexandria, Egypt, 13-22.
- Pinder, G. F. and Gray, W. G. (1977). Finite element simulation in surface and sub-surface flow, Academic Press, New York.
- Pinder, G.F. (2002). "Groundwater Modelling Using Geographical Information Systems", Wiley, New York.
- Pliego, L. y Vargas, R. (2009). "Experiencias sobre el control de hundimientos diferenciales en un conjunto de edificios en la zona lacustre de la Ciudad de México", *Geotechnical Engineering in urban areas affected by land subsidence*, XVIII ISSMGE Conference, Alexandria, Egypt, 117-130.
- Poland J.F. y Davis, G.H. (1969). "Land subsidence due to withdrawal of fluids", In: reviews in Engineering Geology, Vol. II (Ed. by D.J. Varnes), pp.187-269. Excerpt:Geological Society of American, Boulder, Colorado, USA.
- Rathod, K.S. y Rushton K.R. (1991). "Interpretation of pumping from two-zone layered aquifer using numerical model", *Groundwater*, Vol. 29, N° 4, pp. 499-509.
- Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J.M. y Esquivel, R. (1970). "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la Ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México", *Memorias V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, Publicación SMMS, Guadalajara, Jalisco.
- Rodríguez, J. F. (2010). "Modelación del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México, *Tesis de Doctorado*, México D.F, Instituto de Ingeniería UNAM. Aguántame
- Sainz, I., (1953). "Hundimiento de la Ciudad de México, un problema de presiones y no de volúmenes", *Ingeniería hidráulica de México*, Vol. 2 N° 1.
- Santoyo, E. y Ovando, E. (2002). "Paralelismo entre: La Torre de Pisa y La Catedral Metropolitana", *International Workshop, ISSMGE-Technical Committee TC36, Foundation Engineering in Difficult Soft Soil Conditions*, Mexico City
- Santoyo, E., Ovando, E., Mooser, F. y León, E. (2005). "Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México", *TGC Geotecnia S.A de C.V.*, México D.F.
- Santoyo, E. (2007). "Historia y actualidad del hundimiento regional de la Ciudad de México", *TGC Geotecnia S.A de C.V.*, México D.F.
- Santoyo, E. (2010). "Cimentaciones de templos y conventos de los siglos XVI a XVIII –25 Casos de comportamiento problemático", Tesis de Doctorado en Arquitectura, *División de Estudios de Maestría y Doctorado en Arquitectura*, UNAM, México.
- Scott, R.F. (1978). "Subsidence", *International conference on evaluation and prediction of subsidence*, ASCE, pp. 1-25.
- Smith, G.D. (1985) Numerical Solution of Partial Differential Equations: Finite Difference Methods, 3rd edit. Oxford, University Press, Oxford.

- Theis, C.V. (1935). "The relation between the lowering of piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage", *Transaction of American Geophysical Union*, 16<sup>th</sup> Ann meeting, Vol. 16 N° 2: 519-524.
- Tamez, E., Santoyo, E., Mooser, F. y Gutiérrez, C. (1987). "Manual de diseño geotécnico", *COVITUR Vol. 1*, Departamento del Distrito Federal.
- Tamez, E., Santoyo, E. y Cuevas, A. (1992). "La Catedral y el Sagrario de la Ciudad de México. Corrección del comportamiento de sus cimentaciones", *Volumen Marsal*, Publicación SMMS.
- Terzaghi, K. (1956). "Theoretical Soil Mechanics", London: Chapman & Hall; New York: Willey and sons Inc.
- Tristán, A. (1975). "Programa para resolver el flujo establecido en suelos por el método de elementos finitos", *Revista de Ingeniería*, UNAM, julio-septiembre.
- Trujillo, J. A. (1989). "Fallamientos de terreno en Celaya, Gto.", *Tecnológicas 29*, *Academia Mexicana de Ingeniería*, México D.F., pp 367-369
- Vázquez, N. J. (2001). "Cálculo de la subsidencia unidimensional debida a los descensos del nivel piezométrico. Aplicación al casco urbano de Murcia y a los efectos sobre sus edificios", *Tesis Doctoral*, Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de estructuras e ingeniería del terreno, Universidad de Sevilla, España.
- Xu, Y. S., Lei, M., Du, Y. J. y Shui, S. L. (2012). "Analysis of urbanization-induced land subsidence in Shanghai", *Nature Hazard*, Springer Netherlands, Vol. 63, N° 2, pp. 1255-1267.
- Zarazúa, E. (2008). "Historia del comportamiento del conjunto de edificios del centro cultural universitario Tlatelolco", Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, *IPN-ESIA campus Zacatenco*, México.
- Zeevaert, L. (1953). "Estratigrafía y problemas de ingeniería en los depósitos de arcilla de la Ciudad de México", *Memorias del congreso científico mexicano*, Vol. Ciencias y matemáticas, UNAM, México D.F.
- Zienkiewicz, O. C. y Taylor, R. L. (1994). "El método de los elementos finitos", Vol. 1, Mc Graw-Hill, México.
- Zienkiewicz, O. C., Meyer, P. y Cheung, Y.K. (1966). "Solution of anisotropic seepage problems by Finite Elements", *Proceedings American Society of Civil Engineering*, Vol. 92, EMI, pp 111-120.



## ANEXO I

---

### Conceptos básicos de los sistemas hidrogeológicos

---

#### 1.1 Clasificación de los sistemas hidrogeológicos según su comportamiento hidráulico

La zona saturada se puede dividir fundamentalmente en diferentes tipos de unidades hidrogeológicas en función de su capacidad para almacenar y transmitir agua:

**Acuífero.** Formación geológica permeable saturada que almacena agua en cantidad apreciable y que permite que circule en el suelo con facilidad. Ejemplos: depósitos aluviales, rocas sedimentarias de grano medio a grueso (arenisca, conglomerado, gravas), rocas fracturadas (basaltos, andesita), también rocas karsticas

**Acuitardo.** Formación geológica que almacena agua en cantidad significativa pero el agua circula a través de ella con dificultad. Ejemplos típicos sedimentos de granulometría fina, como limos y limos arcillosos. (Fetter, 2001)

**Acuícludo.** Formación geológica que almacena agua en cantidad apreciable y que no permite que el agua circule a través de ella. Ejemplos: Rocas cristalinas muy poco fracturadas.

**Acuífugo.** Formación geológica que no almacena agua porque no permite que circule a través de ella. Ejemplos: Rocas cristalinas sanas (generalmente rocas ígneas intrusivas y rocas metamórficas). (Fetter, 2009)

#### 1.2 Tipos de acuíferos.

Desde el punto de vista hidráulico; debido a las condiciones hidráulicas del agua y de manera estrictamente teórica según la estructura geológica de los materiales que conforman la unidad, existen tres tipos de acuíferos: Confinados, semiconfinados y libres como se muestra en la

Figura 1. Sin embargo, en la práctica se ha observado que el tipo de acuífero puede variar en el tiempo.

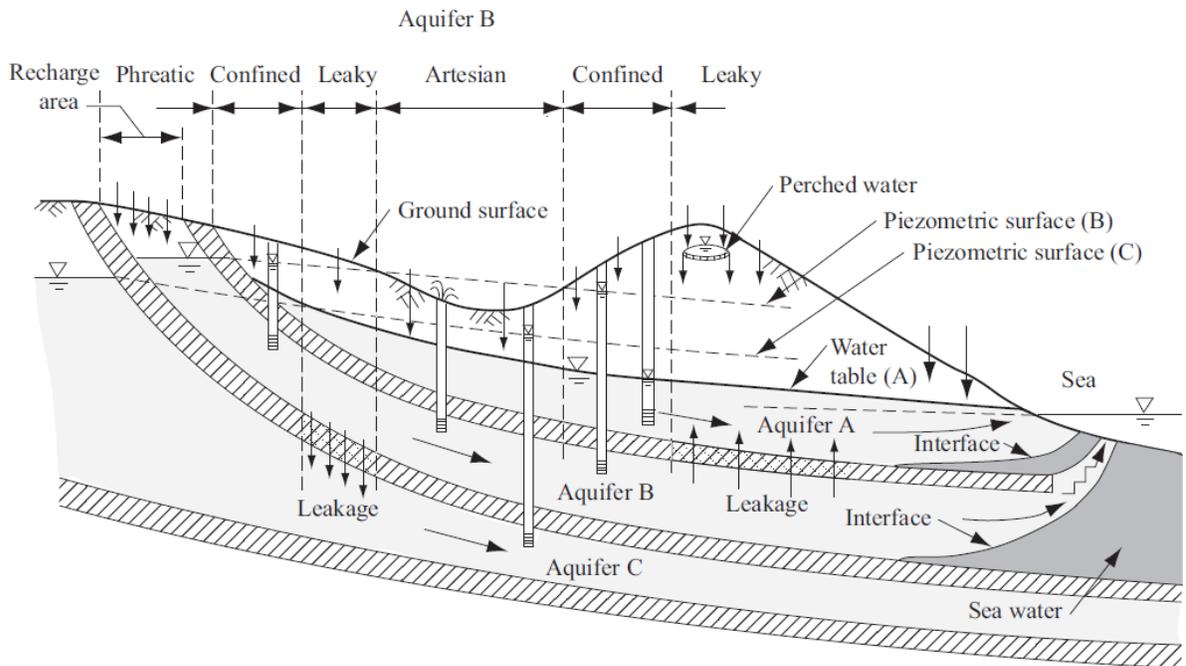


Figura 1. Tipos de acuíferos

### 1.2.1 Acuífero libre

Un acuífero se considera libre cuando presenta como límite superior la superficie freática o nivel freático y como límite inferior una unidad del tipo de los acuicludos (“impermeable”). Este tipo de acuífero funciona como una superficie freática a una presión igual a la atmosférica. La superficie o nivel freático se define como el lugar geométrico de los puntos en los que el agua del subsuelo se encuentra a una presión atmosférica.

### 1.2.2 Acuífero confinado

Un acuífero confinado es la formación que contiene agua y está limitada superior e inferiormente por formaciones impermeables y la capa confinante ocasiona que el agua contenida en el acuífero se encuentre sujeta a una presión mayor que la atmosférica. También se llama unidad acuífera cautiva, a presión o en recarga (Custodio y Llamas, 1976). Para su modelación se supone con frecuencia que los cambios en el nivel piezométrico en la dirección vertical son insignificantes, es decir las líneas de flujo son casi horizontales, y las líneas equipotenciales son perpendiculares a las líneas de flujo (son casi verticales). T(M) Leyva, Esther (2010). La recarga de esta unidad acuífera puede ocurrir a través de una zona de recarga superior en el cual los estratos afloran en la superficie del terreno, o a través de una infiltración muy lenta por medio de una capa semiconfinante (Fetter, 2001).

### 1.2.3 Acuífero semiconfinado.

Un acuífero semiconfinado es aquel que se encuentra limitado, tanto superior e inferiormente, ya sea por acuitardos, o por acuífugos independientemente de su posición, en las cuales existe

un intercambio de agua entre ello, conocido como “goteo” (Cheng, 2000). Algunos autores (Custodio & llamas, 1976, Hantush, 1964) definen a los acuíferos semiconfinantes como la unidad acuífera que recibe el goteo (sin incluir al acuitardo).

### 1.3 Ley de Darcy

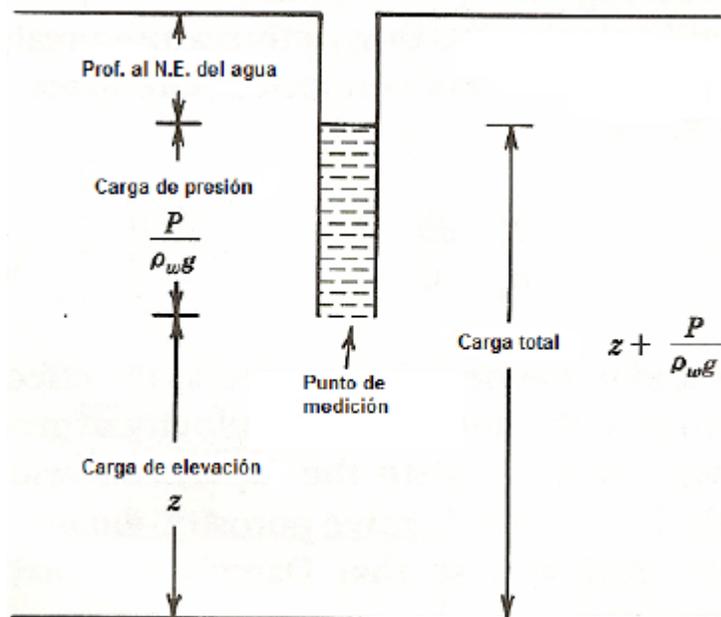
La ley de Darcy es una de las bases más importantes en el análisis de comportamiento y movimiento del agua en el subsuelo, se puede expresar  $V = k i$ , la cual nos dice que la velocidad de descarga, conocida también simplemente como la velocidad, es proporcional al gradiente hidráulico. El significado físico del coeficiente de permeabilidad se aprecia fácilmente si le asignamos al gradiente hidráulico el valor de 1; en tal caso se puede interpretar dicho coeficiente como una velocidad con gradiente hidráulico unitario (Flores, 1999).

$$q = -K \text{ grad } h$$

### 1.4 Carga hidráulica

Consideramos que la carga potencial de agua total “h”, es la suma de la energía cinética o carga de velocidad, la carga debida a la presión “p” y la carga de posición z, dicha carga total está dada por:

$$h = \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\rho_w g} + z$$



**Figura 2.** Tipos de acuíferos

El primer término de la expresión es generalmente despreciable en problemas de flujo de agua a través de suelos, por ser de una magnitud demasiado pequeña. Donde g es la aceleración de la gravedad; h es también conocida como la carga piezométrica. De la mecánica de fluidos se sabe que la expresión anterior se conoce como “ley de Bernoulli”. (Flores, 1999).

---

## 1.5 Gradiente hidráulico

El gradiente hidráulico es un concepto muy importante que se define como la relación de la carga hidráulica que el agua consume, entre la trayectoria que recorre. Se cuantifica por la relación  $\Delta h/L$ , de la cual resulta adimensional;  $\Delta h$  es la diferencia de carga hidráulica y  $L$  la longitud de la trayectoria del agua.

## ANEXO II

---

### Interpretación de una prueba de bombeo en un campo de pozos someros

---

#### 2.1 Introducción.

El comportamiento del flujo de agua alrededor de un pozo que se encuentra sujeto a una prueba de bombeo, se establece mediante dos aspectos importantes, los cuales son, las componentes de flujo radial y las de flujo vertical que se desarrollan dentro de un medio hidrogeológico. Para interpretar pruebas de bombeo en estratigrafías complejas, Rathod & Rushton (1991), desarrollaron un modelo numérico mediante diferencias finitas (Two Zone Model). Inicialmente el modelo fue programado en el lenguaje denominado FORTRAN, posteriormente Hernández (2008) implementó una versión en ambiente gráfico (interfaz de usuario) con la cual se trabajaron los análisis aquí presentados, con la finalidad de determinar los parámetros hidráulicos de los estratos permeables que conforman la zona de interés. Adicionalmente, estos parámetros se comparan con los calculados por Herrera *et al*, publicado en 1974 para el modelo de predicción de hundimientos. Esta prueba fue realizada del 16 al 22 de febrero de 1973 en un lago recreativo, antes campo de pozos someros del Proyecto Texcoco (lago de prueba).

A continuación se presentan las características de los dispositivos de medición, la interpretación de datos (mediciones de los descensos), el modelo axisimétrico utilizado en esta prueba y los resultados obtenidos.

#### 2.2 Equipos de medición y lecturas en campo (Dispositivos de medición o instrumentación)

Se trata de una prueba de bombeo que se realizó en un campo de 16 pozos como se presenta en un esquema en planta en la Figura 2.1. Mediante esta prueba se extrajo agua de un pozo individual (pozo PS-6) perforado a 60 m de profundidad, el agua extraída provenía de diversas capas permeables del subsuelo principalmente, y en menor cantidad de las formaciones

arcillosas a un caudal casi constante de 15.2 l/s en promedio, este gasto fue determinado en función de lecturas del tirante de agua obtenidos en el vertedor. Asimismo, se midieron los abatimientos tanto en los niveles freáticos registrados por el pozo piloto (prueba) y por cinco pozos de observación, como en los niveles observados en cinco estaciones piezométricas durante un periodo de 6 días aproximadamente. Estos instrumentos de medición fueron localizados a diferentes distancias del pozo de bombeo y colocados a distintas profundidades. En la misma prueba se determinaron los ascensos (descensos residuales) hasta lograr una recuperación casi total con respecto al nivel estático original, estas últimas mediciones se registraron en un periodo de 6 días adicionales (un total de 12 días).

Con la evolución de los niveles dinámicos del agua al bombear agua en el pozo (PS-6), se registraron los abatimientos en las estaciones piezométricas a la profundidad donde se encuentra la capa dura y los depósitos profundos, dichos descensos se observan en la Figura 2.2 y Figura 2.3.

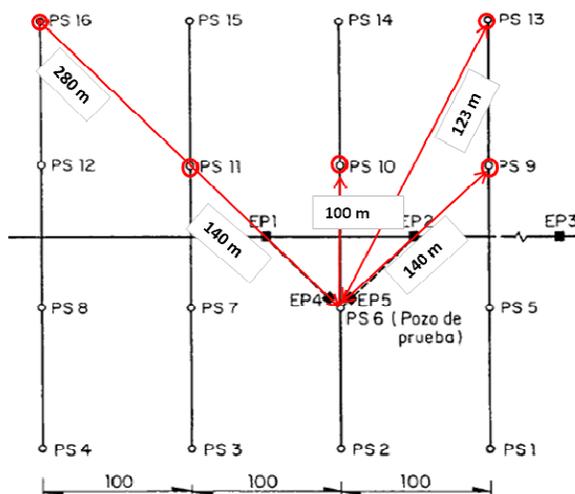


Figura 2.1 Localización de pozos (antes campo de pozos someros de Proyecto Texcoco, Herrera et al, 1969)

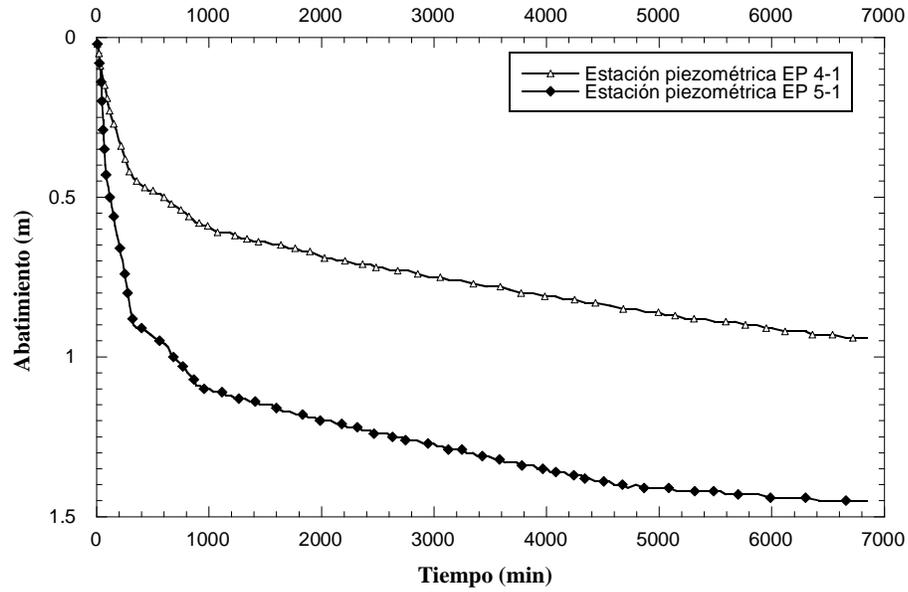


Figura 2.2 Abatimientos observados en la capa dura

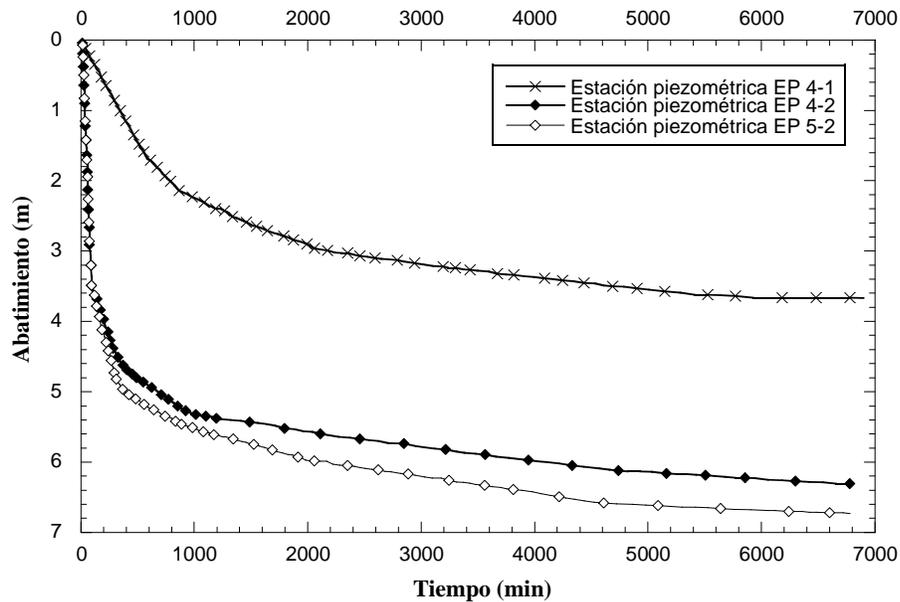


Figura 2.3 Abatimientos observados en los depósitos profundos

## 2.3 Interpretación de la prueba

### 2.3.1 Planteamiento y metodología de análisis

En lo que sigue, la atención se centra en un análisis paramétrico mediante el Método de Diferencias Finitas que permita interpretar una prueba de bombeo, con la finalidad de calcular los parámetros hidráulicos de los acuíferos someros de la zona del Ex-Lago de Texcoco.

---

Específicamente, valores aproximados (puntuales) de la conductividad hidráulica,  $k$  y almacenamiento específico  $S_s$ . Las condiciones para la realización de los análisis aquí expuestos, son las siguientes: se tiene inicialmente un depósito homogéneo de arcilla compresible (estrato semiconfinado) hasta una profundidad de 35 m, debajo de dicho estrato se localiza una formación limo-arenosa (capa dura) de 3 m de espesor. Inmediatamente se localiza un segundo estrato semiconfinado conformado de arcilla compresible de 15 m de espesor, finalmente se encuentran los depósitos profundos que alcanzan una profundidad de 70 m. En este apartado se denominó acuífero “a un depósito heterogéneo en donde predominan los materiales limo-arenosos (capas duras)”.

Para la realización de este estudio se consideró la estratigrafía descrita anteriormente, el cual se planteó mediante los siguientes casos.

- d) Para la **capa dura**: La prueba de bombeo se modeló mediante un pozo de bombeo totalmente penetrante en la capa dura de la zona del Ex Lago de Texcoco, el cual se encuentra semiconfinado por dos estratos arcillosos.
- e) Para los **depósitos profundos**: En este caso, se trata de modelar un pozo de bombeo parcialmente penetrante en el estrato permeable y que se encuentra semiconfinado únicamente por la parte superior mediante un estrato arcilloso. Es decir, el modelo consiste en dividir el estrato permeable (depósito profundo) en dos zonas. La tubería ranurada en el pozo parcialmente penetrante se encuentra entre 53 y 57 m como se muestra en la Figura 2.4

El nivel freático se localiza aproximadamente a 2.5 m de profundidad, el cual resulta variable debido a que la extracción de agua en el pozo se realiza después de los 6 primeros metros del pozo, esto es, que se encuentra ranurada toda la longitud del tubo excepto los 6 primeros metros. En la Figura 2.4 se ilustra la geometría simplificada del dominio de estudio.

Para estos análisis se empleó un gasto  $Q$  variable, valor obtenido de una prueba de molinete Herrera *et al.*, (1974), dicha prueba tenía la finalidad de determinar las velocidades ascendentes de extracción en cada uno de los estratos permeables y arcillosos. Por lo tanto, estos autores, llegaron a la conclusión, que el 84 por ciento de gasto total provenía de los depósitos profundos y que el 16 por ciento lo aportaba la capa dura. Sin embargo, se debe tomar en cuenta el gasto proveniente de las dos formaciones arcillosas, aunque la extracción derivada de estos estratos es pequeño comparado con los estratos permeables, es de cierta consideración. Los gastos utilizados en los análisis fueron de  $Q=0.5$  l/s para la capa dura y  $Q=9.75$  l/s para los depósitos profundos.

Para ambos análisis, se considera una sección del tubo de 24 pulgadas de diámetro. La Figura 2.4 incluye la perforación del pozo, el diámetro del tubo, así como la definición de las condiciones de frontera. Esta última considera que el estrato permeable tiene una frontera horizontal infinita, lo que significa que no existen fronteras que influyan con el comportamiento del abatimiento (cono de influencia).

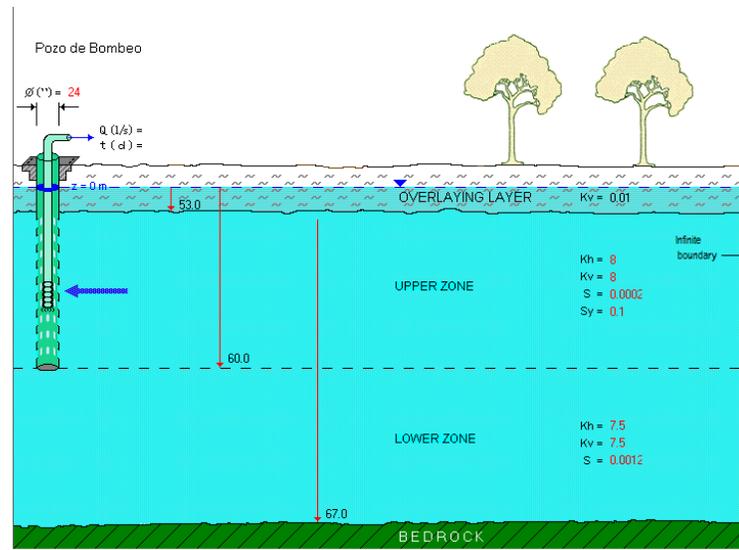


Figura 2.4 Geometría simplificada y condiciones de frontera consideradas en los análisis

En la Tabla 1.1 y Tabla 1.2 se presentan los parámetros hidráulicos experimentales para la calibración del modelo. Se consideró inicialmente valores de conductividad hidráulica tomados de la literatura geotécnica e hidrogeológica para los diferentes estratos definidos en estos análisis, asimismo, se utilizaron valores obtenidos por Herrera *et al* 1974 y Rudolph, 1989. La conductividad hidráulica para el estrato semiconfinante superior  $k=1.15 \times 10^{-4}$  m/s ( $k=0.1$  m/día), y para la capa dura que lo subyacente  $k=1.15 \times 10^{-4}$  m/s ( $k=8$  m/día), valores similares para los dos depósitos inferiores. Los abatimientos del modelo se ajustaron a los observados con un coeficiente de almacenamiento inicial de 0.01 en la capa dura y depósitos profundos. El coeficiente de almacenamiento de las capas semiconfinantes no está representado directamente, pues para la mayor parte de los problemas de agua subterránea y la duración (varios días) de las pruebas de bombeo convencionales, el efecto de su almacenamiento puede ser despreciado. (Manual CONAGUA. Prueba de bombeo).

Tabla 1.1 Parámetros hidráulicos de la capa dura de acuerdo con diversos autores

Capa dura	Marsal, 1969	Herrera <i>et al</i> , 1974	Rudolph, 1989
Conductividad hidráulica $k$ , m/día	6.39	8	7.6
Coficiente de almacenamiento $S$ , adim.		$2.65 \times 10^{-4}$	$6 \times 10^{-3}$

Tabla 1.2 Parámetros hidráulicos de los depósitos profundos de acuerdo con diversos autores

Estrato	Marsal, 1969	Herrera <i>et al</i> , 1974	Rudolph, 1989
---------	--------------	-----------------------------	---------------

Conductividad hidráulica $k$ , m/día	7.6	7.5	7.6
Coefficiente de almacenamiento $S$ , adim		$1.24 \times 10^{-3}$	$7 \times 10^{-3}$

Una vez que se cumpla el ajuste de puntos de la gráfica tiempo-abatimiento, se dará como satisfactorio la calibración de la prueba de bombeo, y se obtendrán los parámetros hidráulicos (conductividad hidráulica y almacenamiento específico) correspondientes de los depósitos profundos

### 2.3.2 Resultados de los análisis

Los abatimientos observados en campo a través de las estaciones piezométricas, se comparan con los abatimientos calculados mediante el modelo de diferencias finitas, esta comparación supone que el gasto proveniente de los depósitos profundos es igual a 9.75 l/s, los cuales se muestran en las Figura 2.5 y Figura 2.6. Primeramente los valores calculados para la capa dura resultan para  $k$  igual a 7.6 m/día y para  $S$  igual a  $5 \times 10^{-3}$ , mientras que los valores calculados para los depósitos profundos, son  $k$  igual a 7.4 m/día y para  $S$  igual a  $5 \times 10^{-3}$ . Los valores de conductividad hidráulica corresponden con los valores establecidos por varios autores, específicamente para los estratos permeables someros ampliamente estudiados en el Valle de México. Para los valores del coeficiente de almacenamiento ha sido poco estudiado, por lo que los valores puntuales se pueden interpretar localmente mediante una prueba de bombeo.

Los resultados obtenidos por medio de la interpretación de la prueba de bombeo en los depósitos profundos correspondiente a la estación EP 5-2 se presentan en la gráfica tiempo-abatimiento de la Figura 2.5. Ambos abatimientos coinciden prácticamente a partir de los 100 minutos (1.5 horas) de haber transcurrido la prueba de bombeo, y se aprecia que la relación tiempo-abatimiento permanece constante hasta 110 horas (5 días aproximadamente). La principal diferencia importante que se puede apreciar entre ambas curvas, es al inicio de la prueba; esto puede atribuirse a que se presentó un error en las mediciones registradas en campo.

En la Figura 2.6 se presentan resultados similares para la estación piezométrica EP 1-4 localizada a una distancia de 70.5 m del pozo. Ambos abatimientos coinciden prácticamente a partir de los 1000 minutos (16.66 horas) de haber transcurrido la prueba de bombeo, y se aprecia que la relación **tiempo-abatimiento** permanece constante hasta 110 horas (5 días aproximadamente). Según los resultados mostrados, el comportamiento en ambas gráficas es similar. En la Figura 2.7 se observa la gráfica **distancia-abatimiento** definida en diferentes puntos, se observa que el radio de influencia es muy significativo en los primeros 100 m de distancia del pozo y su influencia máxima se dio hasta los 1500 m. Se presenta que los abatimientos calculados con el programa a una distancia de 10 y 75 m del pozo de bombeo se registró un descenso de 6.22 y 3.80 m respectivamente, estos valores corresponden a los registrados por las estaciones piezométricas en campo. Por otra parte el abatimiento máximo registrado en el pozo es de 14.9 m.

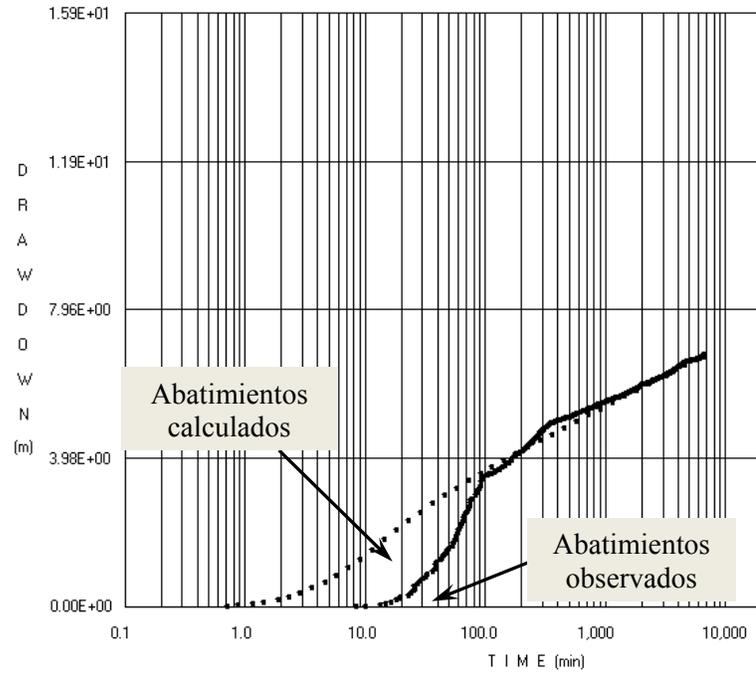


Figura 2.5 Gráfica tiempo-abatimiento en la estación piezométrica EP 5-2

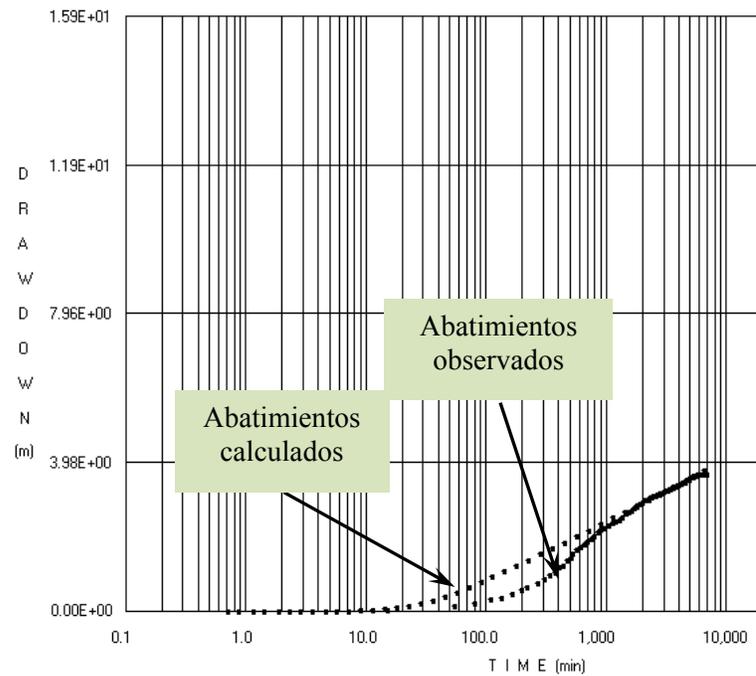


Figura 2.6 Gráfica tiempo-abatimiento en la estación piezométrica EP 1-4

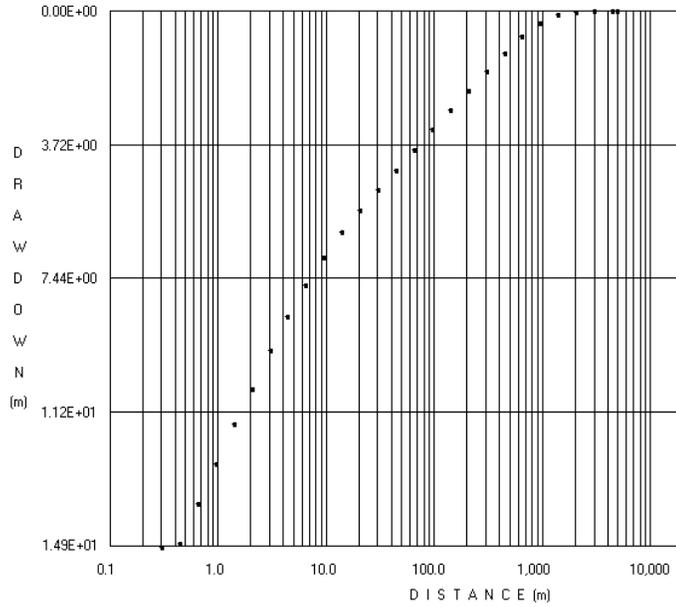


Figura 2.7 Gráfica distancia-abatimiento calculado en el pozo

En la Figura 2.6 se presentan resultados

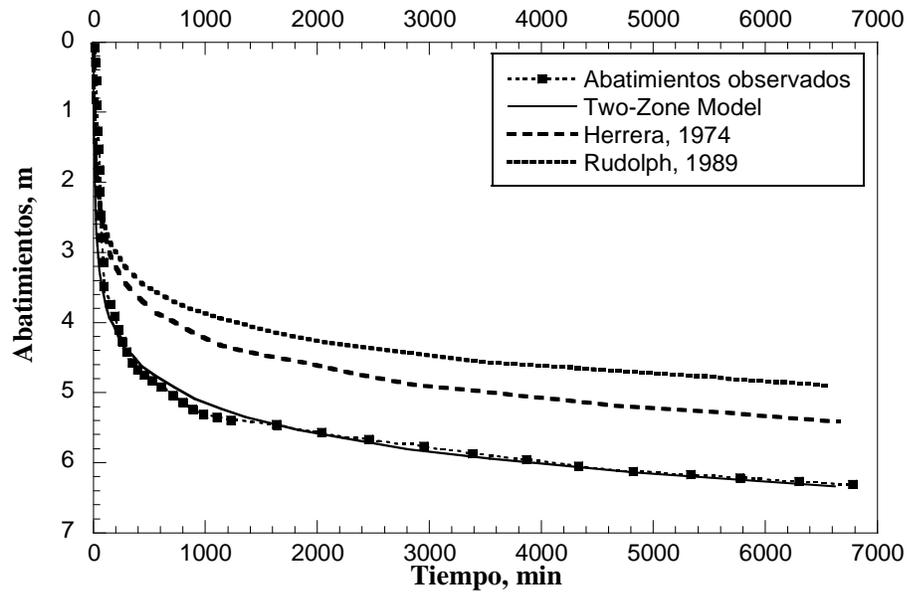


Figura 2.8 Comparación de abatimientos piezométricos en la estación EP 4-1, considerando un estrao de 53 m de profundidad

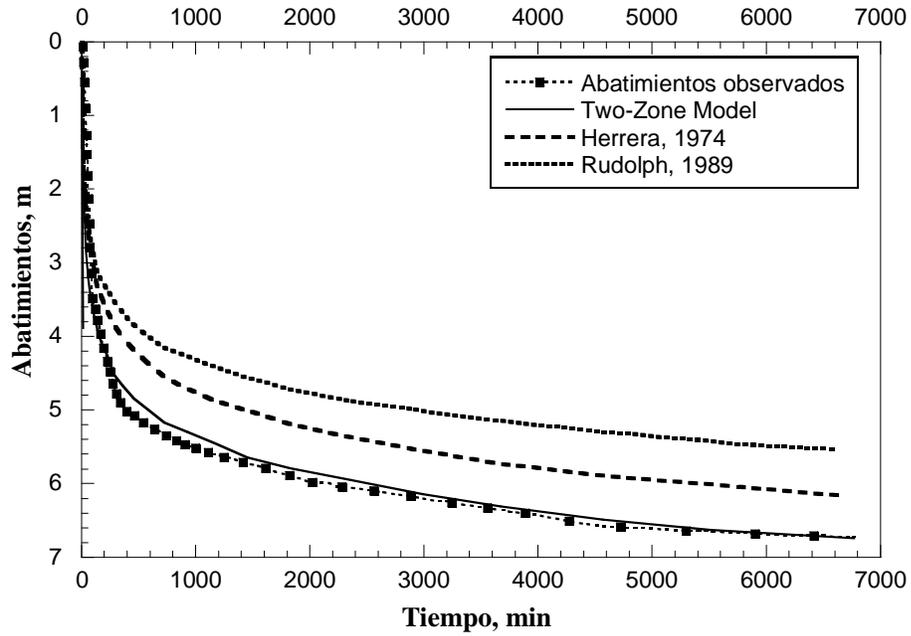


Figura 2.9 Comparación de abatimientos piezométricos en la estación EP 4-2, considerando un estrao de 15 m de profundidad

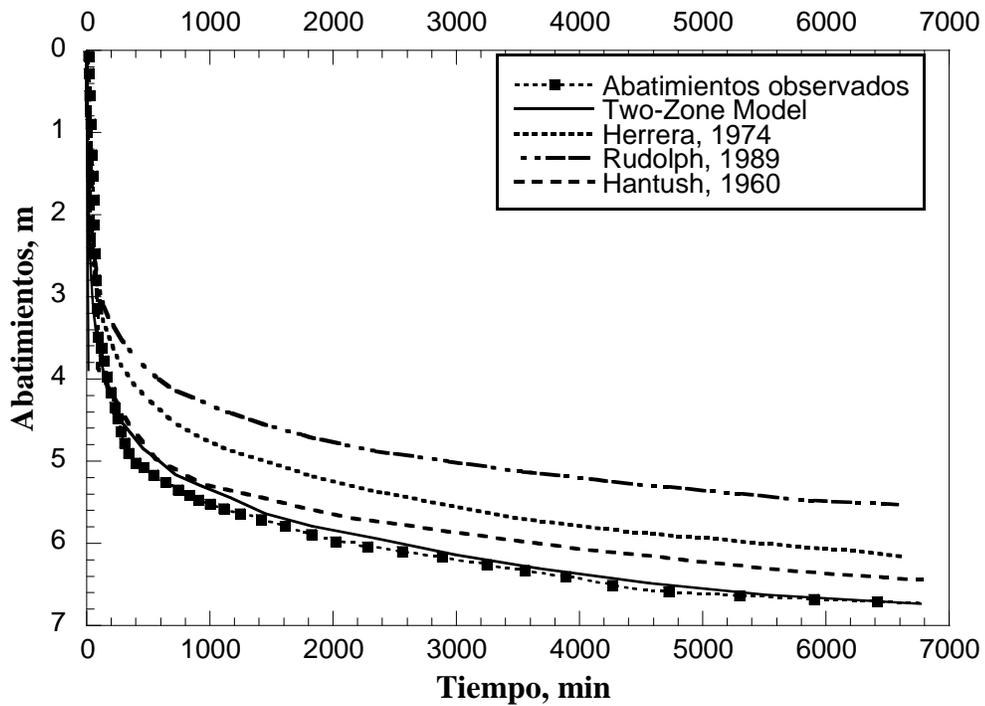


Figura 2.10 Comparativa de abatimientos piezométricos en la estación EP 4-2, considerando un estrao de 15 m de profundidad

---

## 2.4 Comentarios finales

Con base en los resultados de los análisis de la interpretación de la prueba de bombeo, se derivan las siguientes conclusiones:

Para el análisis del comportamiento del nivel piezométrico de las capas semipermeables, así como de las estratos permeables es aplicable el método de diferencias finitas (Visual Two-Zone Model).

Se considera que el método de Hantush produce una buena estimación de las características hidráulicas del acuífero, debido a que los resultados son similares a los obtenidos con el método de diferencias finitas.

Algunas ventajas y limitaciones de los métodos de diferencias finitas y modelos analíticos.

Una ventaja de evaluar las pruebas de bombeo con este tipo de modelo numérico de flujo de agua hacia el pozo, es que consideran (incluyen) el flujo radial y componentes verticales del flujo, con la finalidad de poder obtener el coeficiente de almacenamiento con valores de abatimiento medidos en el pozo de bombeo y en estaciones piezométricas.

Una limitante de aplicar métodos analíticos (gráficos) para interpretar pruebas de bombeo en acuíferos semiconfinados cuando se desconoce el espesor efectivo de aporte.