Universidad de Sevilla

Departamento de Mecánica de Medios Continuos,
Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno

Tesis Doctoral

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

NARCISO-JESÚS VÁZQUEZ CARRETERO

Director:
JOSÉ LUIS DE JUSTO ALPAÑÉS

Sevilla, marzo 2001

El agua es la base de la vida en nuestro planeta; sin ella las tierras fértiles se vuelven áridas y estériles, y los animales y las plantas son incapaces de sobrevivir. El agua ha sostenido a la población humana mundial durante miles de años, en compleja interacción con el resto del ambiente natural. Pero en la actualidad, ningún rincón del planeta parece inmune a las crisis hidrológicas de uno u otro tipo. Considerados como fenómenos inconexos, las inundaciones, las sequías, la escasez de agua y el hambre parecen encajar en nuestra definición de "desastres naturales"; pero la verdad es que muchos de ellos son el resultado directo del uso y el abuso cotidiano que hacemos del agua.

(Lanz y Greenpeace España, 1997)

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis ha sido realizada completamente en el Área de Conocimiento de Ingeniería del Terreno del Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno de la Universidad de Sevilla, en la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.

Son varias las personas a las que quiero mostrar mi más sincero agradecimiento en estas líneas.

En primer lugar, y muy especialmente, al catedrático D. José Luis de Justo Alpañés, director de la tesis, que mediante su constante asesoramiento y dedicación, y su interés científico, me ha iniciado en los principios básicos de cualquier investigación.

Al catedrático D. Antonio Jaramillo Morilla, por la aportación de documentación de gran importancia para la realización de este trabajo y sus sugerencias.

Al profesor D. Antonio Delgado Trujillo, por sus consejos, su estímulo y su generosidad.

Al profesor y director de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura, D. José Orad Aragón, por su confianza.

Al becario del Departamento e ingeniero industrial D. Enrique de Justo Moscardó, por su disposición y por haber realizado la programación del método de cálculo del rozamiento negativo en pilotes.

Al físico D. Manuel Fal Mena, por sus contribuciones en la programación del cálculo de la subsidencia.

Al arquitecto D. Aurelio Domínguez Álvarez, por su ayuda en la realización de los planos del casco urbano de Murcia.

Por último, quiero manifestar mi gratitud al resto de mis compañeros del Departamento que, de una forma u otra, me han apoyado en todo momento.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. **INTRODUCCIÓN. RECORRIDO HISTÓRICO**

1.1. INTRODUCCIÓN 3
1.1.1. Definición de subsidencia terrestre 3
1.1.2. Importancia del fenómeno 4
1.1.3. Factores causantes de la subsidencia 5
1.1.4. Subsidencia causada por la extracción de agua desde acuíferos confinados 6
1.2. CASOS DE SUBSIDENCIA REGISTRADOS EN EL MUNDO A LO LARGO DE LA HISTORIA 7
1.2.1. La Cuenca de Méjico 7
1.2.1.1. El área metropolitana de Ciudad de Méjico 9
1.2.1.1.1. Marco hidrogeológico 9
1.2.1.1.2. Reconocimiento histórico del problema 10
1.2.1.1.3. Seguimiento hidrológico y geotécnico 10
1.2.1.1.4. Registros y consecuencias de la subsidencia 11
1.2.1.2. La Cuenca Chalco 12
1.2.1.2.1. Estudio del suelo 12
1.2.1.2.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico 12
1.2.1.2.3. Registros de subsidencia 14
1.2.1.2.4. Predicciones de descenso del nivel piezométrico y subsidencia 14
1.2.1.3. El Proyecto del Lago de Texcoco 15
1.2.2. Subsidencia en EE.UU. 15
1.2.2.1. Arizona Central 16
1.2.2.1.1. Origen del fenómeno y registros de subsidencia 16
1.2.2.1.2. Fisuras terrestres 17
1.2.2.1.3. Daños y consecuencias del fenómeno 19
1.2.2.2. El Valle de San Joaquín en California 20
1.2.2.2.1. El problema de la subsidencia 21
1.2.2.2.2. Marco hidrogeológico 21
1.2.2.2.3. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico 23
1.2.2.2.4. Registros y zonas de subsidencia 23
1.2.2.2.5. La fisura Pixley 24
1.2.2.2.6. Importaciones de agua superficial 27
1.2.2.2.7. Cambios hidrogeológicos y nuevas condiciones ante una segunda explotación 27
1.2.2.3. El Valle de Sta. Clara en California 29
1.2.2.3.1. Marco hidrogeológico 29

1.2.2.3.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico 30
1.2.2.3.3. Registros y consecuencias de la subsidencia 30
1.2.2.3.4. Medidas para la recuperación del nivel piezométrico 31
1.2.2.4. El Área de Houston-Galveston en Texas 32
1.2.2.4.1. Marco hidrogeológico 32
1.2.2.4.2. Reconocimiento histórico del problema 34
1.2.2.4.3. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico 34
1.2.2.4.4. Registros de subsidencia 34
1.2.2.4.5. Daños y consecuencias del fenómeno 35
1.2.2.4.6. Estudio y control de la subsidencia 36
1.2.3. Subsidencia en Bangkok 38
1.2.3.1. Marco hidrogeológico 40
1.2.3.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico 41
1.2.3.3. Registros de subsidencia 42
1.2.3.4. Daños y consecuencias del fenómeno 43
1.2.3.5. Estudio y control de la subsidencia 45
1.2.4. Subsidencia en Japón 45
1.2.4.1. La Llanura de Nobi 47
1.2.4.1.1. Marco hidrogeológico 47
1.2.4.1.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico 49
1.2.4.1.3. Registros y consecuencias de la subsidencia 50
1.2.4.1.4. Estudio y control de la subsidencia 51
1.2.4.2. Niigata 52
1.2.4.2.1. Marco hidrogeológico 52
1.2.4.2.2. Desarrollo del bombeo, descenso del nivel piezométrico y registros de subsidencia 53
1.2.4.2.3. Medidas para la recuperación del nivel piezométrico 53
1.2.4.3. Tokio 54
1.2.4.3.1. El problema de la subsidencia 54
1.2.4.3.2. Marco hidrogeológico 55
1.2.4.3.3. Desarrollo del bombeo, descenso del nivel piezométrico y registros de subsidencia 56
1.2.4.3.4. Estudio y control de la subsidencia 57
1.2.4.3.5. Efectos sobre la calidad del agua del terreno 59
1.2.4.4. Osaka 60
1.2.5. Subsidencia en Italia 60

1.2.5.1. Venecia 62
1.2.5.1.1. Marco hidrogeológico 62
1.2.5.1.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico 63
1.2.5.1.3. Registros de subsidencia 64
1.2.5.1.4. Daños y consecuencias del fenómeno 65
1.2.5.1.5. Estudio y control de la subsidencia. Medidas de recuperación del nivel piezométrico 66
1.2.5.1.6. Medidas de protección contra las inundaciones 67
1.2.5.2. Rávena 68
1.2.5.2.1. Marco hidrogeológico 69
1.2.5.2.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico 69
1.2.5.2.3. Registros de subsidencia 70
1.2.5.2.4. Daños y consecuencias del fenómeno 70
1.2.5.2.5. Estudio y control de la subsidencia 71
1.2.5.3. El Delta del Río Po 71
1.2.5.4. Módena 72
1.2.5.5. Bolonia 72
1.3. CONCLUSIONES 73

CAPÍTULO 2. **LA SUBSIDENCIA EN MURCIA. TOMA DE DATOS. ZONIFICACIÓN DE LA CIUDAD**

2.1. LA SUBSIDENCIA EN MURCIA 79
2.1.1. Marco hidrogeológico 79
2.1.1.1. Geomorfología 79
2.1.1.2. Climatología y meteorología 80
2.1.1.3. Hidrología superficial 80
2.1.1.4. Hidrología subterránea. El sistema acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura 81
2.1.2. Causas del descenso del nivel piezométrico 83
2.1.2.1. La sequía 83
2.1.2.2. Otras causas 83
2.1.2.2.1. La disminución en la alimentación de agua en el terreno 84
2.1.2.2.2. Los caminos de extracción del agua 84
2.1.2.2.3. La eliminación del riesgo de inundación 86
2.1.2.2.4. El aumento de la demanda de agua 87

2.1.3. La explotación de los recursos hidrogeológicos 87
2.1.4. La situación actual de la Cuenca 88
2.1.4.1. Las dos últimas sequías. Medidas del descenso del nivel piezométrico en Murcia 88
2.1.4.1.1. La sequía de los años 80 89
2.1.4.1.2. La sequía de los años 90 89
2.1.4.2. Estado general de los acuíferos 91
2.1.5. Registros de subsidencia y daños provocados 92
2.1.5.1. Valores de asiento del terreno 92
2.1.5.2. Situación de los edificios con daños 92
2.1.5.3. Daños generales 94
2.1.5.4. Exigencias de responsabilidades 98
2.1.5.5. Relación entre las lesiones y las tipologías estructurales y de cimentación 99
2.1.5.5.1. Distribución de las lesiones en función de la altura de los edificios 99
2.1.5.5.2. Variación de las lesiones según el tipo de cimentación 100
2.1.5.5.3. Relación de las lesiones con las soluciones que combinan diferentes tipologías estructurales y de cimentación 110
2.1.5.6. Estabilización de los asientos 112
2.2. ESTUDIO DEL TERRENO DE LA CIUDAD DE MURCIA 112
2.2.1. Datos para el estudio 112
2.2.2. El perfil del terreno en Murcia 113
2.2.2.1. Caracterización general 113
2.2.2.2. Datos más relevantes del corte del terreno 113
2.2.2.3. Distribución de la potencia y las profundidades de los estratos en el casco urbano de Murcia 116
2.2.2.3.1. Profundidad del relleno (capas 1) 120
2.2.2.3.2. Espesor y profundidad del muro de la capa de arcilla (capas 2) 120
2.2.2.3.3. Espesor y profundidad del muro de la capa de arena (capas 3) 121
2.2.2.3.4. Profundidad del techo y del fondo de la capa de gravas (capa 4) 122
2.2.2.4. Corte medio del terreno del casco urbano de Murcia 123
2.2.3. Estratos del subsuelo de Murcia y propiedades geotécnicas 124
2.2.3.1. Características geotécnicas de los estratos 124
2.2.3.1.1. Rellenos antrópicos y tierra vegetal (capa 1) 124

2.2.3.1.2. Fangos bajo la cota del fondo del río Segura (capa 1a) 125
2.2.3.1.3. Arcillas (capa 2) 125
2.2.3.1.4. Arcillas limosas y arenosas (capa 2') 126
2.2.3.1.5. Limos arcillosos con algo de arena fina (capa 2a) 127
2.2.3.1.6. Limos arcillosos muy blandos y saturados, correspondientes a los antiguos meandros abandonados (capa 2a') 128
2.2.3.1.7. Arenas, arenas finas limosas y arenas con algo de grava fina e indicios de limo, en forma de lentejones erráticos (capa 3) 128
2.2.3.1.8. Arenas finas, flojas y saturadas, correspondientes a la terraza baja del río Segura, su antiguo cauce mayor natural (capa 3') 129
2.2.3.1.9. Gravas arenosas (capa 4) 129
2.2.3.2. Valores medios de los parámetros geotécnicos 130
2.2.4. Ensayos edométricos y correlaciones 130
2.2.4.1. Resultados de ensayos edométricos 130
2.2.4.2. Correlaciones 131
2.3. ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN PIEZOMÉTRICA DE LA CIUDAD DE MURCIA 136
2.3.1. Datos del nivel piezométrico en Murcia 136
2.3.1.1. Fuentes de procedencia de los datos 136
2.3.1.2. Representatividad de la evolución piezométrica en la ciudad 139
2.3.1.3. Evolución general 139
2.3.1.3.1. Variaciones estacionales 139
2.3.1.3.2. Variaciones interanuales 139
2.3.2. Estudio de las variaciones piezométricas interanuales 140
2.3.2.1. Evolución piezométrica de cada localización 140
2.3.2.2. Distribución de las variaciones piezométricas en el casco urbano 141
2.3.2.3. Zonificación piezométrica del casco urbano de Murcia 145
2.3.2.4. Elección de los pozos con mayores descensos del nivel piezométrico 146
2.4. LAS CIMENTACIONES DE LOS EDIFICIOS DE MURCIA 149
2.4.1. Cimentaciones tradicionales 149
2.4.2. Cimentaciones actuales 149
2.5. CONCLUSIONES 150

CAPÍTULO 3. EL USO DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL EN LA PREDICCIÓN DE LA SUBSIDENCIA PARA UN DESCENSO CONOCIDO DEL NIVEL PIEZOMÉTRICO

3.1. ESTUDIO DE LA SUBSIDENCIA. UNA REVISIÓN DEL ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO 155
3.1.1. La necesidad de establecer un modelo 155
3.1.2. Ecuaciones planteadas y técnicas de solución 155
3.1.3. Modelos previos en el estudio de la subsidencia 156
3.1.3.1. Estudios que revisan los distintos modelos aplicados al problema de la subsidencia 156
3.1.3.2. Modelos principales 157
3.1.3.2.1. La relación porosidad-profundidad 157
3.1.3.2.2. Modelos basados en datos de campo y/o de laboratorio 157
3.1.3.2.3. Modelos basados en relaciones empíricas 160
3.1.3.2.4. Modelos basados en el semiespacio elástico infinito 161
3.1.3.2.5. Modelos basados en las relaciones constitutivas elásticas 166
3.1.3.2.6. Modelos viscoelásticos 172
3.1.3.2.7. Modelos que consideran las deformaciones plásticas 174
3.1.3.2.8. Modelos que consideran los movimientos horizontales 176
3.1.4. La solución unidimensional para la subsidencia 178
3.2. LA ECUACIÓN UNIDIMENSIONAL PARA LA SUBSIDENCIA DE UN SUELO SATURADO 179
3.2.1. Presión total constante 182
3.2.1.1. Soluciones explícitas 184
3.2.1.1.1. Solución general 184
a) No hay cambio de altura piezométrica en el acuífero inferior ($\Delta ho = 0$) 184
b) No hay cambio de altura piezométrica en el acuífero superior ($\Delta h_N = 0$) 186
c) Igual descenso del nivel piezométrico en ambos acuíferos ($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$) 186
d) Las funciones $\Delta ho(Tv)$ y $\Delta h_N(Tv)$ están gobernadas por la ecuación: $\Delta h_N(t) = C_1 \Delta ho(t)$ 191
3.2.1.1.2. Variación lineal de Δh 193

a) No hay cambio de altura piezométrica en el acuífero inferior ($\Delta ho = 0$) 193
b) No hay cambio de altura piezométrica en el acuífero superior ($\Delta h_N = 0$) 194
c) Igual descenso del nivel piezométrico en ambos acuíferos ($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$) 195
d) Las funciones $\Delta ho(Tv)$ y $\Delta h_N(Tv)$ están gobernadas por la ecuación: $\Delta h_N(t) = C_1 \Delta ho(t)$ 197
3.2.1.2. Resolución por métodos de cálculo numérico 201
3.2.1.2.1. Cálculo de presiones intersticiales 202
a) Diferencias finitas 202
b) Método de predictor-corrector 204
3.2.1.2.2. Cálculo de asientos 207
3.2.2. Presión total variable 228
3.3. LA ECUACIÓN UNIDIMENSIONAL PARA LA SUBSIDENCIA DE UN SUELO PARCIALMENTE SATURADO 229
3.3.1. Función $\zeta(u)$ de Brooks y Corey (1964) 234
3.3.1.1. Resolución por diferencias finitas 234
3.3.1.2. Resolución por el método de predictor-corrector 240
3.3.1.2.1. Forma implícita 240
3.3.1.2.2. Forma explícita 242
3.3.2. Función $\zeta(u)$ de Gardner (1958) 243
3.3.2.1. Resolución por diferencias finitas 245
3.3.2.2. Resolución por el método de predictor-corrector 250
3.4. LA SUBSIDENCIA UNIDIMENSIONAL EN UN ESTRATO COMPRESIBLE PROFUNDO SEGÚN SU CONSOLIDACIÓN 265
3.5. CONCLUSIONES 272

CAPÍTULO 4. **CÁLCULO DE LA SUBSIDENCIA PRODUCIDA EN LAS LOCALIZACIONES MÁS DESFAVORABLES DE MURCIA**

4.1. SELECCIÓN DE SONDEOS REPRESENTATIVOS 277
4.1.1. Conceptos de elección 277
4.1.1.1. Sondeos con mayor espesor del estrato compresible 277
4.1.1.2. Sondeos con el estrato compresible más blando 278
4.1.1.3. Sondeos con el mayor descenso del nivel piezométrico 279
4.1.2. Datos de los puntos seleccionados 279
4.2. CÁLCULO DE LA SUBSIDENCIA 280

4.2.1. Sondeo S'13. Pozo P17 281
4.2.2. Sondeo S'46. Pozo P20 286
4.2.3. Sondeo SR1. Pozo P35 294
4.2.4. Sondeo S'16. Pozo P34 301
4.2.5. Sondeo S'18. Pozo P58 306
4.2.6. Sondeo S1. Pozo P18 313
4.3. CONCLUSIONES. CUADRO RESUMEN DE LOS CÁLCULOS REALIZADOS 320

CAPÍTULO 5. **CÁLCULO DE ROZAMIENTO NEGATIVO EN PILOTES PRODUCIDO POR LA SUBSIDENCIA UNIDIMENSIONAL**

5.1. EFECTO DE LA SUBSIDENCIA SOBRE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS 325
5.1.1. Interacción suelo-cimentación 325
5.1.2. Rozamiento negativo en pilotes provocado por la subsidencia 325
5.1.2.1. Origen del fenómeno 325
5.1.2.2. Resistencia del pilote con rozamiento negativo 326
5.1.2.3. Desarrollo del fenómeno según el tipo de pilote 327
5.1.2.4. Influencia de la tasa de asiento del terreno 330
5.1.2.5. Rozamiento negativo en pilotes cargados inicialmente en cabeza 330
5.1.2.6. Medidas de disminución de los efectos del rozamiento negativo en pilotes 331
5.2. MÉTODO DE CÁLCULO 334
5.2.1. Revisión de los métodos de cálculo empleados para el rozamiento negativo en pilotes 334
5.2.2. Método elasto-plástico para el cálculo de pilotes 335
5.2.2.1. Hipótesis de cálculo 335
5.2.2.2. Datos de partida 336
5.2.2.3. Proceso de cálculo 338
5.2.2.4. Salida de resultados 340
5.2.3. Incorporación de la subsidencia 341
5.2.3.1. Modificación del programa 341
5.2.3.2. Chequeo del programa 342
5.2.3.2.1. Pilote columna 342
5.2.3.2.2. Pilote flotante 347

5.3. CÁLCULO DEL ROZAMIENTO NEGATIVO EN LOS PUNTOS DE MURCIA MÁS DESFAVORABLES EN CUANTO A LA SUBSIDENCIA 351
5.3.1. Pilotes 351
5.3.1.1. Sondeo S'25. Pozo P39 352
5.3.1.1.1. Pilote empotrado 352
5.3.1.1.2. Pilote flotante 358
5.3.1.2. Sondeo S'46. Pozo P20 364
5.3.1.2.1. Pilote empotrado 364
5.3.1.3. Sondeo S1. Pozo P18 370
5.3.1.3.1. Pilote empotrado 371
5.3.1.3.2. Pilote flotante 377
5.3.2. Micropilotes 383
5.3.2.1. Sondeo S'16. Pozo P34 383
5.3.2.1.1. Micropilote empotrado 384
5.3.2.1.2. Micropilote flotante 390
5.3.2.2. Sondeo S1. Pozo P18 396
5.3.2.2.1. Micropilote empotrado 396
5.3.2.2.2. Micropilote flotante 401
5.4. CONCLUSIONES. CUADRO RESUMEN DE LOS CÁLCULOS DE ROZAMIENTO NEGATIVO REALIZADOS 407

CAPÍTULO 6. **EFECTOS SOBRE LOS EDIFICIOS. MEDIDAS CONTRA LA SUBSIDENCIA. CONCLUSIONES GENERALES**

6.1. EFECTOS SOBRE LOS EDIFICIOS 415
6.1.1. El asiento del terreno 415
6.1.1.1. Los asientos diferenciales 415
6.1.1.2. Relación con la normativa 416
6.1.1.3. Recuperación de los asientos 417
6.1.2. Relación de los asientos con las tipologías de cimentación 417
6.2. ACTUACIONES PARA FRENAR LA SUBSIDENCIA EN MURCIA 419
6.2.1. Necesidad de creación de una comisión de seguimiento 419
6.2.2. Medidas contra la subsidencia 420
6.2.2.1. Medidas para la recuperación del nivel piezométrico 420
6.2.2.2. Medidas a nivel de proyecto 421
6.2.2.3. Medidas en los edificios con daños 422

6.3. CONCLUSIONES GENERALES 424
6.4. APORTACIONES. UTILIDAD DEL TRABAJO 429
6.5. LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN ABIERTAS 430

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 435

APÉNDICE. **MALLAS DE ANCHURA VARIABLE**

Ap 1. Δz VARIABLE 459
Ap 1.1. Suelo saturado 460
Ap 1.1.1. Aplicación a la aproximación por diferencias finitas 460
Ap 1.1.2. Aplicación al método de predictor-corrector 461
Ap 1.2. Suelo parcialmente saturado 465
Ap 1.2.1. Aplicación a la aproximación por diferencias finitas 465
Ap 1.2.2. Aplicación al método de predictor-corrector 465
Ap 2. Δt VARIABLE 469

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

RECORRIDO HISTÓRICO

1.1. INTRODUCCIÓN

1.1.1. Definición de subsidencia terrestre

La subsidencia terrestre es un fenómeno que implica el asentamiento de la superficie de la Tierra en un área extensa debido a varios factores, que pueden ser naturales o causados por el impacto de una gran variedad de actividades humanas (Corapcioglu, 1984).

La Enciclopedia Británica precisa que la subsidencia es "el hundimiento de la superficie de la Tierra en respuesta a causas geológicas o inducidas por el hombre".

El Diccionario de la Real Academia Española de la Lengua declara que es "el hundimiento paulatino del suelo, originado por las cavidades subterráneas producidas por las extracciones mineras".

El glosario de Geología publicado por el American Geological Institute la describe como (Prokopovich, 1979):

> " (a) Un movimiento de masa local que implica principalmente el asentamiento o hundimiento gradualmente descendente de la superficie sólida de la Tierra, con pequeña o inexistente componente horizontal y que no ocurre a lo largo de una superficie libre... El movimiento no es restringido en velocidad, magnitud, o área implicada. La subsidencia puede deberse a procesos geológicos naturales... o actividades del hombre, tales como el traslado de sólidos, líquidos o gases bajo la superficie y el humedecimiento de algunos tipos de depósitos porosos o sueltos poco húmedos.
>
> (b) Un hundimiento de una gran parte de la corteza terrestre... debido a movimientos tectónicos".

Poland et al. (1972) definieron la subsidencia de la siguiente forma:

> "el hundimiento o asentamiento de la superficie terrestre, que pueden ser debidos a alguno de varios procesos. El término, como es usado normalmente, se refiere a los movimientos verticales descendentes de las superficies naturales, aunque pueden presentarse componentes horizontales de pequeña escala. No se incluye a los desprendimientos de tierra, que conllevan desplazamientos horizontales de gran magnitud, ni a los asientos de rellenos artificiales".

1.1.2. Importancia del fenómeno

Los movimientos verticales y laterales de la superficie terrestre han ocurrido en muchas partes del mundo a lo largo de la Historia (ver 1.2). La velocidad con la que suceden puede variar desde extremadamente alta, desarrollándose en segundos, hasta muy baja, cuando la consolidación se produce en largos períodos de tiempo, por ejemplo, miles de años. En este segundo caso es menor su repercusión ingenieril e impacto sobre las actividades humanas. La superficie afectada por la subsidencia también recorre todas las escalas, con áreas que ocupan desde unos pocos metros cuadrados hasta miles de kilómetros cuadrados.

El fenómeno representa uno de los mayores cambios medioambientales que se ha impuesto sobre el ecosistema en el siglo XX. Con el incremento de la población, la construcción de urbanizaciones en grandes áreas y el desarrollo de la industrialización, sus consecuencias han cobrado gran importancia. En particular, tras la II Guerra Mundial, la subsidencia se ha convertido en un riesgo geológico reconocido mundialmente.

El número de sucesos se ha incrementado alarmantemente. Cuando los movimientos son causados por el hombre se desarrollan en cortos períodos de tiempo, con el consiguiente peligro para las construcciones.

Algunos ejemplos de los efectos de la subsidencia son la interrupción de los gradientes de los arroyos naturales, canales y drenajes, la inversión del sentido del flujo del agua en las acequias de riego, la quiebra de las cubiertas de los pozos, el fallo de los estribos de los puentes o los mapas topográficos fuera de fecha antes de su publicación.

En las áreas urbanas los perjuicios son ilimitados, afectando a los edificios, las instalaciones y los pavimentos. Han aparecido grietas en la construcciones, desarreglos en las carreteras y vías de ferrocarril, roturas de conductos de alcantarillado y de suministro de agua. En algunas regiones se han provocado inundaciones.

Una excepción a la regla general de que la subsidencia origina daños la constituye la ocasión en la que el asiento ha sido provocado por el hombre para su propio beneficio, por ejemplo con la creación de lagos artificiales como ocurre en el Lago Texcoco, cerca de Ciudad de Méjico (ver 1.2.1.3).

Otras transformaciones menos apreciables a simple vista son las que afectan a las características hidrogeológicas y de deformación del subsuelo. Debido a la trayectoria impuesta en las presiones intersticiales y efectivas en el terreno, resultan nuevos valores de presiones de preconsolidación, cambiando el almacenamiento específico y los parámetros resistentes, por lo que el comportamiento del suelo en el futuro será completamente distinto al tenido previamente.

1.1.3. Factores causantes de la subsidencia

Prokopovich (1979) opina que una aproximación genética basada en la naturaleza y el origen del fenómeno permite la clasificación geológicamente más apropiada para la subsidencia, aunque también puede hacerse en función de su importancia, magnitud, el área en la que se extiende o el impacto económico que conlleva. Como muestra la tabla 1.1, en un sentido puramente genético se puede clasificar la subsidencia según dos grupos de factores: exogénicos y endogénicos.

Tabla 1.1
Clasificación genética de la subsidencia terrestre

SUBSIDENCIA TERRESTRE	EXOGÉNICA	TRASLADO DE SÓLIDOS
		DISMINUCIÓN DE LA RESISTENCIA DEL SUELO
		AUMENTO DE PRESIÓN
		VARIACIONES DE HUMEDAD
	ENDOGÉNICA	PLIEGUES
		FALLAS
		VOLCANISMO
		TECTÓNICA DE PLACAS
		OTROS

La subsidencia endogénica se refiere esencialmente a los procesos que se originan dentro del planeta, tales como pliegues, fallas, volcanismo o deriva continental. La exogénica, a los que nacen cerca de la superficie terrestre, y consiste en una expresión superficial de la compactación de depósitos profundos debida a causas naturales o inducidas por el hombre. Se puede subdividir, a su vez, en la provocada por el traslado de sólidos (minería, Karst) y la causada por un incremento de la carga en los estratos por la extracción de fluidos. Dependiendo del carácter de la carga, esta forma de subsidencia puede deberse a un aumento de presión total o efectiva. Un ejemplo de la primera es la relacionada con el descenso de masas de agua no confinadas en el suelo. Del segundo grupo se puede citar la extracción desde sistemas acuíferos confinados de agua, crudo o gas.

Los mecanismos que desencadenan la subsidencia son examinados con detalle por Scott (1979). Entre ellos estudia los ajustes de la corteza terrestre, la actividad volcánica y tectónica, los terremotos, el traslado de sólidos (minerales, carbón) y fluidos, las cargas superficiales o la hidrocompactación. Entre todos destaca la extracción de fluidos desde reservas y manantiales subterráneos, que pueden ser petróleo, agua subterránea, gas o vapor de agua.

1.1.4. Subsidencia causada por la extracción de agua desde acuíferos confinados

La explotación mundial de petróleo, gas y aguas geotermales ha creado muchas áreas de subsidencia terrestre en las que han sido provocados grandes daños. Pero, según Corapcioglu y Brutsaert (1977), el fenómeno es más corriente cuando se saca agua en exceso que en los campos petrolíferos o de gas. La extracción de agua del subsuelo destaca entre todas las causas por su importancia y significación. Señalan, asimismo, que las zonas de subsidencia importante corresponden al bombeo desde acuíferos confinados, y que no se ha observado asientos, ni siquiera con nivelación de precisión, cuando el bombeo se realiza exclusivamente desde acuíferos libres, es decir, sin confinar. La primera vez que se relacionó la subsidencia con el traslado de agua fue en 1908 (Fuller).

La bajada del nivel piezométrico en el terreno reduce la presión intersticial del agua en los poros del suelo y, como consecuencia, aumenta la presión efectiva, que en un suelo saturado es igual a la presión total menos la presión del agua.

$$\sigma' = \sigma - u \qquad [1.1]$$

En la zona situada por encima del nivel piezométrico el agua se encuentra a presión negativa, es decir, inferior a la atmosférica, y la presión efectiva no siempre obedece a la ley citada, pero la disminución de la presión del agua también produce una disminución de volumen; en cualquier caso, en arcillas plásticas, para succiones inferiores a 500 kPa, sigue siendo válido con frecuencia el principio [1.1] (Lytton, 1977). Esto da lugar a un proceso de consolidación del terreno que puede originar asientos considerables y, si afecta a una superficie extensa, a un descenso generalizado de todo el área.

La compactación es el resultado del lento escape del agua en los poros del estrato cuya tensión efectiva aumenta, pues se ve acompañado por una transferencia gradual de tensión desde el agua de los poros a la estructura granular del suelo. La presión efectiva aumenta y la compactación en el estrato que contiene al agua comienza a ocurrir tan rápidamente como el agua pueda moverse. El ajuste del incremento de tensión aplicado se puede llevar años, e incluso décadas, en capas gruesas, de grano fino y drenaje lento, mientras que será rápido en los acuíferos de grano grueso. El valor de la deformación dependerá de la magnitud del incremento de tensión efectiva que se produce, de la compresibilidad y el espesor de los estratos, del tiempo durante el que se aplican las tensiones, de la velocidad de aplicación y del tipo de tensión.

Por lo tanto, gran parte de la compactación ocurre en los estratos arcillosos de grano fino (acuitardos), que son los más compresibles pero que tienen baja permeabilidad. La salida del agua, al disminuir la presión en los poros, y el incremento de presión efectiva son lentos y dependientes del tiempo, aunque la compactación última es grande. Parte de este descenso no puede recuperarse con nuevos aportes de agua, lo que provoca una disminución permanente en el volumen de suelo.

La figura 1.1 muestra un ejemplo de los efectos de la subsidencia provocada por la extracción desde el sistema acuífero confinado sub-Corcorán, en el valle de S. Joaquín , en California (ver 1.2.2.2). En la imagen *A* aparecen las paredes de hormigón del canal y un desagüe en un tramo estable, mientras que en la *B* tenemos los mismos elementos en un tramo que ha asentado. El desagüe ha quedado inutilizado y la pared del canal sumergida. En las imágenes *C* y *D* aparecen las paredes de hormigón del canal y un conducto que cruza en una zona estable y en otra que ha experimentado subsidencia.

Figura 1.1
Subsidencia provocada por la extracción de agua en el Valle de San Joaquín, California (Prokopovich, 1979)

1.2. CASOS DE SUBSIDENCIA REGISTRADOS EN EL MUNDO A LO LARGO DE LA HISTORIA

A continuación se recorren los casos más relevantes de subsidencia provocada por la extracción de agua del terreno que han ido ocurriendo en el mundo a lo largo de la Historia. Otros registros de menor entidad se han producido en Taipei (Taiwan), Londres (Inglaterra) o Las Vegas (EE.UU.). Los estudios científicos y la experimentación del fenómeno en base a modelos físicos se detallan en el apartado 3.1, donde se presenta una revisión del estado del conocimiento en el estudio de la subsidencia.

1.2.1. La Cuenca de Méjico

La tabla 1.2 refleja los sucesos más notables de la Cuenca de Méjico.

1.2.1.1. El área metropolitana de Ciudad de Méjico

1.2.1.1.1. Marco hidrogeológico

El área metropolitana de Ciudad de Méjico, con una población cercana a los 20 millones de personas, depende principalmente de los recursos subterráneos para el suministro de agua doméstica e industrial. Una buena parte se obtiene de un depósito extensivo de material aluvial que conforma un acuífero granular semiconfinado del Terciario bajo un acuitardo compuesto de sedimentos del Cuaternario altamente compresibles y extremadamente porosos (60-90%), de espesor variable (10-100 m en Ciudad de Méjico), que contiene una cantidad apreciable de arcilla y un alto porcentaje de materia orgánica (tabla 1.2).

La ciudad se localiza casi completamente en la llanura lacustre, dentro de la cuenca, y se encuentra rodeada por montañas volcánicas (ver figura 1.2). La cuenca está hidrológicamente cerrada y, por ello, el suelo estuvo ocupado por una serie inmóvil de lagos interconectados hasta finales del siglo XVIII, fecha en la que se construyó un sistema de drenaje artificial. En la actualidad una red de canales superficiales dirige las fugas provocadas por las tormentas y las pérdidas del agua industrial y doméstica hacia el principal canal de drenaje, situado en el norte. A él se le ha añadido un conjunto de profundos túneles para conducir las crecientes tasas de flujo, derivadas del incremento progresivo de la extracción de agua subterránea local y de la introducción de agua adicional traída a la cuenca desde reservas distantes para atender a una demanda cada vez mayor.

Figura 1.2
Cuenca de Méjico (Ortega-Guerrero et al., 1999)

1.2.1.1.2. Reconocimiento histórico del problema

Uno de los problemas más graves que ha tenido Ciudad de Méjico a lo largo de su historia ha sido la subsidencia provocada por el bombeo de agua subterránea. El fenómeno, que comenzó durante el siglo XIX, fue descubierto en 1925 por Roberto Gayol, autor del proyecto del alcantarillado de Ciudad de Méjico y director de las obras de su construcción. En 1924 fue culpado del hundimiento de la estructura hidráulica de S. Lázaro, situada en la cabecera del principal canal de la ciudad. Sin embargo, demostró ante la Asociación de Ingenieros y Arquitectos de la Ciudad de Méjico que la causa era el descenso generalizado del fondo del valle, mediante la comparación de dos nivelaciones de precisión de un monumento localizado cerca de la Catedral, tomadas en 1877 y 1924. Gayol atribuyó el fenómeno al efecto drenante del sistema de saneamiento recién construido.

El primer reconocimiento de la relación de la subsidencia terrestre con el bombeo de agua del subsuelo apareció en la literatura geotécnica, de manos de Cuevas (1936). Como Ciudad de Méjico creció rápidamente en los años 30, aumentó la demanda de agua y se radicalizaron los problemas relacionados con el descenso del terreno. En 1948, Nabor Carrillo demostró, basándose en la Teoría de Consolidación de Terzaghi, que la subsidencia de la ciudad se debía a la extracción de agua subterránea desde los acuíferos situados a profundidades entre 30 y 50 m para usos doméstico, industrial y municipal (Figueroa, 1977). La causa del asiento reside en el descenso en la presión del agua debido a un bombeo, particularmente fuerte en el centro de la ciudad, que supera a las aportaciones de la lluvia, riego o filtración de corrientes superficiales y profundas. Este descenso produce un incremento en la presión efectiva y, a raíz de ello, un asiento (ver [1.1]). Después de Carrillo, un geotécnico, la mayor parte de los avances en subsidencia han sido logrados por hidrólogos y publicados en revistas de Hidrología. Zeevaert (1953) proporcionó otra visión del problema a través de una serie de medidas detalladas de la distribución de la presión en los poros de los sedimentos.

1.2.1.1.3. Seguimiento hidrológico y geotécnico

En un principio el agua era proporcionada por los manantiales localizados en la zona inferior de las montañas, al oeste de la ciudad. En 1860 se perforó el primer pozo profundo para suministrar agua a una piscina pública y a partir de entonces se generalizó el bombeo en toda la zona. En 1890 desaparecieron las fuentes más cercanas, situadas en el bosque de Chapultepec. Es probable que el descenso del nivel piezométrico y la subsidencia empezaran por la misma fecha. A principios del siglo XX todos los pozos de la ciudad eran artesianos.

La Comisión Hidrológica del Valle de Méjico (C.H.M.V.), autoridad responsable de los recursos de agua, comenzó en 1950 la instalación de una red de más de 300 piezómetros que se extendían por toda la llanura lacustre, y cuya situación fue estudiada especialmente para proporcionar información sobre la variación de la presión del agua en los poros de los sedimentos. Se establecieron seis niveles diferentes de supervisión, cuyas profundidades variaban entre la proximidad a la superficie y unos 100 m. Estos grupos de

piezómetros, muchos de los cuales aún funcionan hoy, han proporcionado una información histórica de incalculable valor acerca de los cambios en la presión intersticial del acuitardo.

Al mismo tiempo, durante los años 50, se realizó una profunda investigación para hallar las características físicas de los sedimentos lacustres. Se determinó la compresibilidad y el contenido volumétrico de agua, resultando ambos con valores altísimos, por lo que fueron los causantes de una capacidad potencial de asiento sin precedentes.

1.2.1.1.4. Registros y consecuencias de la subsidencia

Carbognin et al. (1978) dicen que en el período entre 1854 y 1959 una subsidencia máxima de 750 cm correspondió a un descenso del nivel piezométrico de 35 m, de donde resulta una ratio entre asiento de subsidencia y variación del nivel piezométrico, $s/(-\Delta h)$, de 21,43 cm/m. Ricceri y Butterfield (1974) dan un promedio de 16 cm/m para dicho cociente (tabla 1.2).

La subsidencia ha sido cuantificada con nivelaciones de precisión que arrancan de 1891 (Figueroa, 1977). Desde 1952 estas nivelaciones se han extendido a toda la superficie de la ciudad. Como media, la parte más antigua tuvo una tasa de subsidencia de 4,5 cm/año de 1891 a 1938, 7,6 cm/año de 1938 a 1948, con máximos de 44 cm/año de 1948 a 1950 y 46 cm/año de 1950 a 1951, correspondientes a una bajada del nivel piezométrico de 3 m/año (Scott, 1979). En esta fecha el bombeo llega a su cenit de 9 m^3/s y se mantiene estable hasta 1970.

Otra forma de estudio de la subsidencia consiste en el recuento y análisis de los casos más sobresalientes en cuanto a daños y asientos en las diferentes partes de la ciudad. En general coinciden las zonas donde se ha medido la máxima subsidencia con aquellas en la que hay una mayor profusión de casos. El máximo asiento se ha observado en los límites de la ciudad más antigua y su valor supera los 850 cm (tabla 1.2), lo que no significa, sin embargo, que sea el extremo absoluto. Bouwer (1977) apunta un asiento de 800 cm entre 1938 y 1968. Como promedio, desde 1960 la subsidencia ha alcanzado más de 300 cm en el área metropolitana completa (Scott, 1979).

La construcción de nuevas fuentes de agua para el abastecimiento de la ciudad y las restricciones del bombeo por parte de la legislación en el centro de Ciudad de Méjico redujeron la dependencia de los pozos, lo que hizo que la tasa de subsidencia descendiera considerablemente, disminuyendo a 5 cm/año en los años setenta (tabla 1.2). En cuanto al área total ocupada por la ciudad, también ha sido disminuida la máxima tasa de subsidencia de 14 cm/año correspondiente al período 1952-59 a 6 cm/año en 1970-73.

Los problemas causados por la subsidencia son de varios tipos: daños en edificios, cimentaciones, pavimentos, sistemas de transportes e instalaciones como redes de agua corriente y saneamiento. Sin embargo, el más importante podría ser el derivado de una posible inundación de la ciudad por las aguas del alcantarillado. Este agua ahora tiene que ser bombeada al canal principal, que se encontraba inicialmente bajo el nivel general de la

ciudad. Aunque el riesgo ha disminuido por la citada construcción de túneles profundos de alcantarillado, aún sigue presente pues el canal principal se mantiene en servicio. Además, la subsidencia futura podría llegar a poner en peligro al conjunto de túneles profundos e, incluso, al metro.

En cuanto a la repercusión sobre la edificación, hay que añadir continuamente escalones a los edificios pilotados al quedar separados del terreno. Incluso se colocan gatos entre el pilote y los pilares para ir bajando la construcción a medida que asienta la superficie del suelo. Un ejemplo de edificio con grandes asientos, a pesar de los recalces realizados, es el Palacio de Bellas Artes, donde la planta baja se ha convertido en planta sótano, debido al descenso del edificio respecto al nivel de la calle (Jiménez Salas et al., 1980; Jaramillo, 1997).

1.2.1.2. La Cuenca Chalco

Para minimizar los perjuicios provocados por los asientos, sobre todo en el centro de Ciudad de Méjico, se cerraron muchos de los pozos y los nuevos campos de extracción para el abastecimiento se construyeron en las afueras. Ello ha llevado a un gran aumento en el bombeo del acuífero en las llanuras lacustres periféricas, donde se han extendido rápidamente los asentamientos satélites de Ciudad de Méjico. Una de estas áreas es la Cuenca Chalco (ver figura 1.2), donde había existido uno de los lagos más antiguos de la parte sur de la Cuenca de Méjico.

1.2.1.2.1. Estudio del suelo

El espesor del acuitardo en esta zona es el mayor de la Cuenca de Méjico, con un promedio de 100 m y un valor máximo de 300 m. Por lo tanto, esta región es susceptible potencialmente de los mayores efectos que puede tener la subsidencia en toda la cuenca como resultado de la extracción de agua subterránea.

El perfil consiste en estratos de arcilla de 5 a 35 m de espesor, separados por delgadas capas de fina arena volcánica, de varios cm de espesor. Los piezómetros que se instalaron para medir los niveles a lo largo de la Cuenca de Méjico en los años 50 se colocaron en estas delgadas capas de arena. Dos estratos distintos, generalmente encontrados a profundidades de 20 y 40 m bajo la superficie terrestre, tienen varios metros de potencia y se conocen localmente bajo el nombre de “capas duras”. El acuitardo descansa sobre un acuífero granular cuyo espesor varía entre 200 y 400 m y que está limitado inferiormente por una base de roca volcánica del Terciario (tabla 1.2).

1.2.1.2.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico

El bombeo comenzó en los años 40 para uso local y se incrementó en gran medida en los 50. En el inicio de la década de los 60 se instalaron los primeros pozos en la roca basáltica de las colinas de Sierra Chichinautzin (ver figura 1.2) y en Sierra Sta. Catarina

para proporcionar agua a Ciudad de Méjico. Los manantiales que existían en estas zonas no tardaron en desaparecer.

La extracción total de la Cuenca Chalco era de 5 m^3/s a mediados de los años 70. A principios de los 80 se perforaron 14 pozos a profundidades de más de 400 m en Sierra Catarina para colmar la creciente demanda de agua del área metropolitana de Ciudad de Méjico. Desde 1984 estos pozos han proporcionado entre 1,4 y 1,75 m^3/s a la ciudad. En 1988 la cantidad total de agua extraída en la Cuenca Chalco fue de 7,75 m^3/s y en 1991 de 8 m^3/s. El balance de agua estimado para la cuenca sugiere que el acuífero recibe una recarga anual total de 6,5 m^3/s. Si se compara a la tasa de extracción global en estos años resulta una sobreexplotación de la capacidad del acuífero de un 20%.

Las medidas del nivel piezométrico en el acuitardo cerca del centro de la Cuenca Chalco comenzaron en 1954, cuando se instaló el primer piezómetro en los 100 m superiores. En el centro de la llanura la potencia de los sedimentos es de unos 300 m. Los niveles piezométricos registrados en 1955 indicaron que en dicha zona, donde el espesor de la arcilla es mayor, existía una leve componente ascendente de flujo de agua subterránea en, al menos, los 100 m superiores. Debido al bombeo en el acuífero, este sentido ascendente del flujo dentro del acuitardo ha empezado a invertirse. En algunas áreas, donde el espesor de los sedimentos lacustres es inferior a 100 m, se ha observado una inversión completa, de manera que ahora las condiciones de flujo que prevalecen en la secuencia completa del terreno son descendentes. Este cambio progresivo en el gradiente hidráulico vertical dentro del acuitardo comenzó antes de la instalación de los pozos de Sta. Catarina. Ello indica que el bombeo en el exterior de la llanura, que se inició en los años 50 y se incrementó significativamente después de 1960, causó un descenso regional del nivel piezométrico bajo la zona central de la llanura, probablemente debido a los efectos combinados de la bajada de presión y de la interceptación de la recarga lateral.

Cuando se perforaron los pozos de Sta. Catarina en 1982, se observaron niveles de agua estáticos en el acuífero, aproximadamente a unos 17 m bajo la superficie terrestre. Se estima que este valor coincide con el descenso experimentado por el nivel piezométrico hasta la fecha.

Si se asume que el contacto entre el acuífero y el acuitardo se encontraba antes del comienzo del bombeo generalizado en los años 50 cercano a las condiciones hidrostáticas, parece razonable el valor de 0,5 m para la bajada anual del nivel piezométrico entre estos años y los 80. Desde que empezó el bombeo en los pozos de Sta. Catarina en 1983 esta velocidad de descenso del nivel piezométrico ha aumentado a 1,5 m/año (tabla 1.2). En 1991 el nivel piezométrico en el acuífero se encontraba a 30 m bajo la superficie. Tanto los datos piezométricos del acuífero de producción (pozos de Sta. Catarina) como del acuitardo de la Cuenca Chalco indican claramente que el nivel piezométrico no ha alcanzado el estado de equilibrio y continúa evolucionando dinámicamente.

Las variaciones estacionales en los niveles de agua son pocas. Donde el espesor del acuitardo es pequeño (unos 35 m) la bajada de la presión del agua en el acuífero afecta a todo el acuitardo. La componente del flujo de agua descendente supera al incremento

progresivo del gradiente con la profundidad. Cuanto mayor es el espesor del acuitardo va decreciendo el gradiente conforme vamos subiendo hacia la superficie y si el espesor es de más de 100 m, por encima de los 100 m inferiores todavía se mantienen las condiciones hidrostáticas en 1991, lo que significa que la caída del nivel piezométrico en el acuífero aún no ha tenido repercusión a esta altura de la capa de sedimentos. Con el tiempo la presión en los poros continuará decreciendo y este descenso se irá propagando verticalmente hacia arriba hasta alcanzar el espesor completo del acuitardo. Se puede decir que la situación existente actualmente de flujo descendente de agua en 100 m de espesor del acuitardo desde su contacto con el acuífero, se mantendrá e, incluso, aumentará, si continúa el fuerte bombeo de agua en la zona.

1.2.1.2.3. Registros de subsidencia

El desarrollo de la campaña de pozos en la Cuenca Chalco ha derivado en la transferencia parcial de los problemas de subsidencia desde el interior del área metropolitana de Ciudad de Méjico al suelo agrícola de aquella. En 1960 la superficie del suelo en la Cuenca Chalco se encontraba en una situación estable. En los años 70, antes de la instalación del campo de bombeo de Sta. Catarina, la tasa de subsidencia tenía un promedio de 10 a 15 cm/año. Probablemente se debía al bombeo en los límites laterales del estrato de arcilla. Desde 1984, cuando comenzó el bombeo desde Sta. Catarina, se han registrado varios metros de subsidencia en el centro de la cuenca, donde el espesor del acuitardo es mayor, y la tasa de subsidencia ha aumentado a 40 cm/año en 1991, fecha en la que se alcanza un valor total de 800 cm (tabla 1.2).

Ortega-Guerrero et al. (1999) aseguran que los registros de subsidencia en la Cuenca Chalco ya han igualado, e incluso superado, los valores máximos alcanzados en el centro de Ciudad de Méjico. Debido a este descenso del terreno se ha creado una depresión topográfica considerable en el centro de la cuenca y el gradiente de alturas de la red de drenaje superficial, diseñado para mantener el nivel de agua bajo la superficie terrestre, ha disminuido en gran medida y, en algunas zonas, incluso se ha invertido. Debido a ello, parte de la red no puede funcionar por más tiempo y se está inundando una superficie de suelo cada vez mayor, principalmente durante la estación lluviosa. Las inundaciones afectan a tierras dedicadas al cultivo y amenazan a las zonas de asentamiento de las comunidades locales.

1.2.1.2.4. Predicciones de descenso del nivel piezométrico y subsidencia

Los estudios hechos sobre la subsidencia de la zona (Ortega-Guerrero et al., 1999) sugieren que, si persisten las tasas de bombeo de 1999, la caída del nivel piezométrico llegará a los 60 m y la subsidencia alcanzará los 1.500 cm en el área de mayor espesor de sedimentos lacustres en el año 2010. Este valor sería el mayor producido a lo largo de toda la Historia.

Incluso, si se consigue reducir la tasa de extracción lo necesario para que no siga bajando el nivel piezométrico, el máximo de asiento alcanzaría en torno a 1.000 cm en el

2010, aunque la velocidad del asiento bajaría a 10 cm/año, pudiendo llegar a desaparecer. Por otra parte, la disminución del bombeo haría decrecer a largo plazo la calidad del agua filtrada del acuífero. Aunque la reducción fuera muy drástica, los beneficios en cuanto a la detención total de la subsidencia no se harían efectivos hasta que hubiera pasado un largo período de tiempo.

1.2.1.3. El Proyecto del Lago de Texcoco

Pero no todos los fenómenos relacionados con la subsidencia han sido perjudiciales. Al final de la década de los 60, dentro del Proyecto del Lago de Texcoco (ver figura 1.2), se hicieron investigaciones detalladas (Herrera et al., 1977) para construir un lago artificial en el norte de Ciudad de Méjico a través de subsidencia provocada mediante la extracción de grandes cantidades de agua.

En una unidad arenosa de los depósitos lacustres se instaló una red de pozos de gran capacidad de extracción que, tras un período experimental de diez meses de bombeo continuo (desde octubre de 1967 hasta julio de 1968), lograron una subsidencia de 3 m en las proximidades. Así se construyeron cuatro lagos que son usados principalmente para proteger de las inundaciones.

1.2.2. Subsidencia en EE.UU.

La subsidencia en EE.UU. se ha desarrollado a partir de la II Guerra Mundial como consecuencia de la extracción de agua subterránea para satisfacer las crecientes necesidades de agua, petróleo y gas del terreno.

La mayoría de las partes afectadas se extienden a lo largo de las costas, donde el fenómeno se hace más evidente por la subida del nivel del agua del mar o de los lagos existentes. Hay zonas muy pobladas y en las que se desarrolla una industria muy importante que son protegidas de inundaciones mediante la construcción de un caro y complicado sistema de diques, presas y estaciones de bombeo.

La subsidencia a menudo se desarrolla en un área extensa y con una velocidad baja, de manera que no se hace evidente en las zonas del interior hasta que no se lleva a cabo una nivelación de precisión o se rompen los conductos subterráneos, las cubiertas de los pozos fallan o se quedan elevadas sobre la superficie del terreno, o los canales no pueden mantener por más tiempo el sentido de la corriente para el que fueron diseñados.

En la tabla 1.3 se refleja un resumen de los casos más significativos de subsidencia que se han producido en los EE.UU. Varían desde algo menos de un metro en Baton Rouge (Louisiana) hasta unos 9 m en el Valle de S. Joaquín (California). La extensión superficial, desde 10 km^2 en el Valle de S. Jacinto hasta cerca de 14.000 km^2 en el Valle de S. Joaquín, ambos en California (Johnson, 1992).

1.2.2.1. Arizona Central

1.2.2.1.1. Origen del fenómeno y registros de subsidencia

Las grandes presas de los ríos de Arizona Central proporcionaban inicialmente el agua necesaria para el desarrollo agrícola e industrial. Si a estas posibilidades se les agrega un clima soleado, seco y apacible, Arizona se convierte en un lugar deseable para vivir. Entre 1970 y 1975 el aumento de población fue de un 25%, la mayor tasa de crecimiento de los EE.UU.

Las crecientes exigencias de agua provocaron un aumento sin límite del bombeo, con lo que rápidamente el volumen sacado superó a la tasa de recarga. La extracción de agua del subsuelo a gran escala, principalmente para satisfacer las necesidades de riego, ha derivado en la subsidencia y en la aparición de fisuras terrestres de gran longitud (ver figura 1.3). La primera vez que se registraron las fisuras fue en 1927 y que se midió la subsidencia en 1948.

Figura 1.3
Descensos del nivel piezométrico y fisuras terrestres en Arizona Central (Winikka y Wold, 1977)

En 1964 el nivel de agua en el terreno había descendido más de 110 m en algunas zonas (Winikka y Wold, 1977). Desde 1964 hasta 1976 bajó más de 24 m en varios puntos. Carbognin et al. (1978) dicen que la caída piezométrica entre 1940 y 1967 fue de 61 m.

Los valores máximos de descenso piezométrico son 140 m cerca de Stanfield (tabla 1.3), 110 m al este de Mesa, 98 m al sureste de Eloy, al sur de Queen Creek, y en Scottsdale (ver figura 1.3). En 1976 la extracción de agua subterránea excedía a la recarga en 2.700 hm^3/año.

El máximo de subsidencia documentada entre 1948 y 1967 ha sido de 230 cm (Bouwer, 1977; Carbognin et al., 1978), cerca de la ciudad de Eloy. De 1967 a 1976 se midieron más de 90 cm de descenso a lo largo de la carretera interestatal 10, cerca de Picacho (Winikka y Wold, 1977). Otras referencias del área descendieron más de 70 cm.

Entre 1948 y 1967, en el Valle de Salt River, la superficie terrestre descendió 116 cm cerca de Queen Creeck, 64 cm al oeste de la base aérea de Luke y 113 cm al este de Mesa. De 1971 a 1975 se midieron 30 cm de subsidencia al sureste de Mesa.

Carbognin et al. (1978) dan una profundidad para los estratos compresibles de 100 a 300 m. Entre 1965 y 1974 la compactación medida en los 253 m superiores de sedimentos de la Cuenca de Sta. Cruz llega a 41 cm (63%) de los 65 cm totales de subsidencia superficial registrada (Winikka y Wold, 1977).

En cuanto a la extensión, entre 1948 y 1967, en la Cuenca Inferior de Sta. Cruz, 570 km^2 descendieron más de 15 cm y en el área Casa Grande-Eloy, 155 km^2 bajaron más de 90 cm. En el área Stanfield-Maricopa 200 km^2 descendieron más de 30 cm.

1.2.2.1.2. Fisuras terrestres

En la periferia de las áreas descendentes han aparecido fisuras terrestres que atraviesan las vías de drenaje natural y actúan ellas mismas como drenaje. Por lo tanto, en las zonas sin explotar interceptan a la escorrentía superficial y en las tierras cultivables capturan el agua de riego. Bouwer (1977) afirma que estas grietas se corresponden con discontinuidades en el sustrato rocoso.

Inicialmente el ancho en superficie de las grietas es de 1-2 cm y la longitud varía entre 1 y 2 km, aproximadamente. Los movimientos descendentes y laterales del agua en las fisuras las ensanchan rápidamente cerca de la superficie, en parte debido a los desprendimientos y principalmente por la erosión de los lados. El resultado son grietas de 5 a 10 m de ancho y más de 10 km de longitud (ver figura 1.4). La profundidad final ronda los 5 a 10 m y puede haber sido mayor anteriormente pues las porciones más profundas se van rellenando por la acumulación y sedimentación de los materiales que entran en ellas (ver figura 1.5).

Figura 1.4
Fisura avanzando hacia las construcciones en Arizona (Winikka y Wold, 1977)

Figura 1.5
Fisura erosionada en Arizona (Bouwer, 1977)

La fisura más larga, de 13,8 km de longitud, cruza la Carretera Interestatal 10 (Winikka y Wold, 1977). También presenta desplazamiento vertical. Su lado sureste descendía en 1976 con la misma velocidad que el lado noroeste, 9 cm/año. Al norte y al sur de la Carretera Interestatal 10 se está desarrollando un agrietamiento intensificado en 3 km dentro de la fisura principal.

En 1976 se hicieron fotos aéreas desde helicópteros observándose una refisuración cerca de Picacho y las Montañas Santan y en varias zonas donde se habían encontrado fisuras previamente (ver figura 1.3). Se evidenciaron tres formas de fisuración, las fisuras que aparecían por vez primera, las que se desarrollaban en paralelo o en escalón respecto a las anteriores y las antiguas que volvían a abrirse.

1.2.2.1.3. Daños y consecuencias del fenómeno

Se han producido daños en la Reserva de Picacho, las tierras agrícolas, los sistemas de distribución de agua, los pozos, los edificios, las carreteras interestatales y locales, las calles, y se ha propuesto el desvío de un gran acueducto. La subsidencia también ha causado la rotura de innumerables cubiertas de pozos y, en algunos lugares, han quedado sobresaliendo de la superficie, lo que ha requerido su modificación o sustitución.

La expansión residencial, industrial y comercial se ha visto afectada también por el inevitable efecto de depreciación que las fisuras terrestres tienen sobre las propiedades, tanto en las zonas de desarrollo rural como en las de riego (ver figura 1.6).

Figura 1.6
Fisura terrestre en zona agrícola de Arizona (Winikka y Wold, 1977)

En la figura 1.6 se muestra una vista aérea oblicua de la fisura tomada en abril de 1970, tres días después de que apareciera durante el riego, y una vista aérea frontal fotografiada en junio de 1974, en las que se aprecia la extensión agrícola que hubo que poner fuera de producción.

La subsidencia en Arizona Central adquirió el suficiente alcance como para que las autoridades responsables tomasen las actuaciones pertinentes. El Proyecto de Arizona Central y los de control de las inundaciones han tratado de minimizar sus efectos.

La Oficina de Reclamaciones del Proyecto de Arizona Central y otras agencias estatales y federales se unieron para reflejar planimétricamente todas las fisuras terrestres visibles en un área de 2.000 km^2 de tres grandes cuencas al sur y este de Phoenix (ver figura 1.3).

1.2.2.2. El Valle de San Joaquín en California

En la figura 1.7 aparecen las áreas de California que han sufrido subsidencia causada por la extracción de agua del terreno. Las zonas de mayor extensión y máximo asiento se han encontrado en el Valle de San Joaquín (Corapcioglu, 1984; Johnson, 1992).

Figura 1.7
Áreas de subsidencia causadas por la extracción de agua del terreno en California (Johnson, 1992)

1.2.2.2.1. El problema de la subsidencia

Los registros de subsidencia del Valle de S. Joaquín ocupan el primer puesto de todos los casos ocurridos en el mundo a lo largo de la Historia, compartiendo este lugar con Ciudad de Méjico. Aproximadamente la mitad del valle, lo que representa 13.500 km^2 de tierras agrícolas para riego, se ha visto afectada por el fenómeno y el valor máximo ha superado los 880 cm (Bouwer, 1977; Logfren, 1977).

Tres procesos fruto de la actividad humana han causado subsidencia en el Valle de S. Joaquín. En orden decreciente en cuanto a la superficie de la zona en la que se extienden, son la compactación de los sistemas acuíferos ocasionada por el bombeo intensivo de agua subterránea, la compactación de depósitos de poca humedad cuando se humedecen por primera vez (hidrocompactación) y la extracción de petróleo en varios campos de producción. Otros conocidos fenómenos que también afectan a la estabilidad de la superficie terrestre son los ajustes tectónicos, la emersión de las montañas en los límites sur y oeste y el lento hundimiento del fondo del valle. La subsidencia se ha visto aumentada por la oxidación y la descomposición de restos orgánicos en el Delta de Sacramento y el Río S. Joaquín, debidas a la actividad agrícola.

1.2.2.2.2. Marco hidrogeológico

El Valle de S. Joaquín es una extensa y aluvial depresión estructural que ocupa dos tercios del Valle Central de California (ver figura 1.8). Mide aproximadamente 400 km de longitud y entre 40 y 90 km de ancho. Está limitado por el complejo granítico de Sierra Nevada al este y al sur y por los rocas sedimentarias, volcánicas y metamórficas de la Cordillera de la Costa al oeste y al sur. Su eje principal se extiende desde el noroeste hacia el sureste, un poco desplazado al oeste respecto al eje de drenaje del valle.

A lo largo del último Cretáceo y gran parte del Terciario se depositaron miles de metros de sedimentos marinos superficiales. En el último Terciario y el Cuaternario fueron cubiertos por depósitos continentales. El conjunto de todos los sedimentos forma una inmensa cuña que crece de este a oeste y de norte a sur. En el límite sur el espesor de los sedimentos cenozoicos supera los 8.500 m (tabla 1.3). La forma actual del valle es principalmente el resultado de los movimientos tectónicos durante el último Terciario y el Cuaternario, con la inclinación de Sierra Nevada hacia el oeste. La deformación del Cuaternario se ha producido principalmente a lo largo de los bordes sur y oeste, donde las rocas marinas y continentales están llenas de pliegues y fallas, y las terrazas de los ríos se encuentran sensiblemente elevadas.

La figura 1.8 muestra su situación, los principales elementos geográficos y las zonas de subsidencia. Los cauces de los mayores ríos entran por el este, desde Sierra Nevada, mientras que en los márgenes sur y oeste apenas hay arroyos disponibles para el riego. Los arroyos superficiales abastecen el agua necesaria en la zona noreste. Pero al sur del río Kings y a lo largo de la parte oeste del valle las filtraciones de los excedentes naturales son inadecuadas e insuficientes. Antes de que se construyeran los canales las regiones sur y oeste eran regadas por miles de pozos profundos.

Figura 1.8
Subsidencia debida a la extracción de agua del terreno en el Valle de San Joaquín. 1926-70 (Logfren, 1977)

El agua subterránea puede encontrarse en condiciones confinadas, semiconfinadas o libres. Hay tres grandes bolsas de agua o acuíferos. Desde arriba hacia abajo, la primera es una masa de agua dulce, libre o semiconfinada, localizada en depósitos aluviales que se extienden sobre un extenso estrato lacustre confinante, de arcilla Corcorán del Pleistoceno (tabla 1.3). La segunda es una extensa reserva de agua dulce, confinada bajo la arcilla Corcorán en depósitos aluviales del último Plioceno y del Cuaternario. Y la tercera es una masa de agua salina, contenida en los sedimentos marinos del medio Plioceno o edades más antiguas, que se encuentra en la base de la masa anterior de agua dulce.

En gran parte de la zona este del valle, donde están los mayores arroyos, no aparece la arcilla Corcorán, con lo que el agua subterránea se encuentra como una masa de agua dulce a una profundidad considerable.

La recarga del acuífero se produce por la infiltración desde arroyos, canales y acequias, el flujo que entra al valle desde los ríos que lo abastecen, la infiltración de la lluvia y la de los excedentes de riego. Sin embargo, la tasa de lluvia anual es tan baja que el agua que penetra en el suelo es muy poca y la deficiencia de humedad perenne. Estas áreas solamente reciben de 13 a 18 cm de precipitación anual. Los veranos son largos, calurosos y secos. La vegetación de la zona es escasa. Las tormentas de invierno son de gran intensidad y corta duración y la escorrentía ocurre como infrecuentes flujos torrenciales desde cauces de arroyos normalmente secos. Se puede decir que el principal recurso para la recarga es la infiltración desde los cauces de los ríos, arroyos y canales.

1.2.2.2.3. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico

La extracción de agua subterránea en el Valle de S. Joaquín ha sido muy intensa, especialmente desde la II Guerra Mundial. Durante los años 50 más de un cuarto de todo el agua bombeada para riego en los EE.UU. se sacaba en el Valle de S. Joaquín (Logfren, 1977; Johnson, 1992).

El bombeo se generalizó en torno a 1900 y se vio incrementado con un ritmo muy acelerado desde principios de 1940 hasta mediados de 1960. Las extracciones aumentaron desde 3.700 hm^3 en 1942 hasta 12.300 hm^3 en 1964 (tabla 1.3). Se estima que en el momento álgido del bombeo estaban en funcionamiento unos 40.000 pozos, con profundidades que variaban entre 40 y 900 m y descargando entre 0,8 m^3/min y más de 7 m^3/min. En los primeros años 60 la altura de bombeo excedía con frecuencia los 150 m. Esos pozos estaban parados ¾ partes del año. La mayor parte de la explotación por bombeo se ha producido en el acuífero confinado bajo el acuicluso, es decir, la arcilla Corcorán.

Al suroeste de Fresno (ver figura 1.8) el nivel piezométrico en el terreno bajó unos 153 m entre 1905 y 1959 (Logfren, 1979). Johnson (1992) apunta descensos de 130 m en la parte oeste y el límite sur del Valle de S. Joaquín (tabla 1.3). Durante los años 50 y principios de los 60 los niveles de agua en el subsuelo cayeron con una velocidad sin precedentes. A finales de los años 50 el nivel piezométrico descendió bajo la base del estrato de arcilla introduciéndose en el acuífero en las zonas del valle con mayor tasa de bombeo, y siguió bajando hasta 1968.

1.2.2.2.4. Registros y zonas de subsidencia

La figura 1.8 muestra la magnitud y extensión en superficie de la subsidencia producida en el Valle de S. Joaquín desde 1926 hasta 1970. Se distinguen tres centros principales:

a) Una larga y estrecha estructura al oeste de Fresno, conocida como el área de Los Baños-Ciudad de Kettleman, con una subsidencia máxima de aproximadamente 880 cm.

b) La zona central entre Tulare y Wasco, con más de 360 cm de asiento máximo. Se han desarrollado dos cuencos de subsidencia, es decir, zonas semicirculares donde ha descendido la superficie del suelo. 3.700 km^2 se han visto afectados, de los que 3.200 km^2 han bajado más de 30 cm y 800 km^2 más de 150 cm. En el cuenco norte, mayor y más profundo, al sur de Pixley, se llegó a una tasa máxima de subsidencia de 20 cm/año entre 1959 y 1962. La ratio entre asiento de subsidencia y variación del nivel piezométrico, $s/(-\Delta h)$, tiene una media de 6 cm/m, con máximos de 12 cm/m (Ricceri y Butterfield, 1974).
c) Una depresión al sur de Bakersfield, llamada Área de Arvin-Maricopa, con una subsidencia máxima de 270 cm.

Placzek (1989) apunta un asiento de 310 cm entre 1921 y 1960 con una ratio entre asiento y descenso piezométrico de 9,1 cm/m (tabla 1.3).

Aparentemente, la subsidencia comienza en los años 20 en los centros de consumo y se convierte en una preocupación generalizada a finales de los años 40. Hasta después de la II Guerra Mundial el volumen de subsidencia no tuvo valores altos. En 1970 el volumen total acumulado en el valle era de 19.000 hm^3, habiéndose duplicado desde 1957.

En los años 70, 111 km^2 de tierra agrícola habían descendido más de 30 cm. Las cubiertas de los pozos fallaron en un número alarmantemente grande y los asientos diferenciales de la superficie terrestre provocaron numerosos problemas. Los daños causados en pozos, canales y sistemas de drenaje representaron muchos millones de dólares.

La subsidencia ha ocurrido de una forma lenta y homogénea, en un área tan extensa que sus efectos han sido ignorados por la mayoría de sus residentes durante mucho tiempo. Sin embargo, a nivel local se ha producido de un modo no uniforme, lo que ha derivado en graves consecuencias para el diseño y mantenimiento de los canales, en gastos muy grandes en las reparaciones y sustituciones necesarias para el funcionamiento de los pozos y en obligados cambios en las prácticas agrícolas, sobre todo en lo concerniente al riego.

1.2.2.2.5. La fisura Pixley

En el cuenco norte de la zona entre Tulare y Wasco, cerca de Pixley, se han detectado tres fisuras cuya formación es atribuida a los efectos de la subsidencia. Se encuentran en el perímetro del área de mayor extracción de agua subterránea, donde el asiento acumulado ha excedido los 240 cm.

En 1969 las aguas de inundación se extendieron desde Deer Creek hasta 0,4 km al norte. Cuando retrocedieron, apareció una fisura, siendo observada primero por los granjeros y después por el personal de la administración. Esto ocurrió aproximadamente 70 km al noroeste de Bakersfield (ver figura 1.8) y 4,8 km al sureste de Pixley, por lo que se le conoce con el nombre de fisura Pixley. Se localiza en el límite este del cuenco norte, donde éste adquiere una forma más empinada. La subsidencia máxima en este lugar es cercana a los 270 cm.

La figura 1.9 muestra una vista del primer plano de la parte más al sur de la fisura. Ben Logfren, de la U.S. Geological Survey la examinó en marzo de 1969 y la describió como sigue (Guacci, 1979):

> "de forma lineal, aunque ligeramente arqueada, y relativamente continua, pero cubierta por el suelo en algunos lugares, de 0,8 km de longitud, más de 2,4 m de ancho, y más de 1,8 m de profundidad. Las paredes son casi verticales y la fisura tiene forma de cuchara. El pavimento de la Carretera 140 se rompió y una tubería enterrada de agua de riego también lo hizo, más allá del límite noroeste en superficie de la fisura. No se apreció la fisura al sur de la Avenida 72, donde el suelo se compone de un material arcilloso duro que la obstruye. No se ha observado ningún desplazamiento vertical ni lateral a lo largo de la fisura".

Figura 1.9
Fisura Pixley. 1969 (Guacci, 1979)

Cinco años más tarde, en 1974, se investigó a fondo mediante la realización de zanjas y perforaciones de barrena. Las paredes presentaban una cierta inclinación. Se habían desarrollado depresiones irregulares y la fisura se había engrandecido en los lados de mayor pendiente por la erosión, el colapso y los desprendimientos, hasta alcanzar un ancho máximo de 3,6 m.

Desde unos pocos cm hasta un metro de profundidad bajo la superficie terrestre se produce un estrechamiento progresivo de la fisura, en forma de *V* o embudo. Se observó que se transformaba en una o dos estrechas grietas verticales o casi verticales, con varias grietas secundarias asociadas. Las grietas principales estaban espaciadas de 1,8 a 2,4 m y las menores desde unos pocos cm a 0,9 m. El ancho variaba entre 0,3 y 7,6 cm,

manteniéndose constante para la misma profundidad. Las grietas se bifurcaban, desviándose unas hacia otras, cambiando de pendiente y terminando a distintas cotas. La grieta principal mantenía un ancho constante, tenía una forma sinuosa, estaba estratificada verticalmente y llegaba hasta una profundidad que superaba los 16,8 m.

Las grietas se encontraban completamente rellenas de arenas y limos, con estratificación vertical y/o horizontal. Las paredes eran de un matrerial de características normalmente distintas a las del interior de la grieta, aunque en algunos casos la única diferencia apreciable entre la arena de la grieta y la de los estratos adyacentes era un cambio de color. El procedimiento por el que se ha producido el relleno tuvo tres vías principales, la sedimentación procedente de las paredes de las grietas, del suelo superficial y el colmado debido a las aguas de inundación.

A ambos lados de la fisura no había diferencias significativas en el suelo. No se observó desplazamiento en ningún contacto entre los estratos en las paredes de la fisura. En las grietas no había excavaciones ni aplastamientos indicativos de movimientos, ni los rellenos presentaban ninguna evidencia de expulsiones de material. Los contactos entre los lados de la grieta no tenían desplazamientos verticales ni deformaciones.

La localización, la forma y las características de la fisura Pixley y la ausencia de desplazamientos verticales a ambos lados de las grietas sugiere que la causa más probable son las tensiones generadas en los puntos de máxima curvatura del terreno en los límites del cuenco de subsidencia cercano a Pixley. No parece que tenga relación con fallas de ningún tipo.

Se hizo un cálculo por elementos finitos modelándose el descenso del nivel piezométrico y del terreno en la zona, del que resultaron tensiones de unos 5 kPa, suficientes para provocar grietas de tracción a profundidades de más de 6 m en suelos ligeramente cohesivos. Probablemente se generaron primero las grietas bajo la superficie en algún momento durante la subsidencia previa a 1969, con un ancho inicial entre 0,3 y 2,5 cm.

La presencia de la estratificación vertical a lo largo de las paredes de la grieta y en el centro de la misma, y de la estratificación horizontal, sugiere que hubo muchos períodos de relleno. La estratificación vertical también representa múltiples períodos de apertura. Cuando las grietas se abren proporcionan caminos de drenaje para el agua superficial, que fluye al interior arrastrando material desde la superficie y desde las paredes de las grietas. La estratificación vertical y la cristalización cerca de las paredes indican que algunas partes se han rellenado desde los lados hacia el centro.

En 1969 se tuvo un período de lluvias particularmente fuertes que fue seguido por inundaciones, por lo que el agua colmada de sedimentos fluyó a través de las grietas, agrandándolas y depositándolos en ellas. Estos sedimentos asentaron cuando bajó el agua. En profundidad también se produjeron pérdidas de suelo por la erosión, lo que ayudaba a provocar el colapso superficial. Las grietas aumentaban de tamaño y el flujo descendente de agua en la superficie del suelo la erosionaba progresivamente, terminando por abrirse la

fisura a la superficie. En los lugares con grietas pero sin fisuración superficial, probablemente las grietas fueron rellenadas por los movimientos laterales de agua. Se puede decir, a groso modo, que el volumen de suelo superficial perdido por la fisura puede haberse acomodado en las grietas, según las dimensiones observadas de las mismas.

1.2.2.2.6. Importaciones de agua superficial

La importación de agua superficial en las áreas de desarrollo comenzó en 1950 en la parte más al norte de la región de servicio del Canal Friant-Kern (ver figura 1.8) mediante el desvío de agua desde el río S. Joaquín. Las entregas del canal iban progresando hacia el sur tanto como avanzaba la construcción. En 1966 se había alcanzado el área de Arvin.

En el lado oeste del valle las importaciones vía Canal del Delta-Mendota empezaron durante los primeros años 50 y se extendieron desde 1968 a otras áreas occidentales deficitarias a través del Acueducto de California. En 1970 el acueducto llegó a las montañas Tehachapi, en el sur del valle.

Como resultado del gran volumen de importaciones de agua superficial, tras cuarenta años de continuada extracción se redujo el bombeo y se logró invertir la tendencia descendente de los niveles de agua. A finales de 1972 cientos de pozos de riego quedaron fuera de uso. En 1973 las importaciones a través de canales habían reemplazado al bombeo en la mayor parte de las zonas de explotación.

En la zona de Fresno el nivel piezométrico se recuperó unos 82 m entre 1968 y 1976 (tabla 1.3). En 1976 el agua en el terreno recuperó la cota que tenía previamente a los registros de subsidencia generalizada, es decir, en torno a finales de los años 40, y la tasa de asiento descendió desde un máximo de 50 cm/año hasta desaparecer en gran parte del valle (Logfren, 1977 y 1979; Johnson, 1992).

1.2.2.2.7. Cambios hidrogeológicos y nuevas condiciones ante una segunda explotación

No todos los efectos de la subsidencia han sido negativos. El fenómeno ha proporcionado un extraordinario campo de pruebas para estudiar las características de compresión y de almacenamiento de los sistemas acuíferos bajo un amplio rango de tensiones. En Pixley, cerca del centro de subsidencia del área Tulare-Wasco, se han registrado durante 20 años (1958-1978) las fluctuaciones del nivel de agua, los cambios en las tensiones efectivas, las deformaciones en profundidad y la subsidencia total de la superficie terrestre. Cada año comenzaba la compactación durante el período de rápida caída del nivel piezométrico en el acuífero, continuaba a lo largo de la estación de bombeo y cesaba con las primeras fases de recuperación piezométrica.

La compactación medida a una profundidad de 232 m era el 75% de la subsidencia total, por lo que el 25% del acortamiento vertical se ha producido por debajo de los 232 m bajo la superficie.

Por otra parte, los depósitos están ahora mucho más preconsolidados que con las tensiones que tenían a mediados de los años 60, por lo que la cuenca puede ser utilizada cíclicamente para el almacenamiento de agua no sobrepasando los niveles más bajos sin temor a que se produzca una subsidencia importante en el futuro. La mayor parte de la compactación ocurre cuando la presión efectiva supera a la presión de preconsolidación. Por debajo de ella el terreno responde elásticamente, es decir, con una deformación recuperable, y la compactación es baja. Cuando es superada, la compresión es mucho mayor y principalmente no recuperable. La tasa de deformación por unidad de tensión es una o dos veces más baja, en orden de magnitud, en el rango elástico que en el anelástico.

El coeficiente de almacenamiento noval, correspondiente a tensiones superiores a la de preconsolidación, es de 10 a 100 veces el coeficiente de almacenamiento elástico, es decir, con tensiones inferiores a la de preconsolidación. Logfren (1979) da unos valores de $3{,}3x10^{-6}$ m^{-1} (metros de agua por metro de descenso del nivel piezométrico y por metro de espesor del estrato) para el almacenamiento específico elástico, correspondiente a la compactación recuperable, y de $3{,}3x10^{-4}$ m^{-1} para el almacenamiento específico noval, correspondiente a la compactación mayormente no recuperable. Por consiguiente, los niveles de agua bajarían mucho más rápidamente (de 10 a 20 veces) en un segundo ciclo de bombeo prolongado.

Además, la deformación ha hecho llegar a los pozos agua de compactación, lo que representa un mayor recurso de agua. Por lo tanto, los niveles han bajado más lentamente y las alturas de bombeo han sido menores que si se hubieran extraído los mismos volúmenes de agua desde un terreno menos compresible.

Pero el agua de compactación extraída por primera vez de los poros del suelo ya no estará disponible en un segundo período de extracción. Durante 50 años de extracción (1926-1976) el volumen de subsidencia ha sido 1/3 del bombeo total, variando entre un 1% y más de un 60%. De ello se deduce que el agua de compactación de la primera extracción representa 1/3 del total del agua bombeada. Menos del 5% de la misma vuelve a los huecos del suelo cuando se recuperan los niveles de agua.

En los años secos de 1976 y 1977 hubo un nuevo aumento del bombeo. Los niveles de agua se mantuvieron altos en 1976. Sin embargo, bajaron con gran rapidez en los primeros ocho meses de 1977, consumándose un descenso de 50 m. En agosto comenzó una nueva recuperación, aunque la compactación continuaba con una tasa de 0,9 cm/mes (tabla 1.3).

La demanda creciente de agua para riego, sobre todo en los años de precipitaciones escasas, puede amenazar con incrementar de nuevo el bombeo, con lo que otro ciclo de subsidencia afectaría a una gran superficie. Sin embargo, los importantes cambios hidrogeológicos experimentados en el suelo durante la extracción entre 1930 y 1970 hacen diferente la respuesta de la cuenca a una segunda fase de explotación. En un principio, el nivel del agua en el terreno bajaría mucho más rápidamente que con el bombeo inicial. La subsidencia, no obstante, sería mínima hasta que no se superase la presión de preconsolidación.

1.2.2.3. El Valle de Sta. Clara en California

1.2.2.3.1. Marco hidrogeológico

El Valle de Sta. Clara consiste en una estructura larga y estrecha que se extiende a lo largo de 145 km al sureste de S. Francisco (ver figura 1.10). La Bahía de S. Francisco ocupa gran parte de su tercio norte. La zona de mayor interés, por estar más densamente poblada, es el área central de 48 km que se encuentra al sureste de la ciudad de S. José.

Figura 1.10
Subsidencia en el Valle de Santa Clara. 1934-67 (Poland, 1977)

Los depósitos que conforman la reserva acuífera en esta extensión proceden del Cuaternario. Su naturaleza es principalmente aluvial y varían desde gravas gruesas hasta limos y arcillas. Cerca del valle predominan los de grano grueso y cerca de la bahía, sin embargo, hasta un 80% está constituido por limo y arcilla (tabla 1.3). Los acuíferos son explotados por varios cientos de pozos que llegan hasta profundidades entre 150 y 365 m.

En los dos tercios centrales del valle el agua subterránea se encuentra confinada bajo una profundidad de aproximadamente 60 m. En el área de confinamiento, en los primeros

años de desarrollo podían verse manar pozos que llegaban hasta 60 m. El sistema acuífero confinado tiene unos 245 m de espesor (Poland, 1977). Carbognin et al. (1978) estiman que la profundidad de los estratos compresibles varía entre 50 y 300 m. En los márgenes del valle el agua subterránea no está confinada y una buena parte de la recarga natural a la reserva procede de las corrientes superficiales que cruzan los depósitos aluviales en abanico.

1.2.2.3.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico

Entre 1916 y 1966 en el Área de S. José, en el Valle de Sta. Clara, al carácter normalmente escaso de las precipitaciones se le sumó un incremento en las extracciones de cuatro veces el promedio habido hasta entonces. En los 50 años citados las lluvias estacionales descendieron en torno a un 300%. El bombeo anual total aumentó de 60 hm^3/año en 1915-1920 a 228 hm^3/año en 1960-65.

Como respuesta a ello el nivel piezométrico bajó de 55 a 75 m (Poland, 1977). Según Carbognin et al. (1978) el descenso piezométrico fue de 60 m entre 1915 y 1965.

1.2.2.3.3. Registros y consecuencias de la subsidencia

La primera vez que se notificó la subsidencia fue en 1932 (Poland, 1977; Johnson, 1992), cuando se revisó una referencia establecida en 1912 y se encontró un asiento de 120 cm. Como consecuencia se estableció en 1934 una red de registros que se extendía por todo el valle. Entre 1934 y 1967 la National Geodetic Survey fue revisando todos ellos. En ese período la subsidencia varió desde 30 hasta 120 cm bajo la bahía y hasta 240 cm en S. José. El volumen de subsidencia, es decir, la reducción del espacio de los poros del suelo, fue de aproximadamente 617 hm^3.

La subsidencia comenzó en torno a 1918 y en 1938 era de 160 cm. De 1938 a 1947 se detuvo durante un período de recuperación del nivel piezométrico, pero se reanudó en 1947 coincidiendo con un descenso brusco del mismo. Registros en S. José habían descendido 386 cm en 1967 (Poland, 1977; Carbognin et al., 1978) y en 1969, 393 cm (Poland, 1977). Según Bouwer (1977) el máximo de subsidencia del valle alcanzó los 400 cm en 1969 (tabla 1.3).

Los asientos originaron graves problemas. Las tierras adyacentes a la bahía de S. Francisco se hundieron de 60 a 240 cm desde 1912 hasta 1967, lo que hizo que hubiera que reconstruir y elevar todos los niveles que mantenían el agua salada de la bahía en 44 km^2, para evitar que resultaran bajo la altura a la que llegaban las mareas altas. También se realizaron salidas de agua para el control de las inundaciones y los límites de las cuencas de los ríos que quedaban deprimidas se mantuvieron cerca de la bahía.

Hasta 1974 se consumieron hasta 9 millones de dólares de los fondos públicos en ajustes de control de las inundaciones en los ríos que desembocaban en la bahía para corregir los efectos de la subsidencia. Las empresas privadas también han tenido costes

considerables. Una gran compañía salina de EE.UU. ha invertido una gran cantidad de millones de dólares manteniendo los niveles de los estanques de sal y las cadenas de tierras de los diques en 78 km^2. La compactación de los sedimentos causó la rotura de las cubiertas de cientos de pozos, cuya reparación o sustitución ascendió a 4 millones de dólares.

El coste bruto total de la subsidencia hasta 1977 fue de 15 a 20 millones de dólares, incluyendo las cantidades necesarias para mantener los niveles de los estanques de sal, establecer y controlar la red de registros, reparar las vías de tren, las carreteras, los puentes y financiar los estudios de investigación privados. En 1992, Johnson cifró los daños en cien millones de dólares.

1.2.2.3.4. Medidas para la recuperación del nivel piezométrico

Desde 1930 las administración local ha estado trabajando con el fin de obtener y conservar los suministros de agua necesarios para detener la extracción y lograr la elevación del nivel piezométrico. Las actuaciones han consistido en el encauzamiento y control de los excesos de inundación de las cuencas locales, que de otro modo se perderían hacia la bahía, y la importación de agua desde fuera del valle. Entre 1935 y 1936 se construyeron cinco embalses de detención, proporcionando una capacidad de almacenamiento total de 62 hm^3, para retener las aguas de inundación y permitir las descargas controladas que aumentaran las infiltraciones. En los primeros años 50 la capacidad de almacenamiento se incrementó a 178 hm^3.

Entre 1967 y 1975 se produjo una importante recuperación del nivel piezométrico, que en dos pozos representativos de S. José alcanzó en 1975 hasta 32 m sobre el registro de 1967 y un nivel aproximadamente igual que el de 1925 (tabla 1.3). Las causas fueron el aumento de hasta cinco veces de los suministros de agua superficial entre 1965 y 1975, el aporte del agua local, la disminución en las extracciones por bombeo y el incremento de la recarga.

La traída de agua superficial comenzó en el Condado de Sta. Clara alrededor de 1940, cuando S. Francisco inició la venta de agua importada desde Sierra Nevada a varios municipios. La importación aumentó a 15 hm^3 en 1960 y a 54 hm^3 en 1975. También se trajo agua superficial desde el Valle Central a través del acueducto de la bahía, lo que empezó en 1965 y alcanzó 128 hm^3 en 1974-75. Como resultado, el total de las importaciones al condado aumentó 5 veces entre 1964-65 y 1974-75, de 37 a 183 hm^3/año.

En el período entre 1966 y 1975 las lluvias estacionales crecieron un 13% sobre el valor medio. En estos años la reducción respecto al valor de 1916 era de un 120%.

El bombeo medio bajó a 185 hm^3/año en 1970-75 (un 19%). La principal razón es el impuesto que gravó la extracción de agua a partir de 1964. La penalización era el triple para el agua sacada para otros usos que no fueran el agrícola.

La recarga desde los cauces de los ríos y los estanques de suministro a la reserva de agua subterránea se vio aumentada a partir de 1965 por el agua traída por el acueducto del sur de la bahía que no podía entregarse directamente al usuario. La cantidad anual que se derivaba a las áreas de recarga entre 1965 y 1975 tuvo un promedio de 51 hm^3/año y representaba el 56% de la importación total del acueducto. Esta recarga adicional se puede considerar como una reducción equivalente a un bombeo neto. En 1970-75 la recarga redujo el bombeo neto anual un 42% respecto al bombeo bruto medio de 1960-65.

En 1960 la U.S. Geological Survey (Poland, 1977) instaló extensómetros en el interior de perforaciones en S. José y Sunnyvale (ver figura 1.10), llegando hasta una profundidad de 305 m. Las medidas de compactación demuestran el importante descenso en la tasa de asiento como respuesta a la recuperación del nivel piezométrico desde 1967. En S. José esta disminución fue de 30 cm/año en 1961 a 7,3 cm/año en 1967 y a 0,3 cm/año en 1973. En 1974 se produjo un rebote de la superficie terrestre de 0,6 cm (tabla 1.3). En Sunnyvale varió de 15 cm/año en 1961 a 1,2 cm/año en 1973. Expansiones netas de 0,5 cm y 1,1 cm ocurrieron en 1974 y 1975, respectivamente.

Se puede afirmar que en 1974-75 se logró detener a la subsidencia en toda la extensión del sistema acuífero confinado, gracias a la elevación del nivel piezométrico hasta igualar e incluso exceder las máximas presiones intersticiales producidas en los acuitardos. Si el nivel piezométrico se mantiene de 3 a 6 m sobre los valores de 1971-73, la subsidencia no volverá a producirse. Sin embargo, se reanudará si vuelve a descender considerablemente, más de 6 a 9 m bajo de los niveles de 1971-73.

1.2.2.4. El Área de Houston-Galveston en Texas

1.2.2.4.1. Marco hidrogeológico

La Región de Houston-Galveston (Texas), que ocupa una llanura costera de poca altitud, limita a las bahías de Galveston y Trinity y al Golfo de Méjico (ver figura 1.11). Consiste en una gran depresión estructural ocupada con sedimentos cenozoicos que se fueron depositando siguiendo una secuencia de sistemas deltáicos, originando una serie de cuñas que se van haciendo progresivamente más gruesas hacia el golfo, sometidas a la compactación gravitacional y a la subsidencia durante el relleno de la cuenca.

Los dos sistemas acuíferos principales del área de estudio son el Chicot, del Pleistoceno, y el Evangelina, del Plioceno, que aparece por debajo del anterior. Ambos se encuentran en estado semiconfinado y están conformados por estratos de arena (acuíferos) y arcilla (acuitardos), que se van alternando. La parte más baja del Chicot, conocida como Arena Alta Loma, es el único acuífero masivo que se extiende con continuidad.

Los datos del nivel piezométrico tomados por la U.S. Geological Survey indican que el mayor descenso se produce en la arena sometida a la mayor extracción y que el nivel de agua cercano a la superficie no está sustancialmente afectado por el bombeo.

1.2.2.4.2. Reconocimiento histórico del problema

El asiento de la superficie terrestre provocado por el descenso del nivel piezométrico debido a la extracción de agua y petróleo ha sido un problema reconocido en la Región de Houston-Galveston durante mucho tiempo. Hay estudios que describen la magnitud y las causas de la subsidencia que datan de los años 20. Pratt y Johnson investigaron en 1926 los asientos del campo de petróleo de Goose Creek, atribuyéndolos al traslado de crudo, gas, agua y arena. Aunque el análisis se centró en el campo citado, se reconoció el fenómeno de la subsidencia en los alrededores de los puntos de explotación de agua subterránea.

Las observaciones del área costera indicaron que la presión de preconsolidación tenía un valor alto, equivalente a 18 m de sobrecarga de tierras, que no se superaría a menos de que el nivel piezométrico bajara unos 38 m. Por lo tanto, frente a un descenso del mismo, antes de alcanzar la presión de preconsolidación la compactación de los estratos de grano fino ocurriría en régimen elástico y el asiento de la superficie del suelo tendría un valor bajo.

La siguiente zona en la que se evidenció la subsidencia fue en Texas City, en la parte sur del Condado de Galveston (ver figura 1.11), donde comenzó a finales de los años 30 y en 1943 se había medido un descenso de más de 49 cm en el área industrial. Los registros de la American Oil Company, que atribuyeron la subsidencia a la extracción de agua del terreno, muestran una variación de la tasa de subsidencia desde 6,5 cm/año en 1943 hasta 10,2 cm/año en 1952 (tabla 1.3).

A principios de la década de los 50 se organizó una investigación de carácter regional que no dejó lugar a dudas sobre la relación entre los asientos y el bombeo de agua del subsuelo.

1.2.2.4.3. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico

En 1890 comenzó la explotación del agua subterránea en la región mediante el bombeo desde los acuíferos Chicot y Evangelina. En torno a 1974 el bombeo para el abastecimiento municipal (46%), el uso industrial (33%) y el riego (21%) era de aproximadamente 23 m^3/s (Gabrysch, 1977; Johnson, 1992). Las principales zonas de bombeo se muestran en la figura 1.11.

Entre 1943 y 1973 el bombeo de grandes cantidades de agua ha provocado descensos del nivel piezométrico de hasta 61 m en el acuífero Chicot y de hasta 99 m en el acuífero Evangelina, con tasas de 2 m/año y de 3,3 m/año, respectivamente. Entre 1964 y 1973 las tasas fueron de 3 m/año en el primero y de 5,4 m/año en el segundo (tabla 1.3).

1.2.2.4.4. Registros de subsidencia

Entre 1906 y 1973 la Ciudad de Houston descendió 61 cm en el límite oeste y 152 cm en el este, mientras que tres grandes depresiones centradas en Pasadena, Baytown y

Texas City (ver figura 1.11) registraron descensos máximos de 275, 245 y 170 cm, respectivamente (Delflache, 1979). La subsidencia por cada 30 m de descenso del nivel piezométrico varía entre 15 y 76 cm, con un valor medio de 30 cm. Bouwer (1977) apunta un asiento máximo en Baytown de 270 cm en 1976 (tabla 1.3).

El centro de mayor subsidencia se encuentra al este-sureste de Houston, en Pasadena, donde hubo un descenso de 30 cm entre 1906 y 1943, y de más de 230 cm entre 1943 y 1973 (Gabrysch, 1977; Johnson, 1992). En este intervalo de tiempo la tasa fue de 8 cm/año, con un valor de 6 cm/año entre 1954-59. De 1964 a 1973 el mayor valor medido de subsidencia fue de 110 cm, con una tasa correspondiente de 12 cm/año.

Se estima que en Seabrook, en la Bahía de Galveston, a mitad de camino entre Houston y Galveston, por cada 0,3 m de descenso medio del nivel piezométrico, 30 cm de arcilla se compactaron 0,0094 mm y se produjeron 7,56 mm de subsidencia total. Esto supone un módulo edométrico de la arcilla de:

$$E_{oed} = \frac{3\ kPa}{0{,}0094}\ x\ 300 = 95.745\ kPa \qquad [1.2]$$

La curva de nivel correspondiente a 30 cm de subsidencia se ha ido desplazando alejándose del Área de Pasadena con una velocidad aproximada de 1,6 km/año. En 1943 el área de subsidencia igual o mayor a 30 cm era de 260 km^2. En 1954 había aumentado a 906 km^2, en 1964 a 3.456 km^2 y en 1973 a más de 6.500 km^2.

En la zona sur del Condado de Harris se produjo un 55% de la subsidencia en el acuífero Chicot, que representa solamente una cuarta parte de toda la profundidad estimada de compactación.

1.2.2.4.5. Daños y consecuencias del fenómeno

Se piensa que algunas, si no todas, de las numerosas fallas de la Región de Houston-Galveston han sido activadas por la subsidencia.

El centro de la Ciudad de Houston está a una altura sobre el nivel del mar de 15 m y el Johnson Space Center, situado al sur de Houston, a 5,2 m. La subsidencia ha originado en algunos puntos inundaciones con las mareas normales y gran parte de la zona está sujeta al riesgo de inundaciones catastróficas en caso de producirse huracanes. Una vez cada diez años, como media, aparecen en la Costa de Texas huracanes que provocan mareas de 4,6 a 6,1 m sobre el nivel del mar. El huracán Alicia, que se produjo en 1983, causó mareas de más de 3 m, que dieron lugar a inundaciones y daños en extensas y pobladas áreas de la bahía que habían experimentado una subsidencia severa con anterioridad, aproximándose al nivel del mar.

Aunque la subsidencia relacionada con la extracción de agua del subsuelo tiene un carácter extenso y uniforme, desarrollándose en grandes áreas con forma de cuenco,

también se han registrado asientos no uniformes, es decir diferenciales, en las proximidades de fallas superficiales y en las llanuras de inundación.

Las evidencias superficiales de la subsidencia engloban a las expulsiones del terreno de las cubiertas de los pozos, que quedan sobresaliendo del suelo, y a daños en edificios, pavimentos, líneas de comunicaciones y sistemas de drenaje, especialmente en aquellas áreas industriales en las que el suministro de agua era proporcionado principalmente por el bombeo.

En algunas zonas el valor del suelo se ha hundido a causa de los asientos (Corapcioglu, 1984). Un área de 8 km^2 con 400 viviendas de calidad quedó sumergida en la Bahía de Galveston (Johnson, 1992). Existe una sentencia indicando la responsabilidad futura de los que extraen agua.

1.2.2.4.6. Estudio y control de la subsidencia

Desde 1973 se ha investigado el fenómeno en la Universidad de Lamar, Beaumont, en Texas. Se ha estudiado la relación entre los datos de campo obtenidos por la U.S. Geological Survey en tres puntos de control del Área de Houston-Galveston y las características de consolidación de 17 muestras arcillosas representativas de los acuitardos de los sistemas acuíferos de estos tres lugares. Las referencias objeto del seguimiento son (ver figura 1.11):

a) Baytown, al norte de la Bahía de Scott, 6,4 km al noroeste de Baytown. Pozos LJ 65-16-926 y 931.
b) Seabrook, al norte de la desembocadura del Lago Clear. Pozo LJ 65-32-627.
c) Texas City, al sureste del Lago Moses y al norte de Texas City. Pozo KH 64-33-920.

De la observación de la subsidencia producida en el área de Houston-Galveston se han extraído las siguientes conclusiones:

a) Las zonas de mayor descenso piezométrico coinciden con las de máxima subsidencia. Los asientos de 275, 245 y 170 cm en Pasadena, Baytown y Texas City fueron causados por descensos del nivel piezométrico de 122, 91 y 46 m, respectivamente (tabla 1.3).
b) Donde el espesor de la capa de arcilla es más grande aparecen los valores extremos de subsidencia. En el límite oeste de Houston el sistema acuífero contiene de un 30 a un 40% de arcilla y 30 m de descenso del nivel de agua dan lugar a menos de 30 cm de subsidencia. En el Área Pasadena-Baytown el contenido de arcilla es de un 50 a un 60% y 30 m de descenso piezométrico causan más de 60 cm de subsidencia.
c) Cuando cesa el bombeo de agua decrece la tasa de asiento, que puede llegar a hacerse despreciable después de un cierto tiempo. Esto se evidenció en Texas City donde, gracias a la disponibilidad de agua superficial procedente del Río

Brazos en 1948, la tasa de subsidencia bajó desde 9 cm/año entre 1943 y 1954 hasta 1,5 cm/año entre 1954 y 1964 (tabla 1.3).

d) La deformación longitudinal unitaria es superior en los acuitardos superficiales, más recientes, que en los profundos, más antiguos. En el Lago Clear, 229 m del sistema acuífero Chicot, del Pleistoceno, se compactaron aproximadamente 30 cm, mientras que 671 m del Evangelina, del Plioceno, se compactaron unos 15 cm en el mismo período de tiempo, aunque la caída piezométrica en el segundo acuífero fue mayor (tabla 1.3).
e) La extracción de 20.500 hm^3 de agua subterránea entre 1889 y 1973 ha desencadenado un volumen total de subsidencia de 4.100 hm^3. Por lo tanto, más de un 20% del volumen de agua que es bombeada diariamente en la Región de Houston-Galveston se traduce en un volumen igual de reducción del índice de poros del acuitardo.

Las muestras arcillosas ensayadas en el laboratorio dieron los siguientes valores medios de los parámetros de consolidación (Delflache, 1979):

a) Para los acuitardos del Chicot, $m_v = 2{,}5 \times 10^{-4}\ m^{-1}$, $c_v = 6{,}3 \times 10^{-6}\ cm^2/s$.
b) Para los del Evangelina, $m_v = 1 \times 10^{-4}\ m^{-1}$, $c_v = 1{,}6 \times 10^{-5}\ cm^2/s$.

No se han detectado efectos de consolidación secundaria, es decir no estrictamente hidrodinámicos, incluso aunque algunos de los ensayos se han desarrollado a lo largo de períodos de más de 6 meses.

Desde 1975 existe una legislación para controlar el bombeo de agua. El Distrito de Subsidencia de la Costa de Harris-Galveston fue creado en 1975 para (Gabrysch, 1977; Johnson, 1992):

> "proporcionar la regulación necesaria de la extracción de agua subterránea dentro de los límites del distrito para terminar con la subsidencia que contribuye a las inundaciones de cualquier área perteneciente al distrito o las precipita, incluyendo sin ninguna limitación las subidas de agua resultado de tormentas y huracanes".

Dentro de esas actuaciones se programó la disponibilidad, desde 1976, de agua procedente del Lago Livingston, en el Río Trinity, aproximadamente 97 km al este de Houston (ver figura 1.11). Todas las grandes industrias de la mitad sur del Condado de Harris que usaban agua subterránea se comprometieron voluntariamente a comprar agua superficial. El resultado es un descenso del bombeo de 3,1 m^3/s en el área de máxima subsidencia, que se corresponde con una recuperación del nivel piezométrico de 30 m en el centro del cuenco, con lo que se disminuyó notablemente la tasa de asiento.

Aunque con estas medidas se consiguió aliviar el problema, la capacidad máxima de importación de agua superficial, en torno a 52 m^3/s, no podrá mantener el suministro de agua debido a la rápida tasa de crecimiento de la población y de la industria en el Área de Houston.

1.2.3. Subsidencia en Bangkok

Bangkok se asienta en la mitad sur de una llanura extremadamente plana y de poca altitud (ver figura 1.12). La superficie del suelo está entre 0,5 y 1,5 m sobre el nivel del mar como media, con zonas por debajo del mismo (Brand y Balasubramaniam, 1977; Piancharoen, 1977; Prinzl y Nutalaya, 1987). La extensión del Gran Bangkok se localiza en la ribera de la parte más baja del Río Chao Phrya, aproximadamente 25 km al norte del Golfo de Tailandia. La ciudad se extiende a ambos lados del río. La zona administrativa ocupa aproximadamente 1.500 km^2, con el principal área urbanizada en el centro y las tierras agrícolas en la periferia. El Campus del Instituto Tecnológico de Asia se sitúa 42 km al norte de Bangkok.

Figura 1.12
Áreas con igual tasa de subsidencia en Bangkok (Prinzl y Nutalaya, 1987)

En la tabla 1.4 se registran los principales datos sobre la subsidencia que se ha producido en Bangkok a lo largo de la Historia, y que se detallan a continuación.

La ciudad se fundó en 1782. A pesar de tener poco más de dos siglos de antigüedad, hoy en día es una de las mayores urbes de Asia. En la tabla 1.5 se puede apreciar la trayectoria seguida por la población y el área urbanizada de Bangkok a lo largo del siglo XX.

Tabla 1.5
Evolución de la población y el área urbanizada en Bangkok

AÑO	**POBLACIÓN** (millones de personas)	**ÁREA URBANIZADA** (km^2)
1900	0,5	13
1940	1	43
1960	2	100
1970	3,5	184
1987	5,5	500

Debido al mayor desarrollo de las infraestructuras, de la industrialización y de las inversiones públicas y privadas, la expansión urbana dominante se ha producido en la orilla este del río.

1.2.3.1. Marco hidrogeológico

La Llanura de Chao Phrya se implanta en una depresión estructural que se extiende de norte a sur con 120 km de ancho y 200 km de longitud, y fue generada por fallas de los bloques tectónicos durante el Terciario. Durante el último Pleistoceno el mar invadió la llanura, llegando probablemente hasta unos 175 km al norte del golfo, y se fue retirando en el período que media entre hace 45.000 años y hace 14.000 años, no retrocediendo del todo hasta hace 3.000 años. El resultado de esta formación es una cuenca ancha y profunda, rellena de sedimentos aluviales y deltáicos, con fases ocasionales de sedimentación marina superficial, originándose capas de arcilla y arena con grava hasta profundidades de más de 2.000 m (tabla 1.4).

Los depósitos sedimentarios que constituyen la Llanura Baja Central presentan grandes variaciones en el tipo de sedimento, la potencia de los estratos y las distribuciones vertical y lateral. En el área de Bangkok el espesor alcanza varios cientos de metros. Se desconoce la configuración exacta del fondo de la cuenca, pero en las pocas localizaciones en las que ha sido alcanzado por los sondeos, fue encontrado a una profundidad de entre 400 y 2.000 m.

Las capas del terreno pueden agruparse en las pertenecientes a la zona superior y a la zona inferior. El primer grupo, que tiene un espesor de 30 a 40 m, consta en la casi totalidad del suelo del Gran Bangkok de:

a) Una zona de arcilla meteorizada superficial de color marrón, sometida a las acciones meteorológicas y, por lo tanto, expuesta a la desecación y humectación

debidas a los cambios estacionales. Su potencia varía desde 0 m en la costa hasta 2 m en el norte de Bangkok.

b) Una capa de arcilla blanda, normalmente consolidada, de color gris a gris verdoso. El espesor disminuye desde 15 m en la costa hasta 8 ó 10 m en el norte de Bangkok. Dentro de esta capa la consistencia y la resistencia crecen con la profundidad. Contiene fragmentos de conchas marinas y vetas de arena fina y lentejones de limo.
c) Un estrato de arcilla firme, cuyo color varía entre marrón y gris amarillento. La potencia media es de 5 m y disminuye gradualmente hacia el norte.
d) Una primera capa de arena o capa de arena superior. Se trata de arena de grano fino a medio con algo de grava y tiene color marrón. El espesor es de 10-20 m.

La anterior secuencia de capas cambia en muy pocas localizaciones, principalmente en las situadas cerca del río, donde se encuentran a menos profundidad lentejones y capas de arena. En general, el nivel freático coincide con la superficie del suelo en la estación húmeda y baja 1-2 m en la seca.

Para la zona más profunda no se puede establecer una secuencia uniforme en todo el área, pero sí se puede decir que está constituida por dos tipos principales de suelo:

a) Las capas de arena, suelo de grano grueso con alta permeabilidad y baja compresibilidad.
b) Las capas de arcilla, suelo de grano fino con baja permeabilidad y una compresibilidad mayor.

Las capas de arena más profundas, que tienen una densidad mayor, son menos compresibles que la primera. Los valores del *SPT* varían entre 40, para arenas limosas, y 100, para arenas con grava. Las capas de arcilla con una resistencia a la compresión simple superior a 100 kPa pueden considerarse como arcilla dura. Bajo las capas de arcilla superiores se han identificado 9 acuíferos dentro de los 500 m de sedimentos más superficiales. Los acuíferos, que contienen a una o más capas de arena, son separados por las capas de arcilla, aunque algunos de ellos se encuentran conectados hidráulicamente entre sí.

1.2.3.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico

El agua subterránea ha sido extraída en Bangkok para uso doméstico desde principios de siglo. Pero el bombeo intensivo desde pozos profundos comenzó después de 1950. Una de las fuentes de suministro para la ciudad era el agua superficial tratada tras ser desviada desde el Río Chao Phrya, al norte de Bangkok, aunque este recurso se hizo insuficiente para atender a las fuertes demandas de las actividades domésticas e industriales en torno a 1957. En 1976 dos tercios de todo el suministro de agua pública en Bangkok procedía del bombeo. Como toda expansión del núcleo urbano es seguida por un incremento de las necesidades de agua, el número de pozos profundos fue aumentando permanentemente hasta 1980, fecha en la que alcanzó los 10.000.

Se estima que la máxima cantidad de agua bombeada para uso privado o público era de 8,1 m^3/s en 1976 (Brand y Balasubramaniam, 1977; Piancharoen, 1977). Prinzl y Nutalaya (1987) dan la cifra de 15,05 m^3/s para 1980 (tabla 1.4). En el Campus del Instituto Tecnológico de Asia era de 0,02 m^3/s en 1985 y el bombeo se hacía desde 200 m de profundidad, desde el acuífero Nonthaburi.

El subsuelo de Bangkok experimentó una drástica caída del nivel piezométrico entre 1950 y 1980. En los años 50 el nivel del agua en las capas profundas de arena coincidía con el de la superficie del terreno, algunos pozos eran artesianos y el agua manaba por ellos. En 1980 el nivel piezométrico había experimentado una bajada de 20 m en las capas superiores y de 50 m en las profundas (Prinzl y Nutalaya, 1987). El descenso piezométrico entre 1957 y 1967 fue de 15 m y entre 1967 y 1986 de 6 a 9 m (Piancharoen, 1977; Placzek, 1989). En 1977 la caída del nivel piezométrico tenía una tasa de 3 a 4 m/año (Brand y Balasubramaniam, 1977; Piancharoen, 1977).

Entre 1976 y 1986 se produce una disminución de la presión intersticial del orden de 30 kPa hasta 20 m de profundidad, con un aumento semejante de la presión efectiva (Bergado et al., 1987).

1.2.3.3. Registros de subsidencia

Durante más de 30 años la Ciudad de Bangkok había sufrido una subsidencia severa provocada por el excesivo bombeo de agua desde los pozos profundos (Scott, 1979). A principios de los años 70 se reconoció la evidencia del fenómeno y se consideró que tenía una estrecha relación con el rápido crecimiento demográfico experimentado desde 1960 (tabla 1.5).

En las zonas con mayor tasa de subsidencia (ver figura 1.12) se había creado una gran depresión del terreno con forma de cuenco. Esto ocurrió en los suburbios orientales de Bangkok, la parte del área metropolitana que había experimentado el proceso de urbanización más rápido y en las que el suministro de agua tuvo como única fuente el bombeo desde pozos profundos hasta 1985.

Entre 1957 y 1967 el asiento fue de 90 cm y la ratio entre asiento de subsidencia y variación del nivel piezométrico, $s/(-\Delta h)$, de 6 cm/m (Ricceri y Butterfield, 1974; Placzek, 1989).

La figura 1.12 muestra las curvas de igual tasa de subsidencia evaluadas en 1981 y 1985. En el período entre 1978 y 1982 aumentó la tasa hasta 2-6 cm/año como media, alcanzándose valores máximos que superaban los 10 cm/año (Prinzl y Nutalaya, 1987). Según Placzek (1989) el asiento medio en 1986 fue de 7 cm y la razón entre asiento y descenso piezométrico, 1 cm/m (tabla 1.4).

Se observó, además, que la tasa de subsidencia correspondiente a la estación seca era mayor que en la estación húmeda. En el Campus del Instituto Tecnológico de Asia se midió una tasa de asiento media en 1984 de 2,39 cm/año, y de 7,34 cm/año en la estación seca. En 1986 este último registro era de 8,54 cm/año (Bergado et al., 1987).

Parece que las localizaciones de los pozos no tenían efecto sobre la distribución superficial de la subsidencia. A igualdad de otras condiciones, la subsidencia era mayor donde las capas compresibles de arcilla eran más blandas y de mayor espesor y donde había una mayor concentración de lentejones y vetas de arena y limo, que servían como caminos de drenaje acelerando el asiento de consolidación.

La compresión de las capas de arcilla de la zona superior contribuía a la subsidencia total en un 40%, la de la zona inferior hasta una profundidad de 200 m en un 40-55% y la de las capas por debajo de 200 m en un 5-15% (Prinzl y Nutalaya, 1987). Bergado et al. (1987) encontraron en el Campus del Instituto Tecnológico de Asia que en los 9 m superiores se producía el 75% de la compresión del suelo y en la zona entre 9 y 200 m de profundidad el 25%.

1.2.3.4. Daños y consecuencias del fenómeno

La subsidencia comenzó a hacerse evidente cuando se observó que las estructuras que estaban cimentadas con pilotes quedaban levantadas sobre la descendente superficie del terreno, lo que aparecía bajo la forma de asientos de las aceras y el suelo circundante de los edificios. Esa diferencia de descenso era una indicación de la compresión de las capas del terreno que había entre la superficie y la profundidad correspondiente a la punta del pilote.

Como en Bangkok la mayoría de los edificios, exceptuando los muy ligeros, tenían cimentación profunda cargando en capas de arena densa o muy densa a una profundidad media de 14 m, los asientos diferenciales se podían observar en toda la ciudad. Debido a ello, la fisuración de los edificios se convirtió en un problema generalizado en los muros y en el suelo de las primeras plantas. Los muros y cerramientos, cimentados superficialmente, fueron arrastrados hacia abajo por el terreno separándose de los techos, mientras que los pilares, soportados por los pilotes, experimentaban asientos mucho menores, casi despreciables.

De unos lugares a otros variaban las magnitudes de caída del nivel piezométrico, las características de los acuíferos y el espesor de las capas altamente compresibles de arcilla blanda, por lo que los valores de los asientos también eran distintos. La subsidencia se evidenciaba bajo la forma de diferentes asientos entre las estructuras con cimentación superficial y profunda, de movimientos diferenciales y fisuraciones en los pavimentos asfálticos de las carreteras y de hormigón en las pistas deportivas, descensos desiguales en los paseos peatonales y amplias depresiones del suelo localizadas en áreas de campo abierto, como campos de fútbol, hockey o golf.

Los asientos diferenciales estaban acompañados por todo tipo de daños estructurales. Los conductos de suministro de agua y de alcantarillado sufrían inclinaciones y roturas, por lo que exigían un mantenimiento constante. Los puentes y las presas también eran objeto de reparaciones permanentes.

Una de los signos más claros del fenómeno fue el hecho de que las cubiertas de los pozos más profundos, muchos de los cuales alcanzaban profundidades entre 100 y 200 m, quedaban sobresaliendo del suelo. La altura del pozo que destacaba sobre la superficie dependía en cada caso de la longitud y de su fecha de instalación. En 1978 se estimó una altura media de 50 cm que, si tenemos en cuenta que correspondía a la subsidencia producida en Bangkok durante 20 años, supone una tasa de asiento de aproximadamente 2 a 3 cm/año.

Desde su fundación Bangkok ha sufrido inundaciones que han variado en extensión pero que se han producido con regularidad todos los años. El nivel del suelo en la ciudad se encuentra sólo a unas decenas de centímetros sobre el nivel del agua del río durante las mareas altas. El drenaje de Bangkok es el Río Chao Phrya, cuya profundidad es de 15 m, y su complejo sistema de canales naturales y artificiales. Las principales causas de las inundaciones son:

a) La salida creciente del río, que serpentea a través de la ciudad. Las mayores descargas ocurren durante los meses de septiembre y octubre y son acompañadas por el flujo de agua en la superficie desde el sistema de canalización de la llanura.
b) Las mareas altas que se producen entre septiembre y diciembre, provocadas por los fuertes vientos que soplan durante esos meses desde el sur.
c) Las fuertes lluvias locales que se tienen desde mayo a noviembre.

En el siglo XIX las aguas de inundación alcanzaron niveles de hasta 3 m sobre la superficie del suelo próxima al Gran Palacio. La mayor inundación del siglo XX se produjo en 1942, cuando el agua llegó a estar 1 m por encima del terreno y no se retiró completamente hasta que pasaron dos meses. A pesar de que se construyeron nuevas reservas al norte de Tailandia, siguieron ocurriendo inundaciones en 1975, 1978, 1980 y 1983, con alturas de 0,5 a 1 m sobre el nivel del suelo y que duraron hasta casi tres meses. Aunque la descarga del río y los niveles de inundación fueron inferiores a los de 1942, el impacto sobre la ciudad fue mucho mayor debido a que el gradiente de dirección del agua en el terreno había ido disminuyendo año a año. En 1983 los daños totales se estimaron en 300.000 dólares (Prinzl y Nutalaya, 1987).

En 1987 el gradiente medio del río era de solamente 4 m desde Ayuthaya, 75 km al norte de Bangkok, hasta el mar. De seis a ocho meses del año la descarga del Chao Phrya era de 500 m^3/s y se podía observar el influjo de la marea a lo largo del mismo hasta una distancia de 100 km desde el mar.

Si la subsidencia hubiera continuado con la misma tasa que tuvo entre 1980 y 1985 la mayor parte de la ciudad se encontraría hoy bajo el nivel del mar. El sistema de drenaje de

la zona, que ya en los años 80 no era suficientemente eficaz durante las mareas altas, podría llegar a ser inútil y se producirían inundaciones que se mantendrían durante mucho tiempo, dañando a la ciudad en caso de no ser tomadas nuevas medidas de control.

1.2.3.5. Estudio y control de la subsidencia

Entre 1978 y 1986 se ha llevado a cabo un análisis para la cuantificación y la localización de las áreas de subsidencia, la determinación del efecto del bombeo sobre los asientos, la predicción del posible descenso máximo total y las medidas oficiales que podrían tomarse para detener el fenómeno. Se desarrolló una investigación sobre los recursos de agua subterránea y otra sobre la elevación del terreno mediante el estudio de nueve series de nivelaciones de precisión en la superficie de todo el área de Bangkok. El Campus del Instituto Tecnológico de Asia fue objeto de un seguimiento pormenorizado de nivelaciones del suelo y de medidas de la presión del agua en los poros mediante piezométros desde 1983.

En 1976 las autoridades de la metrópolis en materia de agua iniciaron la realización de un programa cuyo objeto era conseguir una producción total de agua superficial de 2,3 hm^3 en 1985 y de 2,8 hm^3 en 1989, suficientes para colmar las necesidades de 6 millones de personas. Como resultado de la reducción de la tasa de bombeo, los niveles piezométricos dejaron de bajar e, incluso, comenzaron a subir en la década de los años 80.

La primera consecuencia del ascenso del nivel piezométrico fue que en 1982 la tasa de subsidencia decreció en un 10-20%, aunque seguía siendo bastante grande (ver figura 1.12). En 1986 el asiento producido era nulo o muy pequeño en muchas de las localizaciones, midiéndose levantamientos en algunas de ellas.

1.2.4. Subsidencia en Japón

Las mayores ciudades de Japón son asentamientos naturales que buscan una topografía suave en las llanuras junto al mar. La subsidencia ha desencadenado graves problemas medioambientales en zonas superpobladas (Corapcioglu, 1984). Los principales casos se resumen en la tabla 1.6.

Los primeros estudios científicos sobre la subsidencia datan de 1900 en Tokio y de 1930 en Osaka. Los artículos presentados en el Primer Simposio Internacional de Subsidencia Terrestre, celebrado en Tokio en 1969, se basaron en datos estadísticos recopilados a finales de 1966.

La causa de la subsidencia en Japón es la extracción de agua del terreno. En un principio, en 1960, era bombeada para los usos industrial y municipal, excluyendo la destinada para el abastecimiento de la población y para la explotación de gas, pero después también fue extraída para el consumo humano, el agrícola y para calefacción en el período invernal. En 1970, el destino principal era la agricultura (166,7 m^3/s de un total de 243,3

m^3/s). En algunos lugares se emprendió una explotación geotérmica a gran escala (Yamamoto, 1977). Se estima que en 1989 en Japón se usaban 366.512 m^3/s de agua subterránea. Aproximadamente el 30% del agua destinada a la industria, el 22% de la del consumo y el 7% de la empleada en tareas agrícolas procedía del subsuelo (Akagi, 1992).

Se ha demostrado que la subsidencia comenzaba a ocurrir en aquella zona en la que el bombeo excedía el valor de 1 mm/día.km^2, lo que podría valer como límite para la extracción (Yamamoto, 1977).

Figura 1.13
Áreas con subsidencia en Japón. 1965 (Yamamoto, 1977)

El número de localizaciones que han experimentado la subsidencia en Japón creció sin parar desde principios de siglo hasta los años 80, llegando a completar 60 (ver figura 1.13) y hasta 7.380 km^2 en superficie. De ellos, 1.200 km^2 se encontraban por debajo del nivel del mar. Las áreas que en 1976 tenían una tasa de subsidencia superior a 2 cm/año son Kanaura (Akita), Naoetsu (Niigata), Kujikuri (Chiba), la Llanura de Mikawa (Aichi), la Llanura de Nobi (incluyendo Aichi, Mie y Gifu), la Llanura de Tottori (Tottri), la Llanura de Saga (Saga), la Ciudad de Aomori, la Ciudad de Nanao, la Ciudad de Yamagata, y la Ciudad de Haranomachi. La superficie total que ocupaban era de 1.946 km^2 en 1978. De ellos, 404 km^2 descendían más de 4 cm en un año (Akagi, 1992).

La subsidencia desencadenó daños en las estructuras y gran cantidad de problemas en los ríos, los puertos, las zonas agrícolas, etc.. Se tuvieron que tomar medidas en las áreas de altitud próxima al nivel del mar para protegerlas de las inundaciones, las altas mareas, y las grandes olas debidas a los terremotos.

En muchas de estas zonas se ha invertido la tendencia, recuperándose la presión intersticial del agua, incluso varios metros en un año, y disminuyendo considerablemente la tasa de subsidencia. Entre ellas se puede citar a Tokio, Chiba, Kanagawa (Yokohama y Kawasaki), Osaka y Niigata. El área con una tasa de subsidencia mayor o igual a 2 cm/año era de 616 km^2 en 1982 y de 396 km^2 en 1986, mientras que esta cifra era de 4 cm/año para 45 km^2 en 1982 y para 7 km^2 en 1986 (Akagi, 1992).

En algunos lugares se ha detenido la subsidencia. Es más, en varios de ellos ha habido levantamientos de la superficie terrestre, con lo que se han creado nuevos problemas. El máximo rebote registrado en un año, entre 1974 y 1975, es de 3 cm en un cierto lugar de Kawasaki, donde en principio fue confundido con un movimiento sísmico. Este fenómeno se debe a las medidas legales de prohibición de la extracción de agua del terreno y a la búsqueda de otras fuentes de suministro.

La Ley de Agua Industrial de 1957 se puso en vigor y fue aplicada desde 1961 en Tokio, Yokohama y otros lugares. Además, se establecieron por los gobiernos locales las Leyes Municipales de Agua del Terreno para la Regulación de los Edificios y la Prevención de Desastres Públicos. En torno a los años 70 se fue creando una conciencia general entre los ciudadanos de la necesidad de limitación del bombeo de agua del terreno.

1.2.4.1. La Llanura de Nobi

1.2.4.1.1. Marco hidrogeológico

La Llanura de Nobi ocupa una superficie de 1.300 km^2 del área central de Japón (ver figura 1.14), que dan a la Bahía Ise, donde circulan los ríos Ibi, Nagara, Kiso y Shonai y se compone de abanicos aluviales, llanuras de inundación, llanuras deltáicas, terrazas, tierras salvadas del mar y suelos de relleno.

En la zona que ocupan la presente Llanura de Nobi, la Bahía Ise y sus alrededores existía durante el Plioceno y el primer Pleistoceno una gran cuenca sedimentaria, llamada Lago Tokai. En la fase más temprana del medio Pleistoceno comenzaron a desarrollarse los movimientos de inclinación del Bloque Tectónico de la Llanura de Nobi. El resultado es que el estrato rígido del fondo del área limitada por la falla Yoro se encuentra inclinado y está cubierto por sedimentos que se van haciendo más profundos hacia el oeste, donde los estratos más antiguos datan del Plioceno y aparecen a una profundidad de 2.000 m bajo la superficie.

Figura 1.14
Subsidencia en la Llanura de Nobi desde febrero de 1961 hasta noviembre de 1975, en cm (Iida et al., 1977)

En la zona más baja de los sedimentos del Pleistoceno, llamada Formación Pre-Ama (tabla 1.7), se alternan capas semiconsolidadas de arcilla lacustre de agua dulce, arena de río y grava. La Formación Ama y los sedimentos más recientes se componen de estratos de arena de río o grava que se alternan con otros de arcilla marina sin consolidar. Cada una de esas capas de arcilla marina muestra un ciclo sedimentario y representa a un período de formación relativamente cálido o una época interglacial.

En los períodos más fríos, durante las caídas del nivel del mar, se han depositado las capas de grava como terrazas o lechos de ríos en los valles. En el caso de las terrazas los estratos de grava son más delgados, mientras que los de los lechos de los ríos alcanzan un espesor de 20 m o más. Los dos tipos de capas de grava se distribuyen bajo la casi totalidad de la Llanura de Nobi y las curvas de nivel de la profundidad del fondo reflejan los rasgos topográficos formados en los períodos de mínima cota del nivel del mar, tales como colinas, terrazas y valles. Esta topografía y las características de los dos tipos de los estratos de grava tienen una gran repercusión en el rendimiento del agua subterránea de la llanura.

Las capas de arcilla marina que se encuentran sobre los estratos de grava alcanzan un espesor de más de 30 m en los valles y se extienden en superficie bajo todo el área de la llanura exceptuando la zona aluvial en abanico, donde las capas de arcilla son más delgadas y aparecen intercalados estratos de arena y grava. En esta zona las precipitaciones y el agua superficial penetran descendiendo a través de esas capas de arena y grava y recargan la reserva de agua subterránea de la Llanura de Nobi. Una capa de arena superficial, el miembro superior de la Formación Nanyo, alcanza un espesor de 15 m y contiene agua en estado no confinado que se recarga directamente de la forma descrita. Las

capas de grava, alternadas o mezcladas con las de arcilla, denominadas como *G1* y *G2* entre otras, son acuíferos artesianos que proporcionan una gran cantidad de agua, incluso antes de que se produjera el gran desarrollo del bombeo (tabla 1.7).

Tabla 1.7
Estratigrafía bajo la superficie de la Llanura de Nobi

PERÍODO	**NOMBRE**	**CAPAS**	**ESPESOR** (m)
HOLOCENO	FORMACIÓN NANYO (*H*)	Capa superior de arena suelta y capa de arcilla marina muy blanda	10-60
PLEISTOCENO	FORMACIÓN NOBI (*N*)	Alternancia de capas de arena y limo	10-20
	CAPA DE GRAVA DAIICHI (*G1*)		10-30
	FORMACIÓN ATSUTA (*D3*)	Capas superiores de arena y arcilla y capa inferior de arcilla marina no consolidada	10-100
	CAPA DE GRAVA DAINI (*G2*)		5-30
	FORMACIÓN AMA	Alternancia de capas de arena, arcilla y gravas semiconsolidadas	30-100
	FORMACIÓN PRE-AMA	Alternancia de capas de arena, arcilla y gravas semiconsolidadas	30-70
PLIOCENO	GRUPO TOKAI	Alternancia de capas de arena, arcilla y gravas semiconsolidadas	200-1.000
SERIES DEL MIOCENO			
ESTRATO RÍGIDO PRE-TERCIARIO			

1.2.4.1.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico

La causa del progresivo aumento de la subsidencia ha sido la consolidación de los sedimentos por la disminución de la presión intersticial del agua debida a la creciente extracción de agua para colmar las necesidades industriales y agrícolas. La principal actividad de la llanura había sido históricamente la agricultura. Pero desde mediados de siglo se han instalado un gran número de fábricas textiles y de otros tipos y se han desarrollado muchos barrios residenciales, por lo que el bombeo ha experimentado un gran auge. La actividad es aún mayor en verano, debido a las necesidades de riego y de aire acondicionado. Incluso, desde 1963, se han explotado recursos termales, extrayéndose agua caliente desde profundidades de más de 1.000 m.

En 1925 se bombearon 0,019 m^3/s y 18 m^3/s en 1965. En 1973, más de 10.000 pozos bombeaban 42,8 m^3/s (tabla 1.6). En Ogaki, una de las ciudades industriales localizada en la zona norte de la llanura, la intensidad del bombeo era de 1,16 m^3/s en un área de 4,4 km^2.

Entre 1961 y 1965 el bombeo se producía fundamentalmente desde el acuífero *G2* y entre 1965 y 1969 desde el *G1*, más superficial (tabla 1.7). En 1973 la proporción de agua suministrada por cada fuente eran un 8,4% desde el acuífero superficial no confinado, un 32% desde el *G1*, un 6,6% desde la capa de arena superior de la Formación Atsuta, un 23,3% desde el *G2*, un 20,4% desde las formaciones Ama y Pre-Ama y un 9,3% desde los acuíferos del Terciario. Por lo tanto, aproximadamente un 70% del bombeo total de la llanura se realizaba desde acuíferos más superficiales que el *G2* (Kuwahara et al., 1977).

En cuanto a la distribución superficial del bombeo, en el norte de la llanura el agua es extraída principalmente desde los acuíferos más superficiales, o sea el superficial y el *G1*, y en la zona sureste desde los acuíferos más profundos que el *G2*. El *G2* constituye el primer suministro de agua en la mayor parte de la llanura.

Pozos más profundos, por encima de los 1.000 m de profundidad, alcanzan los acuíferos del Plioceno o, incluso, los inferiores del Mioceno, que se alternan con arcilla, arena y gravas. De ellos se saca agua a altas temperaturas, usada para los manantiales de agua mineral.

El uso para la industria alcanzaba el 60% del total en los años 70. La extracción anual de agua subterránea en estas fechas llegaba al 32% del volumen de lluvia anual en la llanura. Esta cifra supera con creces a la recarga natural de agua en el terreno.

En los años 20 los niveles piezométricos de los acuíferos confinados de la llanura se encontraban por encima de la superficie del terreno. En los años 40 todavía había pozos artesianos en Ogaki, Kanie y Kasugai. Pero los niveles fueron cayendo conforme se abrían nuevos pozos, sobre todo a partir de la II Guerra Mundial. La superficie piezométrica ha llegado a bajar en algunas zonas hasta 40 m por debajo del nivel del mar, con tasas de hasta 2 m/año (tabla 1.6).

El nivel piezométrico del acuífero confinado *G2* es más bajo que el del *G1* debido a que el agua de más calidad se encuentra en aquél por lo que es preferida para el bombeo.

1.2.4.1.3. Registros y consecuencias de la subsidencia

La subsidencia ha ocurrido con mayor intensidad donde se extienden las capas gruesas de arcilla no consolidadas y se produce un fuerte descenso del nivel piezométrico.

Desde 1888 hasta 1975 la superficie terrestre ha descendido 237 cm en Yatomi (Iida et al., 1977). La subsidencia de la llanura desde febrero de 1961 hasta noviembre de 1975 se muestra en la figura 1.14. La parte sur de Nagashima, que da a la Bahía Ise, descendió 147 cm en esos 15 años (tabla 1.6).

Las tasas anuales de subsidencia han sido de 1,4 a 1,8 mm antes de 1925, de 2 a 5 mm en el período 1925-1950, de 10 a 20 mm entre 1950 y 1960, de 20 a 40 mm entre 1960 y 1965 y más de 100 mm en los años 70. Entre 1950 y 1973 la subsidencia aumentó exponencialmente. En 1973 la tasa de subsidencia variaba entre 2 y 20 cm/año (tabla 1.6).

En 1976 el área descendente total era de 1.140 km^2. La superficie que se encontraba por debajo del nivel del mar pasó de 186 km^2 en 1961 a 250 km^2 en 1973.

La compactación de los sedimentos no consolidados sobre el acuífero *G2* supone de un 70 a un 80% de la subsidencia total de la superficie terrestre. En cualquier caso, en el global de la llanura los asientos se extienden hasta profundidades de más de 100 m.

Las inundaciones y los tifones han azotado estas tierras a lo largo de la Historia. El 26 de septiembre de 1959 un tifón arrasó la llanura en dirección noreste avanzando desde la Bahía Ise, causando la muerte de 5.122 personas en todo Japón. Una superficie bastante mayor que la llanura quedó sumergida durante un largo período de tiempo. Este hecho reveló que en ese tiempo había un área de 186 km^2 bajo el nivel del mar. Con la subsidencia, el drenaje del terreno en los períodos de fuertes lluvias se ha hecho cada vez más difícil y el riesgo de inundaciones con las mareas ha aumentado considerablemente.

1.2.4.1.4. Estudio y control de la subsidencia

Kuwahara et al. (1977) hicieron una estimación de la subsidencia futura basándose en la Teoría de Consolidación de Terzaghi. Las hipótesis de reducción de la presión intersticial del agua en el terreno fueron varias, cuyos casos límite consistían en que los niveles piezométricos se estabilizaran en los valores de 1973 y que siguieran descendiendo con las tasas de ese mismo año. Estimaban que el asiento producido una década más tarde, debido al tiempo requerido por la consolidación, en el mejor de los casos alcanzaría los 70 cm, y en el peor 160 cm. Si la superficie piezométrica de los acuíferos principales descienden en el peor de los casos, solamente el asiento de los sedimentos situados sobre el *G2* alcanzará de 3 a 4 m en las zonas sur y oeste de la llanura.

La subsidencia en la Llanura de Nobi ha sido investigada por las autoridades estatales y locales y por profesores de Universidad. Estas investigaciones son la base de las medidas establecidas por las autoridades responsables para regular las extracciones de agua subterránea.

La Ley de Agua Industrial, puesta en vigor en 1956, y las Ordenanzas de la provincias de Aichi y Mie, y de la Ciudad de Nagoya, puestas en vigor entre 1974 y 1976, priorizaban el uso de agua superficial poniendo límites a la profundidad y a las dimensiones del conducto de extracción, a la potencia de la bomba y a la tasa diaria de bombeo en todos los pozos abiertos nuevamente. La extracción de agua de los pozos existentes fue restringida a un 80% de la descarga anterior.

Como resultado de las medidas oficiales los niveles piezométricos han cambiado su tendencia, experimentado una recuperación a partir de 1974, lo que hizo que la tasa de subsidencia comenzara a descender en 1975. La superficie descendente también se ha ido empequeñeciendo en extensión. Es más, se han medido rebotes de hasta 3 cm/año en algunos puntos de las zonas perimetrales (Iida et al., 1977).

1.2.4.2. Niigata

Otra zona de Japón que ha experimentado desde 1956 una subsidencia severa a causa del bombeo de agua y gas para uso industrial y doméstico es Niigata (ver figura 1.15).

Figura 1.15
Situación de pozos de gas y subsidencia en Niigata entre 1959 y 1974 (Aoki, 1977)

1.2.4.2.1. Marco hidrogeológico

Los estratos que se encuentran bajo la superficie consisten principalmente en depósitos, desde arriba hacia abajo, del Holoceno, Pleistoceno y Neogeno Terciarios. La mayor parte de las reservas de gas del campo de Niigata pertenecen al Grupo Uonuma del Pleistoceno, que se caracteriza por la alternancia de capas de arcilla, arena y grava. Las reservas de gas, es decir los acuíferos confinados compuestos de arena y grava, están ocupadas por agua salina.

1.2.4.2.2. Desarrollo del bombeo, descenso del nivel piezométrico y registros de subsidencia

La extracción de gas natural se desarrolló con gran rapidez a partir de 1953. Para su explotación industrial proliferaron los pozos de producción en el área cercana a la desembocadura del Río Shinano y a lo largo de la costa del Mar del Japón. En el área interior de la Llanura de Niigata, al sur de la Ciudad de Niigata, se distribuyeron 10.000 pozos de gas natural para uso doméstico (ver figura 1.15).

En 1960 los pozos de la llanura bombeaban 0,69 m^3/s. Como resultado de la extracción de agua del terreno en los pozos de gas, el nivel piezométrico sufrió un gran descenso.

Entre 1957 y 1959 se publicaron numerosos artículos de investigación, especialmente acerca de las causas de la subsidencia y las medidas para minimizar sus efectos. Los registros de los pozos de observación revelaban una notable compresión de los estratos situados a profundidades entre 380 y 610 m.

El descenso total del terreno había alcanzado 200 cm en algunas localizaciones en torno a 1970 (Scott, 1979; Akagi, 1992). En la figura 1.15 se representa la subsidencia total experimentada en el área de Niigata desde 1959 a 1974 (Aoki, 1977). Corapcioglu (1984) dice que la subsidencia en Niigata alcanzó no menos de 240 cm (tabla 1.6).

La tasa máxima de subsidencia fue medida en 1959 en Yamanoshita y era de 50 cm/año (tabla 1.6). En la misma fecha, en Shirone Town, en el área interior de la Llanura de Niigata, se midieron 14 cm en 10 meses, y el área total de subsidencia ocupaba 2.000 km^2 (Yamamoto, 1977).

La compactación se localizaba principalmente en los 120 m más superficiales, que coinciden con los depósitos del Holoceno y del Pleistoceno más reciente.

Es posible que la subsidencia tenga alguna relación con el fenómeno de licuefacción que ocurrió durante el terremoto de 1964.

1.2.4.2.3. Medidas para la recuperación del nivel piezométrico

Con el fin de detener la subsidencia se puso en vigor una regulación que controlara la extracción del terreno de agua asociada con gas natural. Con ello se consiguió reducir la velocidad de la subsidencia en la costa del Mar del Japón a unos pocos cm por año. En 1960 se impuso la prohibición de perforación de nuevos pozos en el área interior de la llanura. Los niveles de bombeo y la tasa de subsidencia comenzaron a disminuir.

Como a pesar del control de la extracción de agua y gas se seguían produciendo algunos cm de subsidencia, a partir de 1960 el gobierno y las compañías mineras emprendieron experimentos de recarga artificial de agua en las reservas de gas. El primero

se llevó a cabo en la Ciudad de Niigata entre 1960 y 1963. Las conclusiones que se sacaron fueron las siguientes:

a) La permeabilidad de las principales reservas variaba entre 10 y 50 darcys.
b) El índice de inyectividad era, en general, menor que ¼ del índice de productividad.
c) En la inyección a largo plazo es necesario que el retorno del agua se haga con intervalos de tiempo adecuados.

La segunda fase de los experimentos se realizó entre 1965 y 1973, y consistió en investigar la compatibilidad de la prevención de la subsidencia terrestre con una nueva explotación de los recursos de gas. El sistema de inyección se componía de una serie de pozos de bombeo y de inyección. La cantidad total de agua bombeada, unos 0,03 m^3/s, se hacía pasar por filtros de gas-agua y se volvía a inyectar en los 4 acuíferos existentes. Se instalaron, también, pozos de observación cerca de las estaciones experimentales. Se estudiaron los cambios en los niveles piezométricos y la compactación de las capas bajo la superficie, llegándose al convencimiento de que con la inyección continuada la extracción de agua del terreno tenía poca influencia en la subsidencia de la zona.

Basados en los resultados anteriores, se perforaron pozos de inyección para la recarga artificial en los alrededores de los pozos de producción. Desde 1973, el caudal de agua bombeada, 1,27 m^3/s, se volvía a inyectar en los acuíferos subterráneos una vez extraído el gas natural (tabla 1.6).

Debido a ello, el nivel de agua en el terreno ha ido creciendo rápidamente desde octubre de 1973 y se han producido levantamientos de la superficie terrestre. El aumento del nivel piezométrico alcanzó en Nishikanbara la tasa de 20 m/año en el acuífero que se encuentra a 1.050 m de profundidad y de 5 m/año en el que está a 380 m. El rebote del terreno, con un máximo medido de 2,8 cm/año en Uchino, parece ser temporal y estar causado por la expansión de los estratos que se extienden bajo los acuíferos en los que se inyecta el agua. En 1974 el área de subsidencia se había reducido a 70 km^2 (Yamamoto, 1977).

1.2.4.3. Tokio

1.2.4.3.1. El problema de la subsidencia

El desarrollo de la subsidencia terrestre ocurrido en algunas áreas de Tokio en las que la población ha aumentado notablemente ha pasado a constituir un serio problema con respecto al control de las inundaciones y a los programas medioambientales. En la figura 1.16 se muestran las distintas zonas de las que se habla a continuación (Ishii et al., 1977)

La subsidencia de la Ciudad de Tokio tiene una gran variedad de causas (Scott, 1979). Al tratarse de un área tectónicamente activa, algunos asientos se deben a la respuesta de la corteza a los movimientos tectónicos. El peso de las estructuras y las

vibraciones debidas al tráfico también son responsables de otro porcentaje. Sin embargo, la mayor parte es provocada por la consolidación de una capa de arcilla blanda causada por la extracción de agua subterránea. Hace aproximadamente 80 años desde que la subsidencia en Tokio fue identificada por vez primera con el bombeo. En 1938 se comenzó una investigación a gran escala.

Figura 1.16
Áreas afectadas por la subsidencia en Tokio (Ishii et al., 1977)

1.2.4.3.2. Marco hidrogeológico

La metrópolis de Tokio se localiza en la parte sur de la Llanura de Kanto. En su lado oeste se han desarrollado las Montañas de Kanto aflorando rocas compuestas de los depósitos del Pre-Terciario. Las zonas de colinas aparecen a los pies de las montañas y en el lado sur del Río Tama. En la parte norte del Río Tama se encuentra la Meseta de Musashino y en el lado este se distribuyen las tierras bajas aluviales. El área de subsidencia de Tokio comprende a la Meseta de Musashino y a las tierras bajas aluviales (ver figura 1.16).

En la tabla 1.8 se muestran las principales características del perfil estratigráfico bajo la superficie de Tokio. Los estratos que conforman el sistema acuífero son el Grupo de Tokio, del Pleistoceno, y el Grupo de Kazusa, del Plioceno, en la meseta, y el Grupo de Tokio en el área de las tierras bajas. La compactación que acompaña al descenso del nivel piezométrico se produce en la totalidad de los estratos exceptuando las capas de cenizas volcánicas y las terrazas de gravas.

Tabla 1.8
Estratigrafía bajo la superficie de Tokio

PERÍODO	MESETA DE MUSASHINO	TIERRAS BAJAS ALUVIALES	CAPAS	ESPESOR (m)
HOLOCENO		FORMACIÓN YURAKUCHO	Arcilla blanda	10-30
PLEISTOCENO		FORMACIÓN NANAGOCHI	Arena, arcilla	10-30
	MARGA TACHIKAWA		Ceniza volcánica	10-15
	GRAVA TACHIKAWA		Grava de terraza	
	MARGA MUSASHINO		Ceniza volcánica	
	GRAVA MUSASHINO		Grava de terraza	
	GRUPO TOKIO		Arena, arcilla y grava	50-450
PLIOCENO	GRUPO ZAKUSA		Superior: arena Inferior: fango arenoso	> 1.000

1.2.4.3.3. Desarrollo del bombeo, descenso del nivel piezométrico y registros de subsidencia

La utilización del agua del terreno prosperó en torno a 1920. Desde entonces el incremento del bombeo fue continuo. En los años 1958-60, el bombeo alcanzaba los 34,5 m^3/s en todo el área de Tokio, englobando a la zona suburbana (tabla 1.6). El nivel piezométrico en la zona este de Tokio bajó 64 m entre 1920 y 1971 (Ishii et al., 1977). Carbognin et al. (1978) estiman que el descenso entre 1920 y 1964 fue de 32 m en el área de Koto. La caída piezométrica se prolongó en esta zona hasta 1965 y en la otra hasta 1971. A partir de entonces el nivel de agua experimentó una recuperación, coincidiendo con la prohibición de la extracción de agua del terreno.

Desde 1892 a 1968 se midió en Tokio una subsidencia máxima de más de 400 cm y mínima de 100 cm (Bouwer, 1977; Scott, 1979; Akagi, 1992). Desde 1900 hasta 1975 el máximo de subsidencia acumulada fue de 457 cm, en el distrito de Koto (Ishii et al., 1977). Desde 1938 hasta 1975 el terreno descendió 300 cm. Carbognin et al. (1978) dan un asiento de 423 cm entre 1918 y 1968 en la misma zona. La razón entre asiento de subsidencia y variación del nivel piezométrico, $s/(-\Delta h)$, tomó un valor medio de 6 cm/m (Ricceri y Butterfield, 1974).

En un principio la subsidencia se limitaba al área entre los ríos Sumida y Ara. Pero con el crecimiento de la zona industrial tras la II Guerra Mundial la subsidencia se hizo mayor en extensión y en importancia, y en la segunda mitad de los años 50 la parte sur de la Llanura de Kanto formaba una gran superficie de subsidencia. La zona de Tokio con una tasa de subsidencia mayor de 10 cm/año creció desde 1950 hasta 1961, llegando a tener 75 km^2 (Ishii et al., 1977). Entre 1958 y 1960 el área total que había experimentado subsidencia ocupaba unos 200 km^2 y la tasa de asiento en las tierras bajas era de 38 cm/año (Yamamoto, 1977). Dos millones de personas vivían en una zona de 80 km^2 que había descendido 230 cm bajo el nivel del mar (Corapcioglu, 1984). Para prevenir el desastre se tomaron medidas como recrecer las orillas de los ríos, construir presas contra las inundaciones o instalar bombas de drenaje.

1.2.4.3.4. Estudio y control de la subsidencia

En el distrito de Koto la Ley de Agua Industrial fue aplicada en 1961 y se prohibió la apertura de nuevos pozos, pero en esa fecha aún había una extracción de agua en Tokio de 7,52 m^3/s y un área de 75 km^2 en la que la tasa de subsidencia excedía los 10 cm/año (tabla 1.6). Incluso después de la aplicación de la Ley de Agua Subterránea y de los Edificios en 1963, y de la extensión de la prohibición a otras 23 áreas de Tokio, seguía habiendo un bombeo de 5,79 m^3/s y un área de subsidencia de 20 km^2 (Yamamoto, 1977). Las principales razones para la dificultad de aplicación de la ley eran la facilidad de extracción del agua y de explotación del gas, y la falta de otros recursos.

Una vez que se consiguieron otras fuentes de suministro para uso industrial, se pusieron en práctica restricciones en el bombeo. A pesar de ello, en algunos puntos cerca del estuario del Río Ara hubo una tasa de subsidencia de 20 cm/año. En 1968 se alcanzaron las mayores tasas de la zona y el área de Tokio con una tasa igual o mayor a 10 cm/año era de 33 km^2 en 1970 (Ishii et al., 1977). Las principales causas del elevado valor de la subsidencia de esos años eran:

a) La capa de arcilla blanda depositada en esas localizaciones tenía un gran espesor, llegando hasta los 200 m según Carbognin et al. (1978).
b) El gas natural que estaba disuelto en el agua extraída en esta área desde 1951 aumentó el efecto de la subsidencia.
c) La restricción de la extracción de agua del terreno todavía era insuficiente.

En la parte norte de las tierras bajas aluviales, en diciembre de 1971 se prohíbe el uso de pozos con menos de 160 m bajo la superficie y en mayo de 1974 esta prohibición se extiende a todas las profundidades. Como resultado, la extracción de 1,04 m^3/s en 1971 pasa a 0,12 m^3/s en 1974 y el nivel piezométrico se recupera unos 30 m (tabla 1.6).

El Gobierno Metropolitano de Tokio adquirió los derechos sobre el gas natural disuelto en agua que se reservaba en la parte sur de las tierras bajas aluviales, cerca del estuario del Río Ara, hasta más de 450 m bajo la superficie. En diciembre de 1972 se prohíbe la extracción de gas natural disuelto en el agua y las restricciones de la extracción de agua se completaron en marzo de 1975. En 1972 se extraían 0,35 m^3/s, que pasaron a 0,05 m^3/s en junio de 1975. El nivel piezométrico subió 15 m en ese período.

Al sur de las tierras bajas aluviales, en la zona de extracción de gas disuelto en agua, la compactación de los 70 m superiores bajo la superficie de arcilla blanda aluvial ha ido disminuyendo progresivamente desde 1961, fecha en la que se prohibió la instalación de nuevos pozos. Por el contrario, la compactación de las capas de suelo con más de 70 m de profundidad se mantuvo siguiendo a las fluctuaciones del nivel piezométrico.

En diciembre de 1975, a pesar de la recuperación del nivel piezométrico en el acuífero, la presión intersticial del agua en la capa de arcilla aluvial a 30 m bajo la superficie todavía estaba cayendo, por lo que la compactación del suelo continuaba a esa profundidad. Sin embargo, la presión intersticial del agua de la arcilla situada a 50 m de

profundidad se recuperó a partir de 1972. En el Grupo de Tokio, con capas de arena, arcilla y grava a profundidades entre 55 y 300 m, en las partes donde se experimentaba la recuperación del nivel piezométrico se producía expansión, pero donde no la había continuaba la compactación. Se puede decir que en 1975 casi se llega a un equilibrio entre descensos y levantamientos.

Las medidas de deformaciones en profundidad se iniciaron en 1971 (Ishii et al., 1977), cuando ya la extracción se había reducido de forma importante. En la estación de observación del área de gas natural de Minamisuna, en este año, con un asiento total de 10,69 cm (tabla 1.6), los 20 m superiores del terreno tenían una deformación longitudinal unitaria máxima, de compresión, de ε=1,47‰, pero el terreno situado a más de 30 m de profundidad todavía asentaba 6,91 cm. Por el contrario, en 1975 se registró un rebote de 0,26 cm, con compresión de 2,14 cm en los 70 m superiores y expansión de 2,40 cm a partir de 70 m.

En la parte oeste, conocida como Área Tama, se prohibió la apertura de nuevos pozos para uso industrial y de los edificios, pero en los años 70 aún no se había ejecutado la prohibición de la extracción desde los pozos existentes. El agua subterránea de este área tenía principalmente un uso doméstico y la extracción continuaba con un ritmo de 5,79 m^3/s. El nivel piezométrico caía con una tasa de 3 a 4 m/año (tabla 1.6) y se podía encontrar una zona descendiendo con una tasa mayor a 10 cm/año hasta 1974. En vista de esto, se extendió la restricción de la extracción a 23 áreas de distrito adyacentes a la zona oeste y a la parte sur de Saitama, con lo que se consiguió recuperar el nivel piezométrico.

Gracias a todas estas medidas de control del bombeo, los movimientos del nivel piezométrico y de la superficie del terreno tomaron en los años 70 un giro favorable, que se detalla a continuación:

a) Las restricciones de la extracción de agua tuvieron como consecuencia la recuperación del nivel piezométrico en 23 áreas de distrito de Tokio. Sin embargo, la capa de arcilla blanda aluvial seguía compactándose. Por otra parte las capas profundas de arena, como el Grupo de Tokio (Pleistoceno) y el Grupo de Kazusa (Plioceno), se expandían en todo el área de Tokio. El tiempo tiene una gran importancia en este tipo de fenómenos.
b) Desde 1971 hasta 1975 en las tierras bajas aluviales el nivel de agua en el terreno se recuperó de 10 a 30 m y la tasa anual de subsidencia descendió a 1-2 cm/año.
c) En algunas zonas cerca del estuario del Río Ara y en la Meseta de Musashino se midieron levantamientos de la superficie terrestre de hasta 2-3 cm desde 1973 hasta 1975. Estos levantamientos son considerados un fenómeno de rebote de la subsidencia terrestre.
d) El área de Tokio con una tasa de subsidencia igual o mayor a 10 cm/año se había anulado en 1975 (Ishii et al., 1977).

1.2.4.3.5. Efectos sobre la calidad del agua del terreno

En Tokio se han hecho también consideraciones sobre el efecto que el fenómeno de la subsidencia tiene en la calidad del agua del terreno (Ishii et al., 1977).

En la Bahía de Tokio el contenido en ión de cloro es mayor de 100 ppm y este valor decrece rápidamente conforme se avanza hacia el interior. El contenido en ión de cloro y la conductancia se distribuyen en 1972 acercándose hacia la Bahía de Tokio, pero esta distribución es alterada desde 1973, cuando se ponen en práctica las restricciones en la extracción de agua y la prohibición de sacar gas natural disuelto en agua.

La ratio de tritio era pequeña, con menos de 3 T.R., valor que se mantuvo hasta 1973 en casi todo el área de las tierras bajas aluviales. A partir de esta fecha, sin embargo, a lo largo de la Bahía de Tokio y en la parte norte de las tierras bajas aluviales, se incrementó con gran rapidez.

En los períodos de descenso del nivel de agua en el terreno aumenta el contenido de ión de cloro y disminuye la ratio de tritio. Por el contrario, en el caso de una recuperación del nivel piezométrico, ocurre el fenómeno opuesto de uno a dos años más tarde en las tierras bajas aluviales y casi al mismo tiempo en la Meseta de Musashino.

La causa de que el contenido en ión de cloro aumente al descender el nivel piezométrico puede ser la salinidad que ha provocado la intrusión del agua del mar en el pasado. La ratio de tritio del agua del mar es de 30 T.R. en la Bahía de Tokio. Si la salinidad del agua en el terreno aumentara por el agua de mar, la ratio de tritio debería crecer. Además, el límite entre el área de agua en el terreno de contenido en ión de cloro igual o mayor que 100 ppm y el área de agua dulce ha permanecido inalterado desde 1930 a menos de que el nivel de agua en el terreno haya descendido.

Por otra parte, en la Meseta de Musashino, que está fuera del área de alto contenido del agua en cloro y también lejos del ritmo de las mareas, el incremento del contenido en ión de cloro y el decrecimiento de la ratio de tritio se producen también en el período de descenso del nivel de agua. Es preferible considerar que la razón de que esté siendo reducida la ratio de tritio es que la extracción de agua del terreno se está haciendo desde los poros del suelo a considerar que la razón de que aumente el ión de cloro es la filtración vertical de agua superficial contaminada artificialmente.

En el período de descenso del nivel de agua, en el que se produce la compactación del suelo, el movimiento del agua en los poros se desarrolla principalmente en dirección vertical, predominando este sentido sobre la circulación horizontal del agua en los acuíferos. Como la parte sur de las tierras bajas aluviales no tienen suministro de agua dulce en su estructura geológica y la ratio de tritio es de un valor pequeño, casi cero, se considera que el agua del terreno ha sido extraída principalmente de los poros del suelo y no del agua de circulación. Pero esta tendencia se invierte tras la detención de la extracción de agua por las restricciones.

1.2.4.4. Osaka

En Osaka la profundidad de los estratos compresibles llega hasta 400 m (Carbognin et al., 1978). El descenso del nivel piezométrico fue de 30 m entre 1885 y 1962 y se midió una subsidencia máxima de 280 cm entre 1935 y 1968 (Carbognin et al., 1978). Akagi (1992) propone un descenso de 220 cm entre 1930 y 1986.

La máxima tasa de subsidencia fue de 20 cm/año en la meseta y de 14 cm/año en las tierras bajas, ambas observadas en 1960. En esta fecha el área descendente total era de 120 km^2 (tabla 1.6).

Las autoridades de la Ciudad de Osaka fijaron el control legal sobre el bombeo de agua para su uso en los edificios en 1962 (Yamamoto, 1977). En 1975 el área descendente había disminuido a 20 km^2 y hubo un rebote de 2 cm en las tierras bajas.

1.2.5. Subsidencia en Italia

Los numerosos casos de subsidencia en Italia (tabla 1.9) se encuentran concentrados al norte, en el Valle del Po, por donde discurren los ríos más largos del país (ver figura 1.17).

Figura 1.17
Zona de Italia afectada por la subsidencia (Carbognin et al., 1979)

El fenómeno de la subsidencia comenzó a interesar en Italia en torno a 1960, cuando la rápida industrialización y la creciente demanda de agua y energía para usos industriales, agrícolas y civiles causaron la aparición de problemas localizados en algunas zonas. En los sitios donde la naturaleza del suelo era particularmente sensible, los daños se hicieron extremadamente peligrosos para la protección y el desarrollo normal de las ciudades afectadas.

En las zonas costeras la subsidencia ha entrado en conflicto con el uso turístico de las playas. En los terrenos agrícolas ha hecho avanzar hacia el interior del continente la cuña salina y aún en las partes más lejanas ha producido un salto de cota de la capa freática, modificando las características del suelo, destruyendo la capacidad de producir y conduciendo a los cultivos a una muerte segura. La elevación del nivel piezométrico ha invalidado parcialmente el sistema de canalización y gestión de las aguas del territorio véneto. En los suelos turbosos la falta de aguas dulces y el avance de las salinas lleva a una drástica reducción volumétrica, con el consiguiente hundimiento posterior del suelo. Los valles de pesca, que funcionan basados en el juego de desniveles del agua, se han visto inutilizados por la subsidencia, con graves consecuencias sobre la explotación natural del pescado.

Las nivelaciones periódicas desarrolladas en el norte de Italia desde principios del siglo XX hasta nuestros días han puesto de manifiesto la acción de tres factores, independientes entre sí, pero cuyos efectos sobre la superficie terrestre se suman (Ricceri y Favaretti, 1992; Lewis y Schrefler, 1998):

a) El eustatismo se caracteriza por las fluctuaciones del nivel del mar causadas por las variaciones climáticas, meteorológicas y astronómicas. Contribuye a que vaya retirándose el límite de la tierra seca con las continuas elevaciones del nivel del mar, que ha subido una media comprendida entre 10 y 20 cm a lo largo del siglo XX (Gambolati et al., 1999).
b) La subsidencia natural, que afecta a todo el Valle del Po, debida a las deformaciones tectónicas del sustrato rocoso y a una continua consolidación natural de los depósitos geológicamente más recientes. La extensión donde se produce es mayor en la parte este de Italia, particularmente a lo largo de las tierras costeras que van desde Venecia hasta Rávena (ver figura 1.17).
c) La subsidencia provocada por el hombre mediante la extracción de grandes cantidades de agua y gas del terreno. El bombeo de agua subterránea afecta a extensas zonas causando una subsidencia generalizada, mientras que las explotaciones de gas se restringen a puntos localizados del territorio y no tienen una gran repercusión.

Los dos lugares de Italia donde el fenómeno de la subsidencia ha sido mejor estudiado, por su significación histórica, son Venecia y Rávena. Aunque la causa de la subsidencia, el marco hidrogeológico y el ambiente natural son similares en los dos casos, la tasa de hundimiento en Rávena es superior, debido al mayor consumo de agua y al mayor espesor y compresibilidad de los acuitardos (Carbognin et al., 1979).

La forma de desarrollarse es muy parecida en ambas áreas, pero la ratio entre los respectivos descensos del nivel piezométrico es de 3,4 veces superior en Rávena, mientras que la razón entre los asientos es de 7,2, por lo tanto, por cada unidad de descenso piezométrico el sistema de Rávena se compacta dos veces más que el de Venecia.

1.2.5.1. Venecia

La subsidencia del área veneciana es la de mayor repercusión de todo Italia debido a la importancia histórico-artística de la ciudad y a su poca elevación sobre el nivel del mar, de un metro de media, lo que hace que el hundimiento pueda resultar fatal para su supervivencia (Corapcioglu, 1984). Aunque las cifras relacionadas con el asiento 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, 1979).

1.2.5.1.1. Marco hidrogeológico

Venecia contaba con 118 islas muy próximas unas de otras y consideradas en principio inútiles para la construcción, debido a la mínima consistencia del fango que conformaba el suelo.

Pronto se descubrió la existencia bajo el fango del caranto, que consiste en capas alternadas de arena y arcilla compactada (tabla 1.9), que ofrecía una base sólida para edificar, con lo que comenzó el establecimiento de edificios sobre pilotes clavados firmemente en la arcilla. Los pilotes eran de alerce o roble y se clavaban muy próximos unos a otros. Al encontrarse bajo la capa freática no se pudrían, debido a la falta del oxígeno necesario para los insectos xilófagos. Constituían unos cimientos muy flexibles y resistentes.

Sobre la cimentación profunda se colocó posteriormente una capa horizontal formada por grandes bloques de piedra de Istria, que se convirtió en el verdadero suelo o basamento de la práctica totalidad de los 20.000 edificios de Venecia. El origen metamórfico de esta piedra la hacen parecerse al mármol blanco, en color y en algunas otras propiedades, siendo la más importante de ellas su impermeabilidad.

El sistema acuífero llega hasta una profundidad de 1.000 m, donde aparece la base rígida del Cuaternario, y está constituido por capas de arena que se alternan con capas de arcilla y limo, en las que predomina la fracción limosa (Carbognin et al., 1977). La estructura sedimentaria va variando en dirección noroeste, hacia la base de los Alpes (ver figura 1.17), haciéndose más gruesos los materiales y más delgados los acuitardos hasta que llegan a desaparecer. En el cinturón de la cordillera el manto cuaternario está constituido por un sistema de arena y grava totalmente homogéneo, que representa la reserva del agua de los acuíferos y acuitardos que se extienden bajo Venecia.

1.2.5.1.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico

Antes de 1890 todo el agua dulce utilizada en Venecia procedía de los acuíferos más superficiales y era suministrada casi enteramente por los pozos situados en el continente, unos 25 km al noroeste.

Hasta los años 30 los pozos eran artesianos. La extracción del agua a profundidades de 300 m comenzó en 1925, cuando se establecieron las primeras fábricas en Marghera. Los empresarios venecianos pensaron que la insularidad de Venecia no la hacían apta para responder a las exigencias del desarrollo industrial y eligieron la laguna para establecer los incipientes ciclos productivos y crear nuevos puestos de trabajo. Se crea así la zona industrial de Marghera.

El nivel de los pozos superficiales se encontraba a unos 4 m sobre el nivel del mar en 1858. Los registros anteriores a 1900 mostraban alturas de agua a 2,95, 4,90 y 6,7 m para profundidades de 55, 135 y 198 m, respectivamente (Ricceri y Butterfield, 1974). El nivel piezométrico permanecía por encima de la superficie terrestre, a excepción de Venecia, donde a partir de la II Guerra Mundial se localizó una depresión. El descenso piezométrico medio era bastante lento en todo el área pues la explotación no era muy intensa.

En los años 50 se produjo un fuerte auge del bombeo debido al desarrollo industrial, que se continuó hasta 1972 (Scott, 1979). La extracción se llevaba a cabo entre 70 y 350 m de profundidad, en seis acuíferos, cuatro de los cuales fueron intensamente explotados (2º, 4º, 5º y 6º). En 1969, en Marghera 50 pozos sacaban 0,46 m^3/s (Carbognin et al., 1977; Lewis y Schrefler, 1998) y en Venecia, aunque había 10 pozos en activo, solamente uno representaba la producción total de la ciudad, que era de 0,01 m^3/s (tabla 1.9). La explotación en el área industrial, por lo tanto, era de unas 50 veces la del centro histórico.

Debido a ello todos los niveles piezométricos descendieron bajo la superficie. Durante el período entre 1940 y 1970 el nivel del agua en el terreno cayó en Marghera con una tasa de 0,5-0,6 m/año (Ricceri y Butterfield, 1974), llegándose al valor máximo de 0,7 m/año (Carbognin et al., 1977). Según Scott (1979) el nivel piezométrico de los acuíferos bajo Venecia descendió entre 1950 y 1980 más de 0,26 m/año hasta una profundidad de 300 m.

En 1969 se fueron alcanzado los mínimos absolutos de la evolución piezométrica. En Marghera los acuíferos 4º y 5º bajaron 16 m bajo la superficie terrestre, y en el centro histórico el 3º y el 5º, 7 m (tabla 1.9). Entre 1952 y 1969 el descenso del nivel piezométrico fue de 13 m y de 5 m, respectivamente (Carbognin et al., 1977, 1978). Entre 1935 y 1972 otros autores (Ricceri y Butterfield, 1974; Placzek, 1989) dan valores de 19 y 10 m para la caída del nivel piezométrico en ambas zonas. Se puede afirmar que el bombeo en Marghera también afectó al equilibrio hidráulico de los acuíferos bajo Venecia, donde la extracción local no tenía la suficiente entidad como para provocar el descenso observado.

1.2.5.1.3. Registros de subsidencia

Ricceri y Butterfield (1974) estiman una velocidad media del asiento de la superficie terrestre en Venecia de 0,3 cm/año en el período 1900-1970. Antes de 1925 la subsidencia sólo era debida a causas naturales y tenía una tasa de aproximadamente 0,1 cm/año. Después de 1935 se observó un aumento a 0,4 cm/año. Entre 1952 y 1969 la tasa de subsidencia media fue de 0,65 cm/año en el área industrial y de 0,5 cm/año en el centro histórico, con máximos en 1968-69 de 1,7 cm y 1,4 cm, respectivamente (Carbognin et al., 1977). Scott (1979) da una tasa de asiento entre 1960 y 1980 de 0,5-0,6 cm/año. Placzek (1989) da un valor de 0,6 cm/año para el período 1935-1972 (tabla 1.9).

El descenso de la superficie del suelo fue de 3,5 cm entre 1900 y 1935, 6,8 cm entre 1935 y 1952 y 12 cm entre 1952 y 1972 (Ricceri y Butterfield, 1974, Placzek, 1989; Lewis y Schrefler, 1998). El asiento medio alcanzado entre 1952 y 1969 fue de 11 cm en Marghera y de 9 cm en Venecia, con máximos locales de 15 y 10 cm, respectivamente (Carbognin et al., 1977, 1978; Corapcioglu, 1984). Bouwer (1977) apunta una subsidencia máxima de 15 cm en el período 1930-73.

En cuanto a su distribución en superficie, la subsidencia afectó principalmente a las áreas extremas de la laguna y del litoral. La extensión ocupada por la laguna véneta ha sufrido desde 1908 hasta 1980 una reducción altimétrica del suelo habitado con respecto al nivel del mar de 22,4 cm (Lewis y Schrefler, 1998). La elevación del nivel del mar se debe a la acción conjunta de la subsidencia natural, la provocada por el hombre y el eustatismo. La componente antrópica de la subsidencia representa un 47% de este valor.

Los bajos valores de los descensos del nivel piezométrico y de la superficie de suelo se deben a la relativa incompresibilidad de las capas profundas, consistentes en estratos de limos y arenas de pocos metros de espesor. En torno a 1975 en algunos lugares aumentó la tasa de subsidencia aunque no hubo variación en la tasa de caída del nivel piezométrico, lo que sugiere que los estratos más superficiales hubieran estado ligeramente sobreconsolidados y en ese momento se encontraban en la rama de compresión noval de la curva de su comportamiento, al haber superado la presión de preconsolidación. La profundidad de los estratos compresibles varía entre 70 y 350 m (Ricceri y Favaretti, 1992). Destaca también que la deformación del suelo causada por las variaciones del nivel piezométrico ocurrió en un intervalo de tiempo más corto que en otros casos, debido al hecho de que los acuitardos son principalmente limosos y se encuentran interrumpidos por delgadas capas de arena que facilitan el drenaje.

La ratio entre asiento de subsidencia y variación del nivel piezométrico, $s/(-\Delta h)$, es progresivamente creciente desde la zona industrial hasta la histórica (tabla 1.9), lo que se debe al incremento gradual de los suelos más compresibles hacia Venecia y explica, en parte, la causa de que en Venecia se observara una subsidencia del mismo orden de magnitud que en Marghera, aunque se bombeara una cantidad de agua sensiblemente inferior. Por cada metro de descenso piezométrico, los asientos en el área industrial y en el centro histórico fueron, aproximadamente, de 1 y 2 cm (Ricceri y Butterfield, 1974; Carbognin et al., 1977; Placzek, 1989).

1.2.5.1.4. Daños y consecuencias del fenómeno

En las zonas costeras la subsidencia ha agravado la precariedad del litoral. Un testimonio histórico del progresivo hundimiento del terreno lo constituye la serie de "*C*", el común marino, que se encuentra esculpida sobre los cimientos de los edificios y en los canales, y que se impuso a finales del año 700 como indicador del nivel de las aguas. Era una referencia práctica de cotas, basada en la opinión de que la mancha verde oscuro dejada por el agua en los bordes u orillas de los canales tenía la misma altura en todos los lugares de Venecia. Hoy en día estas letras se encuentran casi todas sumergidas.

El fenómeno conocido por el término de "aguas altas" consiste en la subida temporal del nivel del mar por el efecto combinado de las mareas y de la componente meteorológica, causada por la combinación de bajas presiones con los vientos del Adriático. Cuando el Siroco, masa de aire caliente procedente de África, se encuentra con las masas de aire frío que vienen del norte de Europa, se provoca lo que se conoce con el nombre de "gota fría", es decir, una gran cantidad de precipitaciones concentradas en un tiempo muy breve.

Figura 1.18
Elevación del nivel del agua en Venecia en relación con el basamento de la piedra de Istria

Hoy se producen niveles de aguas altas que en las primeras décadas del siglo no hubieran inundado la ciudad. Las inundaciones se han visto reforzadas indirectamente por la subsidencia, tanto en amplitud como en frecuencia. Las zonas más antiguas del casco histórico, como la Plaza de S. Marcos y Rialto se encuentran a una cota más baja que el resto de los edificios, con lo que son fácilmente alcanzables por mareas de 1 metro de altura. Si se tiene en cuenta que el nivel más alto de las mareas está 55 cm por encima del nivel cero, la elevación del nivel del mar durante el s. XX de 23 cm representa el 30% del margen de seguridad para las mareas ordinarias.

En el pasado los muros de ladrillo eran protegidos de las humedades de capilaridad por los basamentos de piedra de Istria, pero la variación del nivel del mar ha expuesto a los

edificios a la ascensión del salitre, provocando la degradación de verdaderas joyas del patrimonio arquitectónico.

En el siglo XVII solamente una vez cada 5 años la zona superior del basamento era invadida por el agua. En la actualidad esto ocurre unas cuarenta veces al año en las zonas más bajas de la ciudad (ver figura 1.18). Si el nivel del mar subiera 30 cm, este hecho ocurriría en toda la extensión de Venecia y la defensa que constituye la piedra de Istria sería en vano.

1.2.5.1.5. Estudio y control de la subsidencia. Medidas de recuperación del nivel piezométrico

En 1969 el Consejo Nacional Italiano de Investigación instituyó un plan de trabajo en el estudio de la subsidencia veneciana. Se organizó una red de 112 piezómetros que proporcionaban una información precisa y continuada de los movimientos y el estado de la superficie piezométrica. Se estableció una extensa trama de nivelaciones que permitió reconstruir temporalmente los perfiles de altimetría. Se recogió una gran cantidad de datos experimentales y se realizaron estudios teóricos.

Después de la gran inundación de 1966, cuando la marea alcanzó una cota de 1,99 m, comenzaron a suspenderse las extracciones. Desde 1970 algunas áreas fueron abastecidas por un acueducto público. La actividad industrial de Marghera se vio reducida y fue prohibida la apertura de pozos en los alrededores de Venecia. En enero de 1975 fue puesto en funcionamiento un nuevo acueducto industrial, abastecido por el Río Sile. Desde 1969 hasta 1975 se observó una reducción del 60% en el número de pozos activos en Marghera.

Los registros de extracción habían bajado hasta 0,2 m^3/s en 1975, lo que se mantuvo hasta 1980, con lo que el nivel piezométrico experimentó una tendencia ascendente (Carbognin et al., 1977; Lewis y Schrefler, 1998). La recuperación media en el área industrial fue de más de 8 m y en Venecia de más de 3 m (tabla 1.9). Esta elevación no fue favorecida por un aumento de la recarga de los acuíferos, puesto que ésta disminuyó a lo largo de toda la década de los años 70.

La rápida recuperación del nivel piezométrico en 1975 puso de manifiesto que con un uso más cuidadoso del agua del terreno se puede lograr el reestablecimiento del equilibrio hidráulico natural. Para ello es necesaria una intervención más fuerte contra el derroche por las pérdidas de agua, que en las áreas adyacentes que influyen en el sistema acuífero veneciano puede estimarse en 4,5 m^3/s.

Las nivelaciones reflejaron la detención de la subsidencia e, incluso, un rebote de unos 2 cm en Venecia en 1975 (Carbognin et al., 1977; Lewis y Schrefler, 1998). Aún considerando la posibilidad de errores en las mediciones, si se toman como referencia los registros de las mareas en Rovinj y Bakar, situados en la costa balcánica, y los de Venecia, resulta claro que el nivel medio del mar fue creciendo en Venecia hasta 1969, fecha en la que se detuvo el crecimiento.

En la fase de rebote se advirtió que, mientras en Marghera una mayor recuperación piezométrica determinó una leve elevación altimétrica, en Venecia un menor ascenso del nivel piezométrico causó un rebote mayor.

1.2.5.1.6. Medidas de protección contra las inundaciones

En cualquier caso, como el módulo edométrico para carga noval puede oscilar entre el 10% y el 20% del módulo en descarga, el rebote es muy inferior al asiento anterior (Bouwer, 1977; Carbognin et al., 1977; Schrefler et al., 1977). Aunque se recuperara totalmente el nivel piezométrico la tierra no volvería a su posición original, pues la reversibilidad de la compactación sólo es posible en un 20%, lo que podría corresponder a un rebote máximo de 3 cm.

Una vez cerrados los pozos se considera que la causa antrópica de la subsidencia es prácticamente despreciable. La subsidencia natural se estima igual a 0,42 mm/año como valor medio desde comienzos del siglo XX (Lewis y Schrefler, 1998), contribuyendo al asiento total de la superficie terrestre en unos 3 cm durante el período 1908-1980. El incremento de la concentración de sal en el agua de saturación de los sedimentos arcillosos tuvo una repercusión sustancial en esta componente de la subsidencia. Durante la evolución de la cuenca se ha ido produciendo un cambio en las características salinas del lago.

La elevación del nivel del mar es del orden de entre 1 y 1,4 mm/año (Ricceri y Butterfield, 1974; Carbognin et al., 1979; Ricceri y Favaretti, 1992). Lewis y Schrefler (1998) proponen un valor medio desde principios del s. XX de 1,27 mm/año, causando una pérdida de cota de 9 cm en el período anterior.

Figura 1.19
Fondamenta del Tolentini, junto al IUAV (Instituto Universitario de Arquitectura de Venecia)

Para la protección contra las aguas altas se ha proyectado en Venecia un sistema integrado de obras que consiste en actuaciones de defensa local en las llamadas ínsulas, ámbitos funcionales en los que está subdividido el casco histórico de la ciudad, para mareas de hasta un metro. Las más importantes son la elevación de los muelles o "fondamenta", los bordes de los canales (ver figura 1.19) y las plantas bajas de los edificios, la realización de una nueva pavimentación (ver figura 1.20), la reconstrucción de cimientos y la restauración de puentes. Además se pretende la modernización y el redimensionamiento de las redes (agua corriente, gas, alcantarillado, teléfono, antiincendios, etc..), junto con el mantenimiento y la limpieza de los canales.

Figura 1.20
Nueva pavimentación de una fondamenta, con reconstrucción de escalera de acceso al canal

1.2.5.2. Rávena

Rávena es una pequeña ciudad localizada en la zona sureste del Valle del Po (ver figura 1.17). En el s. IV, cuando fue designada como capital del Imperio Romano de Occidente, se convirtió en un centro político y artístico de gran importancia, por lo que se construyeron edificios monumentales, como la Basílica de S. Vitale (s. VI), que han hecho a la localidad famosa en todo el mundo.

Después de la II Guerra Mundial el área de Rávena sufrió una subsidencia generalizada que fue aumentando progresivamente hasta los años 70. Aunque la evidencia del fenómeno fue mayor en la zona industrial, también causó serios problemas en el centro histórico, el puerto y a lo largo de todo el litoral.

Las dos causas principales de la subsidencia fueron, la intensa extracción de agua no controlada desde los acuíferos más superficiales para los usos industrial, agrícola y turístico, y, en menor medida, la de gas desde una reserva local a 1.700 m de profundidad.

1.2.5.2.1. Marco hidrogeológico

En el área de Rávena el espesor total de los sedimentos cuaternarios varía entre 1.500 y 3.000 m (tabla 1.9). Consisten fundamentalmente en capas limo-arcillosas y arenosas de origen aluvial y marino. La base de estos sedimentos está configurada por una estructura de sub-estratos cuaternarios, con pliegues y fracturas paralelos a los principales perfiles tectónicos de los Apeninos, que incluyen varias bolsas de gas localizadas a profundidades en torno a los 2.000 m.

La subsidencia geológica, que ha sido un factor determinante en el pasado, se encuentra todavía activa. Las tensiones tectónicas, actuantes en la dirección suroeste, tienden a aumentar la curvatura de la Cuenca del Po. La estructura profunda ha influido sobre el espesor de las formaciones neozoicas, por lo que la tasa de subsidencia natural presenta una distribución no uniforme.

Para cuantificar la componente geológica de la subsidencia se usó como referencia la nivelación que se tomó en 1902 en Puerta Adriana, situada en el centro histórico. Entre 1902 y 1950 la tasa de subsidencia fue de 5,14 mm/año (tabla 1.9). Como antes de esta fecha el bombeo de agua era despreciable, este valor puede ser indicativo de la componente natural de la subsidencia en Rávena (Carbognin et al., 1979). Otros autores dan valores de 2 a 2,5 mm/año (Gambolati et al., 1999)

En los 100 m más superficiales la continuidad de las arenas es bastante limitada y la definición de grandes formaciones importantes incierta. Los acuíferos a profundidades entre 100 y 430 m consisten en arenas finas o medias, compuestos a veces de conchas. También se encuentran arenas arcillosas o limosas que reducen localmente la transmisividad del acuífero. Los acuitardos que separan la formaciones arenosas son bastante continuos y tienen una permeabilidad muy baja. Aparecen grandes cantidades de suelos limosos.

Los acuíferos tienen un comportamiento hidráulico prácticamente independiente, lo que evidencia que la reserva de agua bajo Rávena es un sistema multiacuífero. La recarga del sistema multiacuífero confinado se produce desde la base de los Apeninos y desde la cuenca del Río Po (ver figura 1.17).

1.2.5.2.2. Desarrollo del bombeo y trayectoria del nivel piezométrico

El bombeo de agua del terreno comenzó a principio de los años 50. En 1972, 877 pozos activos extraían agua desde las unidades arenosas del acuífero. Los más productivos se concentraban en la zona industrial.

La porción más superficial del sistema acuífero fue poco explotada debido a su reducida productividad y a la posible contaminación del agua. Por debajo de una profundidad de 430 m se hace muy alto el contenido de sal y el agua no puede usarse de una forma continuada para procesos industriales o agrícolas.

El máximo descenso del nivel piezométrico, producido entre 1944 y 1977 en el área industrial, fue de 43 m (Ricceri y Favaretti, 1992; Lewis y Schrefler, 1998). Aunque el descenso piezométrico comenzó a principios de los 50, la tasa máxima ocurrió después de 1960, simultáneamente con el desarrollo industrial. También puede destacarse la importante caída piezométrica localizada al oeste de Rávena, donde se extraían considerables cantidades de agua para uso agrícola.

1.2.5.2.3. Registros de subsidencia

Entre 1949 y 1972 la tasa media de subsidencia fue de 3-4 cm/año (tabla 1.9). Entre 1972 y 1977 este valor pasó a 6-7 cm/año. La tasa extrema registrada en la zona industrial fue de 11 cm entre 1972-73, fecha en la que el valor en el centro histórico era de 8 cm (Carbognin et al., 1979).

El asiento máximo del período entre 1949 y 1986 fue de 120 cm (Ricceri y Favaretti, 1992; Lewis y Schrefler, 1998). Gambolati et al. (1999) proporcionan el mismo valor punta para la subsidencia entre 1953 y 1990. En las áreas costeras de la zona industrial de Rávena y la ciudad de Cesenatico el asiento ha superado un metro.

Hasta 1972 parece que el fenómeno se limitaba a la zona industrial, pero después comenzó a extenderse. El área sometida a una subsidencia más severa pasó de 4 km^2 en 1972 a 80 km^2 en 1977 (Ricceri y Favaretti, 1992). La superficie con una tasa de subsidencia superior a 3 cm/año en el período entre 1972 y 1977 es treinta veces superior a la correspondiente entre 1949 y 1972 (Carbognin et al., 1979).

La profundidad de los estratos compresibles varía entre 80 y 500 m (Ricceri y Favaretti, 1992).

Se observó también un hundimiento local de la superficie terrestre, no relacionado con el descenso piezométrico, en la reserva de gas del campo de Rávena. Sin embargo, en 1972 se alcanzó el 95% del total de la productividad potencial, con lo que la reserva quedó prácticamente vacía y su contribución a la subsidencia se hizo despreciable.

1.2.5.2.4. Daños y consecuencias del fenómeno

El principal problema que se asoció con la subsidencia en Rávena fue su poca altitud sobre el nivel del mar, de menos de un metro en el 90% del área, por lo que los daños en el patrimonio artístico, el territorio y el ecosistema crecieron en magnitud y relevancia. El 20% de la zona entre la ciudad y la línea de costa está bajo el nivel del mar.

Los efectos destructivos fueron haciéndose numerosos y alarmantes. Las defensas costeras contra la acción erosiva del Mar Adriático se encontraban cada vez más deterioradas. Una de las consecuencias principales fue la regresión de la línea de costa, que alcanzó más de 150 m en algunos puntos. Las tierras del litoral, intensamente explotadas para el turismo, se iban abandonando progresivamente.

Aunque la reserva de gas del campo de Rávena se encontraba agotada a principios de los 70, una nueva explotación costera de gas a gran escala podría aumentar considerablemente el hundimiento del litoral.

Las zonas monumentales, industriales y portuarias eran inundadas frecuentemente y aparecían problemas hidráulicos en las cloacas, los canales y los sistemas de drenaje. Tras las inundaciones se hizo necesario el bombeo continuo de agua en las proximidades de algunos edificios históricos para mantener secas sus cimentaciones.

1.2.5.2.5. Estudio y control de la subsidencia

El primer estudio de la subsidencia de Rávena comenzó en 1970, realizado conjuntamente por el Consejo Nacional Italiano de Investigación y el Ayuntamiento de Rávena. El estudio de la extracción de agua del terreno se llevó hasta una profundidad de 500 m en una gran extensión de superficie y de la de gas hasta 4.000 m en un área limitada.

Se estableció una red de 120 piezómetros para el control periódico de los niveles de agua. En los años 70 el nivel piezométrico se hizo casi constante.

En los años 70 y 80 se realizaron nivelaciones de precisión para chequear la evolución de la subsidencia, que fueron comparadas con otras de 1949, fecha en la que la subsidencia antrópica aún no había comenzado.

Aunque la tasa de subsidencia de Rávena decreció desde 1-1,4 cm/año en el período 1977-1982 hasta 0,5 cm/año en el 1982-1986, en algunas localizaciones de la costa todavía se encontraban tasas de 1-1,5 cm/año en 1989. Entre 1984 y 1987 el valor máximo era de 5 cm/año en la ciudad de Cesenatico y entre 1987-1993 de 3 cm/año en la costa de Rávena (Gambolati et al., 1999). El descenso de la tasa de subsidencia se debe a la significativa reducción del bombeo.

Gambolati et al. (1999) hacen predicciones basadas en cálculos por elementos finitos y aseguran que a finales del siglo XXI las tierras más bajas pueden encontrarse permanentemente sumergidas, llegándose a una extensión de entre 690 y 910 km^2 de áreas inundadas. Las ciudades más afectadas de la zona serían Rávena y Cesenatico.

1.2.5.3. El Delta del Río Po

Los mayores valores de subsidencia registrados en Italia (tabla 1.9) se dieron en el Delta del Río Po y la Región de Polesina, a causa de una extracción de gas natural no controlada.

Los sedimentos del Cuaternario alcanzan un espesor de 2.000 m en algunas regiones. La subsidencia natural es del orden de 5 mm/año (Gambolati et al., 1999).

La reserva de gas consistía en capas de arena separadas por arcilla. La extracción de agua con metano disuelto se hacía desde cinco capas diferentes, que se encontraban a profundidades entre 100 y 600 m.

La producción de gas comenzó en la región en 1938, aunque no se hizo significativa hasta principios de los años 50, debido a la expansión industrial. En un principio se extraía el mismo volumen de gas que de agua, pero esto fue variando a lo largo de la vida del campo y al final del período de producción el agua excedía al gas en un 40%. 3.860 pozos cubrían un área de 2.600 km^2 en 1959 y producían un total de 260 hm^3 de gas (Schrefler et al., 1977; Lewis y Schrefler, 1998). La extracción de agua era del orden de 0,74 m^3/s y el máximo descenso del nivel piezométrico fue de 50 m (tabla 1.9).

El Delta del Río Po se hundió más de 350 cm en el período 1950-65 (Carbognin et al., 1978; Lewis y Schrefler, 1998). El valor máximo es de 200 cm según Schrefler et al. (1977).

En Mesola, una bajada del nivel piezométrico de 40 m entre 1950 y 1960 produjo un asiento de la superficie terrestre de 150 cm (Placzek, 1989), lo que corresponde a una ratio de asiento respecto al descenso piezométrico de 3,75 cm/m (tabla 1.9).

Aparecieron áreas con valores de subsidencia especialmente grandes y que tomaban formas casi circulares alrededor de los emplazamientos donde se concentraban los pozos. Las medidas de campo revelaron que la mayor parte de la compactación ocurría en la zona superior de los sedimentos, siendo despreciable en las capas más profundas.

En el Río Po se produjeron varias inundaciones que causaron numerosos daños. Todo ello llevó a que se cerrara la mayoría de los pozos en 1963, con lo que se consiguió detener el fenómeno en torno a 1966 (Ricceri y Favaretti, 1992; Lewis y Schrefler, 1998).

1.2.5.4. Módena

Módena se encuentra situada en la parte sur del Valle del Po. Los estratos compresibles llegan a una profundidad entre 35 y 300 m. De 1962 a 1981 sufrió un asiento de 85 cm (tabla 1.9), causado por un descenso del nivel piezométrico de 10 m. En 1989 la tasa de subsidencia era de 2,5 cm/año (Ricceri y Favaretti, 1992).

1.2.5.5. Bolonia

La subsidencia en Bolonia comenzó en los años 50 y llegó a un máximo de 120 cm en el período entre 1950 y 1973 (tabla 1.9). La máxima tasa de subsidencia se estimó en 1989 de 11,5 cm/año. Los estratos compresibles se encuentran a una profundidad de 50 a 250 m y el descenso del nivel piezométrico ha alcanzado los 35 m (Ricceri y Favaretti, 1992).

1.3. CONCLUSIONES

El origen del fenómeno de la subsidencia ha consistido, en la mayoría de las ocasiones, en el descenso de la presión del agua en el terreno debido a un bombeo que supera a las aportaciones de lluvia, riego o filtración de corrientes superficiales y profundas. Este descenso produce un incremento en la presión efectiva y, a raíz de ello, un asiento.

Las tablas 1.2 a 1.4, 1.6 y 1.9 son una colección de algunos de los más importantes casos de subsidencia causada por la extracción de agua que han ocurrido en el mundo a lo largo de la Historia.

Se han registrado bajadas del nivel piezométrico que llegan a 153 m en el Valle de San Joaquín, en California, 140 m en Arizona Central o 122 m en Pasadena, en el Área de Houston-Galveston de Texas. La velocidad con la que se ha desarrollado el descenso alcanza los 5,4 m/año en el acuífero Evangelina del Área de Houston-Galveston, de 3 a 4 m/año en Tokio o Bangkok, y 3 m/año en Ciudad de Méjico o el acuífero Chicot, también del Área de Houston-Galveston.

Se han medido asientos de más de 880 cm en el Valle de San Joaquín, 850 cm en Ciudad de Méjico y 800 cm en la Cuenca Chalco, ambos en la Cuenca de Méjico, 457 cm en las tierras bajas aluviales de Tokio, y 400 cm en el Valle de Santa Clara, en California. Las tasas máximas se acercan a los 50 cm/año en el Valle de San Joaquín y Niigata, 46 cm/año en Ciudad de Méjico, 40 cm/año en la Cuenca Chalco, 38 cm/año en las tierras bajas aluviales de Tokio y 30 cm/año en el Valle de Santa Clara.

Algunos de los movimientos se extienden a grandes profundidades. En Arizona Central el 37% de la compactación ocurrió bajo los 253 m más superficiales, en el Valle de San Joaquín el 25% correspondía a sedimentos por debajo de 232 m, y en el Área de Houston-Galveston el 45% bajo los 330 m. En Bangkok el 40% se tuvo en los 20 m superiores, de un 40 a un 55% desde los 20 a los 200 m, y de un 5 a un 15 % por debajo de 200 m. En la Llanura de Nobi el 30% del bombeo y del asiento se originaron por debajo de 100 m. En Niigata, aunque la mayor parte de la compactación se producía en los 120 m bajo la superficie, la compresión de los estratos seguía siendo muy alta a profundidades entre 380 y 610 m. En 1971, en Tokio el 65% de la deformación se midió en los depósitos del Pleistoceno inferior y del Plioceno.

El área afectada por la subsidencia también ha llegado a ser muy extensa. En el Valle de San Joaquín, en 1973, una superficie de 13.500 km^2 alcanzó un asiento mínimo de 30 cm. En la misma fecha, esta cifra era de 6.500 km^2 en Pasadena, en el Área de Houston-Galveston de Texas. En los años 80 la superficie que había experimentado subsidencia en Japón alcanzaba los 7.380 km^2. En 1976, el área descendente total de la Llanura de Nobi era de 1.140 km^2. En 1959 asentaban 2.000 km^2 en Niigata.

En varias partes de EE.UU. la subsidencia ha provocado la aparición de fisuras de gran longitud. En Arizona Central un asiento de más de 300 cm produjo grietas superiores

a 5-10 m de ancho y profundidad, y 13,8 km de longitud. En el cuenco norte de la zona Tulare-Wasco, del Valle de San Joaquín, donde el descenso del terreno se acercó a los 270 cm, se originó otra grieta de 0,8 km de longitud y 2,4 m de ancho, alcanzando profundidades de 16,8 m en forma de delgadas fisuras de 3 a 76 mm de ancho. Se estima que la subsidencia ha activado algunas fallas del Área de Houston-Galveston.

La subsidencia no se manifiesta de una manera homogénea. Los distintos valores de la caída del nivel piezométrico y del espesor y la resistencia de los estratos compresibles hacen que las magnitudes de los asientos también difieran. Los asientos diferenciales son la causa de multitud de fallos en cimentaciones y estructuras de edificios, además de roturas de pavimentos y conductos de instalaciones.

Los daños ocasionados por el fenómeno son innumerables y afectan a las construcciones, a las infraestructuras e instalaciones, a las carreteras y calles, y a los campos deportivos. Se han generado severos perjuicios en el diseño y mantenimiento de los canales, las presas, las redes de agua corriente y saneamiento, o los pozos. En Ciudad de Méjico el descenso del terreno ha hecho que aparezca el peligro de una posible inundación por las aguas del alcantarillado general. En la Cuenca Chalco la depresión creada en el suelo ha invertido el gradiente de alturas de la red de drenaje superficial. En zonas costeras la subsidencia ha originado inundaciones, como en la Ciudad de Houston, Bangkok o la Bahía de San Francisco.

Todos estos destrozos desembocan en el gasto de millones de dólares en reparaciones, reconstrucciones, elevaciones de sistemas de diques y presas, o realizaciones de redes profundas de saneamiento. Además, sus efectos han hundido el valor de tierras de cultivo, urbanizaciones y zonas de expansión residencial, industrial, comercial o turística. Hay lugares, como Venecia o Rávena, donde una tasa de asiento de menor cuantía tiene mayor interés por su importancia histórica o artística.

En base a la relevancia que ha adquirido el problema, se han instituido por parte de las administraciones organismos y comisiones para estudiarlo y hacer un seguimiento de los descensos del nivel piezométrico y los asientos a los que han dado lugar. Para impedir que el fenómeno se generalice se ha creado una legislación que ha cerrado los pozos existentes o ha prohibido la apertura de otros nuevos. Se han ejecutado importantes restricciones al bombeo, a veces a través de impuestos que gravaban las extracciones, y otras poniendo limitaciones a la profundidad y las dimensiones del conducto o a la potencia de la bomba de impulsión.

Medidas adicionales consisten en la importación de agua superficial, como en el Valle de San Joaquín, además del encauzamiento y control de los excesos de inundación o la recarga desde los cauces de los ríos y los estanques de suministro, como en el Valle de Santa Clara. En Niigata, Japón, a partir de 1973, el caudal de agua bombeada volvía a inyectarse artificialmente en los acuíferos una vez extraído el gas natural.

Con ello se ha conseguido reducir o eliminar el bombeo, recuperar el nivel piezométrico y disminuir la tasa de subsidencia. La superficie descendente también se ha

empequeñecido en extensión. En el Valle de San Joaquín los niveles de agua subieron unos 82 m entre 1968 y 1976 y la tasa de subsidencia llegó a desaparecer. En el Valle de Santa Clara en el mismo período el ascenso piezométrico fue de 32 m y la velocidad del asiento también se anuló, midiéndose expansiones netas del terreno de 0,5 y 1,1 cm. En Tokio el nivel piezométrico se recuperó hasta 30 m en un año. En Niigata la tasa de subida piezométrica alcanzó los 20 m/año y el levantamiento del suelo los 2,8 cm/año. El máximo rebote registrado en un año se produjo en Japón, en zonas como Tokio, Kawasaki y la Llanura de Nobi, y fue de 3 cm. En Venecia se ha llegado a medir un rebote de 2 cm.

En nuevos períodos de sequía eventual, los asientos son menores hasta que se excede a la presión de preconsolidación, pero la respuesta es rápida. Los depósitos se encuentran sobreconsolidados y la presión de preconsolidación puede alcanzar cientos de kPa. Por esta razón, en las primeras decenas de metros de descenso del nivel piezométrico, el asiento de los materiales de grano fino ocurre en régimen elástico y produce una subsidencia pequeña. Cuando se supera a la presión de preconsolidación, la compresión del terreno es mucho mayor y no se recupera. El almacenamiento específico para una compresibilidad nueva es de 10 a 100 veces mayor que el almacenamiento específico elástico, por lo que en un segundo ciclo de bombeo el nivel piezométrico baja mucho más velozmente.

La razón entre el asiento y el descenso de la altura piezométrica, $s/(-\Delta h)$, oscila entre 2 cm/m y 3,75 cm/m en lugares con sedimentos sobreconsolidados del Pleistoceno. La ratio es inferior donde la fracción de arcilla es pequeña, como en Venecia. Cuando los suelos aluviales aparecen en la parte superior del perfil geológico, $s/(-\Delta h)$ puede variar desde 3,75 hasta 8,5 cm/m. En depósitos profundos de suelos normalmente consolidados, puede alcanzar valores mayores de 30 cm/m, como en Ciudad de Méjico.

La medida del parámetro anterior es interesante para predecir futuros asientos, siempre que los nuevos descensos del nivel piezométrico sean superiores a los anteriores (ver 3.1.3.2.3). Holzer (1981) ha encontrado en algunas zonas que sufren subsidencia un valor constante de esta relación hasta llegar a un cierto descenso del nivel piezométrico, entre 16 y 63 m, para luego aumentar hasta un nuevo valor constante. Este descenso del nivel piezométrico indica la cantidad en la que la presión de preconsolidación excedía con anterioridad a la presión efectiva. Antes de alcanzar la presión de preconsolidación, en arcillas fuertemente sobreconsolidadas se pueden presentar cifras tan bajas como 0,3 cm/m (Corapcioglu y Brutsaert, 1977). Valores del coeficiente de consolidación tan pequeños como $6{,}35 \times 10^{-6}$ cm^2/s en el acuífero Chicot, y $1{,}59 \times 10^{-5}$ cm^2/s en el acuífero Evangelina, se ajustan a las tasas de asiento medidas en los depósitos sobreconsolidados del Área de Houston-Galveston.

Otro índice importante es la razón entre el volumen de subsidencia y el volumen de agua extraída, que representa el porcentaje que supone el agua de compactación de la primera extracción respecto al total de agua bombeada. Varía entre un 11% en el Valle de Santa Clara, un 20% en el Área de Houston-Galveston, y 1/3 en el Valle de S. Joaquín, donde el promedio de esta relación es constante a lo largo de todo el período de subsidencia. Menos del 5% de esta agua vuelve a los poros del suelo al recuperarse el nivel piezométrico.

CAPÍTULO 2

LA SUBSIDENCIA EN MURCIA

TOMA DE DATOS

ZONIFICACIÓN DE LA CIUDAD

2.1. LA SUBSIDENCIA EN MURCIA

Recientemente la ciudad de Murcia ha sufrido el primer caso de subsidencia producido en España debido a la extracción de agua de pozos para el riego durante un período de sequía.

2.1.1. Marco hidrogeológico

2.1.1.1. Geomorfología

El Valle del Guadalentín-Segura es una extensa depresión que se encuentra en el ámbito de las Cordilleras Béticas y forma una fosa tectónica subsidente, de 8 a 10 km de anchura en dirección OSO-ENE, marcada por la existencia de frecuentes sismos registrados a lo largo de la Historia y movimientos recientes de fracturas y flexuras en sus márgenes, lo que ha favorecido el desarrollo de un potente depósito de naturaleza detrítica en el Plio-Cuaternario y margosa en el Mioceno, con espesores de 300 y 1.000 m, respectivamente.

Hacia el norte y el sur el Valle del Guadalentín-Segura se limita por relieves constituidos por materiales neógenos, compuestos por margas, areniscas y conglomerados, y distintos afloramientos del zócalo paleozoico del Complejo Alpujárride, formado básicamente por filitas, cuarcitas y dolomías.

El valle tectónico del Guadalentín y su continuación en la Vega Media del Segura forman una llanura fluvial donde se encajan los cauces divergentes de los dos ríos (ver figura 2.1). El desnivel entre la llanura del Guadalentín y la Vega Media dio lugar al amplio cono de deyección por el que varios distributarios alcanzaban al Segura en distintos puntos.

Puesto que Murcia se asienta al borde de un río con grandes aportes de sedimentos, existen extensas áreas en las que se desarrollan potentes espesores de depósitos de llanura de inundación, correspondientes a gravas, arenas finas, limos y arcillas, depositados por decantación en períodos de mayor o menor energía del medio de sedimentación.

En líneas generales, la disposición del relleno aluvial superficial se puede esquematizar mediante un primer tramo arcilloso o limoso por debajo del cual se distribuye un paquete más o menos continuo de gravas y gravillas. No obstante, hay frecuentes cambios laterales de facies y ocasionales niveles o lentejones de naturaleza arenosa.

Se observa, por lo tanto, una gradación granulométrica en una secuencia granodecreciente o de colmatación de la llanura aluvial del río Segura, de manera que los materiales gruesos, arenas o gravas, se depositarían en períodos de alta energía apareciendo en los niveles inferiores, mientras que los finos, limos y arcillas, corresponderían a depósitos de llanura de inundación asociados a avenidas periódicas y desbordamientos del

río, situándose por encima de los anteriores. Estos últimos presentan, a veces, restos de bioturbación producida por raíces y organismos asociados a charcas y ciénagas.

Como excepción a la disposición geológica citada, cabe señalar el predominio de sedimentos arenosos, flojos y saturados, asociados a la terraza baja del río Segura, en su antiguo cauce mayor natural, en las zonas adyacentes a su encauzamiento actual, y la existencia de meandros abandonados, ocupados en sus primeros metros por fangos saturados muy blandos.

2.1.1.2. Climatología y meteorología

Al tratarse de una cuenca de origen fluvial, se alternan las sequías e inundaciones condicionando un ciclo sedimentario en el que la subsidencia de los terrenos juega un papel muy importante.

El Sureste español es la región más seca de la Península Ibérica. El clima puede definirse como mediterráneo, cálido y seco, con un marcado déficit de humedad. Su principal característica es la aridez, consecuencia del carácter exiguo e irregular de las precipitaciones, con una gran sequía estival, una elevada concentración de las lluvias y bastante evapotranspiración. El carácter torrencial de las lluvias es muy importante en primavera y algo más atenuado en otoño.

En la capa superficial del suelo la humedad existente es prácticamente nula de mayo a octubre. Sólo puede considerarse al suelo con una humedad próxima a la de saturación en la segunda mitad de diciembre y durante todo el mes de enero. El resto del año el suelo se encuentra en un proceso de desecación-humectación propicio a los cambios de volumen, que se hace más acusado en los períodos de abril y final de septiembre-octubre.

2.1.1.3. Hidrología superficial

Debido a la aridez del territorio, la red de drenaje natural está formada, con la excepción del río Segura, por cauces temporales. El río Guadalentín, debido a su menor cuenca y pluviometría en cabecera, también presenta un carácter temporal en su cuenca baja, que es actualmente un cauce seco salvo en las avenidas.

Sin embargo, a lo largo de la historia, las obras de irrigación han cambiado totalmente el paisaje de la Vega, quedando la llanura aluvial del Segura totalmente dominada por la red de acequias.

2.1.1.4. Hidrología subterránea. El sistema acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura

Los acuíferos naturales aluviales de las vegas del Guadalentín y del Segura incluyen depósitos detríticos de alta porosidad, con una elevada transmisividad y que son explotables mediante pozos.

El del Segura tiene una potencia superior a 300 m y está constituido por gravas, gravillas y arenas aluviales entre un nivel limo-arcilloso, sobre la primera capa, y niveles de margas limosas por debajo de éstas. Estas margas miocenas constituyen, también, los relieves laterales del sistema.

El Instituto Tecnológico Geominero de España (ITGE) realiza estudios desde 1972 en los que denomina al acuífero como la unidad hidrogeológica de las Vegas Media y Baja del Segura. La Vega Media se extiende entre Alcantarilla y el límite de las provincias de Alicante y Murcia y la Vega Baja desde este límite hasta el mar (ver figura 2.1). La superficie total que abarcan es de 450 km^2, de los que 150 km^2 corresponden a la Vega Media.

El relleno aluvial alberga en su parte superior un acuífero libre o superficial y en su parte inferior otro profundo o cautivo, único o multicapa, según la zona. El acuífero profundo suele tener dos capas, denominadas acuífero profundo superior e inferior, respectivamente.

El acuífero superficial está conformado por limos y arcillas de baja permeabilidad, malas características hidrodinámicas y se encuentra muy ligado a la red de drenaje superficial, marcada fundamentalmente por el río Segura. El acuífero profundo está conformado por gravas subyacentes muy permeables, de excelentes características hidrodinámicas (Geotecnia y Proyectos, 1995; Senent, 1995).

Las capas se distribuyen de forma errática, generalmente interconectadas aunque no siempre. Aguas arriba de Murcia, en la cabecera de la Vega Media, hay comunicación entre el acuífero libre superficial y el profundo. Aguas abajo el acuífero profundo, monocapa o multicapa según las zonas, constituye un manto cautivo y semiartesiano.

La calidad de las aguas del acuífero cautivo no es buena, oscilando entre 1 y 2 gr/l de sales en la cabecera, 2 gr/l en Murcia, 3 gr/l al final de la Vega Media, en el centro del valle, y 5 gr/l hacia el borde sur. Son del tipo sulfatadas, cloruradas o clorosulfatadas, como consecuencia de la proximidad y disolución parcial de las margas con yeso que afloran en los bordes del valle. En el acuífero superficial la salinidad total de las aguas varía entre 1,5 y 4 gr/l y los sulfatos tienen una distribución irregular.

La alimentación del acuífero en la Vega Media del Segura se basa en las infiltraciones debidas a los excedentes de riegos, las pérdidas en la red de acequias y la pluviometría (ver 2.1.2.2.1).

La utilización de dotaciones de riego muy superiores a las necesarias recarga el acuífero y agrava el problema del drenaje de un manto freático con una superficie libre muy somera, provocando que los niveles freáticos se encuentren excepcionalmente altos (Cabezas, 1994; Geotecnia y Proyectos, 1995). En la figura 2.1 se representan las curvas isopiezas para el acuífero profundo de las Vegas Media y Baja del Segura correspondientes a marzo de 1979, en metros sobre el nivel del mar.

Debido a ello, el nivel del acuífero superficial en el casco urbano de Murcia se encontraba a profundidades desde 1 a 1,5 m bajo la cota de la superficie en la periferia hasta los 4 a 7 m en las proximidades del río, a causa de la disminución de cota topográfica y el alto gradiente hidráulico motivado por la baja permeabilidad y transmisividad de los materiales superficiales, requerido para el efecto drenante del Segura. El I.G.M.E. (1984) da una profundidad, según las zonas, de entre 1 y 6 m.

2.1.2. Causas del descenso del nivel piezométrico

2.1.2.1. La sequía

En el Levante el ritmo de precipitaciones anual supone una importante ausencia de lluvia en los meses que median entre los dos períodos que concentran las tres cuartas partes del total anual, los meses tardo-estivales y la primavera. El ciclo es muy frágil y cualquier alteración del mismo desencadena un período de sequía.

La sequía prolongada impide las recargas del acuífero por la pluviometría. Es importante matizar la diferencia entre año seco, curso anual con precipitaciones inferiores a la media normal, y sequía de mayor duración. Año seco en el Levante y Sureste español se puede considerar a aquel cuya precipitación experimenta una reducción del 40-50% respecto a la lluvia media anual. La Organización Meteorológica Mundial, a petición del Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, propuso definir la sequía como la secuencia atmosférica caracterizada por el desarrollo de precipitaciones inferiores un 60% a las normales durante más de dos años consecutivos (Jaramillo, 1996).

Además, durante la sequía se concentran heladas en invierno y tormentas con caída de granizo en el verano, no apareciendo valores extremos de la temperatura en los meses estivales.

2.1.2.2. Otras causas

Aunque la bajada piezométrica del acuífero aluvial de la Vega Media del Segura tiene su origen en la sequía de la Cuenca (Cabezas, 1994), sus efectos actúan en dos sentidos, disminuyendo el aporte de agua al terreno y aumentando su extracción.

2.1.2.2.1. La disminución en la alimentación de agua en el terreno

Por un lado, se disminuye la alimentación por la infiltración de la lluvia y de los excedentes de riego debido a la menor disponibilidad de recursos.

En el período entre 1972 y 1982 la alimentación total en la Vega Media, incluyendo a las infiltraciones de los excedentes de riego, las pérdidas en la red de acequias y la lluvia, se calcula de 75 a 100 hm^3/año (ver 2.1.1.4). Las disponibilidades para riego en estos años normales suele ser de 60 hm^3. Si admitimos que el 20% del agua aplicada para riego se infiltra en el subsuelo como excedentes, la alimentación media del acuífero, por este concepto, resulta de 12 hm^3/año.

En 1995, tras la sequía que comenzó en 1992, la alimentación de la Vega Media era tan solo de 12 hm^3. Por lo tanto se redujo a un 16% de la alimentación media anual del período normal. En 1995 se estima en 150 hm^3 el agua aplicada para el riego en toda la Cuenca del Segura, de los que 30 hm^3/año se han aplicado en la Vega Media, lo que supone una disminución del 50% en las disponibilidades para riego. Luego la alimentación del acuífero por los excedentes de riego se queda en 6 hm^3/año.

En la tabla 2.1 se muestran los distintos caminos por los que se produce la alimentación de la Vega Media y su variación entre el período 1972-82 y 1995.

Tabla 2.1
Alimentación de agua en la Vega Media del Segura

CONCEPTOS DE ALIMENTACIÓN	1972-82		1995	
	CAUDAL (hm^3/año)	% TOTAL	CAUDAL (hm^3/año)	% TOTAL
INFILTRACIONES DE LOS EXCEDENTES DE RIEGO	12	14	6	50
PLUVIOMETRÍA	63-88	86	6	50
TOTAL	**75-100**	-	**12**	-

A la desecación provocada por la prolongada sequía se le suma la evaporación del terreno, con la consiguiente disminución de humedad, y los efectos de la urbanización, pues las calzadas y aceras conducen el agua hacia el saneamiento. La urbanización de los terrenos supone, a veces, un descenso generalizado del nivel piezométrico en la zona. Además, en el caso de Murcia la presión urbanizadora en la periferia de la ciudad elimina grandes zonas de terreno dedicadas anteriormente al riego.

2.1.2.2.2. Los caminos de extracción del agua

Por otro lado, se aumentan las extracciones de agua subterránea para suplir este déficit. Se incrementa el bombeo con fines agrícolas e infinidad de usos en las zonas urbanas, como el riego de jardines, el lavado de vehículos, la limpieza de las calles, la refrigeración de instalaciones de climatización por bombas de calor agua-aire, el riego de particulares y el abastecimiento a industrias situadas próximas al casco.

En las épocas de sequía se abrieron un gran número de pozos, llamados de sequía, para sustituir el riego existente con anterioridad a través de la red de acequias, y mantener la riqueza agrícola creada. Entre ellos, algunos tienen autorización por parte de la Confederación Hidrográfica del Segura y otros no la tienen. Los pozos-sequía rodean abundantemente a la ciudad y se extienden por toda la Vega Media, permitiendo mantener el riego de la misma durante 1994 y 1995.

Los pozos para riego de calles, parques y jardines suelen ser de competencia y propiedad municipal. Su explotación aumentó para evitar el consumo de agua potable en los numerosos jardines. Se sitúan en la ciudad y pedanías de Murcia, totalizando un número cercano a los 60 (ver 2.3.1).

Otras extracciones de agua del acuífero corresponden a los pozos realizados en ciertos edificios para mantener las bombas de calor de los circuitos de refrigeración-calefacción.

Además del bombeo de agua para el consumo o su uso en regadíos, las excavaciones de sótanos de edificios por debajo del nivel freático, la presencia de grandes árboles y las excavaciones profundas también aumentan el descenso del nivel piezométrico.

Para poder realizar las operaciones propias de la construcción se necesita un recinto estanco, por lo que se extrae el agua del terreno mediante procedimientos diversos, como el bombeo desde arquetas, las agujas filtrantes, las bombas sumergidas, etc.. Además estos sistemas no sólo son usados durante la construcción del edificio, sino que se convierten en el método adoptado para impedir la inundación de las plantas de sótanos durante toda la vida del inmueble. De todos modos, como consecuencia del descenso del nivel piezométrico, esta técnica para el mantenimiento en seco de las plantas subterráneas quedó en desuso en muchas de ellas en torno a 1995.

La superficie de aparcamientos de una planta de sótano en la ciudad de Murcia es de 378.644 m^2, la de 2 plantas de 59.387 m^2 y sólo existe un aparcamiento de 5 plantas, con un área de 200 m^2. Como la profundidad a la que queda una planta de sótano es inferior a 4 m, los primeros movimientos de bajada del nivel piezométrico ya lo dejaban por encima, con lo que desaparecía el problema del drenaje. Sí podían tenerlo los edificios con dos o más plantas de sótano, que alcanzan profundidades superiores a 7 m. Cuando los niveles piezométricos se encontraban de 2 a 5 m bajo la superficie del terreno, estos sótanos evacuaban al alcantarillado un caudal medio entre 6 y 9 hm^3/año, cifra que ha bajado considerablemente tras los importantes descensos experimentados en los años 90.

La transpiración de los grandes árboles puede alcanzar hasta 300-500 litros de agua en un día de verano caluroso. La humedad regresa a la atmósfera por la transpiración de las superficies de las hojas.

El efecto de las excavaciones profundas sobre el nivel piezométrico puede llegar a ser importante cuando se utilizan pantallas ancladas de pilotes como soportes laterales y la excavación alcanza las capas inferiores de terreno granular. El acuífero se drena en su

entorno y se han de bombear importantes caudales de agua que se evacuan a través del saneamiento general de la ciudad.

En el período 1972-82, aunque los pozos y sondeos existentes en la Vega Media eran muy numerosos, el bombeo resultaba muy escaso, entre 2 y 5 hm^3/año. En el año hidrológico 1994-95 el bombeo de agua fue de 0,94 m^3/s, es decir, 29,6 hm^3/año, que se distribuían en pozos de sequía para el riego agrícola por parte de particulares, pozos municipales para el riego de áreas verdes urbanas y calles, drenajes de sótanos y aparcamientos, extracciones realizadas para las bombas de calor y pozos de abastecimiento a la industria ubicada en la ciudad y su entorno, según se refleja en la tabla 2.2.

Tabla 2.2
Extracciones de agua subterránea en la Vega Media del Segura durante el año hidrológico 1994-95 (hm^3/año)

POZOS DE SEQUÍA PARA EL RIEGO AGRÍCOLA	22
POZOS MUNICIPALES PARA EL RIEGO DE ÁREAS VERDES URBANAS	0,6
DRENAJES DE SÓTANOS Y APARCAMIENTOS	2
EXTRACCIONES PARA LAS BOMBAS DE CALOR	2
POZOS DE ABASTECIMIENTO A LA INDUSTRIA	3
TOTAL	**29,6**

2.1.2.2.3. La eliminación del riesgo de inundación

El cauce del Segura nunca ha sido suficiente para desaguar las avenidas desde la Contraparada hasta el mar. Hasta el s. XVIII la amplia albufera de Elche se extendía a partir de Orihuela (ver figura 2.1). La desecación de la misma supuso la obtención de un amplio territorio agrícola pero forzó al río al desagüe a través de un cauce artificial.

Históricamente la actividad colonizadora en la Vega del Segura se ha hecho posible gracias a la previa desecación y posterior irrigación de los terrenos pantanosos originados por las frecuentes inundaciones del río. En este sentido los enarenamientos y la construcción de azarbes de avenamiento han constituido la base para el correcto drenaje de marjales y marismas.

Por lo tanto, otro de los tradicionales caminos de llegada del agua al terreno, aunque con un carácter esporádico, han sido las inundaciones del Segura. La parte positiva de los devastadores efectos que históricamente han tenido las avenidas periódicas del río es el beneficio de aumentar la fertilidad de la tierra. Se pueden producir tres tipos de riesgos de inundación:

a) La ocupación de la llanura o cauce de inundación del Segura.
b) Las zonas de abanicos aluviales de los cauces temporales.
c) Los propios cauces de las ramblas.

El cauce de inundación del Segura coincide morfológicamente en la Vega Media con la Huerta. En la descripción histórica de la riada de octubre de 1776 se dice que:

> "....esta Huerta, así del lado norte como del mediodía, tan inundada que es quasi río de Sierra a Sierra"
> (Actas Capitulares de 1776, sesión del 23 de octubre, Archivo Municipal de Murcia).

Sin embargo, los embalses de regulación de las cabeceras del Segura y del Guadalentín han disminuido notablemente los riesgos de inundación y, por lo tanto, otra de las aportaciones de agua al terreno. La modificación del curso normal de la naturaleza impide que los terrenos del valle se aneguen periódicamente.

2.1.2.2.4. El aumento de la demanda de agua

Además, la actividad turística aumenta la demanda de agua e intensifica la importancia que tendrían las restricciones en el abastecimiento urbano, desalentando a la oferta nacional y europea, con la consiguiente repercusión económicamente negativa. La escasez de agua no siempre está provocada exclusivamente por la sequía hidrológica. A finales de los años 60-70 se hablaba de sequía cuando los valores de las precipitaciones eran del 80-95% de los normales. La causa fue un aumento de la demanda por la ampliación de la superficie de regadío y el boom turístico.

2.1.3. La explotación de los recursos hidrogeológicos

En el Sureste de la Península el principal factor que condiciona toda actividad es la disponibilidad del agua. Hasta que se introdujeron las nuevas tecnologías de aprovechamiento de los recursos de agua la ocupación poblacional y el desarrollo económico y social fueron muy bajos.

La explotación de los recursos subterráneos comenzó en el s. XVIII y conoció una primera expansión en el XIX, debido al incremento de la producción agrícola para satisfacer una demanda creciente. En esta época se constituyeron compañías dedicadas a la venta del agua, que se extraía mediante los pozos y las galerías horizontales llamadas "minas de agua". El agua era artesiana o se elevaba mediante norias movidas por molinos de viento.

Los niveles piezométricos fueron descendiendo, lo que provocó la desaparición de varios puntos de aprovechamiento. Pero a finales del s. XIX empezaron a utilizarse los grupos de elevación con motores eléctricos, lo que permitió extraer caudales mayores desde cotas cada vez más profundas.

A principios del s. XX se extendió la idea de la necesidad de la intervención del Estado en la catalogación y la regulación del uso del agua subterránea en lo que respecta al desarrollo de las grandes infraestructuras hidráulicas. Sin embargo, las obras de pequeña escala económica eran realizadas por particulares sin necesidad de intervención pública.

La explotación del agua subterránea era llevada a cabo por quien la alumbraba, basada en la consecución de beneficios a corto plazo, y de esta forma se amplió la superficie de regadíos a zonas anteriormente de secano. Gracias a ello, comarcas anteriormente deprimidas mejoraron económicamente, con lo que su población se consolidó, disminuyendo o anulándose la emigración. Por otro lado, esto también dio lugar a una sobreexplotación y a la degradación de las aguas.

A partir de los años 50 se persiguió la modernización del sector mediante subvenciones e inversiones oficiales en las obras de infraestructuras y en la investigación de sus posibilidades. Desde entonces se define la cartografía hidrogeológica de la cuenca del Segura, obteniéndose los balances de los acuíferos y el conocimiento de la piezometría y la calidad de las aguas.

En la actualidad se estima que los recursos hídricos subterráneos renovables en la cuenca, es decir el caudal correspondiente a la fracción de escorrentía superficial total que en régimen natural correspondería a la recarga de los acuíferos, son de 600 hm^3/año. Por otra parte, en los 10.000 pozos activos se da una sobreexplotación total por bombeo de 470 hm^3/año. Las descargas totales en los manantiales se estiman en 440 hm^3/año. El resultado del balance global de las aguas subterráneas se expresa en la tabla 2.3.

Tabla 2.3
Balance global de aguas subterráneas en la Cuenca del Segura

	CAUDAL (hm^3/año)
SOBREEXPLOTACIÓN POR BOMBEO	470
DESCARGA DE MANANTIALES	440
TOTAL AGUA EXTRAÍDA	**910**
RECURSOS HÍDRICOS RENOVABLES	600
SOBREEXPLOTACIÓN-DÉFICIT DE AGUA	**310**

2.1.4. La situación actual de la Cuenca

2.1.4.1. Las dos últimas sequías. Medidas del descenso del nivel piezométrico en Murcia

En el período 1972-82 el acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura recibía de 75 a 100 hm^3/año procedentes de la infiltración de los excedentes de riego en las 40.000 ha. que abarcaba, la pérdidas en la red de acequias y la lluvia (ver 2.1.2.2.1). Se descargaba artificialmente mediante el bombeo de unos 2-5 hm^3/año. El resto volvía a la superficie por el drenaje del río y la red de avenamiento, es decir, los azarbes. Pero las sequías de los años 1982 y 1993 cambiaron sustancialmente este balance.

En el año 1995 la alimentación era de 12 hm^3/año y las extracciones superaban los 29 hm^3/año (ver 2.1.2.2.2). En la tabla 2.4 se estudia el balance hidrológico correspondiente al acuífero en el período 1972-82 y en 1995, tras la sequía de los años 90, calculándose el

déficit de agua correspondiente a la disminución de la alimentación y al aumento de la extracción.

Tabla 2.4
Déficit de agua en la Vega Media del Segura (hm^3/año)

	1972-82	1995	DÉFICIT DE AGUA
ALIMENTACIÓN	75-100	12	76
EXTRACCIONES	2-5	29,6	26

Los descensos del nivel piezométrico (C.O.I.C.C.P.; Mañá, 1995) en la ciudad de Murcia han sido de 2,5 m en el trienio 82-84 y de hasta 10,8 m en el cuatrienio 92-95 (ver 2.3).

2.1.4.1.1. La sequía de los años 80

En la escasez de agua de los años 80 coincidieron un incremento de la superficie de riego y la sequía pluviométrica.

En enero de 1983 el CEOTMA realizó un seminario sobre la evaluación del impacto ambiental de la sequía de los años 80-82, en el que se puso de manifiesto la grave situación de sobreexplotación y salinización que registraban los acuíferos de la mitad sur de España.

En la Cuenca del Segura se estimaban descensos de 5 m/año en los acuíferos del Valle del Guadalentín e incluso mayores en otros acuíferos.

Como consecuencia de la sequía se valoraron en 1981 las pérdidas en agricultura en 1.500 millones de pesetas, con una reducción del rendimiento de las cosechas de un 40%, y en 1985 se calcularon los daños en 400 millones de pesetas.

2.1.4.1.2. La sequía de los años 90

Una severa sequía también aquejó a la Vega entre 1991 y 1995. Sus efectos más directos se han dejado sentir en la agricultura, provocando la ruina de plantaciones y arbolados.

En toda la ciudad de Murcia el descenso progresivo y continuo del nivel freático se inició en 1991. De todos modos, Ballesteros (1995f) considera que mantiene cierta estabilidad hasta el año 1993, con variaciones estacionales más o menos acusadas. Pero a partir de 1993 la bajada se hace importantísima, como consecuencia de la prolongada sequía y de las extracciones indiscriminadas de agua subterránea.

Ballesteros (1995c, 1996a) apunta una caída media de 8 m desde la primavera del año 93 hasta noviembre del 95, con puntas más acusadas coincidiendo con los períodos estivales. El C.O.I.C.C.P. propone un valor medio de 6 m. El descenso mínimo en este período es de 4 m.

En la figura 2.2 se destacan los barrios y lugares del casco urbano de Murcia con mayor relevancia en el presente estudio sobre la subsidencia por motivos variados, como pueden ser donde se ha producido un descenso mayor del nivel piezométrico, donde se han medido los asientos del terreno más importantes o donde se concentran más edificios con daños conocidos.

En cuanto a las zonas más significativas en las que se tiene constancia de mediciones de bajadas del nivel piezométrico (ver 2.1.5.2):

a) En la Avenida de Juan Carlos I, entre 1988 y 1990 no se observan variaciones apreciables del nivel piezométrico. Entre 1990 y 1995 se verifica un descenso de 5,3 m, quedando a una profundidad de 7,8 m respecto a la superficie del terreno (C.O.I.C.C.P.).
b) En las proximidades del Hospital General, entre 1991 y 1993 los descensos medidos son inapreciables. En el período 1993-95 se constata una caída de 6,5 m, quedando el nivel piezométrico a una profundidad de 12,5 m (C.O.I.C.C.P.).
c) En las inmediaciones de la Plaza Circular se han constatado valores del nivel freático a más de 9 m de profundidad (Ballesteros, 1995f).
d) En el Polígono Infante Don Juan Manuel, cerca del sanatorio de S. Carlos, a 11 m (Ballesteros, 1995f), y entre las calles Torre de Romo y la prolongación de la C/. Pintor Pedro Flores, a 10,2 m, causado por un descenso de unos 4,2 m en el período 1993-95 (C.O.I.C.C.P.).
e) En el entorno de la Catedral, la bajada entre 1992 y 1995 es de 7,4 m, resultando una profundidad de 10,2 m (C.O.I.C.C.P.).

Según las zonas, desde finales de 1993 hasta principios de 1996 la tasa mínima de descenso del nivel piezométrico puede estimarse en 1,5-2 m/año (Ballesteros, 1995d, 1996b), o 2-3 m/año (Ballesteros, 1995f). En 1994 Ballesteros (1995a) constata una media de 4 m. Senent (1995) da cifras medias de caídas piezométricas para el subsuelo de Murcia de 3 m en 1994 y 4 m en 1995. Geotecnia y Proyectos (1995), a partir de la información suministrada por varios estudios geotécnicos y varios piezómetros próximos al casco urbano, da una variación máxima de 4 m en los años 1994 y 1995.

La respuesta del acuífero a la recarga es muy rápida, lo que pudo comprobarse con los riegos realizados con aguas del trasvase en el mes de septiembre a octubre del 95, en el que se produjo una subida generalizada de más de un metro en la evolución piezométrica de los pozos municipales (ver 2.3). Por lo tanto, se aprecia una relación directa entre la piezometría y la recarga por excedentes de riego.

Debido a los riegos del trasvase, a las lluvias y a al cese de la extracción de los pozos de sequía, el nivel piezométrico se recuperó unos 4 m entre el año 95 y el 97, situándose en esa última fecha a unos 4,5 m de media bajo la superficie general de la ciudad, cuando antes de la sequía de los 90 se situaba a una distancia de 3 m aproximadamente.

2.1.4.2. Estado general de los acuíferos

Los acuíferos de la Cuenca del Segura son pequeños, lo que hace que la reserva de las aguas subterráneas pueda agotarse a corto y medio plazo, debido a la rapidez con la que se desencadenan los descensos del nivel piezométrico.

Cuando el agua se encuentra disponible, el exceso de riego respecto a las necesidades reales de los cultivos es de unos 170 hm^3/año. Por lo tanto, en los años normales, gran parte de los caudales de riego se vierten de nuevo al río, lo que supone a efectos hidráulicos que se mantengan los niveles piezométricos excepcionalmente altos y que se salinicen las aguas, pues por exceso de riego también se lavan los suelos.

La calidad del agua ha ido empeorando con el tiempo. Las causas son el vertido de aguas residuales deficientemente depuradas para su aplicación al regadío, el lixiviado de rocas y evaporitas en rocas y sedimentos y la aportación de fluidos hidrotermales. En algunos acuíferos han llegado a aparecer gases en los sondeos. La consecuencia es que las aguas subterráneas suelen no ser aptas para el consumo humano. Su aplicación para el riego implica la alcalinización y salinización del suelo. En algunos casos no se pueden aplicar a las plantas un agua con un contenido tan alto de sales. Frente a los 0,3 gr/l de *ClNa* en Murcia, las aguas del Segura llegan a Guardamar con 0,8 gr/l.

En el entorno del casco urbano de Murcia el flujo subterráneo de agua coincide aproximadamente con el flujo superficial del río Segura (ver figura 2.1). El canal del Reguerón se comporta como fuente de alimentación del acuífero, mientras que el casco urbano actúa como área de descarga del mismo, a través de los drenajes urbanos y de las captaciones.

En general, hoy en día se hace imposible atender a las demandas con los recursos de agua disponibles. Además de zonas infradotadas, quedan amplios sectores con recursos sometidos a sobreexplotación y que serán agotados a corto y medio plazo.

La reducción de la demanda a través de la disminución de la pérdidas en las redes de abastecimiento, la mejora en la eficiencia de los riegos y la aportación de recursos no convencionales, como la desalación de aguas salobres mediante ósmosis inversa y otras tecnologías, pueden suavizar el problema, pero no resolverlo. Las únicas alternativas posibles son la eliminación de demandas de riego y el aporte de recursos externos procedentes de otras cuencas.

En este sentido, las directrices del Plan Hidrológico de la Cuenca del Segura se condicionan a la posibilidades de transferencia que plantee el Plan Hidrológico Nacional, con el objetivo de mantener y consolidar los aprovechamientos existentes con garantías de suministro y un nivel aceptable de calidad de las aguas. Para ello, el sistema de explotación se plantea con un criterio único e integrado, englobando todos los orígenes posibles del agua, los superficiales, los subterráneos, los residuales, los desalinizados, los mixtos, etc..

En cuanto a las extracciones por bombeo, la tendencia del Plan es la de mantenerlas estrictamente o disminuirlas. En muchos casos la pérdida de la calidad del agua ha hecho inservible su uso productivo o ha desaparecido la posibilidad del aprovechamiento por el secado del acuífero explotado. Hay que tener en cuenta que la disminución o anulación de las extracciones requeriría el cierre total o parcial de muchos de los sondeos existentes, lo que implicaría afectar a la economía de la zona y llevaría a un enfrentamiento con agricultores, ganaderos y ciudadanos en general.

Durante la sequía de 1983 se inició la experiencia de utilizar los acuíferos conectados al río para bombeos complementarios, que aumenten las garantías de suministro en situaciones de existencias de agua mínimas. Ante los buenos resultados obtenidos, se repitió la acción en la sequía de los años 90. Las actuaciones de depuración de efluentes urbanos y procedentes de acuíferos degradados también se están potenciando para aumentar el volumen disponible de recursos.

2.1.5. Registros de subsidencia y daños provocados

A los daños económicos causados por la carencia de los recursos hídricos en los años 90 se le sumaron importantes perjuicios derivados del descenso del terreno en Murcia.

2.1.5.1. Valores de asiento del terreno

Los datos de subsidencia en Murcia dan valores superiores a 10 cm, lo que ha originado problemas en edificios, urbanizaciones, instalaciones y obras públicas. Jaramillo y Ballesteros (1997) estiman un asiento de entre 15 y 30 cm entre 1993 y 1997.

El descenso de la cota superficial del terreno se hizo observable a simple vista en muchos lugares a través de aceras y bordillos desorganizados, cortes en pavimentos y asfalto, roturas de pretiles, vallas y subestructuras superficiales, separaciones de peldaños exteriores, etc.. (Ballesteros, 1996a,b). En estas zonas se comprueba a simple vista un descenso del terreno de entre 5 y 10 cm (Ballesteros, 1995f).

2.1.5.2. Situación de los edificios con daños

En la figura 2.3 se muestran situados en el plano de Murcia los edificios de los que se tiene conciencia de deterioros más o menos significativos debidos al asiento generalizado del terreno. La subsidencia ha afectado a más de 100 edificios, distribuidos por toda la ciudad y con diferentes tipos de cimentación y estructura. Se han estudiado los informes correspondientes a muchos de ellos.

Hay que destacar que algunos se encuentran próximos a parques y jardines (ver figura 2.2) que son regados, como se ha comentado anteriormente, mediante agua extraída de pozos profundos municipales, o a la construcción de aparcamientos subterráneos de varias plantas, reciente en los tiempos en los que aparecieron los daños (Mañá, 1995). En ambos casos se ha podido producir un rebajamiento del nivel piezométrico local, causa primaria del descenso del terreno y de todas las lesiones encadenadas a las que ha dado lugar.

Los valores de descenso del nivel freático coinciden en algún caso con el nivel inferior de la losa de cimentación del aparcamiento subterráneo. Estos edificios disponen de numerosas bombas de extracción de agua distribuidas en toda su superficie. Las excavaciones se realizaban en húmedo y la extracción del agua freática continuaba durante los años siguientes a su construcción. Se han dado casos en los que las empresas constructoras de los aparcamientos procedieron a las reparaciones de las lesiones aparecidas durante su ejecución en las construcciones colindantes (Ballesteros, 1994).

Se observa también la proliferación de anomalías en zonas con grandes extensiones de jardines, edificios en altura, estrato resistente de gravas a mayor profundidad de la media del casco (ver 2.2.2) y acusado descenso del nivel piezométrico (ver 2.3.2), como el Polígono Infante Don Juan Manuel (ver figura 2.2), donde se han apreciado hundimientos del terreno de hasta 8 cm (Ballesteros, 1996, a y b). Senent (1995) sitúa a los edificios preferentemente fuera del casco histórico, sobre todo en áreas de reciente transformación urbana.

Ballesteros (1995f) y Senent (1995) hacen mención prioritaria a las siguientes ubicaciones (ver figura 2.2), aunque advierten de otros casos distribuidos irregularmente por la ciudad (ver 2.1.4.1):

a) Polígono Infante Don Juan Manuel, con una decena de casos.
b) Vistabella, con cinco edificios cercanos al mercado de abastos.
c) C/. Cartagena, con media docena de casos y basculamientos en coronación de hasta 30 cm.
d) Gran Vía Alfonso X el Sabio y Plaza Circular, con cinco o seis casos.
e) Alrededores del Hospital Provincial.
f) Polígono de la Fama, zona de viviendas sociales y Plaza Santoña.
g) Ronda Norte, en las proximidades del nudo de la autovía.
h) Entorno del Jardín de Floridablanca.
i) Barrio de Vista Alegre.

El descenso del nivel piezométrico se hizo evidente bajo muchos de los inmuebles a través de la información suministrada por estudios geotécnicos y porque, en bastantes casos, las excavaciones de los sótanos habían exigido la extracción del agua freática, siempre próxima a la cota de cimentación, y en la fecha de detección de los deterioros los pozos de drenaje se encontraban secos (Jaramillo, 1997).

Los edificios en los que a fecha de 31 de enero de 1997 se habían realizado actuaciones de recalce parciales o totales y, en cierto sentido, los más afectados, son los numerados en el plano de la figura 2.3 como 16, 17, 54, 81, 105 y 110, y se encuentran situados, como puede comprobarse, en el barrio de Vistabella, cerca del Hospital General Universitario, en el entorno de la Plaza Circular en la Gran Vía de Alfonso X el Sabio, en el Polígono Infante Don Juan Manuel, en las proximidades de los Jardines del Malecón y en el Polígono de la Fama junto a la Plaza Juan XXIII (ver figura 2.2).

De toda la información citada, y en base a la distribución observada en la figura 2.3, se puede establecer que las zonas del casco urbano de Murcia con una mayor profusión de casos de edificios con daños provocados por la subsidencia del terreno causada por el descenso generalizado de los niveles piezométricos son (ver figura 2.2):

a) Polígono Infante Don Juan Manuel.
b) Barrio de El Carmen, cercanías del Cuartel de Artillería y alrededores de los Jardines de Floridablanca.
c) Entorno de los Jardines del Malecón.
d) Barrio de Vistabella, proximidades de la Condomina y zona del casco entre la Plaza de Toros y la Catedral.
e) Polígono de la Fama, cerca de la Plaza Juan XXIII.
f) Alrededores de la Plaza Circular, Jardines de la Fama, Gran Vía Alfonso X el Sabio y barrio de Vista Alegre.
g) Barrio de Santa María de Gracia, entre la Ronda Norte, el Auditorio Municipal y el Pabellón de Deportes Príncipe de Asturias.

2.1.5.3. Daños generales

En el año 1991 algunos propietarios comienzan a detectar en el interior de sus viviendas algunas patologías, la mayoría de carácter leve (Ballesteros, 1994). A partir de los años 93-94 las lesiones se hacen muy numerosas e importantes, progresando con gran rapidez.

En tabiques y cerramientos han surgido fisuras y grietas de hasta 10 mm de espesor. En las fachadas se observan grietas y fisuras con inclinaciones de 45º, de forma escalonada, siguiendo el mortero de unión de las piezas de ladrillo. En algunos lugares se disponen formando arcos de descarga. En varios puntos de unión entre soporte y cerramiento también se han observado fisuraciones. Los huecos de carpintería aparecen con descuadres que dificultan o impiden su maniobra. En cocinas y baños se han producido desprendimientos y abombamientos de alicatados y azulejos. En techos y solados también se han puesto de manifiesto fisuras de mayor o menor importancia. En ocasiones se han separado los tabiques de los techos. Se han roto celosías y otros elementos de plementería (Ballesteros, 1995d). Han surgido humedades en medianerías y proximidades de las juntas de dilatación, con arrancamientos de las telas asfálticas de sellado (Ballesteros, 1995e).

Se han observado desplomes, giros y asientos diferenciales, que han dado lugar a aplastamientos de enlucidos, empujes laterales, roturas de pretiles y fisuras horizontales en paños de medianeras. En la figura 2.4 (a y b) se muestra la separación entre dos edificios con distinto tipo de cimentación en su zona de contacto. La construcción de la izquierda se ejecutó en los años 50 y dispone de cimentación por zanjas corridas y pilotes de madera de 3-5 m de longitud. El inmueble de la derecha se realizó en 1986 y se encuentra cimentado con pilotes de tipo rotativo. El asiento y el giro que experimenta el edificio de la izquierda respecto al de la derecha ha provocado la apertura de la junta entre ambos, mayor conforme crece la altura. En la medianera entre ambos existen deterioros en las viviendas por haberse adherido el cerramiento de uno al del otro y, a consecuencia del basculamiento del de la izquierda, separase las dos hojas de la fábrica (Ballesteros, 1995b).

Los asientos estimados en algunos casos alcanzan valores de 4-5 cm y los desplazamientos horizontales en cabeza del edificio provocados por los basculamientos, 8-20 cm (Ballesteros, 1995e). Se han originado fisuras en forjados, en muros de contención y de sótanos (Ballesteros, 1995c, 1996b).

Hay que decir que la acción del terreno sobre las cimentaciones también puso en evidencia muchos vicios ocultos en las construcciones, que dieron lugar a la aparición de nuevos daños y que no habían dado la cara hasta entonces. Juntas de dilatación no respetadas, fábricas mal realizadas, forjados demasiado flexibles permitidos por las anteriores instrucciones de las estructuras de hormigón armado, generosas limitaciones de flecha que dieron lugar a fisuraciones de tabiquerías a partir de determinadas luces, pilotajes mal ejecutados en los años 70, son algunos ejemplos de factores que, sumados a la subsidencia general del terreno, han provocado patologías de cierta repercusión.

En ocasiones han aparecido las fisuras por la excesiva flexibilidad de los forjados con la sobrecarga de algunos recuadros de los pórticos debido a los asientos. Las estructuras ejecutadas en los años 70-80 se realizaron con una normativa vigente mucho más permisiva que la actual en cuanto a la relación canto-luz y a las flechas toleradas en los forjados. Muchas de ellas tienen un canto de 23 cm y luces de hasta 7 m (Ballesteros, 1995e). La experiencia acumulada después ha puesto de manifiesto la incompatibilidad de estos valores admisibles con los modos de construcción de tabiquerías y cerramientos, cuya rigidez no admite tales deformaciones sin romperse. En cualquier caso, la normativa también exigía que las flechas fueran compatibles con el sistema de cerramientos.

Otras veces la potencialidad de la aparición de patologías se debe al criterio de diseño con el que se realizó la estructura. Si las luces adyacentes son muy desiguales y la relación entre el canto del forjado y la luz entre vanos es escasa, las deformaciones pueden alcanzar valores considerables. Hay ejemplos de luces contiguas de 3,5 y 7 m y canto de forjado de 23 cm (Ballesteros, 1995d). Si las deformaciones se van acumulando desde las plantas altas hasta las bajas por la transmisión de cargas a través de la tabiquería interior, la fisuración irá creciendo hacia las plantas inferiores. Por lo tanto, aunque el diseño estructural de estas construcciones podía ser el habitual cuando fueron realizadas, es propenso a la aparición de patologías.

Figura 2.4a
Separación entre dos edificios de la C/. Cartagena por motivo de la subsidencia del terreno

Figura 2.4b
Apertura de la junta entre los dos edificios, creciente según la altura

Por otra parte, los daños existentes en muchas de las edificaciones se vieron agravados y resaltados por los descensos del terreno. Hay deformaciones y fisuraciones, causadas por una excesiva flexibilidad de los forjados, que aparecieron con escasa entidad al poco tiempo de terminada la edificación y que fueron aumentando paulatinamente hasta alcanzar valores definitivos. Muchos de estos movimientos se encontraban estabilizados o tenían alteraciones periódicas por las diferencias higrotérmicas diarias y estacionales. Pero a la lenta evolución de estas viejas lesiones se le han superpuesto los nuevos asientos de cimentación, cuya progresión suele ser mucho más rápida y cuyos efectos se suman a los anteriores.

2.1.5.4. Exigencias de responsabilidades

Se iniciaron demandas contra el Ayuntamiento basadas, en algunos casos, en los descensos freáticos causados por las excavaciones de iniciativa municipal para aparcamientos subterráneos, o por las extracciones de agua para riego de calles y jardines.

También se han presentado medidas legales contra los arquitectos por considerar que la bajada del nivel piezométrico no es un hecho fortuito ni imprevisible, y que imputaban los deterioros producidos a la falta de previsión de los técnicos, por no diseñar las cimentaciones de forma que soportaran las eventuales variaciones de los niveles del agua en el terreno.

En este sentido, el artículo 1.591 del Código Civil dice:

> "El contratista de un edificio que se arruinase por vicios de la construcción, responde de los daños y perjuicios si la ruina tuviese lugar dentro de diez años, contados desde que concluyó la construcción; igual responsabilidad, y por el mismo tiempo, tendrá el arquitecto que la dirigiere, si se debe la ruina a vicio del suelo o de la dirección".

El término ruina debe entenderse como aquel estado del edificio con graves defectos de construcción de forma que hagan temer su pérdida. La sentencia del Tribunal Supremo de 7 de febrero de 1.995 aclara:

> "El término ruina que utiliza el artículo 1.591 del C.C. no debe quedar reducido al supuesto de derrumbamiento total o parcial de la obra, sino que hay que extenderlo a aquellos defectos de construcción que, por exceder de la imperfecciones corrientes configuran una violación del contrato y, en tal concepto de ruina han de incluirse los graves defectos constructivos que hagan temer la pérdida del edificio o lo hagan inútil para la finalidad que le es propia".

Por otra parte, la figura del aparejador también es responsable de la ejecución, siendo misión suya, entre otras, la acomodación de la obra a la proyectada. En la sentencia del Tribunal Supremo de 8 de enero de 1985 se establece:

"Que el aparejador, como colaborador técnico de la construcción de la nave industrial, viene sometido a las responsabilidades en lo concerniente a la solidez del edificio y perfecta acomodación de las obras a los proyectos del arquitecto".

El 6 de mayo de 2000 ha entrado en vigor la Ley de Ordenación de la Edificación, Ley 38/1999, de 5 de noviembre, publicada en el B.O.E. número 266, de 6 de noviembre de 1999. Esta ley plantea como objetivos principales elevar la calidad de la edificación, delimitar las responsabilidades de los que intervienen en el proceso de edificación y establecer un marco de garantías para el resarcimiento de los daños materiales. Según el artículo 17 de la ley, la responsabilidad civil de los agentes que intervienen en el proceso de edificación, con respecto a los daños materiales causados en el edificio por vicios o defectos que afecten a la cimentación, los soportes, las vigas, los forjados, los muros de carga u otros elementos estructurales, y que comprometan directamente la resistencia mecánica y la estabilidad del edificio, se extenderá durante diez años.

Sin embargo, la circunstancia del descenso del nivel piezométrico sin precedentes en el casco urbano de Murcia puede considerarse como la concurrencia de un supuesto de Caso Fortuito, lo que supone que se trate de un evento imprevisible, o que previsto, fuese inevitable. Los técnicos que proyectaban cimentaciones en la ciudad de Murcia antes de 1990 no podían imaginar ni plantearse el descenso experimentado después por el nivel piezométrico.

Desde 1995 la Administración considera que el problema repercute en los intereses generales de la sociedad, por lo que se dispone a ofrecer ayuda técnica y económica a los afectados. Hay que tener en cuenta que la globalidad del problema hace que el fenómeno supere con creces el ámbito privado y afecte al interés público (Ballesteros, 1995f,g).

2.1.5.5. Relación entre las lesiones y las tipologías estructurales y de cimentación

2.1.5.5.1. Distribución de las lesiones en función de la altura de los edificios

En cuanto a la elevación de los edificios afectados, se tienen ejemplos de hasta ocho plantas más sótano o semisótano. Las estructuras implicadas son de hormigón armado, con forjados unidireccionales con jácenas planas y canto de 23-25 cm, o forjados reticulares en las de mayor altura, y muros de carga en las de menor altura.

En algunos de los edificios más altos la gravedad de las lesiones resulta mayor en las últimas plantas que en las más bajas, lo que se explica por el efecto de los movimientos debidos a los basculamientos y las pérdidas de verticalidad de las estructuras sobre los elementos no estructurales.

Otras veces los daños en tabiquerías son generalizados y se concentran en las plantas bajas, lo que da a entender que la fisuración, por tensiones tangenciales y de tracción, se

debe al descenso de algunos pilares. La entidad de fisuras y grietas, a veces, varía desde 1-2 mm en la última planta hasta 8-10 mm en la primera (Ballesteros 1995d). La intensificación de la fisuración en las plantas más bajas es debida a la redistribución de los esfuerzos en la retícula de la estructura, de forma que para cada asiento de soporte, los elementos colindantes responden absorbiendo parte de la carga que él no puede asumir, con la colaboración de la tabiquería, los cerramientos, los forjados y el efecto voladizo que se produce en las plantas superiores.

Por lo tanto, el total de la estructura con los pilares, los forjados y las pantallas disminuyen las diferencias entre las distintas zonas. También hay que tener en cuenta la rigidez extraestructural que tienen muchos edificios y que proviene de partes como la tabiquería y los cerramientos. De todos modos, no parece conveniente contar con ella salvo en condiciones de servicio, pues su rigidez se pierde en cuanto se fisuran, y esto ocurre mucho antes de que la estructura o la cimentación alcancen su estado límite último.

Las grietas en tabiquerías y cerramientos a 45º también indican asientos de pilares. A veces estas grietas conforman arcos de descarga en los paramentos. Las verticales en las esquinas de fachadas y medianeras apuntan a tensiones tangenciales y de tracción con giros de la estructura.

2.1.5.5.2. Variación de las lesiones según el tipo de cimentación

Hay edificios con más de 40 años de antigüedad en los que no han aparecido daños hasta la década de los 90. La solución de cimentación es, en muchos casos, de zanjas corridas y pilotes de madera de 3-6 m de longitud. Si un pilote de madera se mantiene por debajo del nivel freático, fuera del contacto con el aire, puede durar indefinidamente. Pero cuando el nivel del agua en el terreno desciende, la madera expuesta a la humedad en la zona parcialmente saturada no tarda en pudrirse (Senent, 1995).

Hay otros cuya construcción terminó en los años 80 y en los que no aparecieron problemas de fisuración o asientos hasta 1993-94. En algunos casos con cimentación superficial, los asientos tenidos durante el período entre el final de las obras y la fecha de fuerte descenso del nivel piezométrico no superaban los valores admisibles, por lo que no hubo denuncias por parte de los vecinos. El estrato de limo o arcilla en el que se cimentaban había sufrido una consolidación paulatina a lo largo del tiempo y la mayor parte del asiento se había producido durante los primeros 4-5 años.

Sin embargo, tras el brusco descenso del nivel freático se manifestaron asientos diferenciales entre zapatas de un mismo edificio y basculamientos de losas que se hicieron ostensibles mediante roturas y separaciones en las juntas de dilatación de varios cm respecto a la posición original. No hay que olvidar el carácter escalonado de las lesiones, de forma que progresivamente unas van siendo causas de otras. Frecuentemente cuando se abren las juntas de dilatación de la forma descrita representan una nueva vía de entrada del agua de lluvia en el edificio, lo que da lugar a la aparición de humedades. La figura 2.5 muestra una junta abierta en la esquina de un patio por donde puede penetrar el agua con facilidad y ser causa de humedades en todas las viviendas adyacentes.

Figura 2.5
Apertura de la junta de dilatación en la esquina de un patio

Se ha apreciado un mejor comportamiento en los edificios cimentados con losa cuando se encuentran entre medianeras, pues el asiento suele ser homogéneo y no produce lesiones interiores. Se han medido asientos en losas de más de 5 cm con respecto a las construcciones colindantes sin que hayan aparecido problemas en el inmueble (ver 6.1.1.2). Cuando el edificio se encuentra aislado o tiene medianeras o esquinas libres se agrava el problema al producirse basculamientos visibles a simple vista. En algunos casos la magnitud es considerable, próxima a los 30 cm en coronación (Ballesteros, 1995f).

En cualquier caso, el descenso del terreno acarrea el asiento de las cimentaciones superficiales. Se observa en los sótanos que los muros de contención perimetral que disponen de este tipo de cimentación asientan, lo que origina giros y grietas en las coronaciones de los muros y en las soleras de los sótanos.

Otras veces la cimentación es profunda. En las localizaciones donde el estrato de gravas se encuentra a una profundidad considerable (ver 2.2.2), para pilotes trabajando por punta se hace necesaria una longitud mínima del orden de 30 m, nada habitual con los medios utilizados en los años 80, lo que provocó que se adoptara la solución de pilotes flotantes.

En un edificio del Polígono Infante Don Juan Manuel la construcción se terminó en 1985 y en 1995 la propiedad comunicó al arquitecto el basculamiento de uno de los cuerpos de los edificios, que se separaba del colindante unos 12 cm en la coronación de la junta de dilatación (Ballesteros, 1996a). Esto hizo aparecer fisuraciones en las tabiquerías interiores. Las anomalías comenzaron en el año 1993 y se agravaron en 1995.

La figura 2.6 muestra otro ejemplo similar en el Polígono Infante D. Juan Manuel, en el que se aprecia con claridad cómo crece con la altura la apertura de la junta de dilatación de forma que alcanza el valor máximo en coronación.

El coeficiente de seguridad con el que fueron dimensionadas las cimentaciones de las construcciones con pilotes apoyados en el estrato de gravas ha experimentado una disminución, aunque los deterioros ocasionados son escasos. De todos modos, también se confirman asientos en algunos pilotes columna (Ballesteros, 1995f), que podrían deberse a las variaciones en la potencia y la calidad de los estratos de grava, y a algún fenómeno de lavado de finos (ver 6.1.2), aunque más bien la causa parece ser la pérdida de parte de la resistencia que tenían, la correspondiente al fuste, como se demuestra en los desarrollos del capítulo 5.

Sin embargo, con esta tipología de cimentación crecen los perjuicios sobre los elementos de urbanización, al bajar el suelo y quedarse colgado el edificio de los pilotes. Las conducciones de agua y saneamiento se rompen cuando el inmueble no asienta y el terreno baja de 15 a 20 cm. Las aceras perimetrales presentan numerosos cedimientos y ondulaciones y se han medido asientos importantes del nivel de pavimentación respecto a los edificios de entre 5 y 20 cm (ver figuras 2.7 y 2.8).

Figura 2.6
Apertura de la junta entre edificios del Polígono Infante Don Juan Manuel

Figura 2.10a
Junta entre dos edificios de la C/. Cartagena, abierta a causa del descenso del nivel piezométrico

Figura 2.10b
Basculamiento de edificio a causa del descenso del nivel piezométrico

El descenso del terreno ha producido roturas en los paramentos que se apoyan en el suelo e inclinaciones de luminarias y elementos de mobiliario urbano. En la figura 2.9 (a y b) se aprecia que un asiento del suelo con una magnitud aproximadamente igual al espesor de la llaga de la fábrica del cerramiento ha provocado la rotura del mismo y el posterior desprendimiento de una hilera de los aplacados de ladrillo que revisten el pilar de esquina. Por otra parte, también se han provocado lesiones en aquellos que tienen soleras en la planta inferior, que descienden acompañando al terreno, pero se encuentran apoyadas en elementos rígidos de la cimentación como vigas riostras o encepados.

Los asientos en los pilotes flotantes son de mayor entidad que los de los pilotes columna, midiéndose valores de hasta 10 cm (Ballesteros, 1995f). Se han observado inclinaciones de edificios cimentados sobre pilotes de fricción en las juntas de dilatación. Los asientos diferenciales y los giros de las estructuras causados por las irregularidades descritas son los que provocan los efectos más dañinos. En la figura 2.10 (a y b), correspondiente a dos edificios de la calle Cartagena, se aprecia el basculamiento del edificio de la derecha, que alcanza en torno a 20 o 30 cm en coronación.

Como ejemplos de construcciones con cimentación profunda empotrada en el estrato de gravas en los que han aparecido daños se pueden citar al edificio "Gaudí", numerado en la figura 2.3 como el 27 y situado en la calle Ronda Levante, nº 4, y al "Alfonso X", numerado con el 17 y localizado en la calle Alfonso X, nº 10, ambos colindantes a los aparcamientos subterráneos de los Jardines de La Fama (Ballesteros, 1994). En los dos casos las lesiones se han originado en las partes sin sótano. La diferencia fundamental con respecto a las zonas adyacentes con sótano y a los inmuebles de los alrededores es que sus pilotes tienen una longitud mayor que los demás en dos o tres metros. Por lo tanto, se pone de manifiesto la importancia de la longitud de los pilotes en el fenómeno del rozamiento negativo provocado por la subsidencia (ver capítulo 5).

2.1.5.5.3. Relación de las lesiones con las soluciones que combinan diferentes tipologías estructurales y de cimentación

Las lesiones se han hecho más evidentes en los edificios que combinan varios tipos de cimentación o planos de apoyo a distintas profundidades. Incluso, cuando presentan soluciones únicas se han intensificado los daños por la heterogeneidad en la forma de aplicación de la carga de las construcciones colindantes con distintos tipos de cimentación, evidenciándose en los contactos de unos y otros.

Es más, las diferencias de diseño estructural también tienen su repercusión en la magnitud de los asientos y en la concentración de los deterioros, debido a la distinta rigidez de las zonas del edificio.

Por ejemplo, en el edificio Constanza, situado en la Plaza de Santoña y numerado en la figura 2.3 con el 24, las lesiones se hacen más graves en las proximidades de los accesos de las viviendas, que se encuentran en la zona de unión de dos partes del edificio con

rigidez muy distinta. El asiento es pequeño o nulo en el cuerpo central de escaleras y ascensores y presenta mayores valores en el resto (Ballesteros, 1995c).

En los barrios de reciente creación es frecuente la tipología de edificio en altura con pilotaje, con sótano que excede al perímetro del cuerpo principal y en el 90% de los casos no se pilota esta zona exterior. Este esquema no ha presentado problemas durante años, pero con motivo del descenso del nivel piezométrico se ha puesto de manifiesto como fuente de patologías.

Este es el caso del edificio de La Convalecencia, que se encuentra situado en la C/. Luís Fuentes Pagán (Ruano, 1983), y se numera en la figura 2.3 con el 16. Se compone de un núcleo principal de nueve alturas y semisótano, que contiene al eje vertical de escaleras y ascensores, dos cuerpos laterales contiguos de dos plantas y semisótano, y una zona posterior que dispone solamente de semisótano, que se separa de los cuerpos anteriores mediante una junta de dilatación (Ballesteros, 1995a). El terreno correspondiente a esta localización es de aluvión y coincide con un antiguo meandro del río Segura (ver 2.2.3.1.6).

Aunque en proyecto la cimentación completa era profunda, en la ejecución se cambió el criterio por razones económicas, de manera que el bloque de ocho plantas descansa sobre pilotes, mientras que los soportes perimetrales, con dos plantas de altura, se cimentan por zapatas aisladas o continuas, atadas con vigas de riostra entre sí y a los encepados de los pilotes. La cimentación de la zona posterior o trasera y la de los cuerpos laterales es común en su zona de contacto. Por lo tanto, resulta una estructura continua a base de pórticos paralelos a fachada con dos tipos de cimentación diferentes, apoyando sobre terrenos de consistencia y profundidad desigual (CEICO, 1995). El descenso del nivel piezométrico puso en evidencia el defecto de diseño resultante, consistente en mezclar dos tipologías de cimentación distintas sin junta constructiva.

La edificación se terminó en diciembre de 1985 y las anomalías surgieron en 1994. En este caso los daños se concentraron en las dos primeras plantas y en la de sótano, dentro de la zona perimetral, de menor altura. El asiento de parte de la cimentación provocó graves daños estructurales, que se manifestaron por roturas de cabezas de pilares, de jácenas, del muro de hormigón armado del semisótano, que quedaba totalmente partido, y de correas de atado, grietas a 45º de importancia en cerramientos y tabiquerías cuyos espesores alcanzaban los 10 mm, fisuras y grietas en pavimentos de semisótano, inclinaciones de forjados, flexiones excesivas de jácenas, etc..

La inexistencia de las juntas constructivas entre la estructura y la cimentación de las dos partes dio lugar a que las alas laterales de dos plantas de altura se colgaran del núcleo central de ocho plantas, debido a un asiento considerable, por lo que un porcentaje elevado de su peso fue soportado por los pilares y jácenas del cuerpo central en sus primeros tramos y forjados, dando lugar a esfuerzos de gran magnitud y para los que no habían sido proyectados (CEICO, 1985).

El edificio Minerva, situado en la C/. Miguel Hernández y Plaza de la Enseñanza (Ballesteros, 1996b), se numera en la figura 2.3 con el 36. Dispone de varios cuerpos separados por juntas de dilatación, de ocho, seis y tres alturas sobre la rasante de la calle citada, y de una planta semisótano que cubre una zona más amplia que la edificación principal. La cimentación es de pilotaje de profundidad en los edificios en altura y en la zona de sótano exterior a los edificios es de tipo superficial. La construcción se terminó en torno al año 1977 y permaneció sin deterioros significativos hasta el verano de 1994. Las lesiones que aparecieron entonces fueron las típicas de esta patología, con fisuras y grietas a 45º de entre 2 y 6 mm espesor en tabiquerías y cerramientos, desajustes en carpinterías, desprendimientos y abombamientos de alicatados de los locales húmedos, separaciones de tabiques respecto a techos, fisuras en falsos techos, grietas en los pavimentos, desajustes en juntas de dilatación, etc.. De su estudio se deduce que se ha producido el asiento de los soportes del cuerpo de tres plantas y del contacto entre los cuerpos de seis y ocho plantas.

2.1.5.6. Estabilización de los asientos

Hay que decir que a las profundidades a las que llegó el nivel piezométrico quedaba fuera de la zona de influencia de los bulbos de presiones de la mayoría de las cimentaciones superficiales. En el caso de suelos arenosos los asientos terminaron en un plazo corto, mientras que donde la potencia del estrato de arcillas y limos era importante se produjeron asientos diferidos en los siguientes 4-5 años.

Con la recuperación de los niveles piezométricos se estabilizaron los asientos.

2.2. ESTUDIO DEL TERRENO DE LA CIUDAD DE MURCIA

2.2.1. Datos para el estudio

Los datos representativos de las distintas zonas del suelo de Murcia se han tomado de dos documentos fundamentalmente: el "Estudio de las Variaciones de los Niveles Freáticos en el Subsuelo del Casco Urbano de Murcia. Consecuencias Geotécnicas", de Geotecnia y Proyectos, y el "Mapa Geotécnico y de Riesgos Geológicos para la Ordenación Urbana de Murcia", del Ministerio de Industria y Energía, Instituto Geológico y Minero de España, Dirección de Aguas Subterráneas y Geotecnia.

Se han procesado los datos de 106 sondeos, 15 penetraciones dinámicas y 7 penetraciones estáticas diseminados por la ciudad para zonificar el territorio y, en función de sus características geotécnicas, analizar su comportamiento con respecto a la subsidencia (L.R.C.C.E., 1995).

En este sentido, se ha informatizado toda la información disponible, vectorizándose el plano de Murcia. En la figura 2.11 se representan las localizaciones de los sondeos y de los ensayos penetrométricos en el casco urbano de Murcia, distinguiéndose los que proceden del Mapa Geotécnico de los que proceden del Estudio de Geotecnia y Proyectos.

Aunque el proceso de recopilación conlleva cierto grado de interpretación y subjetividad, motivado por la existencia de informes de distintas empresas, resultados anómalos, ausencia o abundancia de datos, etc.., se puede afirmar que los parámetros geotécnicos medios deducidos son representativos del terreno de Murcia.

2.2.2. El perfil del terreno en Murcia

2.2.2.1. Caracterización general

A grandes rasgos, el subsuelo de Murcia está constituido por una primera capa de relleno, con poca resistencia a la compresión y escasa capacidad portante, que será nombrada como *capas 1* (ver 2.2.3.1.1 y 2.2.3.1.2).

A continuación, un segundo estrato constituido por arcillas, arcillas limosas o arenosas y limos arenosos, con un espesor variable entre 12 y más de 30 m, que se comportan, hidrogeológicamente, como un acuitardo, capaz de albergar gran cantidad de agua en su seno, pero de transmitirla con cierta dificultad. A este estrato compresible se le designará como *capas 2* (ver 2.2.3.1.3 a 2.2.3.1.6).

Bajo el conjunto anterior suele aparecer un nivel arenoso de transición (*capas 3*, ver 2.2.3.1.7 y 2.2.3.1.8), de pocos metros de espesor, que limita superiormente a una capa de gravas (*capa 4*, ver 2.2.3.1.9), que configura una base estable donde se asientan las edificaciones cimentadas por pilotes columna. Estas capas constituyen un acuífero de excelentes condiciones hidráulicas, capaz de ceder grandes cantidades de agua mediante la realización de sondeos mecánicos.

2.2.2.2. Datos más relevantes del corte del terreno

En la tabla 2.5 se recogen los datos extraídos de cada uno de los sondeos con respecto a los siguientes parámetros del corte del terreno: profundidad del relleno, espesor de la capa de arcilla, profundidad del muro de la arcilla, espesor de la capa de arena, profundidad del muro de la arena, profundidad del techo de la grava y fondo de la misma, indicándose en la última fila sus valores medios.

Tabla 2.5
Parámetros de los estratos del corte del terreno en los sondeos del casco urbano de Murcia (m)

SONDEO	PROF. RELLENO	ESPESOR ARCILLA	MURO ARCILLA	ESPESOR ARENA	MURO ARENA	TECHO GRAVA	FONDO GRAVA
S1	1,4	12,4	13,25	0	No hay < 20	13,75	> 20
S2	2,4	9,3	11,6	0	No hay <20,5	11,6	> 20,5
S3	1	7,4	8,4	3,8	12,2	12,2	> 13
S4	2,5	6	8,5	11,1	15,8	20,7	> 21,5
S5	1,8	15,8	17,6	3,2	8,5	18,3	> 19,75
S6	2,4	16,6	19	0	No hay <20,5	19	> 20.5
S7	3,4	> 17,7	> 21,1	1,5	14,5	> 21,1	No hay < 21,1
S8	3,8	> 11,2	> 15	1,5	6,9	> 15	No hay < 15
S9	3,8	0,6	4,4	> 10,5	> 15	> 15	No hay < 15
S10	3,5	7	10,5	> 4	> 14,5	> 14,5	No hay < 14,5
S11	2,4	17,7	20,45	0	No hay < 22	20,45	> 22
S12	2,4	18,7	21,7	1,7	16,5	21,7	> 22,5
S13	2,4	5,3	7,65	5,7	13,4	13,4	> 15,75
S14	3,9	15,4	19,3	0	No hay <20,5	19.3	> 20,5
S15	0	> 18,1	> 20,5	3,8	5,4	> 20,5	No hay < 20,5
S16	0	15	17	2	2	17	> 20,5
S17	1,3	5,4	8,4	6,3	14,75	> 20,5	No hay < 20,5
SR1	2,2	6,8	9	4	13	13	22,5
SR2	1	1,9	2,9	8,3	11,25	15,5	22,4
SR3	3,2	6,4	9,6	2,8	12,5	12,5	> 18
SR4	3,1	8,9	12	0	No hay < 20	13,5	> 20
SR5	1,5	18,5	20	0	No hay <24,4	20	> 24,4
SR6	0	> 22,5	> 22,5	0	No hay < 23	> 23	No hay < 23
SR7	2,3	10,2	12,4	0	No hay <22,2	12,4	22,1
SR8	2	9	11,1	1,3	11,8	15,2	22,5
SR9	3,4	5,1	8,5	4,7	13,2	13,2	22,2
SR10	1,5	20	21,5	13	> 33,5	> 33,5	No hay < 33,5
SR11	0	23	23	7	26,5	26,5	> 34
SR12	0,85	21,6	22,4	3,9	26,2	26,2	> 34
SR13	2,4	10,6	13	0	No hay <13,5	13	> 13,5
SR14	0	21,7	21,7	0	No hay < 23	21,7	> 23
SR15	4	10	14	2	16	16	> 23
SR16	1,6	9,2	10,8	3,4	14,15	14,15	> 20,5
SR17	2,3	5	11,6	5,4	> 17,1	> 17,1	No hay < 17,1
SR18	0	12,4	18,4	0	No hay <26,5	18,4	> 26,5
SR19	2,4	9,3	11,8	0	> 13	> 13	No hay < 16
SR20	0	14,4	14,4	1	11	19,5	> 23
SR21	2	15	17	0	No hay <28,2	21,5	> 28,2
SR22	3,5	4	7,5	7	14	14	> 15,5
SR23	3	9	12	2	13,7	13,7	> 20,5

SR24	4,5	7,5	12	3,5	15,2	15,2	> 21
S'1	2	14	16	0	No hay < 25	16	> 25
S'2	1,5	8,5	10	2	12	12	> 19
S'3	4	7	11	3	14	14	> 24
S'4	1	24	25	2	27	> 27	No hay < 30
S'5	2,5	> 6	8,5	0	No hay < 8,5	> 8,5	No hay < 8,5
S'6	0	> 20	20	0	No hay < 20	> 20	No hay < 20
S'7	3,5	9,5	12	3	15	15	> 20
S'8	4	8	12	2	14	14	> 20
S'9	2	7	9	5	14	14	> 15
S'10	2,5	7,5	10	6	> 16	10	> 16
S'11	1,5	10,5	12	12	> 24	12	> 24
S'12	1	24	25	0	No hay < 24	25	> 24
S'13	1	> 29	> 30	0	No hay < 30	> 30	No hay < 30
S'14	2	> 13	> 15	0	No hay < 15	> 15	No hay < 15
S'15	0,5	> 13,5	> 14	0	No hay < 14	> 14	No hay < 14
S'16	1	20	21	0	No hay < 24	21	> 24
S'17	2	13	15	0	No hay < 18	15	> 18
S'18	4	4	8	10	> 18	> 18	No hay < 18
S'19	1	16	17	2	18	19	> 20
S'20	4	11,5	15,5	1,5	17	17	> 19
S'21	2	> 23	> 25	0	No hay < 25	> 25	No hay < 25
S'22	6	7	13	0	No hay < 20	13	> 20
S'23	3	9	12	0	No hay < 17	12	> 17
S'24	1	5	6	4	10	14,5	> 16
S'25	0,5	> 29,5	> 29,5	0	No hay < 30	> 30	No hay < 30
S'26	2	9	11	2	13	13	> 20
S'27	2	21	23	0	No hay < 29	23	> 29
S'28	2	> 17	> 19	0	No hay < 19	> 19	No hay < 19
S'29	2	> 22	> 24	0	No hay < 24	> 24	No hay < 24
S'30	2	2	4	10	14	14	> 17
S'31	3	11	14	1	15	15	> 17
S'32	0	> 30	> 30	3	17	> 30	No hay < 30
S'33	3	10	13	0	No hay < 16	13	> 16
S'34	2	7	9	5	14	14	> 16
S'35	3	6	9	6	15	20	> 24
S'36	3,5	5,5	8	5,5	13,5	> 15	No hay < 15
S'37	2	> 22	> 24	0	No hay < 24	> 24	No hay < 24
S'38	2	> 28	> 30	0	No hay < 30	> 30	No hay < 30
S'39	1,5	18,5	20	0	No hay <23,5	20	> 23,5
S'40	4	7,5	11,5	8,5	20	20	> 24
S'41	3	> 7	> 10	0	No hay < 10	> 10	No hay < 10
S'42	1	13	14	0	No hay < 20	14	> 20
S'43	3	8	11	4	15	15	> 18

S'44	3	> 5	> 8	0	No hay < 8	> 8	No hay < 8
S'45	2	10,5	12,5	2,5	14	15	> 18
S'46	2	6	8	3	11	11	> 18
S'47	2	20	22	0	No hay < 25	22	> 25
S'48	3	13	16	0	No hay < 30	16	> 30
S'49	1	12,5	13,5	1,5	15	14,75	> 20
S'50	2	> 17	> 19	0	No hay < 19	> 19	No hay < 19
S'51	2	> 28	> 30	0	No hay < 30	> 30	No hay < 30
S'52	2	18	20	0	No hay < 23	20	> 23
S'53	2,5	> 3	> 5,5	0	No hay < 5,5	> 5,5	No hay < 5,5
S'54	0	> 8	> 8	0	No hay < 8	> 8	No hay < 8
S'55	3	> 5	> 8	0	No hay < 8	> 8	No hay < 8
S'56	2	5	7	5,5	13	13	21
S'58	2	> 4,5	> 6	0	No hay < 6	> 6	No hay < 6
S'59	3	9	12	3	15	15	> 30
S'60	8	0	No hay<30	9	15	15	> 30
S'61	1	0	No hay<21	14	16	16	> 21
S'62	1	14,5	16	11,5	19	19	> 22
S'63	3	8	11	0	No hay < 18	11	> 18
S'64	2,5	7,5	10	5	15	16	> 19,5
S'65	3	9	12	0	No hay < 18	12	> 12,8
VALORES MEDIOS	**2,19**	**12,36**	**14,81**	**2,66**	**15,19**	**17,87**	**28,07**

Leyenda: No hay < *x* = No aparece hasta una profundidad de *x* m, a la que termina el sondeo

2.2.2.3. Distribución de la potencia y las profundidades de los estratos en el casco urbano de Murcia

Las figuras 2.12 a 2.18 representan las curvas de nivel correspondientes a los parámetros citados, y las 2.19 a 2.25 son vistas en tres dimensiones que dan una idea intuitiva de la distribución de los distintos estratos y de su localización en el subsuelo.

Figura 2.19
Vista en tres dimensiones de la profundidad de la capa de relleno superficial (m)

Figura 2.20
Vista en tres dimensiones del espesor de la capa de arcilla (m)

Figura 2.21
Vista en tres dimensiones de la profundidad del muro de la capa de arcilla (m)

Figura 2.22
Vista en tres dimensiones del espesor de la capa de arena (m)

Figura 2.23
Vista en tres dimensiones de la profundidad del muro de la capa de arena (m)

Figura 2.24
Vista en tres dimensiones de la profundidad del techo de la capa de grava (m)

Figura 2.25
Vista en tres dimensiones de la profundidad del fondo de la capa de grava (m)

2.2.2.3.1. Profundidad del relleno (capas 1)

En la figura 2.12 se representan las curvas de nivel de la profundidad que alcanza la capa de relleno superficial. En la figura 2.19 se muestra una vista en tres dimensiones del mismo dato.

En general, se observa un aumento hacia el casco histórico. Esto se debe a su mecanismo de formación, pues antiguamente se tendía a elevar las rasantes de las cimentaciones por encima de los niveles de inundación, con lo que se creó en muchos lugares este manto de relleno artificial. Hay zonas en las que no existe.

El espesor del relleno varía entre 0,5 y 8 m, con una media de 2,19 m. Destacan los existentes en la cava exterior a la antigua zona amurallada de la ciudad, en la margen norte del río Segura, con una profundidad de 5 m de media y una anchura de 3 a 4 m, correspondientes a las medidas del foso. También suele ser mayor su potencia en las proximidades del río y en los meandros abandonados.

2.2.2.3.2. Espesor y profundidad del muro de la capa de arcilla (capas 2)

La potencia de la capa de arcilla es uno de los factores más importantes para la determinación de la magnitud de los asientos provocados por los descensos del nivel piezométrico. Las figuras 2.13 y 2.14 reflejan las curvas de nivel del espesor y la

profundidad del muro de la capa de arcilla. Las 2.20 y 2.21 son representaciones en tres dimensiones de los mismos. Se aprecia que la potencia del estrato arcilloso crece hacia el NO, en el área ocupada por los barrios de S. Basilio y Santa María de Gracia, y en el SE, en el Polígono Infante D. Juan Manuel, siendo en este caso mayor cuanto más oriental es la localización.

El espesor de la arcilla varía entre 0,6 y más de 30 m, con 12,36 m de media. La profundidad del muro de la arcilla viene, además, determinada por la existencia del relleno, y oscila entre 2,9 y más de 30 m, con un valor medio de 14,81 m.

Aunque también hay lugares donde la arcilla no existe, son muy escasos y se trata del estrato de mayor importancia en la configuración del perfil del terreno en Murcia.

Hay varios puntos en los que se termina el sondeo y no se ha llegado al fin de esta capa, con lo que el dato exacto de su espesor y la profundidad del muro no se conocen, aunque sí se sabe que superarán los valores del límite del sondeo. Esto ocurre en el S'32, S'25 y S'13, en los que son mayores de 30, 29,5 y 29 m, respectivamente, siendo los valores extremos del espesor del estrato compresible. Los tres puntos se sitúan en el NO de la ciudad, el S'25 cerca de la Plaza Bohemia, el S'32 entre el Pabellón de Deportes Príncipe de Asturias y la Plaza Camilo José Cela, y el S'13 entre esta última y la Plaza Circular (ver figuras 2.2 y 2.11). Entre ellos es el S'13 el que se encuentra más próximo a edificios conocidos con daños (ver figura 2.3).

2.2.2.3.3. Espesor y profundidad del muro de la capa de arena (capas 3)

En las figuras 2.15 y 2.16, referidas al espesor y la profundidad a la que se encuentra el muro de la capa de arena, se distinguen las zonas del casco en la que no se tiene constancia de la existencia de este estrato. Abarca una amplia franja que se extiende desde las inmediaciones de la Plaza Circular hacia el NO y en el norte de los barrios de Vista Alegre y La Flota, por encima de la Escuela de Artes y Oficios y la Plaza del Pintor Ignacio Medina Vera. También ocupa un área al oeste de la ciudad, cogiendo parte de los Jardines del Malecón y casi todo el casco al sur del Río Segura, excepto los alrededores de los Jardines de Floridablanca, un área en la Colonia de S. Esteban y parte del Polígono Infante D. Juan Manuel (ver figura 2.2).

En el resto del casco el espesor de la arena varía, como se aprecia en la figura 2.15, entre 1 y 14 m, con un valor medio de 2,66 m. La profundidad del muro de la arena toma valores entre 2 y más de 33,5 m, con 15,19 m de media (figura 2.16).

En las figuras 2.22 y 2.23 se muestran representaciones en tres dimensiones que nos aproximan más intuitivamente a su distribución en el subsuelo. En estas perspectivas hay que tener en cuenta que donde la función toma el valor cero no existe la capa de arena.

2.2.2.3.4. Profundidad del techo y del fondo de la capa de gravas (capa 4)

Según que en la localización de que se trate exista o no capa de arena, el muro de la arcilla coincidirá con el techo de la arena o con el de la grava, generalmente. Como muestran las figuras 2.17 y 2.18, la profundidad a la que se sitúa el techo del estrato resistente de gravas y su espesor son muy variables. En el entorno del centro histórico está a unos 11 m de profundidad bajo la superficie, mientras que en otros lugares supera los 25 m. Incluso en algunas zonas del noroeste de la ciudad no existe. En cuanto a los datos reflejados en la tabla 2.5, la profundidad del techo de la grava varía entre 10 y más de 33,5 m, con 17,87 m de media.

La profundidad del techo de la grava es un factor de gran importancia a la hora de evaluar el efecto que el descenso del nivel piezométrico tiene sobre el terreno, es decir, la magnitud de la subsidencia (ver 4.1). También es determinante sobre el tipo de cimentación, pues en determinadas épocas no se había extendido el uso de una tecnología que hiciera posible llegar con los pilotes a profundidades de más de 20 m (ver 2.1.5.5.2 y 2.4).

En cuanto al fondo del estrato de gravas sólo aparece en seis sondeos, tal y como se muestra en la tabla 2.5. En ellos su profundidad toma valores muy parecidos, oscilando entre los 21 y los 23 m.

En el resto de los sondeos, o no hay estrato de gravas o no se tiene constancia de su fondo, pues el sondeo se termina antes de que salga. Las profundidades de los límites inferiores de estos sondeos varían entre los 13,5 m y los 34 m. Teniendo en cuenta todos estos condicionantes, sólo se puede estimar un valor medio de la profundidad del estrato de gravas, en torno a los 28,07 m.

Como la grava, cuando aparece, es el último estrato de la mayoría de los sondeos, los datos de las profundidades del techo y, sobre todo, del fondo, tienen un carácter relativo. Las figuras no pretenden tener un alto grado de exactitud, sino mostrar los valores en sus tendencias generales, para comprender la distribución media del estrato de gravas en el subsuelo de Murcia. En este sentido, la caracterización del techo y el fondo de la grava se ha hecho extensiva a toda la ciudad a partir de unos pocos datos puntuales. Por lo tanto, los valores numéricos son orientativos y deben desecharse en caso de no coincidencia de la realidad con ellos.

Por ejemplo, en los sondeos situados en el NO de la ciudad, que terminan a cotas muy distintas, no aparece el estrato de gravas. Esto puede deberse a su ausencia o a que se encuentran por debajo de los límites de las prospecciones. Por analogía de comportamiento con el resto del subsuelo del casco, se ha adoptado el criterio de considerar la existencia del sustrato de gravas a cierta profundidad por debajo del fin de cada sondeo, de donde resultan las curvas de nivel de las figuras 2.17 y 2.18, y las representaciones en tres dimensiones de las figuras 2.24 y 2.25.

2.2.2.4. Corte medio del terreno del casco urbano de Murcia

En cualquier caso, a partir de los datos de la tabla 2.5 y las figuras 2.12 a 2.25 se puede configurar un perfil teórico representativo del suelo de la Ciudad de Murcia. La figura 2.26 muestra el corte medio del terreno, con las siguientes capas:

a) Relleno de profundidad 2,19 m *(capas 1)*.
b) Arcilla, arcilla con capas de limo o arena, o limo arenoso, de espesor 12,36 m, de muy blandas a muy firmes en profundidad *(capas 2)*.
   En algunas zonas (ver figura 2.2), como la Avenida Juan Carlos I o el Barrio de S. Basilio, el espesor llega a superar los 30 m.
   Superficialmente la consistencia suele ser muy baja, blanda e incluso muy blanda, con poca aptitud resistente, y los valores de la resistencia a la compresión simple se encuentran en torno a 30-80 kPa. A veces se consigue una mejora del terreno mediante la hinca de rollizos de madera (ver 2.4.1).
   A partir de los 10-12 m de profundidad el suelo se convierte en más arcilloso, aumentando su consistencia, con valores normales de la resistencia a la compresión simple de 100 a 200 kPa.
   A partir de los 20 m se tienen arcillas margosas duras o muy duras, con resistencia a la compresión simple entre 200 y 400 kPa.
c) Arena, de 2,66 m de espesor *(capas 3)*.
d) Grava, que llega hasta una profundidad de más de 28 m. En la parte inferior de este estrato aparecen con frecuencia capas de arcilla arenosa y arena *(capa 4)*.

Figura 2.26
Corte medio del terreno en Murcia

2.2.3. Estratos del subsuelo de Murcia y propiedades geotécnicas

El casco urbano de Murcia se asienta sobre materiales de edad cuaternaria, originados por la acción del río Segura (ver 2.1.1.1). Desde un punto de vista geológico se pueden distinguir cuatro unidades principales (I.G.M.E., 1984):

a) La llanura de inundación, que es la que ocupa mayor superficie y cuyo perfil corresponde al corte medio del que se habla en el punto anterior.
b) El cauce actual del río Segura. A partir de la cota del fondo del cauce existe un nivel de fangos flojos saturados, de potencia variable entre 2 y 4 m. Por debajo de esa profundidad volvemos a tener el perfil correspondiente a la llanura de inundación.
c) La terraza baja del mismo, el antiguo cauce mayor natural. Está constituida, bajo el suelo vegetal, por un nivel de arenas flojas saturadas cuyo espesor está comprendido entre 2 y 5 m. A partir de este nivel de terraza aparecen los depósitos limoarcillosos correspondientes a la llanura de inundación y el sustrato de gravas.
d) Los meandros abandonados. Existe un recubrimiento de rellenos artificiales de 2 a 3 m, bajo el cual los primeros 8-10 m están ocupados por sedimentos limoarcillosos muy blandos y saturados. A continuación, los depósitos de la llanura de inundación y las gravas.

2.2.3.1. Características geotécnicas de los estratos

Del estudio de todos los datos disponibles se pueden considerar las siguientes características para las capas:

2.2.3.1.1. Rellenos antrópicos y tierra vegetal (capa 1)

Es el nivel más superficial. Su composición es variable, pero en general se trata de arcilla arenosa con cascotes y escombros.

De compacidad baja o media, valores del SPT, N, entre 10 y 79. La compresibilidad, alta y variable de unos puntos a otros. Al aumentar la humedad sufren asientos considerables.

El valor medio del límite líquido es de w_L = 46,3, del límite plástico de w_P = 22,1 y del índice de plasticidad de I_P = 24,2.

La humedad por encima del nivel freático es de w = 29,66%.

Por el tamiz 40 pasa un 99,5% de suelo y por el 200 un 99%.

El valor medio del contenido en carbonatos es de un 29,66% y el de materia orgánica de un 4,35%.

Debido a su elevada y variable compresibilidad debe rechazarse como terreno de cimentación. Al saturarse de agua pueden producirse asientos repentinos, colapsando.

El I.G.M.E. (1984) admite su utilización, previo estudio detallado y requiriendo unas condiciones de homogeneidad o mejora previa del terreno, para cimentar directamente estructuras ligeras, mediante zapatas o losas que transmitan una presión máxima de 100 a 125 kPa.

2.2.3.1.2. Fangos bajo la cota del fondo del río Segura (capa 1a)

Espesor de 2 a 4 m. Muy flojos, con un golpeo SPT, de N inferior a 5. La compresibilidad es muy elevada.

No se puede considerar ningún tipo de cimentación directa, siendo obligada la cimentación profunda en el sustrato de gravas arenosas.

2.2.3.1.3. Arcillas (capa 2)

Consisten en depósitos finos de llanura de inundación. Tienen una coloración marrón y marrón grisácea y una potencia media de 12,36 m, llegando incluso a más de 30 m. El contenido de finos, de 55 a 99,5 %, con una media de 89,81% normalmente mayor al 95%.

No suelen constituir un depósito uniforme. Suelen aparecer lentejones erráticos, de 2,66 m de media, de arena fina limosa o arena con algo de grava fina e indicios de limo.

En el gráfico de plasticidad de Casagrande se clasifican como suelos CH, CL y CL-ML. El w_L varía entre 29,5 y más de 50, con un valor medio de 38,1, y el I_P entre 8,5 y 26,5, con un valor medio de 18,5. La humedad natural, w, depende del contenido de finos; por debajo del nivel freático es de 16,84 a 33,6%, con un valor medio de 25,74%, y por encima de 18,75 a 26%, con un valor medio de 21,6%. Suele estar comprendida entre el w_L y el w_P, más próxima al w_P. El índice de fluidez medio es de I_L = 0,25. El peso específico medio es de γ = 19,7 kN/m^3 y el saturado de γ_{sat} = 20,1 kN/m^3 .

Tienen un contenido de carbonatos apreciable, entre 30,05 y 30,95%, con un valor medio de 30,53%, y de sulfatos poco significativo, siendo la concentración de ión SO_3 = 0,012-0,046%, con un valor medio de 0,03 %. Algunas medidas sobre muestras de agua dan 600-800 p.p.m.

La resistencia a la compresión simple, q_u, varía entre 12 y 310 kPa, con un valor medio en los niveles superficiales de 71 kPa. Aunque hay un ligero incremento con la profundidad, la consistencia es moderadamente firme en conjunto, con zonas de consistencia blanda y firme. Los Ensayos de Penetración Standard dan N = 2-76 golpes, con valores medios próximos a 19. Los ensayos de corte directo, en presiones efectivas, dan como resultado una cohesión, c' = 38 kPa, y un ángulo de rozamiento, ϕ' = 22º. El módulo edométrico, E_{oed}, de 3.900 a 14.800 kPa, con un valor medio de 5.874 kPa y un

límite inferior de 3.900 a 4.100 kPa. El módulo de deformación equivalente, E, entre 2.700 y 10.000 kPa. Y el índice de compresión, C_c = 0,1-0,22, con un valor medio de 0,17.

El índice de poros, e, es de 0,6 a 0,85, en las muestras ensayadas, con un valor medio de 0,7. El coeficiente de permeabilidad, k, de $0{,}14 \times 10^{-7}$ a $7{,}35 \times 10^{-6}$ cm/s, con un valor medio de $1{,}65 \times 10^{-6}$.

Hay que tener en cuenta que los valores son límites superiores, puesto que los ensayos se hacen sobre muestras inalteradas, que se han podido extraer y ensayar, es decir la parte más cohesiva y consolidada del suelo.

Se pueden considerar varios tipos de cimentación, zapatas, losas, losas pilotadas, etc.. Se hace necesario realizar un cuidadoso estudio de asientos debido a la deformabilidad media-elevada de este depósito.

Se puede considerar la posibilidad de cimentaciones compensadas por losas cuando se vayan a construir sótanos. De todos modos, las losas deben ser muy rígidas debido a la deformabilidad del suelo. Se deben diseñar para resistir los empujes de la subpresión del agua. Su ejecución bajo el nivel freático plantea el problema de la inundación de la construcción.

2.2.3.1.4. Arcillas limosas y arenosas (capa 2')

Sus características son similares a las del nivel anterior en cuanto a coloración, espesor y uniformidad.

El contenido de finos, de 38 a 98,25 %, con una media de 87,05%.

En el gráfico de plasticidad de Casagrande se clasifican como suelos CH, CL y CL-ML. El w_L varía entre 26 y más de 50, con un valor medio de 35,3, y el I_P entre 10 y 25,5, con un valor medio de 16,4. La humedad natural, w, depende del contenido de finos; por debajo del nivel freático es del 17,48 al 38,21%, con un valor medio de 25,26%, y por encima del 17,56 al 35%, con un valor medio de 26,07%. El índice de fluidez, I_L, es de 0,4. El peso específico medio es de γ = 20 kN/m^3 y el saturado de γ_{sat} = 20,5 kN/m^3 .

Tienen un contenido de carbonatos apreciable, entre 29,65 y 34,29%, con un valor medio de 32,19%, y de sulfatos poco significativo, teniendo la concentración de ión SO_3 = 0,013-0,071%, con un valor medio de 0,04 %. Algunas medidas sobre muestras de agua dan 600-800 p.p.m.

La resistencia a la compresión simple, q_u, varía entre 4 y 235 kPa, con un valor medio en los niveles superficiales de 68 kPa. En cuanto a la consistencia se puede decir lo mismo que en el nivel anterior. Los Ensayos de Penetración Standard dan valores que van desde cero al rechazo, con valores medios de N próximos a 18. Los ensayos de corte directo, c.u., en presiones efectivas, dan como resultado una cohesión, c' = 20 kPa, y un ángulo de rozamiento, ϕ' = 26º. El módulo edométrico, E_{oed}, entre 4.150 y 13.281 kPa, con

un valor medio de 7.843 kPa, y un límite inferior entre 4.150 y 5.700 kPa. El módulo de deformación equivalente, E, entre 2.800 y 9.000 kPa. Y el índice de compresión, C_C = 0,09-0,24, con un valor medio de 0,16.

El índice de poros, e, es de 0,56 a 0,99 en las muestras ensayadas, con un valor medio de 0,76. El coeficiente de permeabilidad, k, de $7{,}62 \times 10^{-7}$ a $7{,}8 \times 10^{-6}$ cm/s, con un valor medio de $5{,}15 \times 10^{-6}$. El coeficiente de consolidación medio, c_v, es de $3{,}55 \times 10^{-4}$ cm^2/sg, y oscila entre los valores $3{,}05 \times 10^{-4}$ y $3{,}8 \times 10^{-4}$ cm^2/s.

De nuevo los valores son límites superiores, al hacerse los ensayos sobre muestras inalteradas, que se han podido extraer y ensayar, la parte más cohesiva y consolidada del suelo.

Se dan las mismas condiciones de cimentación que en el nivel de arcillas.

2.2.3.1.5. Limos arcillosos con algo de arena fina (capa 2a)

También son depósitos finos de llanura de inundación, con coloración marrón y marrón grisácea y una potencia media de 8 a 20 m, incluso mayor a 30 m. Suelen aparecer lentejones erráticos, de menos de 2 m, de arena fina limosa o arena con algo de grava fina e indicios de limo.

El contenido de finos varía entre 50 y 93,5 %.

El w_L varía entre 31,7 y 32,8, con un valor medio de 32,2, y el I_P entre 12,9 y 23,8, con un valor medio de 18,3. La humedad natural, w, por debajo del nivel freático es de 21,01 a 30 %, con un valor medio de 25,5%. El índice de fluidez es de I_L = 0,63. El peso específico saturado medio es de γ_{sat} = 20 kN/m^3 .

Tienen un contenido de carbonatos con un valor medio de 30,77 %.

La resistencia a la compresión simple, q_u, varía entre 32 y 142 kPa, con un valor medio en los niveles superficiales de 70 kPa. También hay un ligero incremento de la consistencia con la profundidad y la consistencia es moderadamente firme en conjunto, con zonas de consistencia blanda y firme. Los Ensayos de Penetración Standard dan valores de N que van desde 5 golpes hasta el rechazo, con valores medios próximos a 30. El módulo edométrico medio, E_{oed} = 12.200 kPa, y el de deformación equivalente, E = 8.200 kPa. El índice de compresión, C_C = 0,13.

El índice de poros, e, es de 0,65-0,74, en las muestras ensayadas, con un valor medio de 0,69.

Al igual que en los otros niveles, los valores son límites superiores. En cuanto a las condiciones de cimentación, también vale lo dicho para los dos estratos anteriores.

2.2.3.1.6. Limos arcillosos muy blandos y saturados, correspondientes a los antiguos meandros abandonados (capa 2a')

Tienen un espesor de 8 a 10 m y se encuentran bajo el recubrimiento de relleno artificial. Son de la misma naturaleza que los de la llanura de inundación, pero más recientes. Sus propiedades índice son similares y el peso específico aparente algo menor.

Las propiedades mecánicas varían, con una resistencia a la compresión simple, q_u, de 45 kPa de media y un módulo de deformación, E, inferior a 4.600 kPa.

El substrato de gravas arenosas se encuentra en este sector a una profundidad superior a 12 m y entre 15 y 20 m de media.

Su capacidad resistente es muy escasa y su compresibilidad es muy elevada.

Habitualmente se proyectan cimentaciones profundas con pilotes que alcanzan el estrato de gravas. Sin embargo, también se realizan a veces cimentaciones superficiales mediante losas continuas, hasta un máximo de cinco plantas de altura, o zapatas aisladas, con un máximo de 2-3 plantas (Ballesteros, 1995a,g). Estas cimentaciones aprovechan la existencia de los rellenos artificiales superiores, que consolidan algo este nivel.

2.2.3.1.7. Arenas, arenas finas limosas y arenas con algo de grava fina e indicios de limo, en forma de lentejones erráticos (capa 3)

Su espesor medio es de 4,93 m en los lentejones erráticos. Aparecen con anterioridad al paquete de gravas. En general, constituyen un nivel de transición, con un espesor que alcanza valores desde 1 a 14 m.

El contenido de finos medio es de 37,65 %. La plasticidad es muy baja o son no plásticas, con w_L 29,58 % e I_P 9,86 %.

La humedad, w, algo superior al 14 %, en el caso de la arena fina limosa, y al 13 %, cuando se trata de arena con algo de grava fina e indicios de limo. La humedad media por debajo del nivel freático es de 20,62%.

El peso específico seco, γ_d, de 15,6 kN/m^3 para la arena fina limosa, y de 14,80 kN/m^3 para la arena con algo de grava fina e indicios de limo. El peso específico medio es de γ = 20,5 kN/m^3.

La consistencia es medianamente densa a densa, con golpeos medios del SPT de N = 42.

2.2.3.1.8. Arenas finas, flojas y saturadas, correspondientes a la terraza baja del río Segura, su antiguo cauce mayor natural (capa 3')

Espesor de 2 a 5 m bajo el suelo vegetal. Son arenas finas, uniformes, de origen calizo.

El ángulo de rozamiento interno, ϕ = 28-30º. El módulo de elasticidad, E < 15000 kPa. Y los golpeos SPT, N < 15 golpes.

Aparte de la pequeña capacidad portante de estas arenas, se pueden presentar fenómenos de licuefacción, lo que adquiere gran relevancia en una zona sísmica como Murcia. Debe descartarse cualquier tipo de cimentación directa en este nivel, siendo obligada la cimentación mediante pilotes hasta las gravas.

2.2.3.1.9. Gravas arenosas (capa 4)

Grava media y gruesa con arena, en ocasiones con algo de limo y ligeramente cementada en algunas zonas. Constituyen el sustrato resistente.

La profundidad mínima es de 10 a 12 m, con más de 20 m al NO y en amplias zonas del E y SE del casco urbano, y más de 30 m en algunos lugares.

La resistencia a la penetración dan valores medios de los golpeos Standard en los primeros metros N > 50 golpes, lo que implica una compacidad muy densa, con valores muy elevados en el primer metro de penetración y a partir de ahí, rechazo.

Los valores de resistencia por la punta en el penetrómetro estático son superiores a 15.000 kPa.

El ángulo de rozamiento interno, ϕ' > 35º, y el módulo de deformación, E = 60.000 kPa.

La solución de cimentación más usual es la cimentación profunda, con pilotes hincados hasta el nivel de gravas arenosas, que pueden ser pilotes prefabricados, pilotes perforados con entubación recuperable, penetrando en las gravas de 3 a 6 diámetros, o pilotes barrenados.

Los valores unitarios orientativos de resistencia por fuste y punta son de q_s = 15-35 kPa para el fuste en el nivel de arcillas, de q_s = 80-100 kPa para el fuste en el nivel de gravas arenosas, y de q_p = 10.000-12.000 kPa para la punta en el nivel de gravas arenosas.

2.2.3.2. Valores medios de los parámetros geotécnicos

Tras el análisis de las propiedades medias de cada uno de los niveles se puede confeccionar la siguiente tabla:

Tabla 2.6
Valores medios de las propiedades geotécnicas de los estratos del suelo de Murcia

PROPIEDAD \ ESTRATO	1	1a	2	2´	2a	2a´	3	3´	4
CONTENIDO EN CARBONATOS (%)	29,66	-	30,53	32,19	30,77	-	30,78	-	-
CONTENIDO EN MATERIA ORGÁNICA (%)	4,35	-	2	1,76	-	-	-	-	-
CONTENIDO EN SULFATOS (% concentración ión SO_3)	-	-	0,03	0,04	-	0,03	0,03	-	0,06
% que pasa por TAMIZ 200	99	-	89,81	87,05	77,9	67,38	37,65	55	9,54
% que pasa por TAMIZ 40	99,5	-	99,34	97,88	99,1	96,33	92,72	94,33	25,75
COHESIÓN CONSOLIDADA SIN DRENAJE, c_u (kPa)	-	-	-	20	-	-	-	-	-
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO CONSOLIDADO SIN DRENAJE, ϕ_{cu} (º)	-	26	-	-	-	-	-	-	-
COHESIÓN CON DRENAJE, c' (kPa)	-	-	38	20	-	-	14	-	-
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO CON DRENAJE , ϕ' (º)	-	-	22	26	-	-	32	-	>35
COEFICIENTE DE CONSOLIDACION, c_v (cm^2/s)	-	-	-	$3{,}55x10^{-4}$	-	-	-	-	-
HUMEDAD por encima del N.F. , w (%)	29,66	-	21,6	26,07	-	20,18	17	20	-
HUMEDAD por debajo del N.F., w (%)	-	-	25,74	25,26	25,5	25,31	20,62	-	8,08
LIMITE LIQUIDO, w_L (%)	46,3	-	38,14	35,27	32,23	31,83	29,58	25,5	22,8
LIMITE PLASTICO, w_P (%)	22,06	-	18,98	18,92	13,93	16,08	19,72	17	14,05
ÍNDICE DE PLASTICIDAD, I_P (%)	24,24	-	18,5	16,35	18,3	15,74	9,86	8,5	8,75
INDICE DE COMPRESIÓN, *Cc*	-	-	0,17	0,16	0,13	0,15	0,14	-	-
INDICE DE HINCHAMIENTO, *Cs*	-	-	0,02	0,019	0,033	0,009	0,014	-	-
INDICE DE POROS, *e*	-	-	0,7	0,76	0,69	0,65	0,72	-	-
MÓDULO EDOMÉTRICO, E_{oed} (kPa)	-	-	5.874	7.843	12.200	<4600	9609	-	-
PERMEABILIDAD, k (cm/s)	-	-	$1{,}65x10^{-6}$	$5{,}15x10^{-6}$	-	-	$6{,}24x10^{-6}$	-	-
PESO ESPECÍFICO APARENTE, γ (kN/m^3)	-	-	19,7	20	-	20,5	20,7	-	-
PESO ESPECÍFICO SATURADO, γ_{sat} (kN/m^3)	-	-	20,1	20,5	20	20,3	20,3	-	-

2.2.4. Ensayos edométricos y correlaciones

2.2.4.1. Resultados de ensayos edométricos

En cuanto a las muestras del suelo de las que se disponen de ensayos edométricos, se ha elaborado la tabla 2.7:

Tabla 2.7
Resultados de ensayos edométricos sobre muestras del suelo de Murcia

SON	z (m)	TIPO	K (cm/s)	T200 (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	w (%)	I_L	ρ_d (kN/m^3)	e_o	C_c	C_s	σ_p' (kPa)	σ_o' (kPa)	E_{oed} (kPa)	q_u (kPa)	N SPT
S1	4,1-4,8	2´	-	97	45,8	23,68	22,12	31,61	0,36	14,82	0,800	0,24	0,024	120	63,4	8.175	21	12
S3	2,4-3	2	7,22 x10^{-7}	98	38,4	20,27	18,13	19,38	-0,05	16,6	0,612	0,1	0,02	80	49,9	14.762	188	-
S3	9,9-10,5	3	6,24 x10^{-6}	97	35,7	19,55	16,15	19,65	0,01	16,4	0,626	0,12	0,019	93	131,4	13.251	-	-
S4	3,2-3,9	2´	-	-	35	20,06	14,94	25,12	0,34	15,85	0,668	0,13	0,012	38	61,1	10.273	51	8
S4	5,3-5,9	2´	-	-	47,9	23,72	24,18	38,67	0,62	13,45	0,976	0,2	0,014	69	96	8.837	32	9
S5	2,8-3,5	2a´	-	90	27,2	17,6	9,6	24,72	0,74	15,97	0,654	0,16	0,013	76	56	9.419	46	-
S5	4,4-5,3	2a´	-	91	32,1	19,06	13,04	26,28	0,55	16,02	0,648	0,13	0,005	56	87,8	10.591	32	-
S5	9,2-9,8	2´	-	95	35,6	20,12	15,48	32,38	0,79	14,31	0,846	0,24	0,015	130	138,7	8.551	26	-
S7	3,8-4,4	2a	-	90	-	-	-	20,14	-	16,3	0,646	0,13	0,033	84	58,1	12.201	-	-
S13	9-9,7	3	-	95	-	-	-	28,76	-	15,32	0,741	0,17	0,009	78	128,8	9.575	40	-
S14	3,9-4,5	2´	-	95	35	19,04	15,96	25,48	0,4	16,3	0,634	0,13	0,023	100	65,6	13.281	-	8
S16	2,4-3	2´	5,93 x10^{-6}	98	32,9	20,67	12,03	17,35	-0,29	16,4	0,622	0,1	0,018	67	54,8	12.835	-	48

2.2.4.2. Correlaciones

El índice de compresión, C_C, y el de hinchamiento, C_S, varían verticalmente y horizontalmente en las capas de arcilla (Kuwahara et al., 1977) y sus valores se encuentran íntimamente relacionados con las características de los sedimentos que los componen, siendo máximos en la zona de mayor deposición y donde los materiales son más finos.

Para hallar los valores de los índices de compresión e hinchamiento se necesitan ensayos edométricos. Como no se dispone de ensayos representativos en todo el suelo de Murcia, se puede intentar sacar líneas de regresión que liguen estos índices con otras magnitudes de las que dispongamos datos. Para ello hay que basarse en los resultados de la tabla 2.7.

Las transformaciones físico-químicas que aumentan el límite líquido, también aumentan el índice de compresión en la arcilla amasada. Varios autores han sugerido relaciones lineales entre w_L y C_c. Con muestras seleccionadas al azar provenientes de distintas partes del mundo, Skempton (Jiménez Salas y Justo, 1971) encontró la correlación lineal:

$C_c=0,007(w_L-10)$, con el w_L expresado en tanto por ciento. [2.1]

Para arcillas normalmente consolidadas en condiciones geológicas, que tienen en el terreno un C_c un 30% aproximadamente mayor, la fórmula [2.1] se transforma en:

$$C_c=0,009(w_L-10) \quad [2.2]$$

Para suelos españoles normalmente consolidados o ligeramente sobreconsolidados, Jiménez Salas y Justo (1971) corrigen la expresión [2.2] con la relación :

$$C_c=0,0097(w_L-16,4) \quad [2.3]$$

De los valores a los que hace referencia la tabla 2.7 podemos establecer:

$$C_c=0,0043(w_L-5,02) \quad [2.4]$$

El coeficiente de correlación lineal (Davies et al., 1961), ρ, es de 0,5704, como muestra la figura 2.27.

Figura 2.27
Relación entre el índice de compresión y el límite líquido en el suelo de Murcia

Los cambios de estructura producidos bajo el efecto de las cargas y del tiempo hacen que la relación del índice de compresión con la humedad natural suele ser mejor que la anterior en arcillas blandas, normalmente consolidadas (Jiménez Salas y Justo, 1971).

Se puede ajustar una línea de regresión entre el *log* C_c y el *log* w o, lo que es lo mismo, una línea de tendencia potencial, calculando el número mínimo de cuadrados mediante puntos utilizando la ecuación $y = c.x^b$, donde c y b son constantes.

Helenelund (Jiménez Salas y Justo, 1971) da para los suelos arcillosos y limosos de Finlandia la ecuación de la línea de tendencia potencial:

$C_c = 0{,}85.w^{3/2}$, con la humedad natural en tanto por uno. [2.5]

El coeficiente que multiplica a *w* puede oscilar entre 0,75 y 1,1. Jiménez Salas y Justo (1971) corrigen la expresión para suelos españoles normalmente consolidados y ligeramente sobreconsolidados:

$C_c = 0{,}99.w^{1{,}315}$ [2.6]

Con los parámetros de la tabla 2.7 se puede hacer el ajuste de la figura 2.28, donde se representa en abscisas la humedad, *w*, en tanto por uno y en ordenadas el índice de compresión, C_c. La ecuación que resulta es:

$C_c = 0{,}48.w^{0{,}9562}$ [2.7]

Figura 2.28
Relación entre el índice de compresión y la humedad en el suelo de Murcia

El coeficiente ρ de la regresión es de 0,8045, y sería mayor si en las muestras del sondeo S1 a 4,1 m de profundidad y del S5 a 9,2 m de profundidad los valores del índice de compresión no fueran tan altos, lo que puede deberse a las condiciones de realización del ensayo.

Las regresiones en las que aparece el índice de entumecimiento, C_s, presentan un coeficiente ρ más bajo. C_s suele estar comprendido entre 1/4 y 1/10 de C_c (Jiménez Salas y Justo, 1971).

En los suelos de Murcia de los que se tienen datos la proporción anterior oscila entre 1/4 y 1/26.

De la información de la tabla 2.7 se deduce la siguiente recta de regresión, representada en la figura 2.29:

$$C_s=0,009\ C_c+0,0159 \qquad [2.8]$$

Figura 2.29
Relación entre el índice de hinchamiento y el de compresión en el suelo de Murcia

El coeficiente ρ es de 0,051.

Se puede buscar una correlación mejor si se relaciona según una línea recta al C_s y el w_L, con lo que el coeficiente sube a 0,3848 y la ecuación que resulta es (figura 2.30):

$C_s=0,0004\ w_L+0,0034$, con w_L expresado en tanto por ciento. [2.9]

Figura 2.30
Relación entre el índice de hinchamiento y el límite líquido en el suelo de Murcia

Otra relación de interés que se podría buscar, por la importancia que tiene la presión de preconsolidación, σ_p' en los asientos, es la relación entre ella y la profundidad. La recta de regresión se representa en la figura 2.31 y corresponde a la ecuación:

$\sigma_p'=0,0402z+0,6273$, con σ_p' expresada en kPa y z en m. [2.10]

El coeficiente ρ es de 0,4207.

Figura 2.31
Relación entre la presión de preconsolidación y la profundidad en el suelo de Murcia

2.3. ANÁLISIS DE LA EVOLUCIÓN PIEZOMÉTRICA DE LA CIUDAD DE MURCIA

Si bien es cierto que los niveles piezométricos presentan oscilaciones estacionales de forma natural, históricamente las variaciones no suelen superar los dos metros y descensos de más de cuatro metros deben considerarse un fenómeno excepcional (I.G.M.E., 1984).

A partir de los niveles piezométricos medidos en cada pozo podemos estimar la variación de la presión intersticial del agua en los acuitardos de cada localización. Su traducción en cambios en las presiones efectivas del suelo nos permitirá obtener valores de asientos del terreno y de sus efectos sobre las cimentaciones de los edificios de Murcia.

2.3.1. Datos del nivel piezométrico en Murcia

2.3.1.1. Fuentes de procedencia de los datos

Como se muestra en la figura 2.1, la unidad hidrogeológica de las Vegas Media y Baja del Segura es el acuífero de la zona en la que se asienta la ciudad de Murcia (ver 2.1.1.4).

El Instituto Tecnológico Geominero de España (ITGE) ha medido sistemática y periódicamente sus niveles piezométricos desde 1972, analizando su evolución, mediante el estudio de varios piezómetros próximos al casco urbano de Murcia e incluidos en la red de vigilancia y control del sistema acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura, cuya situación se muestra en la figura 2.32.

El piezómetro con la serie temporal más larga y mejor situada con respecto a la ciudad de Murcia es el 2.737-10.179 (ver figura 2.33). Los datos proporcionados por él corresponden a medidas efectuadas regularmente en ese punto y que tienen una conexión hidrogeológica directa con la situación de los niveles piezométricos en el casco urbano.

La empresa Aguas de Murcia lleva desde el año 94 un control exhaustivo de los niveles piezométricos bajo el casco de Murcia, a través de los numerosos pozos de riego para zonas verdes municipales de que dispone.

Para el análisis de los niveles piezométricos en la extensión ocupada por la ciudad se han estudiado los datos correspondientes a 58 pozos de extracción de agua municipales que reflejan la evolución piezométrica de los mismos desde enero del año 94 hasta enero del año 98. En la figura 2.34 se encuentran situados los emplazamientos de algunos de estos pozos y de otros dedicados a usos diferentes en el plano del casco urbano de Murcia.

2.3.1.2. Representatividad de la evolución piezométrica en la ciudad

Los datos proporcionados por el piezómetro 2.737-10.179 y los pozos municipales son representativos de la evolución piezométrica por varios motivos:

a) La existencia de numerosas mediciones, bajo distintas condiciones estacionales y anuales, referidas a un mismo punto de cota topográfica constante. En este sentido, para relacionar las medidas en los distintos pozos, hay que considerar que la topografía de Murcia es prácticamente plana.
b) La situación del piezómetro en la misma zona del sistema acuífero que el casco urbano, con conexión hidrogeológica probada, y de los pozos en la misma ciudad.
c) La localización geográfica de todos ellos, haciéndolos significativos en el estudio piezométrico de la ciudad de Murcia.

2.3.1.3. Evolución general

De la observación de las variaciones del piezómetro 2.737-10.179 y de los pozos municipales (Senent, 1995) se puede deducir que el acuífero se mantiene constante a lo largo del período 75-98, a excepción de los descensos que corresponden a dos sequías, la de los años 1983-84 y la de los años 1992-95.

2.3.1.3.1. Variaciones estacionales

Las variaciones estacionales medias son del orden de 1 m, con una duración aproximada de 4-5 meses.

La estación que presenta mayor profundidad del nivel piezométrico es la de primavera-verano, es decir los meses de abril a julio, y la de menor profundidad es el otoño, en los meses de octubre y noviembre. Los niveles medios se sitúan en el invierno. Esto se explica por la relación existente entre la posición del nivel piezométrico y las condiciones de recarga, mediante la pluviometría y los excedentes de riego, en un acuífero de elevada transmisividad y rápida respuesta (ver 2.1.4.1.2).

2.3.1.3.2. Variaciones interanuales

En el período entre el 75 y el 83 las oscilaciones no superaban el metro, el sistema acuífero se encontraba en equilibrio y el nivel piezométrico estaba dentro de los cuatro metros superficiales en la ciudad (ver 2.1.1.4 y 2.1.4.1). Entre enero del 83 y enero del 84 el nivel piezométrico desciende hasta 2,5 m debido a la sequía, lo que se recupera totalmente en julio del 85. Desde julio del 85 hasta julio del 92 tenemos un nuevo período de oscilaciones constantes y poco significativas. En julio del 92 comienza una sequía que se prolonga hasta octubre del 95, en la que se reduce la alimentación del acuífero de la Vega Media, aumenta la explotación de aguas subterráneas mediante pozos y proliferan los aparcamientos subterráneos que necesitan drenar el acuífero en su entorno, bombeándose

importantes caudales de agua (ver 2.1.2.2.2). Entre los años 1995 y 1997 se produce un ascenso medio del nivel piezométrico debido a un mayor aporte por los riegos con aguas del trasvase, el comienzo de las lluvias y la disminución de la extracción (ver 2.1.4.1.2).

2.3.2. Estudio de las variaciones piezométricas interanuales

2.3.2.1. Evolución piezométrica de cada localización

Tabla 2.8
Datos del nivel piezométrico en los pozos del Casco Urbano de Murcia.

POZO	COTA MÍNIMA (m.s.n.m.)	COTA MÁXIMA (m.s.n.m.)	MÁXIMO DESCENSO (m)	MÁXIMO ASCENSO (m)	COTA SEP-95 (m.s.n.m.)
P1	31,8	38,9	8,8	7,1	31,8
P2	30,2	38,8	8,1	8,6	30,2
P3	30	36,8	8,5	6,8	30,3
P4	30,5	38	8,1	7,5	30,5
P5	31	38,2	10,8	7,2	31
P6	29,6	36,9	8	7,3	29,6
P7	30	37,7	8,6	7,7	30
P8	30,2	38,2	8,9	8	30,2
P11	29,5	37	8,4	7,5	29,8
P16	30,4	37,2	7,9	6,8	30,4
P17	30,1	36,5	7,9	6,4	30,1
P18	28,4	36	9,5	7,6	28,4
P19	29,8	37,3	8,9	7,5	30,1
P20	30	37,3	8,1	7,3	30,5
P21	29,6	36,3	8,1	6,7	29,6
P22	28,5	34,9	8,6	6,4	28,8
P23	31,2	37,3		6,1	
P24	29,6	37,7	8,5	8,1	29,6
P25	30,4	38	8	7,6	30,5
P26	30,7	37,9	9,5	7,2	31,4
P27	29,5	37,6	8,3	8,1	29,5
P33	30,4	38,2	8,3	7,8	30,5
P34	30,6	38,4	7,9	7,8	30,9
P35	30,4	37,3	7,8	6,9	30,4
P38	28,5	35,9	9,5	7,4	28,5
P39	31,4	37,8	7,6	6,4	35,6
P42	31,1	38,8	7,4	7,7	31,1
P44	29	36,1	9	7,1	29,4
P52	30,4	38	8,1	7,6	30,4
P57	31,6	38,8	8,8	7,2	31,7
P58	30,7	38,1	10,8	7,4	30,8
PIEZOM	31		8,8		31

Para un estudio a lo largo del tiempo de la evolución del nivel piezométrico en la localización de los pozos del casco urbano de Murcia se han tomado como representativas de todos ellos las variaciones del nivel en el piezómetro 2.737-10.179 desde enero del 75 hasta septiembre del 94, y desde esta fecha hasta enero del 98 la evolución particular de cada uno de los pozos.

Con sus lecturas se elabora la tabla 2.8, en la que se representan, para cada pozo, la cota mínima a la que llega el agua y el máximo descenso del nivel piezométrico que se produce en la sequía de la década de los noventa, el máximo ascenso que experimenta y la cota máxima a la que sube en su recuperación, y, como esos mínimos y máximos no se dan en una misma fecha para todos los pozos, se ha elegido aquella en la que coinciden los mínimos de 25 de los pozos estudiados, septiembre del 95, y se ha representado también la cota del nivel piezométrico para esta fecha.

2.3.2.2. Distribución de las variaciones piezométricas en el casco urbano

Con los datos anteriores se han elaborado curvas de nivel (ver figuras 2.35 a 2.39) y representaciones en tres dimensiones (ver figuras 2.40 a 2.44) para cada uno de estos parámetros, que proporcionan una información de gran interés para evaluar la repercusión que los movimientos del nivel piezométrico debidos a la sequía han tenido en la subsidencia del área.

En las figuras 2.35 y 2.40 se aprecia que el máximo descenso varía entre 7,6 m y 10,8 m, creciendo hacia el NE y el SE del casco y disminuyendo hacia el NO y el SO. En la zona central se produce una bajada piezométrica media, menor hacia el este, y un gran descenso focalizado en la terraza baja del río Segura, en su cauce mayor natural, hacia el oeste del casco, alrededor de los pozos 5 y 58, en las zonas de los Jardines del Malecón y en Murcia Parque.

Se puede afirmar que en el casco urbano de Murcia ha habido tres zonas con una caída del nivel piezométrico significativamente mayor que en el resto, que son el entorno de los Jardines del Malecón, en el oeste; el Polígono Infante Don Juan Manuel, en el SE, y los barrios de Vista Alegre y La Flota, en el NE. Todos estos lugares tienen presencia de jardines y pozos de extracción de agua, y se encuentran en zonas de las que han tenido una mayor profusión de edificios con daños (ver figura 2.3 y 2.1.5.2).

Las lecturas de las figuras 2.36 y 2.41, que muestran la cota mínima a la que llega el nivel piezométrico, varían entre los valores extremos de 28,4 y 31,8 m sobre el nivel del mar y concuerdan con las figuras anteriores, principalmente en el mayor descenso de la zona al NE de la ciudad, en los barrios de Vista Alegre y La Flota, aunque el de la zona SE, correspondiente al Polígono Infante D. Juan Manuel, no aparece representado, más bien está desplazado hacia el norte, es decir, en el este del casco, donde se encuentra el barrio de Vistabella, y en el SE se mantienen las cotas altas. También aparecen cotas elevadas en el NO y el SO, lo que concuerda con los datos anteriores de máximo descenso

piezométrico. Del pronunciado descenso al oeste de la ciudad, focalizado en los Jardines del Malecón, no hay información, pues en esa zona la cota permanece a bastante altura.

En las figuras 2.37 y 2.42 se puede ver la cota del nivel piezométrico en septiembre del 95, que coincide en líneas generales con la mínima, salvo al NO donde el descenso del nivel piezométrico aún no ha acabado, por lo que la cota es mayor que en las figuras previas. Se aprecian claramente los puntos de la ciudad donde existe un gradiente o pendiente piezométrica, indicando el sentido de movimiento de las aguas, probablemente hacia los puntos de extracción. El ejemplo más significativo es el flujo desde la Plaza Bohemia hacia el entorno del Pabellón de Deportes Príncipe de Asturias, el Jardín de Fofó y el Auditorio Municipal y la Ronda Norte. En todas estas localizaciones existen sondeos de extracción municipal y construcciones con daños .

La cota máxima a la que llega el nivel piezométrico tras el ascenso que sigue a la sequía se representa en las figuras 2.38 y 2.43, y varía entre los valores de 34,9 y 38,9 m sobre el nivel del mar. La distribución es muy similar a la de la mínima cota, lo que da idea de que la recarga del acuífero se produce de una forma bastante más homogénea que su descarga. Las figuras 2.39 y 2.44 muestran el máximo ascenso continuado del nivel piezométrico tras la sequía, que varía entre 6,1 y 8,6 m. En el NO del casco se observa que tras una zona, centrada en el Jardín de Fofó y el Auditorio Municipal, en la que el ascenso es grande, sigue otra, en el entorno de la Plaza Camilo José Cela, en la que tarda más en producirse.

Figura 2.40
Vista en tres dimensiones del máximo descenso del nivel piezométrico (m)

Figura 2.41
Vista en tres dimensiones de la mínima cota a la que llega el nivel piezométrico (m.s.n.m.)

Figura 2.42
Vista en tres dimensiones de la cota del nivel piezométrico en septiembre de 1995 (m.s.n.m.)

Figura 2.43
Vista en tres dimensiones de la cota máxima a la que llega el nivel piezométrico (m.s.n.m.)

Figura 2.44
Vista en tres dimensiones del máximo ascenso del nivel piezométrico (m)

2.3.2.3. Zonificación piezométrica del casco urbano de Murcia

Para zonificar el casco urbano de Murcia desde el punto de vista de las variaciones piezométricas y teniendo en cuenta la información anterior, se pueden distinguir dos factores fundamentales, la forma en que se desarrollan la descarga y la recarga del acuífero y las magnitudes que alcanzan.

En cuanto a la descarga, en la figura 2.45 se diferencian claramente dos zonas, de alto y bajo o medio descenso del nivel piezométrico. Se considera zona de alto descenso aquella en la que la caída piezométrica máxima ha superado los 9 m y la cota mínima a la que llega el nivel de agua en el terreno se encuentra por debajo de 30 m sobre el nivel del mar. La zona con una bajada de menos de 9 m y cuya cota mínima supera los 30 m se denomina de bajo o medio descenso piezométrico. La que no cumple ambas condiciones no pertenece a ninguno de los dos grupos.

Resalta que la única zona que puede considerarse de alto descenso piezométrico es la correspondiente a los barrios de Vista Alegre y La Flota, situados en el NE de la ciudad, alrededor de la Plaza Juan XXIII, y una pequeña cuña que se inicia en el Polígono Infante D. Juan Manuel, en el SE. Un área de valores importantes de bajada del nivel piezométrico, pero que no llega a cotas lo suficientemente profundas como para englobarla en la zona de alto descenso piezométrico, es el entorno de los Jardines del Malecón.

Por otro lado, se puede distinguir también una parte del casco situada en el NO, el barrio de Santa María de Gracia en los alrededores del Pabellón Príncipe de Asturias, en la que el máximo descenso del nivel piezométrico se produce más tarde que en el resto de la ciudad, no habiéndose consumado totalmente en septiembre del 95, fecha en la que había finalizado en la mayoría de las localizaciones de Murcia. A esta zona, englobada en la de bajo o medio descenso piezométrico, se la denomina como de descenso retardado del nivel piezométrico.

En cuanto a la recarga, en la figura 2.46 se distinguen dos áreas, de alto y bajo o medio ascenso del nivel piezométrico. Se le llama zona de alto ascenso aquella en la que la recuperación piezométrica sobrepasa los 7 m y la cota máxima a la que llega el nivel de agua en el terreno supera los 37 m sobre el nivel del mar. La zona con un ascenso inferior a 7 m y cuya cota máxima queda por debajo de los 37 m se nombra como de bajo o medio ascenso piezométrico. La que no cumple ambas condiciones tampoco en este caso pertenece a ninguno de los dos grupos.

Como puede comprobarse, la mayor parte del casco pertenece a la zona de alto ascenso piezométrico, ocupando todo el sur, el centro y una amplia franja en el NO de la ciudad. Las zonas de bajo o medio ascenso se reducen a tres bolsas, una extendiéndose hacia el norte de la Plaza Circular y la Plaza Camilo José Cela, otra en una parte de La Flota por encima de la Ronda de Levante, y la otra en el barrio de Vistabella pasando a la otra margen del río por la parte más oriental del Polígono Infante D. Juan Manuel.

En la figura 2.47 se representan superpuestos todos estos factores. En general se aprecia una relación directa entre la magnitud de las fluctuaciones del nivel piezométrico y la frecuencia en la aparición de daños en los edificios (2.1.5.2), coincidiendo las zonas donde las cifras son más altas.

2.3.2.4. Elección de los pozos con mayores descensos del nivel piezométrico

Los pozos con un descenso mayor del nivel piezométrico son el P5 y el P58, ambos situados en el entorno de los Jardines del Malecón. Como muestra la tabla 2.8, la caída piezométrica en ellos es de 10,8 m. En segundo lugar, los pozos P18, situado en el barrio de Vista Alegre, y P38, en La Flota, presentan una bajada del nivel piezométrico de 9,5 m. Todos ellos tienen valores similares de máximo ascenso piezométrico, variando entre 7,2 y 7,6 m.

Hay que decir que los registros que se tienen del sondeo P5 no son continuos desde junio del 95 hasta enero del 96 (ver figura 2.48). Aunque se dispone de las cotas del nivel piezométrico correspondientes a estas fechas y, por lo tanto, de los valores entre los que ha oscilado, no se conoce nada de la evolución intermedia. Los del P58 tampoco lo son con anterioridad a junio del 95 (ver figura 4.7), pero como las referencias del piezómetro 2.737-10.179 llegan hasta esa fecha, se pueden enlazar unas con otras para completar una lectura total. Por lo tanto, se puede elegir el pozo P58, localizado en Murcia Parque, como representativo de la gran caída del nivel piezométrico en la zona de los Jardines del Malecón. Además, el pozo P58 se encuentra rodeado por varios sondeos disponibles en la documentación utilizada, uno de los cuales es el S'18, que presenta el dato de resistencia a la compresión simple más baja de toda la ciudad de Murcia y está cercano tanto a los Jardines del Malecón como a los de Floridablanca, lugares en los que se concentran muchos daños en edificios.

Por otro lado, la zona que rodea a los Jardines del Malecón se había excluido de la de alto descenso piezométrico debido a que la cota mínima del nivel piezométrico no era lo suficientemente profunda. En cuanto a los pozos de la zona de alto descenso del nivel piezométrico, el P18 (ver figura 4.13) y el P38 (ver figura 2.49), se tiene la información completa de sus registros desde junio del 94 hasta enero del 98. Entre ellos puede seleccionarse el P18, por su mayor cercanía a las áreas de mayor profusión de inmuebles con deterioros, encontrándose muy próximo al edificio designado en la figura 2.3 con el número 50 y al sondeo nombrado en la figura 2.11 como S1, del que se tienen los resultados de un ensayo edométrico realizado a una muestra a profundidad entre 4,1 y 4,8 m. Su localización exacta está en la Plaza del Cronista Diego Rodríguez, muy cerca de la Escuela de Artes y Oficios y la Plaza del Pintor Ignacio Medina Vera.

Por lo tanto, se puede escoger como representativo de los piezómetros situados en la zona de alto descenso del nivel piezométrico al P18 ("Los Álamos"), que presenta una bajada del nivel de agua en el terreno de 9,5 m entre julio del 92 y septiembre del 95 y un ascenso de 7,6 m entre septiembre del 95 y octubre del 97. Entre octubre del 97 y enero del 98 baja 0,5 m (ver figura 4.13).

2.4. LAS CIMENTACIONES DE LOS EDIFICIOS DE MURCIA

2.4.1. Cimentaciones tradicionales

Tradicionalmente se han utilizado dos tipos de cimentación:

a) Zanjas corridas de muros de carga, apoyando en los rellenos o sedimentos superficiales mediante encachados o mampuestos de piedra cogidos con morteros de cal más o menos pobres. Según la época y el tipo de edificio, los cimientos se hacían con ladrillo, caliza o arenisca. La profundidad generalmente era inferior a 1,2 m y la presión de trabajo no superaba los 120 kPa, pues la edificación media era de poca altura y pequeñas luces.
b) Los edificios importantes se cimentaban sobre pilotes de madera de 4-6 m de longitud. Los pilotes eran flotantes en el estrato de limos o arcillas y conseguían una mejora del terreno al hincarlos muy juntos, separados unos 60-70 cm. Se encepaban mediante un emparrillado de madera o troncos, o un encachado de piedra de 40-50 cm de espesor cuando las presiones transmitidas eran de mayor entidad, sobre los que se levantaba la mampostería o sillería del arranque de los muros. Esta solución ha perdurado hasta bien entrado el s. XX, llegando los pilotes de madera hasta profundidades de 12 m.

Se conocen casos de edificios con seis plantas, habitados en la actualidad, cimentados con zapatas aisladas sobre rollizos de madera y unidas por correas de atado (ver 2.2.2.4).

2.4.2. Cimentaciones actuales

A partir de los años 60 el desarrollo urbano y los avances tecnológicos han ido introduciendo lentamente en Murcia otras prácticas de cimentación más propias de sus condiciones geotécnicas. Actualmente las adoptadas con más asiduidad son:

a) Cimentación por losa, descendiendo eventualmente bajo el nivel freático, con presiones inferiores a 100 kPa, procurando que el plano de cimentación se encuentre en terreno natural y no en relleno. Para profundizar en el nivel freático se consigue un recinto estanco con pantallas (ver 2.1.2.2).
b) Cimentación profunda, con pilotes flotantes o empotrados en las gravas de 3 a 5 diámetros. Se han usado pilotes prefabricados, in situ, con entubación recuperable y de barrena continua. Entre ellos, los prefabricados han presentado el problema de los ruidos, vibraciones y daños en los edificios próximos causados por la hinca y los barrenados el de la presencia ocasional de bolos u obstrucciones en los rellenos superficiales y el difícil empotramiento en las gravas. Debido a esto, se ha extendido el uso del pilote apisonado. Hay casos en los que el pilotaje es del tipo de hinca y extracción de tubo tras el hormigonado, pero en los pilotes adosados a la edificación colindante se ejecutan de tipo rotativo (Ballesteros, 1994).

Como se puede comprobar en 2.2.2 la profundidad a la que se sitúa el techo del estrato de gravas es muy variable. Por lo tanto hay lugares donde es fácil la ejecución de pilotes columna, trabajando fundamentalmente por la punta, pero en otros es más complicado por la profundidad a la que habría que llegar. La tecnología disponible en los años 80 presentaba serias dificultades para conseguirlo. En algunos lugares, incluso, no se podía adoptar esta solución para la cimentación profunda pues el estrato de gravas no existe. Por lo tanto, es frecuente que las cimentaciones profundas ejecutadas con anterioridad a los años 90 sean de pilotes flotantes (ver 2.1.5.5.2).

A pesar de la escasa capacidad portante del terreno de Murcia a niveles superficiales, también se tienen ejemplos de cimentaciones por zapatas aisladas, con presiones superiores a 100 kPa, cargando bajo la capa del relleno y atadas con vigas de riostra en las dos direcciones. En cualquier caso, la cimentación por zapatas debe limitarse a edificaciones de una o dos alturas y no es apropiada a partir de un cierto número de plantas, por lo que ha sido puntualmente causa de la aparición de daños (ver 2.1.5.3).

Una de las soluciones más modernas consiste en la cimentación de los pilares interiores por pilotaje hasta las gravas, atando sus encepados con una losa forjada calculada a la subpresión, y empleando como recinto perimetral pantallas in situ realizadas con lodos, que sólo descienden hasta el estrato de gravas cuando deben absorber cargas periféricas importantes. En caso contrario, quedan flotantes a 3-5 m bajo el nivel de la excavación.

2.5. CONCLUSIONES

En la década de los 90 se ha registrado en Murcia el primer caso conocido en España de subsidencia provocada por el descenso generalizado de los niveles piezométricos a causa de una sequía prolongada.

El sistema acuífero sobre el que se asienta la ciudad de Murcia se denomina como Vega Media y Baja del Segura, y consta de dos capas, el acuífero libre o superficial y el acuífero cautivo o profundo.

El perfil estratigráfico del subsuelo de Murcia comienza con un primer nivel de relleno, de poca resistencia y escasa potencia. A continuación aparece un estrato compresible de arcilla, arcilla limosa o arenosa, o limo arenoso, de espesor comprendido entre 12 y 30 m, y que se comporta hidrológicamente como un acuitardo. Superficialmente su consistencia es baja y la resistencia a la compresión simple de 30-80 kPa. A partir de los 10-12 m de profundidad crece la proporción de la fracción arcillosa y aumenta la consistencia, con valores de q_u de 100 a 200 kPa. Desde profundidades de 20 m la arcilla es dura o muy dura y q_u varía entre 200 y 400 kPa. Bajo él se tiene un nivel de transición de arena de poco espesor, que limita superiormente a una capa de gravas, acuífero de excelentes condiciones hidráulicas y que configura el sustrato resistente de las cimentaciones profundas del casco urbano.

El nivel piezométrico en el acuífero se mantiene constante en el período entre 1975 y 1998, a excepción de dos fuertes descensos, correspondientes a las sequías de los años 82-84 y 92-95. Entre 1975 y 1983 las oscilaciones no superan el metro, el sistema acuífero se encuentra en equilibrio y el nivel del agua en el terreno permanece a profundidades de 1-1,5 m bajo la superficie de la ciudad, que llegan a los 4-7 m en las proximidades del río. En 1982-84 se produce una caída piezométrica de 2,5 m, que se ha recuperado en 1985. Entre 1985 y 1992 las fluctuaciones son constantes y poco significativas.

Entre 1992 y 1995 se produce un descenso importantísimo del nivel piezométrico, cuyo máximo varía de 7,6 a 10,8 m, alcanzando una cota mínima entre 28,4 y 31,8 m.s.n.m. La fecha en la que coincide la cota mínima para la mayoría de los pozos municipales es septiembre del 95. La tasa con la que se produce el descenso es de 1,5 a 4 m/año.

La causa principal de la caída piezométrica es la sequía, que actúa minimizando la recarga del acuífero por la disminución de la pluviometría y de la infiltración de los excedentes de riego (que pasa de 75-100 hm^3 en 1972-82 a 12 hm^3 en 1995), y aumentando la extracción de agua por el incremento del bombeo con fines agrícolas y usos urbanos variados (que pasa de 2-5 hm^3 en 1972-82 a 29,6 hm^3 en 1995).

Otros factores que provocan un menor aporte de agua son la evaporación del terreno, la urbanización y la eliminación del riesgo de inundaciones. Y otros parámetros que incrementan la salida del agua del terreno son las excavaciones de plantas de sótanos por debajo del nivel freático, la presencia de grandes árboles y el aumento de la demanda que conlleva el desarrollo urbano, social y turístico.

Se estima que el déficit de agua provocado por la sequía de los 90 en Murcia, sumando la mengua de la alimentación con el aumento de la extracción, es de más de 100 hm^3/año. Para el acuífero completo se calcula que entran 600 hm^3/año. Entre los 440 hm^3 correspondientes a las descargas de los manantiales y los 470 hm^3 extraídos por los más de 10.000 pozos existentes, el balance hidráulico supone un déficit de 310 hm^3.

A los perjuicios económicos se sumó la aparición de numerosos daños en edificios, infraestructuras y elementos de urbanización, provocados por un asiento de la superficie del suelo de la ciudad de entre 15 y 30 cm. La subsidencia ha afectado a más de 100 edificios, muchos de ellos localizados próximos a zonas de extracción de agua, como jardines y construcciones de plantas de sótanos para aparcamientos.

Se han observado desplomes, giros y asientos diferenciales. Las lesiones afectan tanto a las cimentaciones y estructuras como a cerramientos, tabiquerías, huecos de carpintería, aplacados, techos y solados. Se estiman asientos de hasta 10 cm y desplazamientos horizontales en cabeza de los edificios, causados por giros y basculamientos, de 8 a 20 cm. En varios de los inmuebles dañados se han ejecutado actuaciones de recalce total o parcial de la cimentación. En algunos lugares se han puesto de manifiesto vicios ocultos de la construcción que no habían dado la cara hasta entonces.

En otras partes se han agravado daños existentes. Las lesiones se han intensificado en los edificios que combinaban diferentes tipologías de estructura o cimentación.

En las cimentaciones tradicionales de las construcciones antiguas, consistentes en zanjas corridas y pilotes de madera de 3-6 m de longitud, los problemas aparecen cuando el nivel piezométrico baja por debajo de ellos, con lo que quedan expuestos a la pudrición en la zona del terreno sin saturar.

En las cimentaciones superficiales se han medido asientos diferenciales entre zapatas y basculamientos de losas, lo que ha dado lugar a roturas y aperturas de juntas de dilatación.

En las cimentaciones profundas se ha generado el fenómeno del rozamiento negativo al colgarse el terreno del fuste del pilote en su movimiento descendente. Si se trata de pilotes columna, el aumento del axil provoca una disminución del coeficiente de seguridad con el que fueron diseñados. Incluso en algunos se han detectado asientos. De cualquier forma, en estos casos, como el suelo asienta y el edificio cimentado por los pilotes no lo hace, crecen los destrozos sobre los elementos de urbanización, instalaciones, y cerramientos y soleras de las plantas bajas que apoyen directamente sobre el terreno. Si se trata de pilotes flotantes, se han medido asientos de hasta 10 cm e importantes inclinaciones de los edificios.

Se ha originado una gran alarma social, iniciándose demandas contra el Ayuntamiento y los arquitectos, en busca de responsabilidades por los acontecimientos producidos.

En el bienio 1995-97, el agua procedente del aumento de las lluvias, los riegos consecuencia del trasvase y el cese de la extracción de los pozos permitió una recuperación media de 4 m, situándose el nivel piezométrico a unos 4,5 m bajo la superficie del suelo del casco urbano de Murcia. La recarga del acuífero se produjo de una forma bastante homogénea. La consecuencia directa fue la estabilización de los asientos.

CAPÍTULO 3

EL USO DE LA CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL EN LA PREDICCIÓN DE LA SUBSIDENCIA PARA UN DESCENSO CONOCIDO DEL NIVEL PIEZOMÉTRICO

3.1. EL ESTUDIO DE LA SUBSIDENCIA. UNA REVISIÓN DEL ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

3.1.1. La necesidad de establecer un modelo

Todos los estudios encaminados a la predicción de la subsidencia idealizan el comportamiento del suelo a través de modelos físicos. Aunque las hipótesis simplificativas que se toman dan resultados aproximados, la mayoría de ellos son aceptables para las propuestas prácticas.

El estrato profundo que asienta se considera como un medio poroso, combinación de un material sólido deformable, los granos del suelo, y un fluido compresible o supuesto incompresible, que puede ser agua, gas, petróleo... Como resultado de la extracción del fluido, la presión en el mismo decrece, lo que implica un incremento en la presión intergranular de la matriz sólida y repercute en la compactación del esqueleto sólido del terreno. El proceso termina manifestándose en forma de subsidencia terrestre.

El desarrollo de un modelo válido y realizable ha sido un reto para todo trabajo de investigación en esta área y representa un esfuerzo continuo desde 1908, cuando Fuller relacionó por primera vez a la subsidencia con el bombeo de agua subterránea (Fuller, 1908).

Un modelo apropiado para predecir la subsidencia terrestre es un instrumento de importancia en la evaluación a largo plazo del peligro de asientos excesivos y en la optimización del uso del agua del terreno, además de que nos sirve para chequear la efectividad de las medidas preventivas propuestas (la inyección de agua en los acuíferos, una nueva normativa de bombeo, etc..), reduciendo los costes y eliminando soluciones de peligrosidad potencial para el medio ambiente. Puede proporcionar respuestas razonables en el intervalo de tiempo más corto posible, aunque esto se haga gracias a las simplificaciones e idealizaciones del problema completo que conlleva.

Traducir el fenómeno físico en términos matemáticos implica hacer las hipótesis más apropiadas y desarrollar las ecuaciones constitutivas del modelo. Su valor dependerá directamente de cómo se represente el sistema real. Por lo tanto, las condiciones del suelo son las que dictan el marco de su descripción funcional.

Hay varios elementos que aparecen en todos los modelos del suelo: una ecuación que gobierna el flujo del fluido, una ecuación de transporte energético, si no hay condiciones isotérmicas, y una ecuación que representa a la deformación del esqueleto del suelo.

3.1.2. Ecuaciones planteadas y técnicas de solución

El estudio de la subsidencia terrestre, para el caso de reservas isotérmicas, debe incluir a la ecuaciones de equilibrio del medio en el que se produce y a las ecuaciones que gobiernan el flujo del fluido que se mueve en su interior. En los casos no isotérmicos,

como las reservas geotermales, se necesitan también ecuaciones adicionales de energía en términos de entalpía para los fluidos multifase o de temperatura cuando se trata de un solo fluido.

Las soluciones, analíticas o numéricas, se pueden obtener a través de varios caminos. Una vía consiste en acoplar completamente las ecuaciones del flujo transitorio tridimensional y las ecuaciones de equilibrio (Safai y Pinder, 1980). Aunque este camino parece a priori el más apropiado, el procedimiento resolutivo resulta bastante largo y costoso, lo que puede ser superado con técnicas informáticas eficientes.

Como alternativa se puede recurrir a un acoplamiento parcial. Esta aproximación puede separarse en dos subgrupos:

a) Resolver las ecuaciones de flujo y energía alternadamente, intercalando sus soluciones en el tiempo (Lippmann et al., 1977). Esta técnica se utiliza también para acoplar las ecuaciones de flujo y equilibrio. Como el asiento del terreno ocurre más lentamente que la caída en la presión intersticial del fluido, se pueden tomar en la ecuación de flujo intervalos de tiempo mucho menores que en la de equilibrio.
b) La ecuación del flujo del fluido se resuelve en un espacio tri o bidimensional, pero se asume que la deformación del sólido es unidimensional, por lo que para los acuitardos se utilizan las ecuaciones de la consolidación unidimensional. En este caso, los resultados de la ecuación del flujo del fluido son las condiciones de contorno dependientes del tiempo de las ecuaciones de consolidación (Gambolati y Freeze, 1973; Helm, 1975).

También se pueden desacoplar las ecuaciones constitutivas, lo que lleva a técnicas resolutivas más fáciles. Esto puede conseguirse en casos de campos de flujo conocido o estacionario (Kojic y Cheatham, 1974) o a través de manipulaciones matemáticas (Bear y Corapcioglu, 1981b). Aunque este último procedimiento no es una técnica de desacoplamiento propiamente dicha, la naturaleza del sistema de coordenadas y las propiedades de la solución pueden darle eficacia al método.

3.1.3. Modelos previos en el estudio de la subsidencia

3.1.3.1. Estudios que revisan los distintos modelos aplicados al problema de la subsidencia

Hay varios artículos que revisan los modelos empleados en el estudio de la subsidencia (Corapcioglu, 1984).

Finnemore y Gilham (1977) y Saxena (1979) tabularon los modelos desarrollados previamente.

Las ecuaciones constitutivas de los primeros métodos para el análisis de la subsidencia geotermal han sido repasadas completamente por Corapcioglu y Karahanoglu (1980) y Pinder (1979).

Sandhu (1979) hace un desarrollo de los modelos de la subsidencia terrestre y anota ciertas diferencias de opinión en el establecimiento de las relaciones constitutivas.

Helm (1982) compara entre sí los modelos de subsidencia más conceptuales, entre los que se incluyen el de la relación entre la profundidad y la porosidad, el semiespacio, el viscoelástico y el de drenaje del acuitardo elástico. También desarrolla una aproximación alternativa.

3.1.3.2. Modelos principales

3.1.3.2.1. La relación porosidad-profundidad

La capacidad del modelo de estudio de la subsidencia como técnica predictiva se basa en la disponibilidad de datos de campo apropiados. En muchas ocasiones sólo pueden estimarse la profundidad y el espesor de los estratos compresibles.

Si se tiene una adecuada relación entre la porosidad y la profundidad del medio, obtenida a partir de determinados datos proporcionados por los sondeos, se podría realizar como predimensionado un simple cálculo manual que permitiría estimar el comportamiento del terreno ante posibles descensos futuros del nivel piezométrico (Helm, 1980).

La relación entre la porosidad y la profundidad podría mostrar que la porosidad decrece asintóticamente con la profundidad. La disminución de la porosidad es mayor en las cotas más superficiales y menor cerca de la base del estrato.

Schatz et al. (1978) argumentan que ciertas relaciones obtenidas in situ proporcionarían una estimación aproximada del cambio de volumen último del suelo en función de la profundidad. Asumen que los sedimentos se encuentran normalmente consolidados y estiman un límite superior para la subsidencia superficial como resultado de una determinada caída de presión intersticial.

Para Schatz et al. la deformación vertical es aproximadamente un tercio de la compactación volumétrica total. Bear y Corapcioglu (1981b) muestran que consume la mitad en el caso de un flujo axil-simétrico hacia un solo pozo de bombeo. El desplazamiento horizontal comprende la otra mitad.

3.1.3.2.2. Modelos basados en datos de campo y/o de laboratorio

Varios autores han intentado determinar la respuesta del sistema acuífero a los cambios de tensiones a partir de las condiciones de tensión existentes en el terreno.

Una de estas aproximaciones se basa en la Teoría de Consolidación de Terzaghi (Terzaghi, 1925), a partir de los resultados de ensayos de consolidación unidimensional realizados sobre muestras extraídas de sondeos y de los datos del descenso de altura piezométrica que se tengan (ver 3.1.4).

Miller (1961) describe un proceso de cálculo de la compactación a partir de ensayos de consolidación y del descenso de la presión del agua, como refinamiento de un método elaborado por Gibbs (1950). La magnitud de la compactación en un estrato determinado resulta del cambio calculado en el índice de poros, y puede expresarse por:

$$\Delta H = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H \qquad [3.1]$$

donde ΔH es la compactación medida, e_1 es el índice de poros inicial, e_2 es el índice de poros después del cambio de tensión y H es el espesor del estrato compactado. La relación entre el índice de poros, e, y la porosidad, n, es:

$$n = \frac{e}{1 + e} \qquad [3.2]$$

Los valores de e_1 y e_2 se obtienen para cada estrato a partir de las curvas de los ensayos edométricos realizados sobre muestras extraídas del terreno (ver 2.2.4). El incremento de presión efectiva se calcula según se van produciendo los cambios en la presión intersticial del fluido a lo largo del tiempo. La compactación de cada estrato se obtiene con esos incrementos de tensión efectiva y con los resultados de los ensayos edométricos para el mismo rango de cargas. La compactación total del acuífero será igual a la suma de las compactaciones de todas los estratos sujetos al incremento de tensión efectiva que les corresponda.

El método fue aplicado en varias zonas subsidentes de California (ver 1.2.2) por Green (1962) y Logfren y Klausing (1969).

Este modelo es más exacto y válido que el basado en la relación entre la porosidad y la profundidad, pero requiere un gran número de muestras y un registro lo suficientemente continuo de las variaciones de presión intersticial en el acuífero. No hay que olvidar que si el índice de poros, o la porosidad, de una capa compactante de varios metros o decenas de metros de espesor, se estima a partir de un ensayo de laboratorio realizado sobre una muestra de aproximadamente 2 a 3 cm de espesor, la precisión del cálculo dependerá fundamentalmente de lo representativa que la muestra sea del estrato completo.

Bouwer (1977) propone una expresión de la forma:

$$\Delta H = H \frac{C_C}{1 + e_1} log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \qquad [3.3]$$

donde C_C es el índice de compresión del terreno y σ' es la presión efectiva intergranular, es decir, la presión total menos la presión del agua (ver [1.1]). Se supone que la presión intersticial es hidrostática y, por lo tanto, varía linealmente con la profundidad.

Como variación de la ecuación anterior, Bouwer (1977) introduce el módulo de elasticidad:

$$\Delta H = \frac{(\sigma'_2 - \sigma'_1)}{E} H \qquad [3.4]$$

Las expresiones [3.3] y [3.4] dan resultados muy parecidos.

Otro método para estimar la subsidencia terrestre para acuíferos artesianos elásticos requiere conocer los valores del coeficiente de almacenamiento, *S*, la porosidad media del acuífero, *n*, y el espesor del mismo, y fue presentado por Lohman (1961) en la forma:

$$\Delta H = \Delta p \left[\frac{S}{\gamma_w} - n\beta' \right] H \qquad [3.5]$$

donde γ_w es el peso específico del agua, Δp es la reducción de la presión piezométrica y β' es la compresibilidad del agua.

Poland (1961) y Lohman (1972) apuntaron que si *S* es determinado por ensayos de bombeo a corto plazo, la ecuación anterior proporciona predicciones insuficientes cuando el sistema acuífero contiene estratos de arcilla altamente compresibles. Algunas de las componentes de *S*, como por ejemplo las debidas a la compresión elástica del agua o a la del acuífero, son mucho más pequeñas, más de 50 veces, que la componente debida al almacenamiento derivado de la compactación de las capas de arcillas y demás capas confinadas. Estos estratos son mucho más porosos que la arena o la grava de la reserva, y proporcionarán mayor cantidad de fluido por unidad de volumen ante una presión dada.

Cuando se extrae agua desde los pozos, la presión en los poros del terreno se ve reducida gradualmente, las capas arcillosas se van descargando de agua lentamente y sufren una compactación irreversible. Esta idea ha llevado a la formulación de modelos basados en la consideración del drenaje del acuitardo y a modelos viscoelásticos que consideran el retraso de tiempo observado entre la reducción de la presión y la respuesta de la deformación.

Zeevaert (1977) propuso una fórmula para calcular la compactación de cada estrato dentro de una masa de suelo empleando el gradiente hidráulico vertical:

$$\delta_s = \frac{1}{2} \gamma_w \sum m_{vj} (\lambda_j + \lambda_{j+1}) d_j \qquad [3.6]$$

donde δ_s es la subsidencia total del suelo, m_{vj} es el coeficiente de compresibilidad volumétrica y d_j el espesor de cada capa individual, y $1/2(\lambda_j + \lambda_{j+1})$ es el descenso medio del nivel piezométrico para cada estrato.

La ecuación anterior necesita la distribución vertical de la altura piezométrica, que ha de ser conocida para cada punto de la superficie terrestre.

Los valores a largo plazo del coeficiente de almacenamiento se pueden obtener a partir de registros de los niveles piezométricos y las deformaciones de la reserva, recogidos mediante extensómetros de alta sensibilidad colocados en los sondeos.

Riley (1970) combina en los acuíferos los registros extensométricos con hidrógrafos para formar diagramas de tensión-deformación en los que se generan ciclos coincidentes con los descensos y las recuperaciones del nivel piezométrico. Estos gráficos se pueden considerar como el resultado de un ensayo de consolidación de campo a gran escala y a partir de ellos se pueden definir con claridad las componentes del coeficiente de almacenamiento, es decir la compactación total, la expansión elástica y la compactación neta permanente.

Poland et al. (1975) también han elaborado diagramas de tensión-deformación referentes a varias áreas de subsidencia del Valle de San Joaquín en California (ver 1.2.2.2).

3.1.3.2.3. Modelos basados en relaciones empíricas

La aproximación más sencilla para predecir la subsidencia futura puede consistir en una relación observada empíricamente entre el descenso del nivel piezométrico y la subsidencia terrestre. Algunos ejemplos de este tipo son los estudios de Logfren y Klausing (1969) y de Gabrysch y Bonnet (1975).

Logfren y Klausing calcularon la razón entre la tasa media de subsidencia y la tasa media de descenso del nivel piezométrico en 9 localizaciones del área de Tulare-Wasco, en California (ver tablas del capítulo 1). Los valores variaban desde 0,005 hasta 0,05.

La ratio entre subsidencia y descenso piezométrico es más pequeña en las áreas de menor cuantía de subsidencia y es mayor donde la subsidencia ha continuado durante muchos años y su alcanza magnitudes superiores.

Logfren y Klausing confirmaron que esta razón representa una medida grosera de la respuesta de la reserva a los cambios de tensiones, aunque puede emplearse para estimar la subsidencia futura, siempre que solamente se aplique a los descensos del nivel de agua que excedan a los niveles históricos alcanzados previamente.

Holzer (1981) encontró que la ratio permanecía constante en algunas zonas hasta que los descensos del nivel piezométrico excedían un valor comprendido entre 16 y 63 m. Cuando esto ocurría aumentaba hasta nuevos valores constantes. El cambio indicaba

aproximadamente la cuantía con la que la presión de preconsolidación superaba a la presión que existía en el acuífero antes de que comenzaran las extracciones de agua subterránea (ver 1.3). Por lo tanto, muchas de las reservas subsidentes de agua subterránea en los EE.UU. han estado sobreconsolidadas antes de que se iniciara el bombeo por una presión que variaba entre 16 y 63 m.

3.1.3.2.4. Modelos basados en el semiespacio elástico infinito

Uno de los primeros en el intento de la formulación de un modelo matemático para calcular la subsidencia fue Carrillo (ver 1.2.1.1.2). En el modelo de Carrillo (1949) se asume que el terreno se comporta como un semiespacio homogéneo, isótropo, con módulo de elasticidad uniforme.

Si dentro de este semiespacio un volumen esférico, cuyo centro es denominado por Carrillo como *centro de tensión*, se compacta debido a la aplicación en su superficie de una tensión uniforme, es posible calcular el movimiento resultante de cada punto en el terreno circundante, en la superficie del suelo y por debajo de ella (ver figura 3.1).

Figura 3.1
Modelo del *centro de tensión* dentro del semiespacio elástico infinito

Un resultado significativo de este análisis es que si un *centro de tensión* causa el asiento del terreno, su localización se puede determinar a partir de los datos de campo que se tengan sobre el movimiento superficial, sin ninguna información adicional específica de las propiedades elásticas del suelo o de las propiedades geométricas del volumen que se compacta bajo la superficie. Carrillo afirmaba que, en un caso sencillo, la profundidad del *centro de tensión* es igual al radio en el que la subsidencia tenga un 35% de su valor máximo sobre la superficie. En este radio también el movimiento horizontal es igual a la subsidencia vertical.

Tras un análisis teórico basado en los conceptos de la Elasticidad Clásica, Carrillo obtuvo expresiones para los desplazamientos horizontales y verticales de la superficie del terreno provocados por un *centro de tensión* situado a una determinada profundidad, *h*, bajo la superficie de un semiespacio elástico indefinido. El aumento del módulo de elasticidad, *E*, con la profundidad, causaría una forma suave de cuenco de subsidencia.

Carrillo partió de los conceptos teóricos de la Elasticidad introducidos por Boussinesq y Cerrutti (Jiménez Salas et al., 1981). El terreno se representa como un semiespacio elástico infinito y no poroso. La caída de la presión intersticial provocada por la extracción de fluido desde un pozo se sustituye por una tensión uniforme sobre la superficie de una pequeña cavidad esférica con radio R_0. Se asume la condición de que la reserva se encuentra en estado estacionario.

Las hipótesis de que $(R_0/h)^3$ es despreciable y de que el material es extraído desde la cavidad esférica implican la existencia de una reserva infinitamente compresible dentro del semiespacio elástico (Helm, 1982). Esto exige una respuesta instantánea de la presión en los poros de la reserva debida a la extracción del fluido.

Carrillo apuntó que si la pequeña esfera de la figura 3.1 se encuentra rellena por un material idéntico al resto del sólido, las soluciones de Boussinesq y Cerrutti proporcionan la corrección exacta de las tensiones de la superficie.

Los cálculos realizados por Carrillo concluyen que un solo *centro de tensión* localizado a una profundidad de unos 215 m bajo la superficie proporcionaría un buen ajuste entre la subsidencia observada y la medida a lo largo del eje principal. También se muestra que si se colocan en el centro de la región subsidente tres centros de tensión igualmente espaciados y tensionados, a una profundidad de 108 m, los resultados se aproximan a la subsidencia superficial observada en Long Beach.

Como continuación del modelo del *centro de tensión* de Carrillo, Mc Cann y Wilts (1951) desarrollaron el modelo de *la pinza vertical*, que consiste en un par de tensiones verticales, iguales y opuestas, que se separan por una distancia muy corta. Por conveniencia matemática se toman dos fuerzas colineales opuestas, separadas por una distancia infinitesimal, pero de forma que el producto de la fuerza por la distancia de separación sí es finito. Mc Cann y Wilts (1951) denominaron a este sistema de fuerzas como *la pinza vertical* (ver figura 3.2). La solución para una *pinza* se obtiene diferenciando la solución para una fuerza unitaria que actúa a lo largo del eje *z* vertical. La solución para una única fuerza se obtiene de la misma forma que para el *centro de tensión*.

Tanto el modelo del *centro de tensión* como el de *la pinza vertical* presentan expresiones que calculan los desplazamientos horizontales y verticales para cualquier cota. En la superficie terrestre las expresiones coinciden. Los dos consideran una caída de presión constante. Mc Cann y Wilts (1951) compararon ambos métodos y concluyeron que el modelo del *centro de tensión* tenía una mayor similitud física con la realidad del acuífero, proponiendo el empleo de un sistema de *centros de tensión* para representar el efecto de la reducción de la presión intersticial en un número cualquiera de estratos.

Figura 3.2
Modelo de *la pinza vertical* dentro del semiespacio elástico infinito

Figura 3.3
Modelo del *núcleo de deformación* dentro del semiespacio elástico infinito

El modelo del *centro de tensión* excluye la presencia de material sólido en la reserva sometida a la caída de presión, es decir, en la cavidad. Esto sólo puede justificarse considerando que la reserva está aislada del resto del semiespacio elástico mediante un límite impermeable. Tal idealización no ocurre en la naturaleza y es muy imprecisa físicamente.

Para superar esta contradicción, Geertsma (1966, 1973) introdujo el modelo del *núcleo de deformación*, en el que el centro es homogéneo con el resto del medio, es decir, se tienen las mismas constantes elásticas dentro y fuera del núcleo. Aunque se asume que la reserva cerrada se encuentra separada del semiespacio por una barrera impermeable, los límites de la reserva se pueden considerar como superficies libres de tracción que dividen en dos regiones de idénticas propiedades elásticas. La idea principal es la determinación de la interacción entre el interior que se contrae debido a la caída de presión, es decir la reserva, y los límites con los que está conectado.

El modelo de Geertsma se basa en una solución de las ecuaciones de equilibrio en un medio poroelástico dado, a partir de la distribución espacial de la presión intersticial en un cierto instante, conocida por la solución de la ecuación del flujo de la reserva o por mediciones de campo. Esta aproximación asume que no hay retraso entre el cambio de la presión intersticial y los desplazamientos.

Geertsma utilizó la solución para el campo de desplazamientos alrededor de un núcleo de deformación termoelástico dentro de un semiespacio con una superficie libre de tracción, que fue obtenida independientemente por Mindlin y Cheng (1950) y por Sen (1950). Empleando el concepto de núcleo, Geertsma calculó los desplazamientos causados por la reducción de la presión intersticial en un volumen limitado.

Los resultados del concepto del *núcleo de deformación* pueden aplicarse a las condiciones reales de una reserva a través de varios caminos. Una posibilidad es la evaluación del campo de desplazamientos en los alrededores de una reserva con forma de disco de espesor H y radio R (ver figura 3.3).

Geertsma (1973) muestra que la ratio entre la subsidencia máxima y la compactación de la reserva depende esencialmente de la razón entre la extensión lateral de la reserva y la profundidad bajo la superficie. Reservas pequeñas, localizadas a gran profundidad, apenas son capaces de producir asientos significativos, incluso aunque no pueda ser despreciada su compactación. Por el contrario, reservas extremadamente extensas, aunque se encuentren a cotas muy profundas, serán candidatas a sufrir el fenómeno de la subsidencia, ya que en ellas se produce una reducción sustancial en la presión intersticial. Por ejemplo, si en una reserva de módulo de elasticidad transversal, G = 1 MPa, coeficiente de Poisson, ν = 0,25, y coeficiente de compresibilidad volumétrica de $5{,}94 \times 10^{-6}$ m^2/kN, si se toma una profundidad, h = 1.000 m, un radio R = 10.000 m, y un espesor H = 100 m, Geertsma (1966) calcula un asiento máximo superficial de 34 cm. Sin embargo, si el radio de la reserva es de solamente R = 1.000 m, sería de 11 cm.

Los modelos de Mc Cann y Wilts (1951) o de Carrillo (1949) dan valores de subsidencia superficial de casi el doble que los del Geertsma. Como se asume que la compresibilidad volumétrica de la reserva es infinita, se excluye la presencia de material sólido en la reserva, es decir, se supone que el núcleo es infinitamente elástico. Si el núcleo es homogéneo con el resto del medio sus compresibilidades serán iguales. Y si el núcleo fuera infinitamente rígido, su compresibilidad sería nula.

Después Gambolati (1972) consideró diferentes ratios entre los coeficientes de compresibilidad volumétrica del núcleo y del medio que permanece, generalizando así la solución de Geertsma. El volumen del núcleo podía tener cualquier forma.

Otra aplicación de la teoría de Geertsma la proporcionan Finol y Farauq Ali (1975) para calcular la subsidencia de los campos de petróleo. Primero se resuelven simultáneamente dos ecuaciones dimensionales y horizontales para las dos fases, una para el gas y otra para el aceite, asumiendo que la compresibilidad de la reserva es solamente vertical. Después se utilizan las soluciones numéricas de las ecuaciones de la reserva para resolver las ecuaciones de equilibrio tridimensionales. Por lo tanto, aunque se considera que la compresibilidad de la reserva es unidimensional, el medio infinito circundante tiene un campo de desplazamientos tridimensional.

La de Finol y Farauq Ali (1975) es la última propuesta de los investigadores que han trabajado en los modelos basados en un semiespacio elástico infinito para la predicción de la subsidencia.

Gambolati hace una aproximación diferente en lo que llama *Teoría de 2º orden* (Gambolati, 1974 y 1977). En vez de separar a la reserva del medio y utilizar un conjunto de ecuaciones diferente para cada uno, o sea las ecuaciones de continuidad para la reserva y las ecuaciones de equilibrio para el medio semi-infinito, el medio poroso se representa por un semiespacio que solamente es homogéneo e isótropo desde un punto de vista mecánico. La dilatación, ε, de cualquier punto del sistema puede contemplarse como el resultado de dos efectos separados, la variación de la presión intersticial en el punto y la variación fuera de él. La expresión que la proporciona se inserta dentro de la ecuación del flujo tridimensional. Gambolati introduce el efecto de un campo de desplazamientos tridimensional y una compresión adicional del suelo que retrasa el descenso de la presión intersticial. De esta forma se acopla la condición del equilibrio del semiespacio con la ecuación del flujo de la reserva.

Ha sido demostrado por Gambolati (1977) que el descenso de presión calculado de esta forma es más lento que el que proporciona la solución de Theis. Para grandes valores de tiempo la componente vertical del flujo y las componentes horizontales de las deformaciones desaparecen, la ecuación de la difusión se mantiene y la solución se hace similar a la de Theis.

Corapcioglu y Brutsaert (1977) introdujeron una expresión más general de ε en la ecuación del flujo. La deformación dependía del tiempo y de esta manera se analizaba el retraso de tiempo en la caída de la presión piezométrica.

En el modelo de Gambolati la solución de la ecuación de equilibrio cuasi-estática es independiente del campo del flujo. De hecho, para esta teoría se requiere la independencia entre las ecuaciones de equilibrio y del flujo de la reserva. Sin embargo, la solución de la ecuación del flujo es una entrada en la ecuación de equilibrio, que es gobernada por un concepto diferente. Más que analizar el efecto de la compactación de la reserva, uni o tridimensional, en el medio circundante, Gambolati (1974 y 1977) refleja el efecto de la

compactación tridimensional del campo circundante en la ecuación del flujo de la reserva. Esto implica que se combinen en una ecuación dos conceptos diferentes.

Helm (1982) hizo una observación de gran interés a los modelos elásticos semi-infinitos. La hidrodinámica de la extracción de un fluido desde su almacenamiento dentro de una reserva y la disminución resultante de la porosidad tienden a proporcionar a la reserva una compresibilidad transitoria que es mucho mayor que la del semiespacio circundante que no drena.

Más tarde, Helm (Corapcioglu, 1984) desarrolló un método híbrido para estimar la componente vertical de la subsidencia última, consistente en combinar el modelo *profundidad-porosidad* y una modificación del modelo del *núcleo de deformación*. De esta forma hizo estimaciones iniciales del asiento en el centro de posibles cuencos de subsidencia futura. El modelo de Geertsma se usa para aproximar la relación entre el desplazamiento vertical del límite superior de la reserva idealizada y la subsidencia terrestre.

3.1.3.2.5. Modelos basados en las relaciones constitutivas elásticas

Domenico y Mifflin (1965) han mostrado el modo de aplicación de la ecuación de la consolidación unidimensional de Terzaghi a los problemas de la subsidencia terrestre.

El bombeo desde diferentes niveles de un sistema acuífero-acuitardo crearía una pérdida total en la distribución de la altura piezométrica en la capa confinada que variaría linealmente desde un valor Δh en la base hasta cero en el techo. A causa de los cambios en las presiones piezométricas de los acuíferos por encima y por debajo del estrato confinado, el resultado es un incremento progresivo de la presión efectiva y, por lo tanto, una consolidación del estrato a medida que va drenando.

Domenico y Mifflin demostraron que la magnitud y la tasa de la subsidencia son función del almacenamiento específico de los estratos y del desarrollo de la pérdida de altura piezométrica a través de ellos. También consideraron el retraso de tiempo entre la descarga de agua almacenada en las capas compresibles y su consiguiente compactación.

El análisis de Domenico y Mifflin fue el primer desarrollo teórico del método de los *dos-pasos*. La idea de representar un acuífero como una combinación de bolsas de grano fino y material de grano grueso fue originalmente desarrollada por un equipo de investigadores de la Oficina de Investigación sobre la Subsidencia de la U. S. Geological Survey, como Poland, Logfren o Riley, y data de antes de 1940 (Tolman y Poland, 1940). Witherspoon y Freeze (1971) reconocieron que el modelo de *dos-pasos* fue parte inicial del desarrollo de un método de campo de la U.S.G.S. (Riley, 1970).

Gambolati y Freeze (1973) han desarrollado un modelo matemático predictivo de *dos-pasos* para relacionar posibles tendencias de bombeo en el complejo sistema acuífero-acuitardo de Venecia con su tasa de subsidencia (ver 1.2.5.1).

En el primer paso se calculan los descensos regionales de la altura piezométrica, causados por las extracciones, en una sección vertical bidimensional idealizada en coordenadas radiales axil-simétricas, usando la ecuación del flujo transitorio del agua en el terreno. Las soluciones se obtienen utilizando una técnica de elementos finitos.

La estratigrafía geológica fue idealizada con una representación de 10 capas. Las extracciones desde los acuíferos se representaron por una función dependiente del tiempo. Se hizo equivalente matemáticamente un solo lugar de extracción a más de cuarenta pozos de bombeo. El modelo se ensayó con dos condiciones de contorno superiores. Una era un potencial piezométrico referido a la superficie. La otra, que en el techo del acuífero superior hubiera un límite impermeable. El límite inferior del sistema se asumía impenetrable. Los acuíferos y los acuitardos se suponían con una unión completa, sin soluciones de continuidad.

La extracciones calculadas para cada acuífero del sistema son empleadas en el segundo paso como condiciones de contorno dependientes del tiempo en un sistema de ecuaciones de consolidación vertical unidimensional, las de Terzaghi, aplicadas a cada acuitardo. Para resolverlas se utilizó un método implícito de diferencias finitas.

La figura 3.4 muestra la aplicación del modelo de Gambolati y Freeze en una representación idealizada de un sistema acuífero-acuitardo.

Figura 3.4
Representación ideal de un sistema acuífero-acuitardo en el modelo de Gambolati y Freeze

Gambolati y Freeze aplicaron su modelo a la predicción de la subsidencia futura en Venecia bajo una gran variedad de posibles programas de bombeo. Los valores de los parámetros de formación, que fueron inicialmente estimados, fueron ajustados en función de una serie de mediciones disponibles de los asientos del terreno y de las variaciones de los niveles de agua en varios pozos.

Carbognin et al. (1977) demostraron la validez del modelo anterior para un estudio predictivo. Entre sus conclusiones destaca que la reinyección no volvería al terreno a su posición original. La reversibilidad de la compactación de los acuitardos sólo era posible en un 20% (ver 1.2.5.1).

La subsidencia de Venecia también ha sido estudiada por Lewis y Schrefler (1978). Utilizaron un modelo de consolidación totalmente acoplado, desarrollado por Lewis et al. (1976), y basado en una relación tensión-deformación hiperbólica y, por lo tanto, no lineal, dada por Duncan y Chang (1970).

Aunque Lewis y Schrefler describieron el uso de una ecuación constitutiva que proporcionaba el módulo tangente, E_t, a causa de la falta de información disponible se acabó asumiendo una relación tensión-deformación lineal y elástica para el esqueleto de las partículas sólidas y un régimen lineal para el flujo del fluido.

La compresibilidad volumétrica de los estratos fue referida el módulo de elasticidad, asumiendo un coeficiente de Poisson de 0,25 para la arena y de 0,45 para la arcilla y limo. Se consideró que la hipótesis de Gambolati y Freeze (1973) de reemplazar un gran número de pozos por un solo lugar de extracción cambiaba la relación entre el área del flujo y su salida, lo que producía un cuerpo de fuerzas extremadamente altas, y daba como resultado la aparición de grandes asientos. Las condiciones de contorno consistían en un potencial fijo en el límite vertical externo con nulos desplazamientos horizontales. Se asumía que el sistema tenía una base rígida e impenetrable y una superficie libre en el techo. No se consideró un límite impenetrable en el techo del acuífero (Gambolati y Freeze, 1974), pues se pensó que esto excluiría a la compactación de la parte superior del acuitardo.

Lewis y Schrefler (1978) concluyen que el modelo de *dos-pasos* de Gambolati y Freeze sobreestima el retraso de tiempo que se produce entre la extracción desde el acuífero y la compactación de los acuitardos adyacentes. Las dos aproximaciones, aunque diferentes, cuentan con esta diferencia de tiempo. Puesto que Gambolati y Freeze (1974) obtuvieron una buena correlación para los valores del asiento del terreno gracias al ajuste de los parámetros del material, el modelo acoplado (Lewis y Schrefler, 1978) debe proporcionar valores de subsidencia diferentes a los registrados.

El modelo de Lewis y Schrefler se ha aplicado también al estudio del área de Polesina, en el NE de Italia (ver 1.2.5.3), donde la extracción de agua que contenía metano y gas natural causó asientos en la superficie del suelo anormalmente grandes (Schrefler et al., 1977). Se ha dado otra interpretación del modelo para predecir la subsidencia de reservas volumétricas de agua con gas (Schrefler et al., 1981), introduciendo una ecuación adicional de equilibrio para la fase de gas (Lewis y Roberts, 1984).

Lewis y Roberts (1984) hacen un análisis detallado de la solución del modelo de Lewis y Schrefler por elementos finitos.

Sparks (1979) proporciona otro estudio de la subsidencia de Venecia. Describe un método de cálculo del asiento de un gran sistema acuífero-acuitardo. Conceptualmente su modelo es similar a los modelos de *dos-pasos*. La superficie de la región estudiada fue dividida en mallas de triángulos de igual lado, que formaban un patrón hexagonal. Se asumió que el flujo era lateral en los acuíferos y vertical en los acuitardos. Para calcular el asiento se empleó una técnica de diferencias finitas.

Helm (1975) ha descrito un modelo matemático lineal unidimensional para la deformación del acuitardo, denominado como modelo del *drenaje del acuitardo*. El retraso de tiempo observado entre el cambio de tensiones y la respuesta de la compactación es atribuido a la componente vertical del flujo desde los acuitardos hacia el acuífero dentro del propio sistema (ver figura 3.5). En el modelo de Domenico y Mifflin el retraso se imputaba al flujo vertical en las capas confinadas entre acuíferos. Gambolati y Freeze (1973) adoptaron la misma aproximación. La presencia de bolsas de lento drenaje dentro de un acuífero, como pueden ser lentejones de arcilla o arcilla limosa, es muy diferente a la de capas confinadas o semiconfinadas, que actúan como límites superiores o inferiores del acuífero e hidráulicamente separan a unos acuíferos de otros. Las bolsas no actúan como límites hidráulicos (Helm, 1975).

Figura 3.5
Acuitardos dentro de un acuífero confinado

En el modelo de Helm se ha simulado la consolidación unidimensional agregada de una serie de acuitardos en un sistema acuífero que se compacta, a través de la representación por diferencias finitas de la distribución de tensiones verticales dentro de un acuitardo idealizado. El modelo usa esencialmente la ecuación de la consolidación de Terzaghi. A partir de gráficos de registros de los niveles de agua se estiman valores de campo de las tensiones aplicadas, que sirven como condiciones de contorno. Dentro de los acuitardos la presión del agua en los poros decae lentamente hacia cero, tal y como el agua es drenada desde el acuitardo y se va alcanzando el equilibrio de las tensiones.

Además de las tensiones aplicadas, se necesita conocer los valores medios de la conductividad hidráulica vertical, el almacenamiento específico y el espesor de las capas de grano fino para calcular la compactación de un lugar determinado. Riley (1970) había descrito un método de campo para evaluar los dos primeros parámetros utilizando una relación tensión-deformación derivada de registros continuos de la compactación y de las presiones piezométricas. Riley asumía que los parámetros del acuitardo son verticalmente homogéneos y constantes en el tiempo. Se emplean dos coeficientes de almacenamiento diferentes, uno para las deformaciones recuperables y otro para las no recuperables.

Helm aplicó su modelo para simular la subsidencia cerca de Pixley (Helm, 1975) y de Santa Clara (Helm, 1977), en California (ver 1.2.2). Se comparan los resultados de los cálculos con mediciones en el terreno. La simulación de la subsidencia observada a través del cálculo de la compactación no recuperable fue mejorada por un modelo que permitía a los parámetros ser dependientes de las tensiones y no constantes como eran en el previo (Helm, 1976). Ambos modelos utilizaban la misma formulación numérica. Se evaluó que la conductividad hidráulica vertical en Pixley decreció en más de un orden de magnitud durante 12 años de registro.

El mismo modelo puede usarse como un método independiente de evaluaciones paramétricas (Helm, 1976 y 1977). Helm (1978a) ha mostrado también cómo obtener parámetros apropiados para el modelo a partir de los datos de campo.

Helm (1982) ha propuesto una vía alternativa para desarrollar una aproximación tensión-deformación tridimensional, relacionando el *campo de velocidades* para los sólidos en tres dimensiones con *campos de fuerzas* apropiados. Se parte del desarrollo de las ecuaciones que resuelven teóricamente la velocidad de un sólido en movimiento a partir de unas condiciones de contorno y condiciones iniciales específicas. El campo de desplazamientos se encuentra directamente por la integración de la velocidad del sólido en función del tiempo. A continuación se puede calcular la deformación de un volumen finito con la divergencia del campo de desplazamientos acumulativo. Con las distribuciones transitorias calculadas para la deformación volumétrica se puede obtener una distribución transitoria de la presión del fluido, utilizando una relación tensión-deformación apropiada.

Narasimhan y Witherspoon (1977b) han presentado una teoría que simula numéricamente el movimiento del agua en los medios porosos deformables y no saturados. Se considera un campo general tridimensional de deformaciones verticales. La ecuación de gobierno expresa la conservación de la masa del fluido en un volumen

elemental con una parte de sólidos constante. Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad se relacionan con la presión efectiva no linealmente. Se trata de otro esfuerzo dentro del procedimiento de *dos-pasos*. Aunque los estudios previos se refieren al flujo saturado, el modelo puede simular el campo no saturado.

El comportamiento constitutivo de los suelos parcialmente saturados ha sido investigado, principalmente a través de la experimentación, a partir de 1959. La expresión que proporciona la presión efectiva en un medio poroso no saturado se expresa (Bishop, 1959; Mc Murdie y Day, 1960):

$$\sigma' = \sigma - \chi \gamma_w \psi \qquad [3.7]$$

donde σ' y σ representan a la presión efectiva y total, respectivamente, y χ se refiere al parámetro de Bishop de la Mecánica de Suelos. También es llamado como la porosidad de contorno, y es función del grado de saturación, S_w. ψ corresponde a la succión del suelo.

Formas alternativas de [3.7] han sido estudiadas por Fredlund y Morgensten (1977), Sparks (1963) y Morland (1975). Bear y Corapcioglu (1981a) y Safai y Pinder (1979) han utilizado una expresión simplificada:

$$\sigma' = \sigma - S_w p \qquad [3.8]$$

Pero la ecuación [3.7] no permite la consideración de todos los fenómenos relacionados con el colapso e hinchamiento de suelos ligados a los cambios de humedad. Lloret y Alonso (1985) proponen varios modelos analíticos simples para describir las superficies de estado que relacionan los cambios de volumen con las variaciones en el grado de saturación para suelos parcialmente saturados sujetos a compresión en condiciones isótropas o confinadas. Utilizan los resultados de algunos ensayos realizados y de otros recogidos de publicaciones para encontrar, a través de técnicas apropiadas de optimización, expresiones analíticas válidas. Lloret et al. (1987) presentan una formulación para la solución del análisis del flujo y de la deformación en suelos parcialmente saturados. El comportamiento del suelo es aproximado en función de superficies de estado. El desarrollo se realiza en dos escalones, el primero con las ecuaciones de flujo y el segundo con las de equilibrio.

Narashiman et al. (1977a, 1978a y 1978b) presentaron un algoritmo de diferencias finitas para aplicar el modelo de Narashiman y Witherspoon a varios ejemplos de deformación del medio poroso, como la subsidencia ocurrida cerca de Pixley (ver 1.2.2.2). En este caso, se resolvió la consolidación unidimensional de 17 capas de arcilla idénticas, de doble drenaje. Haciendo consideraciones de simetría, sólo se modeló la mitad de la columna del acuitardo, que fue discretizada en 20 elementos. Se le aplicaron condiciones de contorno dependientes del tiempo y obtenidas de registros de los niveles de agua. Helm (1975) también había usado un espesor medio del acuitardo. Se obtuvo un buen acuerdo entre los datos observados y los resultados numéricos obtenidos. En el período 1966-68 Helm obtuvo un ajuste ligeramente mejor que el de Narashiman y Witherspoon, probablemente debido que consideró todas las capas del acuífero.

Kashef y Chang (1977) desarrollaron una solución numérica por diferencias finitas para determinar la subsidencia ocasionada por la extracción de agua desde un acuífero freático que descansaba sobre un acuitardo. Las variaciones de la presión intersticial del agua en el acuitardo son provocadas por el bombeo desde el acuífero superior no confinado. La subsidencia total resulta a partir de la compresibilidad vertical del acuífero y del acuitardo y se determina por un proceso de adición dependiente del tiempo que parte de la distribución vertical de la presión piezométrica.

Madhav y Basak (1977) presentaron soluciones analíticas para la tasa de subsidencia y la distribución de la presión intersticial en el acuitardo provocados por un súbito aumento de la presión efectiva a causa de una bajada instantánea del nivel de agua en un acuífero freático que descansa encima del acuitardo. Asumieron para el flujo una expresión de tipo no lineal, que no se basaba en la Ley de Darcy.

Safai y Pinder (1979) han estudiado la subsidencia tridimensional en un acuífero no confinado. La región que quedaba por encima del nivel piezométrico fue considerada como un medio poroso no saturado. Las ecuaciones que gobiernan la deformación del sólido saturado-no saturado fueron obtenidas como una simplificación de la formulación multifase. La deformación del suelo provocada por el flujo de dos fluidos que no se pueden mezclar, el aire y el agua, puede ser descrita por un campo de deformaciones general tridimensional acoplado a un campo de flujo tridimensional. La ley que gobierna el flujo saturado-no saturado en un medio poroso deformable consiste en un sistema de ecuaciones diferenciales parciales no lineales, cuya solución fue obtenida usando una técnica iterativa mediante elementos finitos, con una aproximación implícita por diferencias finitas Las relaciones funcionales entre K, S_w y p se determinaban experimentalmente para cada tipo específico de suelo.

Safai y Pinder (1980) también simularon la subsidencia de un acuífero confinado provocada por el bombeo desde pozos que lo penetraban total o parcialmente. Para ello emplearon las mismas ecuaciones que en el caso anterior con $S_w = 1$. Cuando el pozo penetraba parcialmente en el acuífero, la ley del desplazamiento vertical en función de la profundidad no era lineal, y el desplazamiento horizontal máximo ocurría para la cota de la base del pozo. Cuando el pozo penetraba totalmente, en cambio, se observaba una distribución lineal del desplazamiento vertical y un desplazamiento horizontal verticalmente uniforme.

Barends (1981) ha obtenido una expresión analítica para la consolidación debida a una fuente puntual, o sea el pozo de bombeo, en un semiespacio elástico. Las expresiones del flujo del fluido se expresaron en términos de una función vectorial y las del equilibrio de una escalar. La aplicación de la transformación de Laplace con la técnica de inversión aproximada de Schapery permitió alcanzar una solución aproximada (Schapery, 1962).

3.1.3.2.6. Modelos viscoelásticos

El retraso de tiempo observado entre el cambio del nivel piezométrico medio en un acuífero y la compactación resultante se debe al hecho de que en los lentejones de suelo

blando embebidos en el acuífero, la reducción del nivel piezométrico se produce más tarde que el cambio piezométrico medio del acuífero. Las causas son la baja permeabilidad y otras propiedades materiales de esos lentejones de suelo blando. Además, en la práctica, el nivel piezométrico dentro de un acuífero se mide usualmente en los puntos de extracción, que es donde el gradiente en los cambios del nivel piezométrico es más acusado. El retraso se puede expresar mediante el empleo de diferentes ecuaciones de conservación de masa para cada capa individual de relativamente poco espesor dentro de un complejo sistema acuífero (Gambolati y Freeze, 1973).

En el modelo viscoelástico de Brutsaert y Corapcioglu (1976), Corapcioglu (1977) y Corapcioglu y Brutsaert (1977), el mecanismo de compresión de la reserva se une a la ecuación de flujo a través de una ecuación constitutiva reológica viscoelástica para simular el retraso de tiempo observado. El acuífero completo, con los lentejones embebidos en él, se considera como una sola unidad, en lugar de analizar un gran número de capas individuales.

La presencia en el acuífero de capas o lentejones de arcilla o arcilla limosa proporciona una componente adicional a la compactación que puede alcanzar valores considerables, la consolidación secundaria. En ella continúan los mecanismos de compactación iniciados durante la compresión primaria (Jiménez Salas y Justo, 1971). Este mecanismo afecta a los dominios de arcilla, de fibras orgánicas o de turbas, y se refiere a los movimientos relativos que se producen entre las partículas individuales, cada una con respecto a las otras, esto es, a los cambios que se originan en los espacios medios entre las partículas a causa de tensiones normales o los desplazamientos tangenciales en los contactos provocados por las tensiones tangenciales. La estructura de los suelos de grano fino se compone de un ensamblaje de segmentos muy pequeños, en cuyo contacto aparece una delgada capa de agua absorbida que los enlaza. Se asume que los segmentos del esqueleto del suelo están unidos por fuerzas intergranulares. Por lo tanto, la consolidación secundaria resulta de un lento reajuste de la estructura del esqueleto del suelo. Aunque esto represente una respuesta viscosa del medio, también alcanza un límite estable con el tiempo. Se ha observado que la consolidación primaria y la secundaria ocurren simultáneamente (Tan, 1957 y 1959). La teoría viscoelástica proporciona una posible extensión de la teoría clásica de la Elasticidad que permite la inclusión de esta consolidación secundaria

Zeevaert (1957) ha estudiado este fenómeno en la subsidencia de Ciudad de Méjico (ver 1.2.1.1). Lohman (1972) señaló que las capas de arcilla y arcilla limosa son más porosas que las arenas y gravas asociadas en los acuíferos, y su compactación es mucho mayor que la de los materiales elásticos. Los suelos de compresibilidad alta también tienen tasas altas de consolidación secundaria o retrasada.

Taylor y Merchant (1940) desarrollaron una nueva forma de la ecuación diferencial de la consolidación contando con los efectos de la consolidación secundaria. A partir de observaciones de laboratorio, Merchant asumió que la consolidación primaria y la secundaria comienzan simultáneamente. Advirtieron que la resolución de la ecuación era aproximada.

Se han hecho investigaciones sobre modelos viscoelásticos para simular el comportamiento del suelo por Schiffman (1959), Christie (1964), Murayama y Shibata (1966), Schiffman et al. (1966), Suklje (1969), y Brutsaert y Corapcioglu (1976). Komamura y Huang (1974) incorporaron la plasticidad del terreno en un modelo reológico. Aziz y Laba (1978) consideraron el efecto del hielo para simular el comportamiento de un suelo cohesivo helado.

Gibson y Lo (1961) dieron la solución exacta para la ecuación de la consolidación de Taylor y Merchant (1940). Pero Christie (1964) demostró que ambas soluciones eran matemáticamente equivalentes. El modelo de Merchant ha sido utilizado por otros muchos autores (Christie, 1964; Barden, 1968; Davis, 1972). Berry y Poskitt (1972) le introdujeron una ley no lineal. Tan (1957 y 1958) desarrolló un modelo lineal unidimensional equivalente al de Merchant. Después Wu et al. (1966) utilizaron el modelo de Tan con una viscosidad no lineal. Por lo tanto, se puede decir que el modelo de Merchant es uno de los más empleados y constituye la base para otros muchos. Su principal ventaja es que es capaz de representar algunos de los rasgos esenciales del comportamiento de un suelo que consolida, requiriendo un número mínimo de parámetros.

Brutsaert y Corapcioglu (1976) analizaron la subsidencia causada por la extracción de agua desde un acuífero confinado aplicando las características del modelo de Merchant. Basado en este análisis, Corapcioglu (1977) obtuvo la ecuación del flujo para un acuífero isótropo, homogéneo, saturado y viscoelástico, desde el que se extrae el agua, con un desplazamiento unidimensional del esqueleto del suelo, por ejemplo despreciando los desplazamientos horizontales.

Corapcioglu y Brutsaert (1977) derivan una solución más simple para un flujo radial hacia un solo pozo de bombeo, utilizando el método aproximado de Schapery (1962) de la inversión de la transformación de Laplace. Comparándola con la solución exacta, se llegó a la conclusión de que el resultado aproximado, además de ser más conveniente en cuanto a esfuerzo de cálculo, era lo suficientemente preciso para la mayoría de los problemas prácticos (Brutsaert y Corapcioglu, 1978). El modelo fue aplicado al problema de la subsidencia del Valle de San Joaquín, en California (ver 1.2.2.2), donde el acuífero está confinado. La precisión de los resultados sugiere que la aproximación tomada es bastante satisfactoria para interpretar y predecir la relación entre la extracción y la compactación vertical de un sistema acuífero subsidente, permitiendo aplicar directamente los datos obtenidos in situ, considerando al sistema acuífero como un todo, en lugar de analizar un gran número de capas en él. En este modelo se desprecian el comportamiento y la influencia del material que quede por encima del acuífero.

3.1.3.2.7. Modelos que consideran las deformaciones plásticas

Hay varios estudios que contemplan la deformación plástica de un medio poroso relleno con un fluido. Se entiende el término *plasticidad* como un comportamiento anelástico dependiente del tiempo. Para describir el comportamiento plástico se requieren fundamentalmente tres componentes:

a) Un criterio de plastificación inicial que determine los estados de tensión para los que comienza a producirse la deformación plástica.
b) Una tasa de rigidización que especifique el comportamiento de la superficie de plastificación en cuanto los procesos de rigidización.
c) Una ley de flujo asociada que relacione el incremento de la deformación plástica con la tensión y su incremento.

Kojic y Cheatham (1974) han desarrollado una teoría general de la plasticidad de un medio poroso saturado. Para calcular las deformaciones, el sistema planteado incluye a las ecuaciones del movimiento de las fases de fluido y sólido, la ley de Darcy, la ecuación de conservación de la masa en estado estacionario para cada fase, un criterio de plasticidad, y la ley del flujo asociado. Se asume que el fluido es incompresible, es decir que su densidad es constante. Consideraron, como ejemplo particular, la deformación de un medio semi-infinito causada por una presión simétrica axialmente, asumiendo que el medio poroso era un material plástico de Coulomb. El problema estudiado fue la determinación de la carga requerida para que comenzara la deformación plástica del material poroso de Mohr-Coulomb, bajo una presión simétrica axialmente, cuando el fluido fluía a través de la cara en la que se aplicaba la carga. El flujo reduce las tensiones efectivas bajo la carga y la fuerza requerida para que comience el comportamiento plástico. Un incremento de la presión del fluido reduce el tamaño del campo de deformaciones plásticas.

Aunque la teoría presentada es general, Kojic y Cheatham desacoplaban las ecuaciones de equilibrio y de continuidad para el caso de estado estacionario, buscando una mayor facilidad de cálculo. Sin embargo, en un caso totalmente acoplado, como cuando la compactación se debe a la extracción del fluido, las técnicas de solución requeridas eran más complejas.

Un problema similar, pero con ecuaciones acopladas, fue formulado por Zienkiewicz y Naylor (1973) para ser resuelto por elementos finitos. Se hicieron dos supuestos, que la presión en los poros sea dependiente de las cargas aplicadas en la superficie y del tiempo, como ocurre en el caso parcialmente drenado, o que solamente dependa de las cargas aplicadas, como ocurre en el caso sin drenaje. Se asumió que el fluido de los poros tenía una compresibilidad elástica y lineal. El sistema de ecuaciones es similar al utilizado por Kojic y Cheatham. Pero el criterio de plasticidad se basa en el concepto de estado crítico desarrollado por Roscoe y sus colaboradores de Cambridge (Roscoe et al., 1963; Roscoe y Borland, 1968). La teoría de estado crítico plantea una función de plasticidad elíptica. Las distintas fases en el comportamiento del suelo son utilizadas para describir la rigidización y el ablandamiento de la arcilla con las deformaciones.

Zienkiewicz et al. (1977) calculan desplazamientos empleando varios criterios distintos de plasticidad. La aplicación de la carga bajo condiciones drenadas representa el comportamiento de la cimentación a largo plazo. Las condiciones sin drenaje prevalecen en el corto plazo, cuando la carga se aplica tan rápidamente que no da tiempo a que se produzca el drenaje. Zienkiewicz y Cormeau (1974) extendieron el análisis de la plasticidad al incluir efectos de creep viscoelásticos, dependientes del tiempo. La condición de plasticidad utilizada fue la de Mohr-Coulomb o la de Drucker-Prager.

Desai y Siriwardane (1979) han presentado un procedimiento para el cálculo por elementos finitos de la consolidación en estado estacionario bidimensional (cartesiana) y su aplicación para hallar asientos causados en los medios porosos por la aplicación de cargas externas y la presencia de cavidades subterráneas. La ley constitutiva se basa en la teoría de la plasticidad y el concepto de estado crítico. El procedimiento que se propone para la consideración de la plasticidad es similar al de Zienkiewicz y otros autores. Se asume que el material de la cavidad se encuentra fracturado y se ensaya con diferentes valores de permeabilidad. La cavidad se simula introduciendo condiciones de contorno de presión nula en los límites de sus paredes.

Ninguno de estos estudios aplicaron sus modelos al análisis del flujo de un fluido en las reservas compresibles. Runesson et al. (1978) parecen ser los primeros en emplear una ecuación constitutiva elasto-visco-plástica y una ley de flujo asociada para calcular el asiento del terreno provocado por el bombeo desde pozos. Se comparan los resultados para los casos de drenaje libre y no drenaje a lo largo de los pozos. La parte plástica del modelo se representa por una extensión anisótropa del criterio de Drucker-Prager. Primero se calculan los cambios en la presión en los poros, dependientes del tiempo, a partir de una ecuación del acuífero elástico axil-simétrico. Esto proporciona los valores de la presión intersticial en el límite superior del acuífero, que se utilizan como condiciones de contorno dependientes del tiempo para resolver las ecuaciones acopladas de la conservación de la masa y de equilibrio estacionario, junto con las ecuaciones del modelo, para la capa que descansa sobre el acuífero. El método es similar a los modelos desacoplados de Helm (1975) y de Gambolati y Freeze (1973) con una relación tensión-deformación elástica para las capas de arcilla, que también utilizan los valores calculados o registrados de la presión en los poros para resolver la ecuación que gobierna a las capas de arcilla que se encuentran en o sobre el acuífero.

Josa et al. (1987) muestran que el comportamiento tensión-deformación de un suelo parcialmente saturado puede interpretarse dentro de un marco constitutivo elastoplástico. Acoplan la deformación plástica volumétrica, provocada por la variación de la succión, con el comportamiento del suelo provocado por los cambios en las tensiones principales, y hallan un criterio de plastificación dentro del espacio medio tensión-succión con una forma convexa definida hacia el eje de la succión. También establecen una relación lineal entre el volumen específico y el logaritmo de la succión o la tensión principal, tanto para carga noval como para descarga o recarga.

3.1.3.2.8. Modelos que consideran los movimientos horizontales

En un análisis unidimensional de la subsidencia, basado en la ecuación del flujo del agua en el terreno para reservas compresibles elásticamente, los desplazamientos horizontales son despreciados. En realidad, ambos desplazamientos, verticales y horizontales, tienen lugar como resultado de los cambios que se producen en las presiones efectivas. A veces, el movimiento horizontal del suelo alcanza magnitudes importantes y tiene efectos muy dañinos (Castle y Yerkes, 1976). Verruijt (1970) afirma que los desplazamientos horizontales deben ser del mismo orden de magnitud que los asientos verticales, dependiendo de algunas propiedades específicas de la reserva. Bear y

Corapcioglu (1981b) muestran que la mitad de la deformación volumétrica se produce por los movimientos horizontales y el desplazamiento horizontal máximo ocurre a una distancia determinada de un solo pozo de bombeo situado en una reserva infinita y homogénea.

Los modelos tridimensionales que relacionan las ecuaciones de equilibrio con la ecuación del flujo del fluido de la reserva hacen posible el análisis de los desplazamientos horizontales además del vertical (Safai y Pinder, 1979 y 1980; Bear y Corapcioglu, 1984b). Los modelos revisados basados en el semiespacio elástico infinito también proporcionan expresiones para el desplazamiento horizontal.

Otros estudios se plantean específicamente para investigar los movimientos horizontales relacionados con la subsidencia (Lee y Shen, 1969). En general el desplazamiento radial acumulado del suelo avanza hacia el pozo de bombeo y aumenta desde cero cerca del pozo hasta un máximo a una determinada distancia (Helm, 1978b). En una serie de artículos, Lee realizó predicciones de los movimientos horizontales en campos de petróleo. Utilizó modelos de elementos finitos para varios de los cálculos de los desplazamientos horizontales (Lee y Shen, 1969; Lee, 1977 y 1979). La extracción de petróleo fue simulada en términos de variaciones de la presión en los poros a lo largo de la zona de producción. El cambio de las presiones efectivas se considera igual y opuesto al de la presión intersticial. Los valores de $\Delta\sigma'$ en el centro de cada elemento dentro de la zona de producción se interpretaban como fuerzas puntuales en los nodos. Se utiliza un simple modelo lineal elástico, que necesita que se conozcan de antemano los datos de las tensiones. Jachens y Holzer (1982) han empleado el modelo de Lee para predecir fisuras terrestres causadas por una compactación diferencial localizada.

También se han hecho algunos esfuerzos para reproducir los movimientos horizontales del suelo que han sido observados y medidos en el campo. Davis et al. (1969) han obtenido un buen acuerdo entre las deformaciones calculadas y la respuesta de la superficie a unas determinadas condiciones hidráulicas. La forma general observada de la depresión que se forma en la superficie terrestre cerca de un pozo de bombeo coinciden con una distribución radial de las deformaciones superficiales relacionadas con esfuerzos de compresión cerca del pozo, que cambian a tracción a una determinada distancia del mismo (ver figura 3.6).

Figura 3.6
Forma general de un cuenco de subsidencia alrededor de un pozo de extracción

Se han formulado dos modelos simplificados para estimar los desplazamientos horizontales y verticales (Wolf, 1970; Brown y Burges, 1973). Sin embargo, los procesos de deformación elástica no incluían el acoplamiento de la caída de presión en los poros. Wolf resolvió la ecuación de equilibrio con una presión conocida y después calculaba la deformación por relaciones tensión-deformación elásticas. Brown y Burges desarrollaron una teoría similar en el espacio de dos dimensiones (*r,z*), como variación respecto a Wolf, que sólo tenia dependencia radial. También consideraron la zona no saturada debido al descenso del nivel piezométrico.

3.1.4. La solución unidimensional para la subsidencia

La subsidencia producida por la extracción, en función del tiempo, de cantidades específicas de agua desde varios pozos en los que se conoce bien el perfil hidrológico (permeabilidad y compresibilidad de todas las formaciones geológicas, nivel piezométrico inicial, etc..) es un complejo problema tridimensional que puede tratarse, como se ha apuntado anteriormente, con una solución acoplada usando la teoría de la consolidación tridimensional de Biot (Gambolati y Freeze, 1973; Schrefler et al., 1977; Saxena, 1979; Safai y Pinder, 1980; Corapcioglu y Bear, 1984).

Sin embargo, la complejidad matemática y de cálculo de esta aproximación solamente estaría justificada si estuvieran disponibles los datos completos del suelo, lo que no es usual. Por esta razón se usa en su lugar la ecuación de difusión tridimensional y se asume que los desplazamientos son verticales (Freeze, 1971b; Gambolati y Freeze, 1973; Corapcioglu y Brutsaert, 1977; Narasimhan y Witherspoon, 1977a; De Simone y Viggiani, 1979; Saxena, 1979; Safai y Pinder, 1980; Corapcioglu, 1984; Corapcioglu y Bear, 1984).

Figura 3.7
Acuitardo limitado por dos acuíferos

Del análisis de los distintos cortes del suelo de la ciudad de Murcia (ver 2.2.2.4), podemos establecer como modelo teórico para el cálculo de la subsidencia el de un estrato de arcilla confinado entre dos acuíferos sometidos a cambios conocidos en su nivel piezométrico (ver figura 3.7). Muchos autores han simplificado el perfil hidrológico al considerarlo como una alternancia de acuitardos y acuíferos horizontales (Gambolati y Freeze, 1973; Gambolati et al., 1974). Los estratos se suponen ilimitados en dirección horizontal (Herrera et al., 1977).

Si el coeficiente de permeabilidad de los acuíferos es de un orden de magnitud de una a dos veces mayor, se puede suponer que la filtración en los acuitardos es vertical (Herrera et al., 1977) y el error que introduce tal simplificación es normalmente pequeño (Neuman y Witherspoon, 1969 a y b; Bredehoeft y Pinder, 1970). Los acuíferos son infinitamente permeables en relación con los acuitardos. Carbognin et al. (1977) dan una permeabilidad media, k, de $5{,}92 \times 10^{-4}$ cm/s para los acuíferos y de $4{,}12 \times 10^{-6}$ cm/s para los acuitardos que aparecen dentro de los 350 m superiores del subsuelo veneciano, en los que se realizó un bombeo intensivo entre 1952 y 1970 (ver 1.2.5.1).

Cuando se mide el nivel piezométrico en los acuíferos, Helm (1975 y 1977) recomienda el cálculo de la subsidencia con un método unidimensional basado en la teoría de la consolidación de Terzaghi. Conviene señalar que, si se admite que los desplazamientos son sólo verticales, la formulación de Biot se reduce a la de Terzaghi (Corapcioglu y Brutsaert, 1977).

Bergado et al. (1987) usaron el modelo de consolidación unidimensional para estimar el asiento de la capa de arcilla blanda de Bangkok que se producía en las localizaciones seleccionadas del Campus del Instituto Tecnológico de Asia.

3.2. LA ECUACIÓN UNIDIMENSIONAL PARA LA SUBSIDENCIA DE UN SUELO SATURADO

Se suponen las siguientes hipótesis (Justo y Vázquez, 1999):

1. El suelo es homogéneo.
2. El suelo está saturado.
3. Las deformaciones son directamente proporcionales a las presiones efectivas.
4. La compresibilidad de los sólidos es despreciable en relación a la compresibilidad del esqueleto del suelo y del agua.
5. Es aplicable el cálculo infinitesimal a un medio formado por partículas finitas
6. La compresión es unidimensional.
7. La filtración es unidimensional.
8. Se puede aplicar la Ley de Darcy.
9. El coeficiente de permeabilidad es una constante.
10. Las deformaciones son pequeñas.
11. La velocidad de los granos es de segundo orden en comparación con la velocidad del fluido.

Cuando el nivel piezométrico se introduce en el interior de la capa de arcilla, aparecen presiones intersticiales negativas. Si la succión es moderada, las hipótesis 2, 3 y 9 seguirán siendo válidas. Para succiones mayores dejan de ser ciertas y hay que acudir a otro planteamiento (ver 3.3).

Todas las hipótesis corresponden a la teoría unidimensional de Terzaghi, pero no se supone que la compresibilidad del agua sea despreciable comparada con la del esqueleto de las partículas, como se comentará más tarde. Helm (1975 y 1976) ha encontrado prácticamente los mismos valores de subsidencia empleando valores de los parámetros k_v y m_v constantes o dependientes de las tensiones. La utilización de un modelo elástico es corriente incluso en modelos complejos de subsidencia (Corapcioglu y Bear, 1984).

La diferencia entre el flujo que entra y el que sale debe igualar la tasa de cambio en el volumen de agua. Por unidad de volumen total, y teniendo en cuenta las hipótesis 2,4,5,6,7,8,10 y 11:

$$\frac{\partial}{\partial z}\left[k_v \frac{\partial h(z,t)}{\partial z}\right] = -\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + n\beta' \frac{\partial u(z,t)}{\partial t} \qquad [3.9]$$

donde β' es la compresibilidad del agua.

De acuerdo con la hipótesis 3:

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = m_v\left(\frac{\partial \sigma}{\partial t} - \frac{\partial u}{\partial t}\right) \qquad [3.10]$$

El coeficiente de cambio de volumen m_v es designado como α por los hidrólogos (compresibilidad volumétrica del suelo).

Sustituyendo en la ecuación [3.9], operando y teniendo en cuenta la hipótesis 9:

$$(m_v + n\beta)\frac{\partial u}{\partial t} = k_v \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} + m_v \frac{\partial \sigma}{\partial t} \qquad [3.11]$$

donde:

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \qquad [3.12]$$

Sustituyendo la ecuación [3.12] en la [3.11]:

$$\gamma_w(m_v + n\beta')\frac{\partial u}{\partial t} = k_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \gamma_w m_v \frac{\partial \sigma}{\partial t} \qquad [3.13]$$

De acuerdo con la terminología usada por los hidrólogos, el almacenamiento específico, S_s, se define como:

$$S_s = \gamma_w (m_v + n\beta') \qquad [3.14]$$

Sustituyendo la ecuación [3.14] en la [3.13] y operando:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k_v}{S_s}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \left(\frac{1}{1 + n\beta'/m_v}\right)\frac{\partial \sigma}{\partial t} \qquad [3.15]$$

La compresibilidad del agua es 4,9 x 10^{-7} kPa^{-1}, la compresibilidad de los acuitardos profundos que asientan durante la subsidencia suele ser superior a 3,2 x 10^{-6} kPa^{-1} en un proceso de carga (Corapcioglu y Brutsaert, 1977) y la porosidad puede oscilar entre 0,3 y 0,45. Bajo estas condiciones el término del almacenamiento específico correspondiente a la compresibilidad del agua es despreciable, lo que nos lleva a la ecuación de Terzaghi.

Sin embargo, durante los períodos de descarga y recarga, el almacenamiento específico puede ser tan bajo como 4,3 x 10^{-6} m^{-1} (Corapcioglu y Brutsaert, 1977), y el término correspondiente a la compresibilidad del agua 1,9 x 10^{-6} m^{-1}. Quiere ello decir que los términos correspondientes al esqueleto de las partículas y a la compresibilidad del agua son del mismo orden de magnitud, por lo que éste último debe mantenerse. Por otra parte la compresibilidad de los sólidos se aproxima a 2 x 10^{-8} kPa^{-1} (Skempton y Bishop, 1954), y es, en cualquier caso, despreciable con respecto a la compresibilidad del esqueleto de las partículas del terreno. Otros muchos autores han tenido en cuenta la compresibilidad del fluido, pero no la de los sólidos (Safai y Pinder, 1980; Corapcioglu y Bear, 1984).

Se define, a continuación, el coeficiente de consolidación c_v:

$$c_v = \frac{k_v}{S_s} = \frac{k_v}{\gamma_w (m_v + n\beta')} \qquad [3.16]$$

Sustituyendo en la ecuación [3.15]:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \left(\frac{1}{1 + n\beta'/m_v}\right)\frac{\partial \sigma}{\partial t} \qquad [3.17]$$

En general, se admite la hipótesis 11 (Freeze, 1971b), pero Gambolati y Freeze (1973) indican que podría no ser aceptable en casos de estratos gruesos de permeabilidad baja y compresibilidad alta. De Simone y Viggiani (1979) han presentado ecuaciones alternativas en coordenadas lagrangianas en las que las hipótesis 3, y 9 a 11 no se incluyen, pero sólo han desarrollado la solución para una arcilla normalmente consolidada.

Llamando a:

$$C = \frac{1}{1 + n\beta' / m_v} \qquad [3.18]$$

la ecuación [3.17] se convierte en:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C\frac{\partial \sigma}{\partial t} \qquad [3.19]$$

Como se ha indicado anteriormente, solamente en los procesos de recarga y descarga en acuitardos profundos y consolidados no es despreciable el término de la compresibilidad del agua. Bajo esas circunstancias el cambio en *n* es bastante menor y el almacenamiento específico, S_s, el coeficiente de consolidación, c_v, y *C* se suponen constantes.

Para el casco urbano de Murcia se estudiará el caso de un acuitardo confinado, limitado por dos acuíferos (ver figura 3.7). El mismo sistema de tres capas para el bombeo en un pozo, considerando almacenamiento en el acuitardo, ha sido estudiado por Neuman y Witherspoon (1969 a y b) y Bredehoeft y Pinder (1970). Estos autores dan expresiones explícitas bastante complicadas para la caída de la altura piezométrica producida por una tasa de bombeo constante en el primer caso y un valor constante de la altura piezométrica en el acuífero superior en el segundo, pero no se hace ninguna referencia a la subsidencia. En el acuitardo podría haber un gradiente inicial constante, *i* (por ejemplo, debido a la presencia de agua artesiana).

El modelo hidráulico establecido por Herrera et al. (1977) para el estudio de la subsidencia provocada posteriormente en el Lago Texcoco, en Méjico (ver 1.2.1.3), lo constituyen dos acuíferos que limitaban un acuitardo profundo, el superior llamado "capa dura" y el inferior llamado "depósitos profundos". También se asumía la homogeneidad de las capas y el flujo vertical en el acuitardo. Se supuso que no había interacciones significativas entre los acuíferos principales, por lo que ambos trabajaban independientemente. En un principio los valores de descarga que se tomaron fueron de un 18% para la capa dura y un 82% en los depósitos profundos, aunque luego se corrigió al 20% y 80%.

3.2.1. Presión total constante

Si la extracción de agua de un acuífero no produce ningún cambio en las presiones totales, la expresión [3.17] queda como la ecuación de la consolidación primaria (Jiménez Salas y Justo, 1975):

$$\frac{\partial u(z,t)}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} \qquad [3.20]$$

Considerando que la altura piezométrica inicial en la base del acuitardo es $h_o(0)$; la altura piezométrica inicial de un punto a una profundidad *z* será:

$$h(z,0)=h_o(0)-i(z-z_o) \qquad [3.21]$$

donde i es el gradiente inicial (positivo).

La presión inicial de agua en los poros será:

$$u(z,0)=\gamma_w[h(z,0)-z]=\gamma_w[h_o(0)-i(z-z_o)-z] \qquad [3.22]$$

La *presión intersticial en exceso* con respecto a las condiciones iniciales, u_{eo}, cumplirá con la ecuación:

$$u(z,t)=u_{eo}(z,t)+u(z,0) \qquad [3.23]$$

Sustituyendo la ecuación [3.23], teniendo en cuenta la [3.22] e introduciendo la variable espacial adimensional, la ecuación [3.20] se convierte en:

$$\frac{\partial^2 u_{eo}}{\partial T_v}=\frac{\partial^2 u_{eo}}{\partial Z^2} \qquad [3.24]$$

donde T_v es el factor de tiempo y:

$$Z=\frac{z-z_o}{H}$$

Figura 3.8
Variación de Δh con el factor de tiempo T_v

El acuitardo está sujeto a un cambio $\Delta h_o(T_v)$ en la altura piezométrica de la base y a otro cambio $\Delta h_N(T_v)$ en el techo (ver la figura 3.7 según la figura 3.8). Las condiciones en los límites para la ecuación [3.24] serán:

$Z=0$ $\quad u_{eo}=\gamma_w \Delta h_o(T_v)$ [3.25]

$Z=2$ $\quad u_{eo}=\gamma_w \Delta h_N(T_v)$ [3.26]

$T_v=0$ $\quad u_{eo}=0$ [3.27]

3.2.1.1. Soluciones explícitas

3.2.1.1.1. Solución general

Como la ecuación [3.24] es lineal, es aplicable el principio de superposición. Usándolo la solución para la presión intersticial en exceso en el caso general puede ser obtenida como la suma de las soluciones correspondientes a los cambios en h_o y en h_N respectivamente. La presión intersticial se obtiene mediante la ecuación [3.23].

a) No hay cambio de altura piezométrica en el acuífero inferior ($\Delta ho = 0$)

En principio se supone que Δh_N es constante con respecto al tiempo.

La *"presión intersticial en exceso con respecto a las condiciones en los límites"*, u_{ex}, se define como sigue.

$$u_{eo2} = u_{ex} + \gamma_w \frac{\Delta h_N}{2} Z \qquad [3.28]$$

Sustituyendo la ecuación [3.28] en las ecuaciones [3.24] a [3.27]:

$$\frac{\partial u_{ex}}{\partial T_v} = \frac{\partial^2 u_{ex}}{\partial Z^2} \qquad [3.29]$$

$Z = 0$ $\quad u_{ex} = 0$ [3.30]

$Z = 2$ $\quad u_{ex} = 0$ [3.31]

$t = 0$ $\quad u_{ex} = u_i = -\gamma_w \frac{\Delta h_N}{2} Z$ [3.32]

La solución de la ecuación [3.29] con las condiciones en los límites [3.30] a [3.32] es (Taylor, 1948):

$$u_{ex} = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\left[\int_0^2 u_i \,\mathrm{sen}(M_1 Z) dZ \right] \mathrm{sen}(M_1 Z) e^{-M_1^2 T_v} \right) \qquad [3.33]$$

donde:

$$M_1 = \frac{n\pi}{2} \qquad [3.34]$$

La integral de la ecuación [3.33] es:

$$I_1 = -\gamma_w(\Delta h_N / 2)\int_0^2 Z\,\mathrm{sen}(M_1 Z)dZ = -\frac{\gamma_w \Delta h_N}{M_1}\left[\frac{\mathrm{sen}(n\pi)}{n\pi} - \cos(n\pi)\right] \qquad [3.35]$$

Para *n* impar

$$I_1 = -\frac{\gamma_w \Delta h_N}{M_1} \qquad [3.36]$$

Para *n* par

$$I_1 = \frac{\gamma_w \Delta h_N}{M_1} \qquad [3.37]$$

Sustituyendo en la ecuación [3.33]:

$$u_{ex} = \gamma_w \Delta h_N \sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{(-1)^n}{M_1}\mathrm{sen}(M_1 Z)e^{-M_1^2 T_v}\right] \qquad [3.38]$$

Si Δh_N varía con el tiempo (ver figura 3.8), la ecuación [3.38] es aplicable a $d(\Delta h_N)$:

$$du_{ex} = \gamma_w d(\Delta h_N)\sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{(-1)^n}{M_1}\mathrm{sen}(M_1 Z)e^{-M_1^2 (T_v - T'_v)}\right] \qquad [3.39]$$

Usando el principio de superposición, se obtiene u_{ex} por integración de la ecuación [3.39]:

$$u_{ex} = \gamma_w \sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{(-1)^n}{M_1}\mathrm{sen}(M_1 Z) I(\Delta h_N)\right] \qquad [3.40]$$

donde:

$$I(\Delta h_N) = \int_0^{T_v} e^{-M_1^2 (T_v - T'_v)}\,\frac{d(\Delta h_N)}{dT'_v}\,dT'_v \qquad [3.41]$$

$I(\Delta h_N)$ se puede obtener por cálculo numérico (ver figura 3.8):

$$I(\Delta h_N) = \sum_{i=0}^{i_1}\left[e^{-M_1^2 (T_v - T'_v)}\delta(\Delta h_N)\right] \qquad [3.42]$$

donde:

$$\delta(\Delta h_N) = \frac{\Delta h_N(i+1) - \Delta h_N(i-1)}{2} \qquad [3.43]$$

$$\Delta h_N(-1) = 0$$
$$\Delta h_N(i_1+1) = \Delta h_N(i_1) \qquad [3.44]$$

La presión intersticial en exceso, u_{eo}, puede determinarse usando la ecuación [3.28] y está incluida en la tabla 3.1.

b) No hay cambio de altura piezométrica en el acuífero superior ($\Delta h_N = 0$)

La solución de la ecuación [3.24] con las condiciones en los límites [3.25] a [3.27] para $\Delta h_N = 0$ será igual a la solución para $\Delta h_o = 0$, sustituyendo Δh_N por Δh_o y Z por (2-Z). En la tabla 3.1 se muestra esta solución.

$I(\Delta h_o)$ se obtiene sustituyendo Δh_N por Δh_o en las ecuaciones [3.41] a [3.44].

c) Igual descenso del nivel piezométrico en ambos acuíferos ($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)

Aplicando el principio de superposición, u_{eo} es la suma de las expresiones para $\Delta h_o = 0$ y $\Delta h_N = 0$, y está incluida en la tabla 3.1. $I(\Delta h)$ se obtiene sustituyendo Δh_N por Δh y M_1 por M en las ecuaciones [3.41] a [3.44].

Tabla 3.1
Presión intersticial en exceso en el caso general

CONDICIONES EN LOS LÍMITES	**PRESIÓN INTERSTICIAL EN EXCESO**
$\Delta h_o = 0$	$u_{eo2} = \gamma_w \left(\frac{\Delta h_N}{2} Z + \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{(-1)^n}{M_1} \operatorname{sen}(M_1 Z) I(\Delta h_N) \right] \right)$
$\Delta h_N = 0$	$u_{eo1} = \gamma_w \left(\frac{\Delta h_o}{2} [2 - Z] - \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{\operatorname{sen}(M_1 Z)}{M_1} I(\Delta h_o) \right] \right)$
$\Delta h_o = \Delta h_N = \Delta h$	$u_{eo} = \gamma_w \left(\Delta h - 2 \sum_{m=0}^{\infty} \left[\frac{\operatorname{sen}(MZ)}{M} I(\Delta h) \right] \right)$ $M = (2m+1)\pi / 2$

La deformación es:

$$\varepsilon = -m_v u_{eo} \qquad [3.45]$$

y el asiento con respecto a la base del acuitardo:

$$s(Z) = H\int_0^Z \varepsilon dZ = -Hm_v\int_0^Z u_{eo}dZ \qquad [3.46]$$

Los asientos se recopilan en la tabla 3.2.

Tabla 3.2
Asiento en el caso general

CONDICIONES INICIALES	ASIENTO CON RESPECTO A LA BASE DEL ACUITARDO
$\Delta h_N = 0$	$s_1(Z) = Hm_v\gamma_w\left(-\frac{\Delta h_o}{4}Z(4-Z)+\sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{1-\cos(M_1 Z)}{M_1^2}I(\Delta h_o)\right]\right)$ $M_1 = n\pi/2$
$\Delta h_o = 0$	$s_2(Z) = Hm_v\gamma_w\left(-\frac{\Delta h_N}{4}Z^2-\sum_{n=1}^{\infty}\left[\frac{(-1)^n}{M_1^2}\left[1-\cos(M_1 Z)\right]I\ (\Delta h_N)\right]\right)$
$\Delta h_o = \Delta h_N = \Delta h$	$s(Z) = Hm_v\gamma_w\left(2\sum_{m=0}^{\infty}\left[\frac{1-\cos(M\ Z)}{M^2}I(\Delta h\ )\right]-Z\Delta h\right)$ $M=(2m+1)\pi/2$

El sistema acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura está constituido en su parte superior por un acuífero libre o superficial y en la inferior por otro profundo o cautivo (ver 2.1.1.4). Sólo se dispone de datos de variación de la altura piezométrica en el acuífero profundo (ver 2.3.1). Se supone, en principio, que la altura piezométrica es la misma en los límites superior e inferior del estrato de arcilla.

Los cálculos se van a iniciar en el emplazamiento del sondeo S'25 (ver figura 3.9), el más representativo de la media de la ciudad (ver 4.1.1.1), con las variaciones del nivel piezométrico que se producen en el pozo municipal más cercano, el P39 (ver figura 3.10). No se tienen datos de la presión de preconsolidación, aunque se sabe que la arcilla superior está ligeramente sobreconsolidada y la inferior está claramente sobreconsolidada. Los parámetros de cálculo se indican en la tabla 3.4. El módulo edométrico, E_{oed}, ya refleja esta sobreconsolidación. Conviene advertir que este emplazamiento no es el que da la máxima subsidencia (ver capítulo 4).

Figura 3.9
Corte del terreno en el sondeo S'25

En la tabla 3.3 se ha hallado la media homónima ponderada según el espesor de cada estrato del sondeo S'25 para los módulos edométricos correspondientes a la carga noval y a las situaciones de descarga y recarga, E_{oed} y E_{oedr}.

Tabla 3.3
Espesor y E_{oed} de cada estrato. Sondeo S'25

ESTRATO	ESPESOR (m)	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)
SUPERIOR	14,5	7.500	67.000
INFERIOR	5,8	22.500	200.000
TOTAL	20,3	9.265	82.716

Tabla 3.4
Datos de entrada para el cálculo
S'25. P39. (m=180, n=28)

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 SEP-95	SEP-95 OCT-95	OCT-95 ENE-96	ENE-96 OCT-97	OCT-97 NOV-97	NOV-97 ENE-98
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	0,5	-2	20,3	0,725	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ(kN/m^3)	e_o	c_v (m^2/s)	C_C	E_{oed} (kPa)	β				
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	0,156	9.265	0,18				
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	0,156	9.265	0,18				

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Se ha calculado el asiento usando la expresión de la tabla 3.2 correspondiente a $\Delta h_o = \Delta h_N = \Delta h$, con los datos de la tabla 3.4, con Δz = 0,725 m e Δt = 1 mes, obteniéndose los mismos resultados con 16 y 46 términos. El asiento máximo se produce en el período entre septiembre y noviembre del 96 y es de 2,88 cm. Si usamos 7 términos el error es muy pequeño, siendo inexistente en los períodos en los que las variaciones del nivel piezométrico no son muy bruscas y se separa del orden de 0,1 mm de los cálculos anteriores en casi toda la tabla. La mayor diferencia se produce en octubre del 95 y es de 1 mm. No hay que olvidar que de septiembre a octubre del 95 el nivel piezométrico baja 4,4 m. Como referencia, en los meses en los que el asiento es máximo la diferencia es de 0,1 mm.

Pero también podemos suponer que las variaciones del nivel piezométrico sólo se producen en el acuífero profundo, que es al que corresponden los datos que usamos en los cálculos, puesto que la alimentación debida a la lluvia, los excedentes de riego y las

pérdidas en la red de acequias afectan primero al superficial. Ortega et al. (1999) asumen las variaciones del nivel piezométrico solamente en el acuífero profundo de la Cuenca de Méjico. Si empleamos la expresión de la tabla 3.2 correspondiente al caso en el que no hay cambio de altura piezométrica en el acuífero superior ($\Delta h_N = 0$) y con 16 términos, el asiento máximo también se produce de septiembre a noviembre de 1996 y es de 1,44 cm. Los resultados siguen una trayectoria similar a los del caso anterior aunque los valores de asiento son aproximadamente la mitad de los anteriores.

d) Las funciones Δho(Tv) y Δh_N (Tv) están gobernadas por la ecuación: $\Delta h_N(t) = C_1 \Delta ho(t)$

Si las funciones $\Delta h_o(T_v)$ y $\Delta h_N(T_v)$ están gobernadas por la ecuación:

$$\Delta h_N(t)=C_1\Delta h_o(t) \qquad [3.47]$$

donde C_1 es una constante, entonces:

$$\frac{u_{eo1}(Z)}{\Delta h_o(T_v)} = \frac{u_{eo2}(2-Z)}{\Delta h_N(T_v)} \qquad [3.48]$$

El asiento para $\Delta h_N = 0$:

$$s_1(Z) = -m_v H \int_0^Z u_{eo1} dZ \qquad [3.49]$$

El asiento para $\Delta h_o = 0$:

$$s_2(Z) = -m_v H \int_0^Z u_{eo2} dZ \qquad [3.50]$$

Sustituyendo la ecuación [3.48] en la ecuación [3.49]

$$s_1(Z) = -m_v H \frac{\Delta h_o(T_v)}{\Delta h_N(T_v)} \int_0^Z u_{eo2}(2-Z) dZ \qquad [3.51]$$

Cambiando la variable:

$$Y = 2\text{-}Z \qquad [3.52]$$

$$s_1(Z) = m_v H \frac{\Delta h_o}{\Delta h_N} \int_2^Y u_{eo2}(Y) dY = -m_v H \frac{\Delta h_o}{\Delta h_N} \int_Y^2 u_{eo2}(Y) dY$$

$$s_1(Z) = -m_v H \frac{\Delta h_o}{\Delta h_N} \left[\int_0^2 u_{eo2}(Y) dY - \int_0^Y u_{eo2}(Y) dY \right] \qquad [3.53]$$

Teniendo en cuenta la ecuación [3.50]:

$$s_1(Z) = \frac{\Delta h_o}{\Delta h_N}\left[s_2(2) - s_2(Y)\right] = \frac{\Delta h_o}{\Delta h_N}\left[s_2(2) - s_2(2-Z)\right] \quad [3.54]$$

De donde:

$$\frac{s_1(Z)}{\Delta h_o(T_v)} = \frac{s_2(2) - s_2(2-Z)}{\Delta h_N(T_v)} \quad [3.55]$$

El asiento en el techo del acuitardo es:

$$\frac{s_1(2)}{\Delta h_o(T_v)} = \frac{s_2(2)}{\Delta h_N(T_v)} \quad [3.56]$$

$$s_1(2) = 2Hm_v\gamma_w\left[-\frac{\Delta h_o}{2} + \sum_{m=0}^{\infty}\ \frac{I(\Delta h_o)}{M^2}\right] \quad [3.57]$$

$$s_2(2) = 2Hm_v\gamma_w\left[-\frac{\Delta h_N}{2} + \sum_{m=0}^{\infty}\ \frac{I(\Delta h_N)}{M^2}\right] \quad [3.58]$$

donde:

$$M = (2m+1)\pi/2 \quad [3.59]$$

Si hay cambios en la altura piezométrica en la base y el techo del acuitardo, y se cumple la ecuación [3.47], entonces el asiento en el techo será:

$$s(2) = s_1(2) + s_2(2) = 2Hm_v\gamma_w\left(-\Delta h_m + 2\sum_{m=0}^{\infty}\left[\frac{I(\Delta h_m)}{M^2}\right]\right) \quad [3.60]$$

donde:

$$\Delta h_m = \frac{\Delta h_o + \Delta h_N}{2} \quad [3.61]$$

$$I(\Delta h_m) = \int_0^{T_v}\ e^{-M^2(T_v - T'_v)}\,\frac{d\Delta h_m(T'_v)}{dT'_v}\,dT'_v \quad [3.62]$$

Por lo que el asiento en el techo sólo depende del valor almacenado de los incrementos de altura piezométrica en el techo y en la base del acuitardo.

3.2.1.1.2. Variación lineal de Δh

A continuación se hallan las expresiones matemáticas de las presiones intersticiales en exceso adimensionales para una variación lineal de $\Delta h(T_v)$ desde cero hasta un valor constante final Δh_f durante un intervalo de tiempo T_{vf}, con diferentes condiciones iniciales.

a) No hay cambio de altura piezométrica en el acuífero inferior (Δho = 0)

Para una variación lineal de Δh desde cero hasta un valor final constante Δh_f durante un intervalo de tiempo dado T_{vf}, para $\Delta h_o=0$ y $T_v \leq T_{vf}$:

$$I(\Delta h_N) = \frac{\Delta h_N}{T_v} \frac{1 - e^{-M_1^2 T_v}}{M_1^2} \qquad [3.63]$$

Sustituyendo en la ecuación de la tabla 3.1:

$$u_{eo2} = \frac{\gamma_w \Delta h_N}{T_v} \left(\sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{(-1)^{n+1}}{M_1^3} \text{sen}(M_1 Z) e^{-M_1^2 T_v} \right] - \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{(-1)^{n+1}}{M_1^3} \text{sen}(M_1 Z) \right] + \gamma_w \Delta h_N \frac{Z}{2} \right) \qquad [3.64]$$

Pero:

$$\sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{(-1)^{n+1}}{M_1^3} \text{sen}(M_1 Z) \right] = \frac{Z}{12}(4 - Z^2) \qquad [3.65]$$

Sustituyendo en la ecuación [3.64] y operando, se obtiene la presión intersticial en exceso adimensional (ver tabla 3.5).

Para $\Delta h_o = 0$ y $T_v \geq T_{vf}$:

$$I(\Delta h_{Nf}) = \frac{\Delta h_{Nf}}{T_{vf}} \frac{e^{-M_1^2 T_v}}{M_1^2} (e^{-M_1^2 T_{vf}} - 1) \qquad [3.66]$$

Sustituyendo en la ecuación de la tabla 3.1 para $\Delta h_o = 0$ y operando, se obtiene la presión intersticial en exceso adimensional (ver tabla 3.5).

Esta ecuación se representa en la figura 3.11, cogiendo como escala de ordenadas la de la izquierda y como escala de abscisas la de abajo. Para $T_v \geq T_{vf}$: $\Delta h_N = \Delta h_{Nf}$. A estos efectos conviene señalar que la presión intersticial en exceso para $T_v \leq T_{vf}$ coincide con la de $T_v = T_{vf}$.

Figura 3.11
Presión intersticial en exceso adimensional en función de Z, T_v y T_{vf} para una variación lineal de la altura piezométrica hasta un valor constante (Justo y Vázquez, 1999)

a) Para $\Delta h_o = 0$, escala de ordenadas de la izquierda y escala de abscisas de abajo.
   Para $T_v \geq T_{vf}$: $\Delta h_N = \Delta h_{Nf}$
b) Para $\Delta h_N = 0$, escala de ordenadas de la derecha y escala de abscisas de arriba.
   Para $T_v \geq T_{vf}$: $\Delta h_0 = \Delta h_{0f}$
   Para $T_v \leq T_{vf}$, escójanse las curvas para $T_v = T_{vf}$

b) No hay cambio de altura piezométrica en el acuífero superior ($\Delta h_N = 0$)

La presión intersticial en exceso adimensional para $\Delta h_N = 0$ se obtiene de la misma forma y está recogida en la tabla 3.5.

La ecuación también se representa en la figura 3.11, cogiendo como escala de ordenadas la de la derecha y como escala de abscisas la de arriba. Para $T_v \geq T_{vf}$: $\Delta h_O = \Delta h_{Of}$ y para $T_v \leq T_{vf}$ deben escogerse las curvas para $T_v = T_{vf}$. La presión intersticial en exceso para $\Delta h_o = 0$ coincide con la de $\Delta h_N = 0$ sustituyendo Z por 2-Z. Por ello se han representado en el mismo gráfico las soluciones para cambios de altura piezométrica en los acuíferos inferior y superior sin más que invertir la escala de las Z.

En el período entre enero del 83 y enero del 84 en el sondeo S'25 se produce un descenso continuo del nivel piezométrico de 2,5 m. Para este intervalo se han aplicado las fórmulas anteriores con 16 términos en la serie y los resultados que se han obtenido son idénticos a los que se tenían con la solución general.

c) Igual descenso del nivel piezométrico en ambos acuíferos ($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)

La presión intersticial en exceso adimensional para $\Delta h_o = \Delta h_N = \Delta h$ se recoge en la tabla 3.5 y se representa en la figura 3.12.

Figura 3.12
Presión intersticial en exceso adimensional para igual variación de la altura piezométrica en ambos acuíferos, lineal hasta un valor constante (Justo y Vázquez, 1999)

En la escala de abcisas, $\Delta h = \Delta h_f$ para $T_v \geq T_{vf}$
Para $T_v \leq T_{vf}$, escójanse las curvas para $T_v = T_{vf}$

El asiento puede obtenerse de la ecuación [3.46]. Las expresiones explícitas para el asiento adimensional se recogen en la tabla 3.6 y se representan en las figuras 3.13 a 3.15.

Para el descenso lineal del nivel piezométrico entre enero del 83 y enero del 84 se han aplicado las expresiones anteriores con 16 y 46 términos en la serie y los resultados que se han obtenido también son idénticos a los que resultaban con la fórmula general.

Figura 3.13
Asiento adimensional en función de Z, T_v y T_{vf} para una variación lineal de la altura piezométrica hasta un valor constante en la base, $\Delta h_0 = 0$ (Justo y Vázquez, 1999)

En la escala de abcisas, $\Delta h_N = \Delta h_{Nf}$ para $T_v \geq T_{vf}$
Para $T_v \leq T_{vf}$, escójanse las curvas para $T_v = T_{vf}$

Figura 3.14
Asiento adimensional en función de Z, T_v y T_{vf} para una variación lineal de la altura piezométrica hasta un valor constante en el techo, $\Delta h_N = 0$ (Justo y Vázquez, 1999)

En la escala de abcisas, $\Delta h_0 = \Delta h_{0f}$ para $T_v \geq T_{vf}$
Para $T_v \leq T_{vf}$, escójanse las curvas para $T_v = T_{vf}$

Figura 3.15
Asiento adimensional para igual variación de la altura piezométrica en ambos acuíferos, lineal hasta un valor constante (Justo y Vázquez, 1999)

En la escala de abcisas, $\Delta h = \Delta h_f$ para $T_v \geq T_{vf}$
Para $T_v \leq T_{vf}$, escójanse las curvas para $T_v = T_{vf}$

d) Las funciones Δho(Tv) y Δh_N (Tv) están gobernadas por la ecuación: $\Delta h_N (t) = C_1 \Delta ho(t)$

Cuando se cumple la ecuación [3.47], el asiento en el techo del acuitardo para variaciones lineales de Δh_o y Δh_N se obtiene de la ecuación [3.60]. En este caso, la integral (ecuación [3.62]) será:

$$I(\Delta h_m) = \frac{\Delta h_m}{T_v} \frac{1 - e^{-M^2 T_v}}{M^2} \qquad [3.67]$$

Sustituyendo en la ecuación [3.60]:

$$s(2) = 2Hm_v\gamma_w \left(-\Delta h_m + 2\frac{\Delta h_m}{T_v} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1 - e^{-M^2 T_v}}{M^4} \right) \qquad [3.68]$$

Pero:

$$\sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^4} = \frac{1}{6}\left(\frac{\pi}{2}\right)^4$$

$$\sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{M^4} = \frac{1}{6} \qquad [3.69]$$

Sustituyendo la ecuación [3.69] en la [3.68] y operando, se determina el asiento adimensional en el techo para $T_v \leq T_{vf}$. Esta expresión se recoge en la base de la tabla 3.6.

Para $T_v \geq T_{vf}$:

$$I(\Delta h_m) = \frac{\Delta h_{mf}}{T_{vf}} \frac{e^{-M^2 T_v}}{M^2} (e^{M^2 T_{vf}} - 1) \qquad [3.70]$$

El asiento se obtiene por sustitución en la ecuación [3.60]. En la base de la tabla 3.6 se presenta el asiento adimensional.

En la figura 3.16 se representa el asiento adimensional en el techo para cualquier valor de T_v. Pueden hacerse los siguientes comentarios.

a) Para $T_v \leq 0{,}001$ la presión intersticial en exceso adimensional tiene valores no despreciables solamente en las proximidad inmediata a la cara donde ocurre el cambio de altura piezométrica. En consecuencia, el asiento adimensional es despreciable.
b) Para $T_v = 10$, o cuando $T_v = 1$ y $T_{vf} \leq 0{,}1$, la presión intersticial en exceso y el asiento alcanzan los valores finales.

Las series incluidas en las ecuaciones correspondientes a la presión intersticial en exceso o al asiento convergen bastante rápidamente, en especial para grandes valores de T_v y T_{vf}.

El número de términos de la serie, N, necesario para alcanzar una precisión de tres decimales en los valores adimensionales de la presión intersticial en exceso o del asiento de las tablas 3.5 y 3.2, oscila entre 0 para $10 \leq Tv \leq Tvf$ y 70 para u_{eo} y $T_v = T_{vf} = 0{,}001$. Para el caso del asiento de la expresión de la tabla 3.2 correspondiente a $\Delta h_o = \Delta h_N = \Delta h$ el número máximo de términos es de 43.

Figura 3.16
Asiento adimensional en el techo del acuitardo para una variación lineal de la altura piezométrica desde Δh_m hasta un valor constante Δh_{mf} (Justo y Vázquez, 1999)

3.2.1.2. Resolución por métodos de cálculo numérico

La situación inicial es de equilibrio y se conocen los valores de la altura piezométrica en los límites superior e inferior del estrato de arcilla que, respecto de un plano de comparación arbitrario (ver figura 3.7), son:

$$u = u(0,z) \qquad [3.71]$$

$$h_O = z_O + \frac{u(t,z_O)}{\gamma_w} \qquad [3.72]$$

$$h_N = z_N + \frac{u(t,z_N)}{\gamma_w}$$

Si se supone que la situación inicial es hidrostática:

$$h_0(0) = h_N(0) = h$$

$$u(0,z) = \gamma_w(h - z) \qquad [3.73]$$

El nivel piezométrico inicial se encuentra a una cota z_w (ver figura 3.7). Respecto al plano de comparación:

$$h = z_w$$

$$u(0,z) = \gamma_w(z_w - z) \qquad [3.74]$$

Se conocen, también, las modificaciones que se producen en los acuíferos confinantes:

$$\Delta h_0(t) = \frac{\Delta u(t,z_0)}{\gamma_w}$$

$$\Delta h_N(t) = \frac{\Delta u(t,z_N)}{\gamma_w} \qquad [3.75]$$

Admitiendo todas las hipótesis de la teoría de Terzaghi-Fröhlich, la ecuación de la consolidación primaria (Jiménez Salas y Justo, 1971) toma la forma [3.20].

Si el descenso del nivel piezométrico es el mismo en el acuífero superior que en el inferior, es decir, una de las hipótesis consideradas en el caso de Murcia (3.2.1.1.1 y 3.2.1.1.2):

$$\Delta h_o(t) = \Delta h_N(t) = \Delta h(t) \qquad [3.76]$$

Las condiciones en los límites pueden escribirse:

$$z = z_0 \qquad u = u(0, z_0) + \gamma_w \Delta h_0(t) = \gamma_w \left[z_w - z_o + \Delta h\ (t) \right] \qquad [3.77]$$

$$z = z_N \qquad u = u(0, z_N) + \gamma_w \Delta h_N(t) = \gamma_w \left[z_w - z_N + \Delta h\ (t) \right] \qquad [3.78]$$

$$t = 0 \qquad u = u(0, z) = \gamma_w (z_w - z) \qquad z_0 \le z \le z_N \qquad [3.79]$$

Si se supone que los cambios en la altura piezométrica sólo se producen en el acuífero inferior (ver 3.2.1.1.1 y 3.2.1.1.2), entonces:

$$\Delta h_o(t) = \Delta h(t) \qquad \Delta h_N(t) = 0 \qquad [3.80]$$

Con lo que las condiciones en los límites de la ecuación [3.20] serán:

$$z = z_0 \qquad u = u(0, z_0) + \gamma_w \Delta h_0(t) = \gamma_w \left[z_w - z_o + \Delta h\ (t) \right] \qquad [3.81]$$

$$z = z_N \qquad u = u(0, z_N) = \gamma_w \left[z_w - z_N \right] \qquad [3.82]$$

$$t = 0 \qquad u = u(0, z) = \gamma_w (z_w - z) \qquad z_0 \le z \le z_N \qquad [3.83]$$

3.2.1.2.1. Cálculo de presiones intersticiales

a) Diferencias finitas

Bergado et al. (1987) resolvieron la expresión [3.20] con un esquema implícito de diferencias finitas, seleccionando 11 espacios entre los nodos del suelo y un valor razonable de Δt. De este modo determinaron la distribución del descenso de la presión intersticial del agua en la arcilla de Bangkok, la magnitud de la compresión de cada capa y el asiento total, haciendo predicciones de subsidencia que, en general, se ajustaban a las observaciones de campo.

Si se resuelve la ecuación diferencial [3.20] con las condiciones en los límites [3.77] a [3.79], o [3.81] a [3.83], por diferencias finitas (ver figura 3.17), y suponiendo que a partir de *M*, *u(m,0)* y *u (m,N)* son constantes (Justo y Vázquez, 2000):

$$u(m+1, n) = u(m, n) + \beta \left[u(m, n+1) - 2u(m, n) + u(m, n-1) \right] \qquad [3.84]$$

con:

$$\beta = \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2} \qquad [3.85]$$

Para que haya convergencia ha de ser:

$$0 < \beta \leq \frac{1}{2}$$

Si *2H* es el espesor del estrato de arcilla:

$$n = \frac{z}{\Delta z} \qquad N = \frac{2H}{\Delta z} \qquad m = \frac{t}{\Delta t} \qquad M = \frac{t_f}{\Delta t}$$

Figura 3.17
Esquema de diferencias finitas con ancho de malla constante

Se supone un c_v constante en el estrato (tabla 3.4), porque (ver [3.16]):

$$c_v = \frac{k.E_{oed}}{\gamma_w} \qquad [3.86]$$

Carbognin et al. (1977) estudiaron los valores del coeficiente de compresibilidad, $m_v = 1/E_{oed}$ (ver [3.10]), resultantes de ensayos edométricos realizados sobre muestras extraídas del subsuelo veneciano hasta 350 m de profundidad (ver 1.2.5.1), encontrando que disminuían progresivamente con la profundidad.

Conforme vamos profundizando en el estrato disminuye k, pero E_{oed} aumenta y adoptamos la hipótesis de que lo hace en la misma proporción. Aunque E_{oed} tiene un valor distinto en cada estrato, como ambos son de arcilla, se ha tomado un valor medio según sus espesores para calcular c_v (tabla 3.3).

Logfren (1977) dice que la compactación de los depósitos bajo la superficie debida al incremento de la presión efectiva causado por el descenso en el nivel del agua, depende principalmente de la naturaleza del suelo, y puede ser:

a) Proporcional y elástica, es decir, las deformaciones son proporcionales a las tensiones y recuperables, por lo tanto, independientes del tiempo.
b) Principalmente anelástica, resultado de un reajuste de la estructura granular, causando una disminución permanente de volumen y un incremento de la densidad de los depósitos. Carbognin et al. (1977) dan un valor de E_{oed} para la descarga (E_{oedr}) un 20% superior al de la carga noval en el suelo de Venecia (ver 1.2.5.1).

En general, si los depósitos son arenas gruesas y gravas la compactación será pequeña y mayormente elástica, mientras que si contienen estratos de grano fino o, incluso, pequeñas cantidades de arcilla, la compactación será mucho mayor y principalmente anelástica, es decir, mayormente permanente.

Se va a admitir, en primer lugar, un comportamiento elástico, es decir reversible, del terreno. Pero si se considera que el comportamiento del terreno no es elástico, el ascenso del nivel piezométrico después de un período de descenso provoca un incremento de la presión intersticial, con lo que se origina un proceso de descarga y deben aumentar los parámetros c_v y E_{oed}, lo que lleva implícito un cambio de β por β_r. Si después vuelve a descender, se mantendrán los nuevos valores de c_v y E_{oed} (c_{vr} y E_{oedr}) hasta que se llegue de nuevo al mínimo de presión alcanzado anteriormente.

Esto repercute tanto en el cálculo de las presiones como en el de los asientos. Hay que tener en cuenta para cada paso en el tiempo *(m)*, cuál es la menor presión que se ha obtenido en cada profundidad *(n)*, a la que se le llama $u_{min}\ (m,n)$.

Para las presiones, si,

$u(m,n) \le u_{min}(m,n)$, se utiliza el coeficiente de consolidación, $c_v = 3{,}6\text{x}10^{-8}$ m^2/s
$u(m,n) > u_{min}(m,n)$, se utiliza el coeficiente de consolidación en recarga, $c_{vr} = 3{,}2\text{x}10^{-7}$ m^2/s

b) Método de predictor-corrector

El método de predictor-corrector (Douglas y Jones, 1963) se ha usado con éxito en la solución numérica de ecuaciones diferenciales ordinarias. Para su aplicación al problema estudiado se introduce un nuevo paso intermedio para cada cálculo en el tiempo *(m+1/2)*. La primera aproximación, con el predictor, determina los valores de la presión en las posiciones intermedias *(m+1/2)* a partir de los valores anteriores conocidos *(m)*, para las profundidades dadas. La segunda, con el corrector, determina los valores de la presión en las posiciones que buscamos *(m+1)* a partir de los valores intermedios *(m+1/2)* y de los valores anteriores conocidos *(m)*, para las profundidades citadas. Así, con el pequeño

esfuerzo de duplicar el cálculo en cada paso, podemos conseguir un considerable aumento en la exactitud. Cuando la ecuación diferencial es lineal la solución es explícita, siendo implícita si no lo es.

Partiendo de la ecuación diferencial [3.20], podemos hacer las siguientes aproximaciones (Justo y Vázquez, 2000):

Para el predictor,

$$\frac{u(m+1/2,n+1)-2u(m+1/2,n)+u(m+1/2,n-1)}{\Delta z^2}=\frac{2}{c_v\Delta t}(u(m+1/2,n)-u(m,n))$$

[3.87]

como $\beta=\frac{c_v\Delta t}{\Delta z^2}$ (de [3.85]),

$$\beta(u(m+1/2,n+1)-2u(m+1/2,n)+u(m+1/2,n-1))=2(u(m+1/2,n)-u(m,n))$$

[3.88]

que puede escribirse,

$$\beta.u(m+1/2,n-1)-2(1+\beta)u(m+1/2,n)+\beta.u(m+1/2,n+1)=-2u(m,n) \quad [3.89]$$

que constituye un sistema de *N-1* ecuaciones con *N-1* incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores *u(m,n)* se hallan los *u(m+1/2,n)* y que se programa:

$$\sum_{i=1}^{N-1}a(i,n)u(m+1/2,i)=b_n \quad [3.90]$$

$a(n-1,n)=\beta$, con $i\geq 1$, es decir, $n\geq 2$
$a(n,n)=-2(1+\beta)$
$a(n+1,n)=\beta$, con $i\leq N-1$, es decir, $n\leq N-2$
$a(i,n)=0$, cuando $i=0,\ i<n-1,\ i>n+1,\ i=N$

$b_n=-2u(m,n)$, si $1<n<N-1$
$b_1=-2u(m,1)-\beta.u(m+1/2,0)$
$b_{N-1}=-2u(m,N-1)-\beta.u(m+1/2,N)$

Para el corrector,

$$\frac{u(m+1,n+1)+u(m,n+1)-2u(m+1,n)-2u(m,n)+u(m+1,n-1)+u(m,n-1)}{\Delta z^2}=$$

$$=\frac{2}{c_v\Delta t}(u(m+1,n)-u(m,n))$$

[3.91]

$$\beta(u(m+1,n+1)+u(m,n+1)-2u(m+1,n)-2u(m,n)+u(m+1,n-1)+u(m,n-1))=$$
$$=2(u(m+1,n)-u(m,n))$$

[3.92]

que puede escribirse,

$$\beta.u(m+1,n-1)-2(1+\beta)u(m+1,n)+\beta.u(m+1,n+1)=$$
$$=-\beta(u(m,n+1)-2u(m,n)+u(m,n-1))-2u(m,n)$$

[3.93]

que constituye un sistema de *N-1* ecuaciones con *N-1* incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores *u(m,n)* se hallan los *u(m+1,n)* y que se programa:

$$\sum_{i=1}^{N-1}a(i,n)u(m+1,i)=b_n \qquad [3.94]$$

$a(n-1,n)=\beta$, con $i\geq 1$, es decir, $n\geq 2$
$a(n,n)=-2(1+\beta)$
$a(n+1,n)=\beta$, con $i\leq N-1$, es decir, $n\leq N-2$
$a(i,n)=0$, cuando $i=0,\ i<n-1,\ i>n+1,\ i=N$

$b_n=-2u(m,n)-\beta(u(m,n+1)-2u(m,n)+u(m,n-1))$, si $1<n<N-1$
$b_1=-2u(m,1)-\beta(u(m,2)-2u(m,1)+u(m,0))-\beta.u(m+1,0)$
$b_{N-1}=-2u(m,N-1)-\beta(u(m,N)-2u(m,N-1)+u(m,N-2))-\beta.u(m+1,N)$

En las expresiones [3.91] a [3.94] se observa que en el caso de suelo saturado y β constante, como es el que no distingue la recarga y que se ha considerado en los cálculos realizados hasta ahora con los datos de la tabla 3.4, las ecuaciones que dan los valores del corrector no dependen de los resultados del predictor.

Pero, como se ha visto, el ascenso del nivel piezométrico después de un período de descenso provoca un cambio de β por β_r, pues se aplica el coeficiente de consolidación en recarga, c_{vr}. Si después vuelve a descender, se mantendrán los nuevos valores de c_{vr} y E_{oedr} hasta que se llegue de nuevo al máximo de presión efectiva alcanzado anteriormente. Esto hace que β dependa de la presión y en las expresiones anteriores hay que cambiar β por *β(u(m,n))* en el predictor y por *β(u(m+1/2,n))* en el corrector. Es en este caso cuando en el corrector, para hallar los valores *u(m+1,n)* se necesita conocer, además de los valores *u(m,n)*, los *u(m+1/2,n)*, dando sentido al método.

El método del predictor-corrector tiene su campo de aplicación en ecuaciones diferenciales no lineales (por ejemplo, en suelos parcialmente saturados). En ecuaciones lineales, como la que nos ocupa, (ec. [3.20]), se puede alcanzar la precisión que se desee con tal de que Δz e Δt sean suficientemente pequeños (Douglas y Jones, 1963), pero no hay limitación en el valor de β, por lo que el sistema es mucho más flexible cuando el proceso se desarrolla en tiempos prolongados.

3.2.1.2.2. Cálculo de asientos

Se van a considerar dos modelos distintos respecto del asiento. El primero se basa en suponer que la ley tensión-deformación es lineal (Justo y Vázquez, 2000):

$$\varepsilon(m,n) = \frac{\sigma'(m,n) - \sigma'(0,n)}{E_{oed}} = \frac{u(0,n) - u(m,n)}{E_{oed}}$$

El asiento en el tiempo t ($t = m\Delta t$) de un nodo, n_1, respecto a la base del estrato, será:

$$s(m,n_1) = \sum_{n=n1}^{N} \frac{u(0,n) - u(m,n)}{E_{oed}} \Delta z.i \qquad [3.95]$$

Si $1 \le n \le N-1$ $\qquad i = 1$
Si $n = 0,\ n = n_1$ o $n = N$ $\qquad i = 1/2$

Cuando hay varios estratos con distinto E_{oed}, se calcula el asiento de cada uno por separado, siendo N el límite inferior y n_1 el superior.

Los datos obtenidos de muchas muestras inalteradas de suelos en la Llanura de Nobi (ver 1.2.4.1) probaban que las capas de arcilla más superficiales, cuyo asiento era calculado por Kuwahara et al. (1977), estaban normalmente consolidadas, mientras que las capas más profundas estaban ligeramente o fuertemente sobreconsolidadas.

El segundo modelo, válido para suelos normalmente consolidados, consiste en admitir una ley logarítmica para la deformación (Justo y Vázquez, 2000).

$$\varepsilon_1(m,n) = \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'}{\sigma'_o} = \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma_o - u(m,n)}{\sigma_o - u(0,n)}$$

$$s_1(m,n_1) = \sum_{n=n_1}^{N} \varepsilon \Delta z' = \frac{C_c}{1+e_o} \sum_{n=n_1}^{N} log \frac{\sigma_o - u(m,n)}{\sigma_o - u(0,n)} \Delta z.i \qquad [3.96]$$

Si $1 \le n \le N-1$ $\qquad i = 1$
Si $n=0,\ n = n_1$ o $n = N$ $\qquad i = 1/2$

para cada estrato.

En realidad ésta es la práctica común en Mecánica del Suelo, donde se admite la Teoría de Terzaghi para calcular las presiones intersticiales en exceso y la ley logarítmica para el cálculo de asientos. Aunque el módulo edométrico, E_{oed}, refleja la sobreconsolidación de la arcilla (ver 3.2.1.1.1), al no tener datos de la presión de preconsolidación, los cálculos con la ley logarítmica se han hecho suponiendo la arcilla normalmente consolidada para comprobar la influencia de diversos métodos numéricos en este tipo de arcillas. Los asientos obtenidos con la ley logarítmica serán, pues, demasiado elevados.

Si se realizan los cálculos por diferencias finitas en el sondeo S'25 (ver figura 3.9) con las variaciones del nivel piezométrico que se producen en el pozo P39 (ver figura 3.10) y asumiendo que la variación de la altura piezométrica es la misma en las zonas superior e inferior del estrato de arcilla, tomando un Δz = 0,3625 m y un Δt = 15 días, los parámetros de cálculo se indican en la tabla 3.7, donde se observa que se está considerando un comportamiento elástico del terreno. Si se llama u_{min} a la mínima presión del agua que se alcanza en la base del estrato, s_{max} al máximo asiento calculado por la expresión [3.95] y s_{lmax} al máximo calculado por la expresión [3.96], los resultados se resumen en la tabla 3.8.

Tabla 3.7
Datos de entrada para el cálculo
S'25. P39. (m=360, n=56)

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 SEP-95	SEP-95 OCT-95	OCT-95 ENE-96	ENE-96 OCT-97	OCT-97 NOV-97	NOV-97 ENE-98
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	0,5	-2	20,3	0,3625	0,5							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ(kN/m^3)	e_o	c_v(m^2/s)	C_C	E_{oed} (kPa)	β				
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	0,156	7.500	0,36				
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	0,156	22.500	0,36				

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 3.8
Resultados del cálculo por diferencias finitas
SUELO SATURADO. *($\Delta h_o = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=360, n=56)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	2,41	SEP-96 DIC-96
$s_{l\,max}$ (cm)	10,64	NOV-96

Repitiendo el cálculo para Δz = 1,45 m e Δt = 1 mes,

Tabla 3.9
Datos de entrada para el cálculo
S'25. P39. (m=180, n=14)

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 SEP-95	SEP-95 OCT-95	OCT-95 ENE-96	ENE-96 OCT-97	OCT-97 NOV-97	NOV-97 ENE-98
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	0,5	-2	20,3	1,45	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ(kN/m^3)	e_o	c_v(m^2/s)	C_C	E_{oed}(kPa)	β				
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	0,156	7.500	0,04				
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	0,156	22.500	0,04				

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Los resultados se exponen en la tabla 3.10

Tabla 3.10
Resultados del cálculo por diferencias finitas.
SUELO SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=180, n=14)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	2,46	JUL-96
$s_{l\,max}$ (cm)	10,93	AGO-96

Si se vuelve a hacer el cálculo cambiando las condiciones en los límites [3.87] a [3.89] por las [3.81] a [3.83], es decir, considerando que no hay variación de la altura piezométrica en el acuífero superior, y manteniendo todos los demás datos, los resultados de asiento son muy inferiores y quedan como se expone en la tabla 3.11.

Tabla 3.11
Resultados del cálculo por diferencias finitas.
SUELO SATURADO. *($\Delta h_N = 0$)*
S'25. P39 (m=180, n=14)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	0,64	ABR-96 DIC-96
$s_{l\,max}$ (cm)	2,04	AGO-96 NOV-96

Si se considera la irreversibilidad real que se produce en el comportamiento del terreno, para el asiento, cuando $u(m,n) > u_{min}(m,n)$ producida para esa profundidad hasta ese momento, cambiaremos el módulo edométrico, $E_{oed,}$ por el módulo edométrico en recarga, $E_{oedr,}$ en la expresión [3.95] y el índice de compresión, $C_{C,}$ por el índice de hinchamiento, $C_{S,}$ en la [3.96]. Pero estas ecuaciones ya no serán válidas si no calculan el asiento de una forma incremental, con lo que para cada paso en el tiempo lo que se calcula es el incremento de asiento que se produce con respecto al paso anterior. Sumando todos los que se tienen hasta ese momento, se puede comprobar el asiento total que se produce en cada profundidad para un tiempo determinado. Las leyes de asiento quedan de la siguiente forma (Justo y Vázquez, 2000):

Para la ley tensión-deformación lineal:

$$\Delta s(m,n_1) = \sum_{n=n1}^{N} \frac{u(m-1,n) - u(m,n)}{E_{oed}} \Delta z.i \qquad [3.97]$$

Si $1 \le n \le N-1$ $\quad i = 1$
Si $n = n_1$ o $n = N$ $\quad i = 1/2$

y,

$$E_{oed} = E_{oed}, \text{ si } u(m,n) \le u_{min}(m,n) \qquad [3.98]$$
$$E_{oed} = E_{oedr}, \text{ si } u(m,n) > u_{min}(m,n)$$

$$s(m,n_1) = \sum_{m=0}^{m} \Delta s(m,n_1)$$

Para la ley logarítmica:

$$\Delta s_l(m,n_1) = \sum_{n=n_1}^{N} \varepsilon \Delta z' = \frac{1}{1+e_o} \sum_{n=n_1}^{N} C \log \frac{\sigma_o - u(m,n)}{\sigma_o - u(m-1,n)} \Delta z.i \qquad [3.99]$$

con:

$$C = C_C, \text{ si } u(m,n) \le u_{min}(m,n) \qquad [3.100]$$
$$C = C_S, \text{ si } u(m,n) > u_{min}(m,n)$$
$$s_l(m,n_1) = \sum_{m=0}^{m} \Delta s(m,n_1)$$

Si se repite el cálculo por diferencias finitas con estas condiciones manteniendo Δz e Δt,

Tabla 3.12
Datos de entrada para el cálculo
S'25. P39. (m=180, n=14)
Usando E_{oedr} y c_{vr}

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2')												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 SEP-95	SEP-95 OCT-95	OCT-95 ENE-96	ENE-96 OCT-97	OCT-97 NOV-97	NOV-97 ENE-98
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	0,5	-2	20,3	1,45	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ(kN/m^3)	e_o	c_v (m^2/s)	c_{vr} (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr}(kPa)	β	β_r
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	3,2x10^{-7}	0,156	0,018	7.500	67.000	0,04	0,39
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	3,2x10^{-7}	0,156	0,018	22.500	200.000	0,04	0,39

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Si se representa en ordenadas la profundidad bajo el techo del estrato compresible y en abscisas la presión intersticial, u, en kPa, para los meses en los que se producen quiebros en la ley de movimientos del nivel piezométrico en el techo y en la base del estrato, se observa en la figura 3.18 cómo la ley se separa de la distribución hidrostática inicial en las cotas próximas al techo y a la base del estrato.

Esto ocurre en enero del 84, para volver en julio del 85, cuando se recupera el descenso que se había producido en el nivel piezométrico, y se mantiene hasta julio del 92, en un período en el que el nivel piezométrico tiene un valor constante. En julio del 92 el nivel piezométrico comienza a bajar de nuevo, y sigue en su descenso hasta junio del 95 con lo que las leyes vuelven a curvarse por arriba y por abajo. En un mes, de junio a julio del 95, se produce una subida del nivel piezométrico de 3,5 m y la ley se endereza, pero aparece un nuevo punto de inflexión en torno a 18 m de profundidad. Tras dos meses en los que permanece constante, en un mes, de septiembre a octubre del 95, el nivel piezométrico desciende 4,4 m y la ley vuelve a curvarse, alcanzando el mínimo cuando se estabiliza este descenso con 3 meses de oscilación nula del nivel piezométrico, en enero del 96.

De enero del 96 a octubre del 97 se produce una subida de 6,4 m y la ley vuelve a una situación intermedia entre el mínimo y la situación hidrostática. Después el nivel piezométrico baja un metro y se mantiene constante hasta enero del 98, adquiriendo la forma que se observa en la figura.

Para observar con más claridad los puntos más significativos descritos, en la figura 3.19 se representan aisladas las leyes correspondientes a enero del 83 (inicial), octubre del 95 (cuando el nivel piezométrico llega al mínimo), enero del 96 (cuando se estabiliza este mínimo) y enero del 98 (final).

Para los meses anteriores se ha dibujado la relación existente entre la profundidad y el asiento, calculado por las expresiones [3.97]-[3.100]. En las figuras 3.20 y 3.21 se observa que el asiento que se calcula por la ley tensión-deformación lineal es del orden de 4 veces inferior al de la ley logarítmica. Además puede comprobarse que en los 5 m superiores crece muchísimo en ambos casos, en ellos se produce un 85% del total. En todas las curvas prácticamente se mantiene constante entre los 5 y los 15 m de profundidad. Los valores máximos se pueden leer en la tabla 3.13.

Tabla 3.13
Resultados del cálculo por diferencias finitas.
SUELO SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=180, n=14)
Usando E_{oedr} y c_{vr}

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	3,34	ENE-98
$s_{l\,max}$ (cm)	13,66	ENE-98

Podemos comparar los resultados obtenidos por los dos últimos cálculos para $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$, comprobando que, cuando se usan valores distintos de E_{oed} y c_v para la descarga y recarga, el asiento final es mayor, por ser menor su recuperación en el tiempo de descarga.

En la figura 3.22 se representa en abscisas el tiempo y en ordenadas la variación de la presión intersticial en el techo y la base del estrato compresible y el asiento correspondiente a la ley lineal (expresiones [3.97] y [3.98]), para los dos casos, en condiciones elásticas y no elásticas.

En el primer tramo de descenso del nivel piezométrico, ambos asientos coinciden, para separarse cuando el nivel asciende. El que se calcula distinguiendo la recarga y la descarga de la carga noval prácticamente no baja del valor máximo, mientras que el otro se recupera en gran parte y sigue haciéndolo, aunque lentamente, durante el largo período en el que el nivel piezométrico se mantiene constante desde julio del 85 hasta julio del 92. En este mes vuelve a iniciarse un descenso y la respuesta del asiento es lógicamente más rápida en el que no se distinguen la recarga y la carga noval. Pero este descenso supera al inicial, con lo que las dos leyes de asiento casi se juntan en el período entre septiembre del 94 y junio del 95. Es en este mes, con un nuevo ascenso, donde las dos leyes se separan definitivamente para no volver a coincidir más. Tras otros dos descensos y un ascenso, el nivel piezométrico acaba manteniéndose constante en los tres últimos meses, llegando a enero del 98, en el que el asiento en condiciones no elásticas alcanza el máximo y el de condiciones elásticas ha bajado desde el máximo y se encuentra en una fase de recuperación.

En la figura 3.23 se representa en abscisas el incremento de la presión intersticial en el techo y la base del estrato, cambiado de signo, y en ordenadas el asiento (expresiones [3.97] y [3.98], correspondientes a la ley lineal), calculado en condiciones elásticas y no elásticas. En ella puede observarse el distinto comportamiento del asiento obtenido de las dos formas para cada fase de movimiento del nivel piezométrico.

Si se considera que no hay variación de la altura piezométrica en el acuífero superior, manteniendo todos los demás datos, se pueden representar las presiones intersticiales calculadas, u, en kPa, en abscisas y la profundidad bajo el techo del estrato compresible, en m, en ordenadas, para los meses en los que se producen quiebros en la ley de movimientos del nivel piezométrico en la base del estrato. La figura 3.24 muestra un comportamiento análogo al de la figura 3.18 en las profundidades próximas a la base del estrato. Lo mismo puede decirse de la figura 3.25 respecto a la 3.19, ambas referidas a las fechas de enero del 83, octubre del 95, enero del 96 y enero del 98.

Para estos meses se dibuja la relación existente entre la profundidad y el asiento, calculado por las expresiones [3.97]-[3.100]. En las figuras 3.26 y 3.27 se observa que el asiento que se calcula por la ley tensión-deformación lineal es del orden de 3 a 3,5 veces inferior al de la ley logarítmica (frente a 4 veces cuando $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$). Pero la principal diferencia es que el asiento se produce en la zona próxima a la base del estrato compresible y se mantiene constante en las zonas central y superior, mientras que en el caso anterior se producía en su mayor parte (85 %) en los cinco metros superiores. Los resultados de asiento son equivalentes a los del cálculo para igual variación del nivel piezométrico en ambos acuíferos, pero acotándolos a la zona cercana a la base del estrato y desapareciendo los de la zona próxima al techo, con lo que la reducción del asiento es considerable (en torno al 77 %). Los valores máximos se pueden leer en la tabla 3.14. Lo mismo ocurre para el asiento calculado sin distinguir la recarga, como se deduce de la observación de los resultados de las tablas 3.10 y 3.11.

Tabla 3.14
Resultados del cálculo por diferencias finitas.
SUELO SATURADO. *($\Delta h_N = 0$)*
S'25. P39 (m=180, n=14)
Usando E_{oedr} y c_{vr}

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	0,88	DIC-97 ENE-98
$s_{l\,max}$ (cm)	2,69	ENE-98

Es interesante comparar los resultados obtenidos por las expresiones explícitas recogidas en las tablas 3.2 y 3.6 y por la aproximación explícita en diferencias finitas. Si se hacen los cálculos por diferencias finitas, para igual variación del nivel piezométrico en ambos acuíferos, con los datos de la tabla 3.4, sin distinguir entre carga noval y descarga/recarga y con el valor medio de E_{oed} de la tabla 3.3, con Δz = 0,725 m e Δt = 1 mes, se obtienen los resultados de la tabla 3.15.

Tabla 3.15
Resultados del cálculo por diferencias finitas.
SUELO SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=180, n=28)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	2,89	OCT-96
$s_{l\,max}$ (cm)	10,67	OCT-96 NOV-96

Al usar un E_{oed} medio el dato que más varía es el del asiento calculado por la expresión [3.95], correspondiente a la ley tensión-deformación lineal, que resulta algo superior a los de otras discretizaciones, pero la variación es poco significativa y el asiento es del mismo orden de magnitud.

En la figura 3.28 se comparan los asientos en el techo del acuitardo que se obtienen, en mm, aplicando los cálculos según la tabla 3.4, correspondientes a $\Delta h_o = \Delta h_N = \Delta h$, por la resolución en diferencias finitas con relación lineal entre tensión y deformación para el asiento, con la ecuación explícita general de la expresión de la tabla 3.2 y con la expresión de la tabla 3.6, válida para un descenso lineal del nivel piezométrico. Se representan, también, como referencia, las variaciones de altura piezométrica en el techo y la base del acuitardo.

Como puede observarse, los asientos coinciden totalmente cuando se calculan por las expresiones explícitas de las tablas 3.2 (expresión general) y 3.6 (descenso lineal del nivel piezométrico), por lo que su exactitud es mayor. Los asientos que se obtienen por el método de diferencias finitas se separan muy poco de los otros, del orden de 0,1 mm en casi toda la tabla, y siempre más donde los movimientos del nivel piezométrico son más bruscos, produciéndose la mayor diferencia en octubre del 95 y siendo de 1,2 mm. El asiento máximo, como ya se ha apuntado, es prácticamente idéntico. Lo mismo ocurre con el asiento a cualquier profundidad.

En cuanto a la idoneidad de uno u otro método para el cálculo del asiento, el esquema explícito de diferencias finitas requiere que el coeficiente $\beta = c_v \, \Delta t/\Delta z^2$ sea $\leq 1/2$ para que haya convergencia. Cuando c_v es alto o, como sucede en el caso de Murcia, el proceso se prolonga en tiempos largos, esto demanda valores muy pequeños de Δt y un esfuerzo de cálculo excesivo, o valores muy altos de Δz, lo que tiene mayor efecto pero puede adulterar el resultado. De acuerdo con Gibson y Lumb (1953) es difícil determinar exactamente la presión del agua en los poros tras largos períodos de tiempo.

El efecto de disminuir Δt también aumenta la exactitud del cálculo por la solución explícita, pues, se demuestra por desarrollos en serie, que el error relativo producido por la integración numérica es $\Delta T^2 / 12 \quad + ... = O(\Delta T^2)$, por lo que decrece rápidamente cuando decrece ΔT. Con las ecuaciones de las tablas 3.2 y 3.6 se puede encontrar la solución para cualquier tiempo y profundidad sin que haya que pasar por los puntos intermedios, a lo que obliga la malla de diferencias finitas. La solución explícita es la más exacta, pero sólo es aplicable cuando c_v es constante. Por lo tanto, presenta el inconveniente de que con ella no se pueden tener en cuenta variaciones de c_v en procesos de carga, descarga y recarga.

También se emplearon las soluciones explícitas correspondientes a $\Delta h_o = 0$, con los datos de la tabla 3.4 (3.2.1.1.1 y 3.2.1.1.2). Si se repite el mismo cálculo por diferencias finitas se obtienen los resultados de la tabla 3.16. El asiento de la ley lineal es casi idéntico al hallado por las expresiones explícitas, aunque es superior al calculado con la discretización anterior (Δz = 1,45 m e Δt = 1 mes) y el asiento correspondiente a la ley logarítmica es casi idéntico al de dicha discretización.

Tabla 3.16
Resultados del cálculo por diferencias finitas.
SUELO SATURADO. $(\Delta h_N = 0)$
S'25. P39 (m=180, n=28)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	1,45	SEP-96 OCT-96
$s_{l\,max}$ (cm)	2,03	OCT-96 FEB-97

Para comparar el método de predictor-corrector con los cálculos hechos con anterioridad, se calculan las presiones intersticiales por las expresiones [3.87] a [3.94] y el asiento por las [3.97] a [3.100], para el caso elástico y considerando un espesor único medio de la capa de arcilla, con igual variación del nivel piezométrico en ambos acuíferos, con los datos de la tabla 3.4, obteniendo valores máximos prácticamente iguales a los que ya teníamos.

Tabla 3.17
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=180, n=28)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	2,89	SEP-96 OCT-96
$s_{l\,max}$ (cm)	10,68	OCT-96

Los resultados son muy similares a los que se tenían con las expresiones explícitas de las tablas 3.2 y 3.6, y con el método de diferencias finitas. Con respecto a los asientos de las series, la diferencia a lo largo de toda la tabla es del orden de 0,2 mm, siendo superior donde los movimientos del nivel piezométrico son más bruscos, produciéndose la mayor en octubre del 95, de 1,8 mm. El asiento a cualquier profundidad es casi idéntico. Si se comparan con los cálculos por diferencias finitas, la diferencia es incluso menor, siendo la máxima de 0,6 mm, en octubre del 95. Si se considera que la solución exacta es la que proporcionan las expresiones explícitas, lo que no está lejos de la realidad pues ya se ha visto que coinciden plenamente los resultados de los asientos calculados para el caso general y para el de distribución lineal de la altura piezométrica hasta un mínimo, el método predictor-corrector se aleja de ella más que el de diferencias finitas, aunque ligeramente, y se puede afirmar que el método de diferencias finitas es una solución intermedia entre el predictor-corrector y el de las expresiones explícitas, para el caso estudiado, tal y como se observa en octubre del 95. Como dato, es de observar que el asiento final, que aparece en enero del 98, es el mismo en todos los cálculos, de 2,6 cm.

Si se vuelve a calcular por el método de predictor-corrector, manteniendo todas las condiciones, pero para el caso en que el nivel piezométrico se mantiene constante en el acuífero superior, los resultados son totalmente análogos a los del mismo cálculo por diferencias finitas y sus valores máximos se exponen en la tabla 3.18.

Tabla 3.18
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO SATURADO. *($\Delta h_N = 0$)*
S'25. P39 (m=180, n=28)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	1,44	OCT-96 ENE-97
$s_{l\,max}$ (cm)	2,03	JUL-96 DIC-96

Se puede afirmar que las soluciones explícitas presentan claras ventajas con respecto a los esquemas de diferencias finitas y de predictor-corrector para un suelo elástico y uniforme. Para todos los demás casos de leyes logarítmicas para las deformaciones, o suelos parcialmente saturados, las soluciones explícitas no existen y es necesario recurrir al cálculo numérico. Si se produce un decrecimiento seguido de un incremento de la altura piezométrica, probablemente habrá un incremento seguido de un decrecimiento de la presión efectiva. En este caso el coeficiente de consolidación cambia del valor de carga al de descarga, y es necesario aplicar un esquema de diferencias finitas o de predictor-corrector a la ecuación para conseguir una solución válida. En estos casos, al no haber limitación en el valor de β, el método de predictor-corrector es el que tiene el ámbito de aplicación más amplio.

3.2.2. Presión total variable

Si se baja el nivel piezométrico dentro de un acuífero desde una altura piezométrica $z_w\ (0)$ a una $z_w\ (t)$, el suelo entre ambos niveles cambiará de un estado saturado a otro parcialmente saturado. La *porosidad efectiva*, n_s, que se define como el volumen de agua drenada fuera de un acuífero por unidad de volumen; podría variar desde un 10% a un 35% (Custodio y Llamas, 1983).

Debido a ello, la presión total en el estrato por debajo de $z_w(t)$ bajará una cantidad -$\Delta\sigma$, donde:

$$\Delta\sigma = n_s \gamma_w \left[z_w(t) - z_w(0) \right] \qquad [3.101]$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial t} = n_s \gamma_w \frac{\partial z_w}{\partial t} \qquad [3.102]$$

Si se coloca un acuitardo bajo $z_w(t)$, la ecuación diferencial [3.19] se convierte en:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + Cn_s\gamma_w \frac{\partial z_w}{\partial t} \qquad [3.103]$$

Se asume que la compresibilidad del agua es despreciable con respecto a la del esqueleto del suelo. Entonces $C=1$.

$$u(z,t)=u(z,0)+\Delta u=u(z,0)+\Delta\sigma-\Delta\sigma' \qquad [3.104]$$

Sustituyendo $u(z,t)$ en la ecuación [3.103], teniendo en cuenta las ecuaciones [3.22] y [3.101] y operando:

$$\frac{\partial(\Delta\sigma')}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2(\Delta\sigma')}{\partial z^2} \qquad [3.105]$$

Las condiciones en los límites son:

$z=z_o$	$\Delta\sigma'=\Delta\sigma(t)-\gamma_w\Delta h_o(t)$	[3.106]
$z=z_N$	$\Delta\sigma'=\Delta\sigma(t)-\gamma_w\Delta h_N(t)$	[3.107]
$t=0$	$\Delta\sigma'=0$	[3.108]

La solución es equivalente a la de la ecuación [3.24] con las condiciones en los límites [3.25] a [3.27], pero teniendo en cuenta las siguientes correspondencias:

Ecuación [3.24]	Ecuación [3.105]
u_{eo}	$\Delta\sigma'$
Δh_o	$n_s[z_w(t)-z_w(0)]-\Delta h_o$
Δh_N	$n_s[z_w(t)-z_w(0)]-\Delta h_N$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C n_s \gamma_w \frac{\partial z_w}{\partial t} \qquad [3.103]$$

Se asume que la compresibilidad del agua es despreciable con respecto a la del esqueleto del suelo. Entonces $C=1$.

$$u(z,t)=u(z,0)+\Delta u=u(z,0)+\Delta\sigma-\Delta\sigma' \qquad [3.104]$$

Sustituyendo $u(z,t)$ en la ecuación [3.103], teniendo en cuenta las ecuaciones [3.22] y [3.101] y operando:

$$\frac{\partial(\Delta\sigma')}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2(\Delta\sigma')}{\partial z^2} \qquad [3.105]$$

Las condiciones en los límites son:

$z=z_o$ $\quad \Delta\sigma'=\Delta\sigma(t)-\gamma_w\Delta h_o(t)$ [3.106]

$z=z_N$ $\quad \Delta\sigma'=\Delta\sigma(t)-\gamma_w\Delta h_N(t)$ [3.107]

$t=0$ $\quad \Delta\sigma'=0$ [3.108]

La solución es equivalente a la de la ecuación [3.24] con las condiciones en los límites [3.25] a [3.27], pero teniendo en cuenta las siguientes correspondencias:

Ecuación [3.24]	Ecuación [3.105]
u_{eo}	$\Delta\sigma'$
Δh_o	$n_s[z_w(t)-z_w(0)]-\Delta h_o$
Δh_N	$n_s[z_w(t)-z_w(0)]-\Delta h_N$

3.3. LA ECUACIÓN UNIDIMENSIONAL PARA LA SUBSIDENCIA DE UN SUELO PARCIALMENTE SATURADO

La región por encima del nivel piezométrico no se encuentra saturada y el grado de saturación es inferior a la unidad, $S_w < 1$. La que está por debajo permanece totalmente saturada, con grado de saturación, $S_w = 1$. El flujo gravitacional del agua provoca que descienda el nivel del agua, aumentando la profundidad de la zona no saturada y desaturándola.

Lytton (1977) ha extendido la teoría de Biot a los suelos parcialmente saturados (ver ecuación [3.7]). Su formulación se restringe al comportamiento lineal elástico y a la definición de tensión efectiva de Bishop (1959):

$$\sigma' = \sigma + \chi\psi \qquad [3.109]$$

donde ψ es la succión y χ es un coeficiente multiplicador, dependiente del grado de saturación, la historia de las tensiones y la estructura del suelo (Lloret y Alonso, 1985).

La ecuación [3.109] ha sido revisada por varios autores y no hay una única expresión para la presión efectiva (Jiménez Salas y Justo, 1971). Yeh et al. presentan una aproximación similar, en la que χ se hace igual al grado de saturación (ecuación [3.7]).

En la formulación del comportamiento de los suelos parcialmente saturados es fundamental introducir la variación de la compresibilidad y la permeabilidad del suelo con el grado de saturación y el efecto que tiene la succión en la deformabilidad y la resistencia (Lloret et. al., 1987).

Richards (1931), utilizando la ley de conservación de la masa, dedujo la ecuación para el flujo de la fase líquida isotérmica en materiales parcialmente saturados:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div } \boldsymbol{v} = \nabla(k \ \nabla h) \qquad [3.110]$$

Se suponen las siguientes hipótesis:

1. El suelo es isótropo.
2. Es aplicable el cálculo infinitesimal a un medio formado por partículas finitas.
3. Las deformaciones son pequeñas.
4. La velocidad de los granos es de segundo orden en comparación con la velocidad del fluido.
5. Se puede aplicar la Ley de Darcy.
6. Se asumen condiciones isotérmicas.
7. El flujo de humedad en la fase de vapor es despreciable (Gardner, 1958)
8. Las presiones totales permanecen constantes.
9. Tanto la permeabilidad, k, como el contenido volumétrico de humedad, θ, son funciones de la presión del agua en los poros (o la succión) .

Por lo tanto, si $u < u_o$:

$$k = k(u) \qquad [3.111]$$

$$\theta = \theta(u) \qquad [3.112]$$

Bajo estas condiciones (Richards, 1965b) se puede aplicar la ecuación [3.110]. Para tratar juntos a los suelos saturados y parcialmente saturados, se puede poner en función de la presión del agua en los poros, u, en lugar de la succión, ψ, teniendo en cuenta que:

$$\psi = -u \qquad [3.113]$$

La ecuación [3.110] puede ponerse en la forma:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{du}{d\theta}(\nabla \boldsymbol{k}\ \nabla h + k\nabla^2 h) \qquad [3.114]$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{\gamma_w}\frac{du}{d\theta}\left[\frac{\partial k}{\partial x}\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial k}{\partial y}\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial k}{\partial z}\left(\gamma_w + \frac{\partial u}{\partial z}\right) + k\nabla^2 u\right]$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w}\frac{du}{d\theta}\left[\frac{1}{k}\frac{dk}{du}\left((\nabla u)^2 + \gamma_w\frac{\partial u}{\partial z}\right) + \nabla^2 u\right]$$

El parámetro que cumple en el suelo parcialmente saturado la misma función que el coeficiente de consolidación en el saturado es la difusividad, que se define como:

$$D(u) = \frac{k(u)}{\gamma_w}\frac{du}{d\theta} \qquad [3.115]$$

Si llamamos:

$$\zeta(u) = \frac{1}{4k(u)}\frac{dk(u)}{du} \qquad [3.116]$$

Sustituyendo en la ecuación [3.114]:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = D(u)\left[4\zeta(u)\left((\nabla u)^2 + \gamma_w\frac{\partial u}{\partial z}\right) + \nabla^2 u\right] \qquad [3.117]$$

Para el caso de un acuitardo limitado por un acuífero inferior (ver figura 3.7) en el que el nivel piezométrico cae dentro del acuitardo, si el descenso de la presión intersticial es constante, o casi constante, sobre un área que es grande en comparación con el espesor de la capa que consolida, la consolidación del acuitardo ocurre bajo condiciones unidimensionales (Ortega-Guerrero, 1999). Esta situación es bastante frecuente cuando la subsidencia se produce por la extracción de agua desde acuíferos en muchos pozos y el coeficiente de permeabilidad de los acuíferos es de una a dos veces mayor que el de los acuitardos. En ese caso las componentes laterales del flujo en el acuitardo inducido por la despresurización en un acuífero adyacentes son despreciables. Esto fue cuantificado inicialmente por Neuman y Witherspoon (1969a).

Debido al predominio de la componente vertical del flujo en el acuitardo, las heterogeneidades horizontales tendrán una influencia pequeña en el flujo y el fenómeno de la subsidencia, mientras que las verticales serán un factor importante. La naturaleza de la perturbación en la presiones generada por la extracción de agua subterránea desde el acuífero tiende a ser continua en extensión lateral y, con la excepción del área inmediatamente adyacente al centro de bombeo, tener un gradiente lateral muy bajo a

determinada distancia del mismo. Por lo tanto, el proceso de consolidación es prácticamente unidimensional (ver 3.1.4), y la ecuación [3.117] se convierte en:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = D(u)\left[4\zeta(u)\frac{\partial u}{\partial z}\left(\frac{\partial u}{\partial z} - \gamma_w\right) + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}\right] \qquad [3.118]$$

una ecuación parabólica casi-lineal de segundo orden.

Se asume que se conocen los datos de la altura piezométrica en el techo y la base del acuitardo. Las condiciones en los límites del acuitardo serían, para igual descenso del nivel piezométrico en los acuíferos superior e inferior, las [3.77] a [3.79], y si el cambio en la altura piezométrica sólo se produce en el inferior, las [3.81] a [3.83].

Tanto el coeficiente de permeabilidad, *k(u)*, como la difusividad, *D(u)*, en los suelos parcialmente saturados pueden determinarse por varios métodos (Gardner, 1956; Kunze y Kirkham, 1962; Bruce y Klute, 1963; Richards, 1965a y b; Fredlund y Rahardjo, 1993; Romero, 1999).

Para suelos no muy plásticos ambos decrecen cuando aumenta la succión (Bruce y Klute, 1963; Gardner y Milklich,1962). En los suelos de grano fino cuando la presión intersticial sobrepasa al valor de entrada del aire, el coeficiente de permeabilidad, *k* (más), y la pendiente de la curva característica, $d\theta/d(u/\gamma_w)$ (menos), decrecen fuertemente, pero *D(u)* suele ser mucho menos dependiente de *u* que las otras dos variables (Review Panel, 1965; Richards, 1965 a y b; Gardner y Milklich, 1962; Kunze y Kirkham, 1962).

Por otra parte, las medidas in situ muestran una gran dispersión en los valores de la difusividad, incluso para una misma profundidad (Richards, 1965b), y los valores in situ en las arcillas plásticas son de un orden de magnitud 5 a 8 veces mayor que en los de los laboratorios (Richards, 1968b). Debido a la dificultad para establecer las medidas exactas in situ de *D*, a menudo se utiliza en los cálculos un valor medio constante (Thomé, 1990).

Para determinar ζ, de acuerdo con la ecuación [3.116], es necesario conocer la función *k(u)*. Diversos autores (Fredlund et al., 1994; Brooks y Corey, 1964; Bouwer, 1964; Li y Desai, 1983; Desai y Li, 1983; Cathie y Dungar, 1975; Freeze, 1971b; Thomé, 1990) han encontrado que, si u_o es el "valor de entrada de aire", para $u > u_o$ el suelo permanece saturado y, por lo tanto, el coeficiente de permeabilidad corresponde al del suelo saturado, que se asume constante. En ese caso, $\zeta(u) = 0$, la pérdida de agua del volumen elemental de suelo corresponde a su disminución de volumen, y, por lo tanto, sería aplicable la ecuación [3.20].

La tabla 3.19 muestra la función de permeabilidad encontrada por algunos autores para los suelos parcialmente saturados, y los correspondientes valores de $\zeta(u)$.

En la tabla 3.20 se indican algunos valores de *a*, *c* y k_s para la función nº 1 de la tabla 3.19. El parámetro *c* es mayor en suelos gruesos. La ecuación 2 de la tabla 3.19 fue

propuesta por Gardner (1958) para obtener una solución analítica de la 1 en casos especiales, pero reconoce que no se adapta bien para un rango de valores lo suficientemente amplio. La ecuación 3 no es más que una extensión de la 2 para u_0 variable.

Tabla 3.19
Funciones de permeabilidad y $\zeta(u)$

Ecuación No.	Rango (kPa)	$k(u)$	$\zeta(u)$	Referencias
1	todo	$\dfrac{k_s}{1+\left[a\left(-u/\gamma_w\right)\right]^c}$	$(1-k/k_s)c/(-4u)$	Gardner, 1958
2	$u \geq -20$ $-u_l<u\leq-20$	k_s $k_s exp(bu/\gamma_w)$	0 $b/(4\gamma_w)$	Gardner, 1958 Aitchison y Richards, 1965
3	$u \geq u_o$ $-200<u\leq u_o$	k_s $k_s exp[b(u-u_o)/\gamma_w]$	0 $b/(4\gamma_w)$	Rijtema, 1965
4	$u \geq u_o$ $u_l < u \leq u_o$ $u \leq u_l$	k_s $k_s(1+p)(u-u_o)$ $p=\dfrac{(k/k_s)_f^{-1}}{u_l-u_o}$ $k_s = k_s(k/k_s)_f$	0 $p/(4k)$ 0	Li y Desai, 1983 Cathie y Dungar, 1975 Desai y Li, 1983 Gioda y Desideri, 1988 Brooks y Corey, 1964
5	$u \geq u_o$ $u < u_o$	k_s $k_s(u_o/u)^c$	0 $-c/(4u)$	Brooks y Corey, 1964

u_l=2000 kPa para arcillas duras; 400 kPa para suelos limosos

b= 10^{-1} a $5x10^{-1}$ m^{-1}

Tabla 3.20
Parámetros para la ecuación 1 de la tabla 3.19 (Bouwer, 1964; Richards, 1973)

Tipo de suelo	k_s (m/s)	a (m^{-1})	c
Arena media	$5,8x10^{-5}$	4,0	5
Arena fluvial	$7,9x10^{-6}$	1,4	4
Arena fina, limo arenoso	$5,8x10^{-6}$	2,2	3
Limos y arcillas sin estructurar	$1,2x10^{-7}$	1,4	4
Limo "Diablo"	$5,6x10^{-8}$	2,6	2
Arcilla "Horsham"	$2,0x10^{-10}$	0,6	1
Esquisto arcilloso West Laramie *	$2,7x10^{-8}$	0,1	3

* Valor de campo

3.3.1. Función $\zeta(u)$ de Brooks y Corey (1964).

Brooks y Corey (1964) dan las ecuaciones (tabla 3.19):

$$k = k_s \qquad u \geq u_o$$

$$k = k_s \left(\frac{u_o}{u}\right)^c \qquad u < u_o \qquad [3.119]$$

Siendo k_s el coeficiente de permeabilidad que corresponde al suelo saturado. Como,

$$\frac{dk}{du} = k_s c \left(\frac{u_o}{u}\right)^{c-1} \left(\frac{-u_o}{u^2}\right) = -\frac{c}{u} k$$

La función $\zeta(u)$ queda en la forma,

$$\zeta(u) = 0 \qquad u \geq u_o$$

$$\zeta(u) = -\frac{c}{4u} \qquad u < u_o \qquad [3.120]$$

Parece ser que los suelos de grano fino corresponden a valores más pequeños de c. Teniendo en cuenta las características medias de la arcilla que tenemos en Murcia, se utilizan:

u_o = -1,2 kPa
c = 1,6
D = 3,6x10^{-8} m^2/s

3.3.1.1. Resolución por diferencias finitas

La ecuación [3.118] puede desarrollarse en diferencias finitas,

$$\frac{u(m+1,n) - u(m,n)}{\Delta t} = D(u)\left[4\zeta(u)\frac{[u(m,n+1) - u(m,n-1)]}{2\Delta z}\left(\frac{u(m,n+1) - u(m,n-1)}{2\Delta z} - \right.\right.$$
$$\left.\left. - \gamma_w\right) + \frac{u(m,n+1) - 2u(m,n) + u(m,n-1)}{\Delta z^2}\right] \qquad [3.122]$$

Con,

$$\beta(u) = \frac{D(u)\Delta t}{\Delta z^2} \qquad [3.123]$$

siendo $0 \leq \beta \leq ½$

Sustituyendo β en [3.122] y operando:

$$u(m+1,n) = u(m,n) + \beta(u)\big(\zeta(u)[u(m,n+1) - u(m,n-1)][u(m,n+1) - u(m,n-1) -$$

$$- 2\gamma_w \Delta z] + u(m,n+1) - 2u(m,n) + u(m,n-1)\big)$$

[3.124]

Refiriéndose a ecuaciones casi-lineales similares a la [3.122], Ames (1972) dice que se podría esperar que se mantuviera estable el método explícito simple si se cumple que $0 \leq \beta \leq ½$, Richtmeyer y Morton (1967) establecen la poca información útil que está disponible en la práctica con respecto a la estabilidad y convergencia en el caso no lineal general.

Si se repiten los cálculos con los datos de la tabla 3.7, llamando a c_v como $D(u)$, es decir, sustituyendo el coeficiente de consolidación por la difusividad, empleando la ecuación [3.124] para hallar las presiones intersticiales, con el valor de la expresión [3.120] para la función $\zeta(u)$, y con las expresiones [3.95] y [3.96] para calcular los asientos, los resultados que se obtienen con un $\Delta z = 0{,}3625$ m y un $\Delta t = 15$ días son lógicos hasta abril del 94. En este momento los valores que se han obtenido para el asiento son de 1,28 cm para el s_l [3.96] y 0,29 cm para el s [3.95]. Como referencia, para el cálculo que se hizo considerando las expresiones para el suelo saturado, los resultados en abril del 94 eran de 3,77 cm para el s_l y de 0,7 cm para el s. Esta proporción, de 2 a 3,5 veces superior el asiento calculado para el suelo saturado que el calculado para el suelo parcialmente saturado, se mantiene constante a lo largo de toda la tabla, hasta que el cálculo para el segundo caso no es fiable, pues aparece inestabilidad en el método.

Como se apuntó anteriormente, las oscilaciones del nivel piezométrico hasta ese momento habían sido un descenso de 2,5 m desde enero del 83 a enero del 84, un ascenso de la misma magnitud desde enero del 84 a julio del 85, que se mantuvo constante desde julio del 85 a julio del 92 y en julio del 92 comenzó un nuevo descenso de 4 m que llega hasta septiembre del 94. Se puede afirmar que cuando los movimientos se hacen más bruscos aparece la inestabilidad en el cálculo.

A partir de abril del 94 los resultados comienzan a oscilar, resultando en la zona en la que el suelo está parcialmente saturado valores de la presión en los poros muy superiores a los que son de esperar. La función $\zeta(u)$ hace que en la ley que relaciona la presión en los poros con la profundidad aparezca un salto donde el suelo está parcialmente saturado que, si los cambios del nivel piezométrico son muy rápidos, puede llegar a valores altísimos, incluso superiores a la presión total a esa profundidad, lo que lleva al absurdo y provoca que no pueda obtenerse el asiento por la fórmula [3.96]. Además este incremento de la presión en esa zona no es permanente, sino que hay períodos en los que la ley oscila, con valores positivos que van alternando con otros negativos y saltos que llegan a ser muy grandes, lo que se produce debido a que la función $\zeta(u)$ interviene cuando $u < u_o$, es decir, cuando baja de –1,2 kPa que es el valor a partir del cual consideramos que el suelo está parcialmente saturado, pero no lo hace si $u > u_o$. Este fenómeno se produce en la zona que

llega hasta una profundidad de 1,45 m por debajo del techo del estrato compresible, comienza en abril del 94 y se mantiene hasta el final.

Haciendo el mismo cálculo para un Δz = 0,725 m y un Δt = 1 mes, es decir, considerando los datos de la tabla 3.4 pero utilizando el módulo edométrico que corresponde a cada estrato, en vez de uno medio según sus espesores, se consigue disminuir β desde 0,36, que teníamos en el último cálculo, hasta 0,18. Con estas condiciones la inestabilidad aparece mucho antes, en octubre del 83, o sea, incluida en el primer descenso del nivel piezométrico. En abril del 84 la presión intersticial obtenida a una profundidad de 0,725 m supera a la presión total, pero, a causa de la recuperación del nivel piezométrico esto no vuelve a ocurrir hasta octubre del 93. A partir de esta fecha se repite este hecho a menudo. En cualquier caso, entre abril del 84 y octubre del 93 no se puede afirmar que la inestabilidad desaparezca, puesto que siguen produciéndose las oscilaciones debido a la intervención de la función $\zeta(u)$ cuando $u < u_o$, y se alargan ocupando varios meses. Cuando los movimientos del nivel piezométrico se hacen más lentos o son más pequeños, las oscilaciones son de menor magnitud y cuando son más rápidos y de mayor cuantía se hacen mayores, superando en algunos casos a la presión total en las cotas en las que el suelo está parcialmente saturado. La profundidad hasta la que se extiende este comportamiento es de 1,45 m.

Con el fin de disminuir aún más el valor de β se ha repetido el cálculo para un Δz = 1,45 m y un Δt = 1 mes, con lo que ha bajado a 0,04. Los datos de entrada son los que se exponen en la tabla 3.9, cambiando c_v por $D(u)$. Con estas condiciones los resultados son mucho más favorables. El comportamiento para la profundidad de 1,45 m es el mismo que hemos observado con anterioridad pero las oscilaciones son de menor cuantía y más prolongadas en el tiempo y el valor de la presión intersticial no supera a la presión total hasta enero del 96 y esto sólo vuelve a ocurrir tres meses más tarde en toda la tabla.

En la figura 3.29 se representa en ordenadas la profundidad bajo el techo del estrato compresible y en abscisas la presión en los poros, en kPa, en los meses en los que cambia la ley que sigue el nivel piezométrico en el muro y en el techo del estrato de arcilla. Comparando las leyes con las de la figura 3.18, correspondiente al caso del suelo saturado, se aprecian con claridad los saltos que se producen en la zona del suelo parcialmente saturado descritos en los comentarios sobre estos cálculos.

En enero del 96, fecha en la que se ha estabilizado el mayor descenso del nivel piezométrico, el incremento de la presión se hace desproporcionado, subiendo por encima de 50 kPa. Otra diferencia considerable aparece en los 4 m más profundos del estrato compresible en el período entre octubre del 97 y enero del 98, en los que las leyes se curvan cambiando su pendiente con un nuevo punto de inflexión. Esta última no se debe a la consideración del suelo como parcialmente saturado, pues a esa profundidad el suelo está saturado y la función $\zeta(u)$ no interviene, sino a que en este cálculo no se ha distinguido la recarga de la carga noval y en el otro sí se hizo, y es en este momento, en el que se tiene una situación de recarga, cuando se manifiesta la diferencia entre β y β_r. Para el resto del gráfico los resultados son casi los mismos para el suelo saturado y para el parcialmente saturado.

En la figura 3.30 se aíslan las leyes que corresponden a enero del 83, octubre del 95, enero del 96 y enero del 98, como representativas del comportamiento descrito.

Si se repite el último cálculo distinguiendo la recarga de la carga noval, es decir, cambiando $D(u)$ por $D(u)_r$ y E_{oed} por E_{oedr} cuando $u < u_{min}$, en el caso de descarga o recarga, β cambiará por β_r, que tiene un valor de 0,39, con lo que en este caso el comportamiento acentúa su inestabilidad. Para hallar los asientos, además de la sustitución de E_{oed} por E_{oedr} en el caso de recarga, C_C pasa a ser C_S y las expresiones [3.95] y [3.96] pasan a la forma incremental [3.97]-[3.100]. Los datos de entrada son los de la tabla 3.12.

Para una profundidad de 1,45 m, la primera vez que la presión hallada de esta manera baja de –1,2 kPa (u_o) es en julio del 83 y el efecto de la función $\zeta(u)$ hace que al mes siguiente suba a 42,26 kPa, por encima de la presión total para esa profundidad.

Además de que la presión del agua no puede superar a la total, llama la atención que en este mes, en el que todavía se está bajo la primera carga, es decir, el primer descenso del nivel piezométrico y, por lo tanto, deberían coincidir los cálculos distinguiendo la recarga y la carga noval y sin distinguirla, no coinciden, llegándose a un valor de la presión mucho más alto que en el cálculo anterior. La causa es que cuando u baja con respecto a u_o, la función $\zeta(u)$ provoca un salto, subiendo el valor, lo que crea una situación de recarga en el cálculo que no se corresponde con la realidad.

Ya en el primer descenso, de enero del 83 a enero del 84, esto ocurre en dos ocasiones, y seis veces en el posterior ascenso, que termina en julio del 85.

En el período desde julio del 85 a julio del 92, en el que el nivel piezométrico se mantiene constante, el valor de la presión del agua a 1,45 m de profundidad baja gradualmente desde 1,58 hasta –0,33 kPa de una forma gradual, sin inestabilidad. Pero, a partir de esa fecha, cuando los cambios en el nivel piezométrico se hacen más rápidos, vuelve a aparecer la inestabilidad, llegando hasta el final y extendiéndose hasta una profundidad de 5,8 m bajo el techo del estrato compresible.

Si se consideran estos hechos en el caso de $\Delta z = 0{,}725$ m e $\Delta t = 1$ mes, el coeficiente β_r correspondiente a la descarga y la recarga tomaría el valor de 3,16 (> 0,5), con lo que la solución no convergería.

Todo esto lleva a afirmar que para los valores medios de los datos que se tienen del suelo de Murcia, las hipótesis hechas en la aplicación de la expresión [3.120] para la función $\zeta(u)$ en la resolución por diferencias finitas de la expresión [3.124] no llevan a resultados satisfactorios, apareciendo inestabilidad en el método numérico en mayor o menor medida, lo que hace que no sea apropiado para el cálculo de la subsidencia en este caso.

3.3.1.2. Resolución por el método de predictor-corrector

3.3.1.2.1. Forma implícita

Partiendo de la ecuación diferencial [3.118], se pueden hacer las siguientes aproximaciones (ver 3.2.1.2.1):

Para el predictor,

$$\frac{u(m+1/2,n+1)-2u(m+1/2,n)+u(m+1/2,n-1)}{\Delta z^2}=\frac{2}{D(u(m,n))\Delta t}(u(m+1/2,n)-$$
$$-u(m,n))+\frac{4\zeta(u(m,n))}{2\Delta z}(u(m,n+1)-u(m,n-1))\left[\gamma_w-\frac{u(m,n+1)-u(m,n-1)}{2\Delta z}\right] \quad [3.125]$$

como $\beta(u(m,n))=\dfrac{D(u(m,n))\Delta t}{\Delta z^2}$,

$$\beta(u(m,n))(u(m+1/2,n+1)-2u(m+1/2,n)+u(m+1/2,n-1))=$$
$$=2(u(m+1/2,n)-u(m,n))+\beta(u(m,n))\zeta(u(m,n))(u(m,n+1)- \quad [3.126]$$
$$-u(m,n-1))(2\gamma_w\Delta z-u(m,n+1)+u(m,n-1))$$

que se escribe,

$$\beta(u(m,n))u(m+1/2,n-1)-2(1+\beta(u(m,n)))u(m+1/2,n)+$$
$$+\beta(u(m,n))u(m+1/2,n+1)=-2u(m,n)+\beta(u(m,n))\zeta(u(m,n))(u(m,n+1)- \quad [3.127]$$
$$-u(m,n-1))(2\gamma_w\Delta z-u(m,n+1)+u(m,n-1))$$

que constituye un sistema de *N-1* ecuaciones con *N-1* incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores *u(m,n)* se hallan los *u(m+1/2,n)* y que se programa:

$$\sum_{i=1}^{N-1}a(i,n)u(m+1/2,i)=b_n \quad [3.128]$$

$a(n-1,n)=\beta(u(m,n))$, con $i\geq 1$, es decir, $n\geq 2$
$a(n,n)=-2(1+\beta(u(m,n)))$
$a(n+1,n)=\beta(u(m,n))$, con $i\leq N-1$, es decir, $n\leq N-2$
$a(i,n)=0$, cuando $i=0,\ i<n-1,\ i>n+1,\ i=N$

$b_n=-2u(m,n)+\beta(u(m,n))\zeta(u(m,n))(u(m,n+1)-u(m,n-1))(2\gamma_w\Delta z-u(m,n+1)+$
$+u(m,n-1))$
si $1<n<N-1$

$$b_1 = -2u(m,1) + \beta(u(m,1))\zeta(u(m,1))(u(m,2) - u(m,0))(2\gamma_w \Delta z - u(m,2) + u(m,0)) -$$
$$- \beta(u(m,1))u(m+1/2,0)$$
$$b_{N-1} = -2u(m,N-1) + \beta(u(m,N-1))\zeta(u(m,N-1))(u(m,N) - u(m,N-2))(2\gamma_w \Delta z -$$
$$- u(m,N) + u(m,N-2)) - \beta(u(m,N-1))u(m+1/2,N)$$

Para el corrector,

$$\frac{u(m+1,n+1) + u(m,n+1) - 2u(m+1,n) - 2u(m,n) + u(m+1,n-1) + u(m,n-1)}{\Delta z^2} =$$
$$\frac{2(u(m+1,n) - u(m,n))}{D(u(m+1/2,n))\Delta t} + \frac{4\zeta(u(m+1/2,n))}{2\Delta z}(u(m+1/2,n+1) -$$
$$- u(m+1/2,n-1))\left[\gamma_w - \frac{u(m+1/2,n+1) - u(m+1/2,n-1)}{2\Delta z}\right] \qquad [3.129]$$

$$\beta(u(m+1/2,n))(u(m+1,n+1) + u(m,n+1) - 2u(m+1,n) - 2u(m,n) +$$
$$+ u(m+1,n-1) + u(m,n-1)) = 2(u(m+1,n) - u(m,n)) +$$
$$+ 2\beta(u(m+1/2,n))\zeta(u(m+1/2,n))(u(m+1/2,n+1) - \qquad [3.129]$$
$$- u(m+1/2,n-1))(2\gamma_w \Delta z - u(m+1/2,n+1) + u(m+1/2,n-1))$$

que se escribe,

$$\beta(u(m+1/2,n))u(m+1,n-1) - 2(1 + \beta(u(m+1/2,n)))u(m+1,n) +$$
$$+ \beta(u(m+1/2,n))u(m+1,n+1) = -\beta(u(m+1/2,n))(u(m,n+1) - 2u(m,n) +$$
$$+ u(m,n-1)) - 2u(m,n) + 2\beta(u(m+1/2,n))\zeta(u(m+1/2,n))(u(m+1/2,n+1) -$$
$$- u(m+1/2,n-1))(2\gamma_W \Delta z - u(m+1/2,n+1) + u(m+1/2,n-1))$$

[3.130]

que constituye un sistema de *N-1* ecuaciones con *N-1* incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores *u(m,n)* y *u(m+1/2,n)* se hallan los *u(m+1,n)* y que se programa:

$$\sum_{i=1}^{N-1} a(i,n)u(m+1,i) = b_n \qquad [3.131]$$

$a(n-1,n) = \beta(u(m+1/2,n))$, con $i \geq 1$, es decir, $n \geq 2$
$a(n,n) = -2(1 + \beta(u(m+1/2,n)))$
$a(n+1,n) = \beta(u(m+1/2,n))$, con $i \leq N-1$, es decir, $n \leq N-2$
$a(i,n) = 0$, cuando $i = 0,\ i < n-1,\ i > n+1,\ i = N$

$$b_n = -2u(m,n) - \beta(u(m+1/2,n))(u(m,n+1) - 2u(m,n) + u(m,n-1)) +$$
$$+ 2\beta(u(m+1/2,n))\zeta(u(m+1/2,n))(u(m+1/2,n+1) - u(m+1/2,n-1))(2\gamma_w \Delta z -$$
$$- u(m+1/2,n+1) + u(m+1/2,n-1))$$

si $1 < n < N-1$

$$b_1 = -2u(m,1) - \beta(u(m+1/2,1))(u(m,2) - 2u(m,1) + u(m,0)) +$$
$$+ 2\beta(u(m+1/2,1))\zeta(u(m+1/2,1))(u(m+1/2,2) - u(m+1/2,0))(2\gamma_w \Delta z -$$
$$- u(m+1/2,2) + u(m+1/2,0)) - \beta(u(m+1/2,1))u(m+1,0)$$

$$b_{N-1} = -2u(m,N-1) - \beta(u(m+1/2,N-1))(u(m,N) - 2u(m,N-1) + u(m,N-2)) +$$
$$+ 2\beta(u(m+1/2,N-1))\zeta(u(m+1/2,N-1))(u(m+1/2,N) -$$
$$- u(m+1/2,N-2))(2\gamma_w \Delta z - u(m+1/2,N) + u(m+1/2,N-2)) -$$
$$- \beta(u(m+1/2,N-1))u(m+1,N)$$

Si se utilizan las expresiones [3.125] a [3.131] para hallar las presiones intersticiales con los datos de la tabla 3.4, es decir, con Δz = 0,725 m e Δt = 1 mes, cambiando c_v por *D(u)*, y aplicando la expresión [3.120] para la función $\zeta(u)$, se pueden comparar los resultados con el cálculo correspondiente a la misma discretización hecho por diferencias finitas. La inestabilidad aparece en los dos casi desde el comienzo y se mantiene a lo largo de toda la tabla. Se aprecia una cierta mejora, pues el mes en el que por primera vez la presión del agua supera a la total es diciembre del 93, mientras que en el desarrollo por diferencias finitas esto ocurría en octubre del 83, en primer lugar, y después en octubre del 93. A partir de esta fecha el número de veces en que vuelve a ocurrir es muy similar. La profundidad hasta la que se extiende la inestabilidad también es la misma, 1,45 m.

Al igual que ocurría con la aplicación del esquema de diferencias finitas, el resultado para Δz = 1,45 m e Δt = 1 mes (datos de entrada de la tabla 3.9, sustituyendo c_v por *D(u)*) es mucho más favorable. La inestabilidad, que también se extiende hasta 1,45 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible, se mantiene en toda la tabla, aunque las oscilaciones son menores y más lentas. El primer mes en el que $u > \sigma$ es octubre del 96, frente a enero del 96, que era el primero en el caso de diferencias finitas. Pero, como desventaja, se observa que las oscilaciones son de mayor cuantía y más rápidas y hay cinco meses en los que $u > \sigma$, frente a los dos de las diferencias finitas.

3.3.1.2.2. Forma explícita

La aplicación descrita del método del predictor-corrector, tanto para el caso del suelo saturado como para el del suelo parcialmente saturado, lleva a una formulación implícita que, por lo tanto, entraña una mayor dificultad de resolución que el esquema de diferencias finitas. Se puede probar una aproximación de las ecuaciones diferenciales de partida que sea más sencilla y que conduzca a una formulación explícita. La ecuación [3.118] puede aproximarse como:

Para el predictor,

$$u(m+1/2,n) = u(m,n) + \frac{\beta(u(m,n))}{2}(\zeta(u(m,n))(u(m,n+1) - u(m,n-1))(u(m,n+1) - \\ - u(m,n-1) - 2\gamma_w \Delta z) + u(m,n+1) - 2u(m,n) + u(m,n-1))$$

[3.132]

Para el corrector,

$$u(m+1,n) = u(m,n) + \beta(u(m+1/2,n))(\zeta(u(m+1/2,n))(u(m+1/2,n+1) - \\ - u(m+1/2,n-1))(u(m+1/2,n+1) - u(m+1/2,n-1) - 2\gamma_w \Delta z) + \\ + u(m+1/2,n+1) - 2u(m+1/2,n) + u(m+1/2,n-1))$$

[3.133]

Si se aplican estas expresiones para los datos de entrada de la tabla 3.4, con un Δz = 0,725 m e Δt = 1 mes, cambiando c_v por $D(u)$, aplicando la expresión [3.120] para la función $\zeta(u)$ y usando para cada estrato su E_{oed}, la inestabilidad, al igual que ocurría con las expresiones explícitas del esquema de diferencias finitas y con la formulación implícita del método predictor-corrector, aparece desde el comienzo de la tabla y se mantiene a lo largo de todo el cálculo, siendo más acusada cuando los cambios en el nivel piezométrico son mayores y más rápidos.

La primera vez en la que la presión del agua supera a la total a una profundidad de 0,725 m es en marzo del 86, y sigue ocurriendo en abril. Pasado ese mes, no vuelve a suceder hasta diciembre del 95, repitiéndose luego en cuatro ocasiones. Con respecto al esquema de diferencias finitas se mejora el comportamiento en este aspecto, pues ocurre por primera vez más tarde y en menor número de ocasiones posteriores. Con respecto al cálculo implícito del predictor-corrector aparece por primera vez antes, aunque se produce después en menos ocasiones. También es más favorable el hecho de que la inestabilidad sólo se extiende hasta 0,725 m de profundidad.

Se puede afirmar que no se obtiene una mejora significativa aplicando el método de predictor-corrector, sea la forma implícita o la explícita, utilizando la expresión [3.120] de la función $\zeta(u)$ y los valores medios de las características del terreno del casco de Murcia, en comparación con el desarrollo del esquema de diferencias finitas, por lo que parece aconsejable ensayar otras expresiones para $\zeta(u)$.

3.3.2. Función $\zeta(u)$ de Gardner (1958)

La inestabilidad en el cálculo puede deberse a los valores tomados para el estudio del suelo de Murcia. De la ecuación [3.86], cambiando el coeficiente de consolidación por la difusividad,

$$D = \frac{k_s E_{oed}}{\gamma_w} \qquad [3.134]$$

Con los datos del estrato de mayor espesor, el superior,

$D = 3{,}6\text{x}10^{-8}$ m^2/s
$E_{oed} = 7.500$ kPa
$\gamma_w = 9{,}81$ kN/m^3

Con lo que,

$$k_s = \frac{D.\gamma_w}{E_{oed}} = \frac{3{,}6x10^{-8}\,x9{,}81}{7.500} = 4{,}7x10^{-11}\,m/s \qquad [3.135]$$

Valor que resulta muy pequeño y que se aleja mucho de los datos de permeabilidad de los que se dispone y cuya media se cita al hablar de las características de cada estrato (ver 2.2.3.2). En cualquier caso, dichos datos de permeabilidad resultan excesivamente grandes y no están muy claras las condiciones en las que se han tomado, por lo que parecen poco fiables.

La expresión de la función $\zeta(u)$ depende de las ecuación $k = k(u)$. Se pueden ensayar los cálculos realizados previamente con la expresión 1 de las recogidas en la tabla 3.19, recomendada por Gardner (1958):

$$k = \frac{k_s}{1 + [a(-u/\gamma_w)]^c} \qquad [3.136]$$

$$\frac{dk}{du} = \frac{k_s c[a(-u/\gamma_w)]^{c-1} a}{\gamma_w(1 + [a(-u/\gamma_w)]^c)^2} \qquad [3.137]$$

$$\zeta(u) = \frac{ca^c}{4\gamma_w}\left(-\frac{u}{\gamma_w}\right)^{c-1}\frac{k}{k_s} = \frac{ca^c}{4(-u)}\left(-\frac{u}{\gamma_w}\right)^{c}\frac{k}{k_s} = \frac{c}{4(-u)}\left(1 - \frac{k}{k_s}\right) \qquad [3.138]$$

$$\frac{k}{k_s} = \frac{1}{1 + [a(-u/\gamma_w)]^c} \qquad [3.139]$$

con lo que,

$$1 - \frac{k}{k_s} = \frac{[a(-u/\gamma_w)]^c}{1 + [a(-u/\gamma_w)]^c} \qquad [3.140]$$

$$\zeta(u) = \frac{[a(-u/\gamma_w)]^c}{1 + [a(-u/\gamma_w)]^c}\frac{c}{4(-u)} \qquad [3.141]$$

Gardner (1958) indica que cuanto más gruesa es la granulometría del suelo mayor es c. Richards (1973) da para la permeabilidad in situ de la arcilla de Horsham, que puede ser asimilable a la de Murcia:

$$c = 1 \qquad [3.142]$$

$$\frac{k}{k_s} = \frac{1}{1 + a(-u/\gamma_w)}$$

$$\zeta(u) = \frac{a}{4\gamma_w}\frac{k}{k_s}$$

En esta arcilla (ver 2.2.3.2):

$k_s = 2\text{x}10^{-10}$ m/s
$a = 6 \text{ x } 10^{-1}$ m^{-1}

Según los valores medios según el espesor de cada estrato para el E_{oed} y el E_{oedr}, que aparecen recogidos en la tabla 3.3,

$$D = \frac{k_s E_{oed}}{\gamma_w} = \frac{2x10^{-10}\, x9.265}{9{,}81} = 1{,}89x10^{-7}\, m^2/s \qquad [3.143]$$

$$D_r = \frac{k_s E_{oedr}}{\gamma_w} = \frac{2x10^{-10}\, x82.716}{9{,}81} = 1{,}68x10^{-6}\, m^2/s$$

3.3.2.1. Resolución por diferencias finitas

Si se sustituye la nueva forma de $\zeta(u)$ en la expresión [3.124], teniendo en cuenta [3.123], para que haya convergencia, ha de cumplirse que $0 \leq \beta \leq ½$.

Con estas condiciones, para los nuevos valores de la difusividad que se recogen en [3.143] no es posible repetir algunos de los cálculos realizados en el caso del suelo saturado y en el del parcialmente saturado con la expresión [3.120] para $\zeta(u)$, debido a que β pasa de ½ y la solución no convergería. Para un $\Delta z = 0{,}725$ m y un $\Delta t = 1$ mes, $\beta = 0{,}93$. Para un $\Delta z = 1{,}45$ m y un $\Delta t = 1$ mes se puede hacer el cálculo sin distinguir la recarga, en cuyo caso $\beta = 0{,}23$, pero si se distinguiera, $\beta_r = 2{,}07$. Si se toma un $\Delta z = 2{,}9$ m y un $\Delta t = 1$ mes, $\beta = 0{,}06$ y $\beta_r = 0{,}52$, con lo que tampoco convergería distinguiendo la recarga.

Para el cálculo con un $\Delta z = 2{,}9$ m y un $\Delta t = 1$ mes, sin distinguir la recarga, los datos de entrada se resumen en la tabla 3.21. Del análisis de los resultados se observa que los valores del asiento crecen en una proporción muy grande en la zona en la que está el suelo parcialmente saturado, en los metros superiores.

Para corregir este hecho se introduce una nueva expresión basada en la idea de que el asiento varía linealmente con el logaritmo de la succión cuando la presión total es constante y la consolidación es unidimensional. Josa et al. (1987) establecen una relación lineal entre el volumen específico y el logaritmo de la succión (ver 3.1.3.2.7).

Mc Keen (1992) considera que existe una relación lineal entre la deformación y el logaritmo de la succión para un aumento de la succión desde la capacidad de campo (u = -10 a -31 kPa) hasta el límite de retracción o secado al aire (u = -31 MPa), pues para

humedades fuera de este rango cesa la actividad volumétrica. La retracción lineal de una capa de suelo homogénea sometida a un cambio uniforme del logaritmo de la succión es:

$$\varepsilon = -C_h f\ s \log \frac{(-u)}{(-u_o)} \qquad [3.144]$$

siendo C_h el "índice de compresión para succión", que es equivalente al índice de inestabilidad, pero para cambio de volumen tridimensional en lugar de unidimensional, y que, según Mc Keen vale –0,04 en un suelo de baja expansividad, de –0,04 a –0,12 en un suelo de moderada expansividad, y de –0,12 a –0,23 en un suelo de alta expansividad. Para el suelo de Murcia se acepta el caso de baja expansividad, con lo que C_h = -0,04.

Para pasar del cambio de volumen tridimensional al unidimensional interviene el coeficiente *f*, que viene dado por la ecuación:

$$f = \frac{1+2K_o}{3} \qquad [3.145]$$

con K_o, el coeficiente de empuje en reposo.

En una arcilla totalmente fisurada sería $f = 1/3$, y en una arcilla intacta $f = 1$. Richards ha sugerido un valor de *f* de 1/3. Otros autores han encontrado una buena correspondencia de este valor con el movimiento de los suelos arcillosos (Mitchel y Avalle, 1984). Por otro lado, Mc Keen señala que en la práctica $0,5 < f < 0,83$. Si se supone el suelo como una arcilla no fisurada, $f = 0,83$.

s es un coeficiente que incluye el efecto de la presión total σ,

$$s = 1 - \frac{\sigma}{P.H.} \text{ para } \sigma/P.H. \leq 50\% \qquad [3.146]$$

con *P.H.* = presión de hinchamiento.

Si se toma un valor de $\sigma/P.H. = 0,5$, $s = 0,5$.

Con lo que:

$$\varepsilon = C_h f\ s \log \frac{(-u)}{(-u_o)} = 0,04x0,83x0,5x \log \frac{(-u)}{(-u_o)} = 0,017 \log \frac{u}{u_o} \qquad [3.147]$$

Así que,

si $u \geq -10kPa$, se halla el asiento por las expresiones [3.97]-[3.100].
si $u \leq -10kPa$, se halla el asiento por la expresión [3.147].

El límite de u = -10 kPa es el que separa al suelo saturado, en el que es válida la expresión $\sigma' = \sigma - u$, del que es parcialmente saturado. Se comprueba, en los cálculos que se exponen a continuación, que para u = -10 kPa, aproximadamente coinciden los asientos calculados por las expresiones [3.97]-[3.100] y por la [3.147].

Tabla 3.21
Datos de entrada para el cálculo
S'25. P39. (m=180, n=7)

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 SEP-95	SEP-95 OCT-95	OCT-95 ENE-96	ENE-96 OCT-97	OCT-97 NOV-97	NOV-97 ENE-98
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	0,5	-2	20,3	2,9	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ(kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	C_C	E_{oed} (kPa)	β				
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	1,9x10^{-7}	0,156	7.500	0,06				
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	1,9x10^{-7}	0,156	22.500	0,06				

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Los valores máximos del asiento, calculado en las condiciones descritas, son:

Tabla 3.22
Resultados del cálculo por diferencias finitas
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=180, n=7)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	4,98	MAY-96
$s_{l\,max}$ (cm)	11,15	MAY-96

Si Δz = 2,9 m e Δt = 15 días, β = 0,03 y β_r = 0,26, con lo que la solución converge distinguiendo la recarga:

Tabla 3.23
Datos de entrada para el cálculo
S'25. P39. (m=360, n=7)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 SEP-95	SEP-95 OCT-95	OCT-95 ENE-96	ENE-96 OCT-97	OCT-97 NOV-97	NOV-97 ENE-98
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1	0
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (dias)							
	0,5	-2	20,3	2,9	15							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ(kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr}(kPa)	β	β_r
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	1,9x10^{-7}	1,7x10^{-6}	0,156	0,018	7.500	67.000	0,03	0,26
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	1,9x10^{-7}	1,7x10^{-6}	0,156	0,018	22.500	200.000	0,03	0,26

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

En el caso del suelo parcialmente saturado no se distingue la carga noval de la recarga en la expresión [3.147] porque no se dispone de los datos necesarios para determinar la diferencia que se produce en el coeficiente que multiplica al logaritmo de la succión. En cualquier caso, con la introducción de esta fórmula, los resultados que se obtienen son mucho más lógicos y el ajuste a los datos de asiento conocidos en Murcia es más exacto (ver 2.1.5.1).

Se observa que la primera vez en la que se hace negativa la presión, a 2,9 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible, lo que se produce en mayo del 94, interviene la función $\zeta(u)$, haciendo que el valor de la presión salte hasta alcanzar una cifra positiva, y que cuando baja de nuevo por debajo de cero debido a las oscilaciones del nivel piezométrico, vuelve a intervenir $\zeta(u)$ haciéndolo positivo, lo que se repite mientras se mantiene el descenso del nivel piezométrico o los cambios son relativamente rápidos. Estas oscilaciones continúan hasta el final de la tabla, pero la inestabilidad no crece extendiéndose a todos los cálculos, sino que se acota para la profundidad citada.

El problema aparece cuando el salto de la presión intersticial se produce desde un valor positivo a un valor inferior a -10 kPa. Por ejemplo, en noviembre del 95 la presión a 2,9 m de profundidad vale 16,95 kPa, y 15 días más tarde, -10 kPa. En ese caso la expresión que calcula el asiento es la [3.147], de la que resultaría el logaritmo de un valor negativo. Para rectificar este hecho, en los once puntos de la malla de diferencias finitas en los que ocurre, el asiento se calcula de una forma incremental, al pasar del valor positivo a –10 kPa con las expresiones [3.97]- [3.100], y al pasar de –10 kPa al valor negativo con la expresión [3.147].

Los valores máximos del asiento en este caso son:

Tabla 3.24
Resultados del cálculo por diferencias finitas
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=360, n=7)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	12,32	SEP-96
$s_{l\,max}$ (cm)	27,51	SEP-96

Como era de esperar, los resultados de asiento son superiores a los que se tenían cuando no se distinguía la recarga, aunque la proporción es mayor a la que se daba en los cálculos para el suelo saturado. Puede haber un error provocado por la inestabilidad antes descrita, aunque β y β_r se mantengan dentro de los límites para que la solución converja. De todos modos, ya se ha apuntado que en algunos de los métodos estudiados para el suelo saturado el error crecía al aumentar Δz, y parece ocurrir aquí lo mismo. En este caso Δz = 2,9 m, valor que resulta excesivamente grande.

En los doce primeros meses, puesto que sólo hay descenso del nivel piezométrico, deben coincidir los cálculos derivados de los datos de entrada de las tablas 3.21 y 3.23. Para enero del 84 la diferencia entre las presiones intersticiales calculadas a 2,9 m de profundidad es de 0,11 kPa (de 1%), entre los asientos s_l obtenidos para el techo del estrato compresible es de 0,04 cm (de 1%) y entre los asientos s de 0,01 cm (de 1%). Las oscilaciones citadas anteriormente aún no han aparecido.

Para un Δz = 1,45 m y un Δt = 1 mes es posible hacer el cálculo sin distinguir la recarga. Los datos de entrada son los de la tabla 3.9, cambiando el coeficiente de consolidación $c_v = 3{,}6\text{x}10^{-8}$ m^2/s por la difusividad $D = 1{,}89\text{x}10^{-7}$ m^2/s, con lo que $\beta = 0{,}23$ en vez de 0,04.

Para este valor de Δz la inestabilidad no aparece en ningún momento de la tabla. Los valores máximos del asiento se exponen en la tabla 3.25. Estos resultados son muy similares a los obtenidos para la discretización de la tabla 3.22 y también se encuentran bastante próximos a los de los cálculos para el suelo saturado con las distintas discretizaciones.

Se puede afirmar que con la aproximación según el esquema de diferencias finitas, usando la expresión [3.142] para la función $\zeta(u)$ y con los valores de D y D_r de la expresión [3.143] se obtienen resultados satisfactorios cuando Δz no es demasiado grande y β se encuentra comprendida entre 0 y 0,5. Pero no se encuentran fácilmente discretizaciones para que esto se cumpla en el caso que distingue la recarga de la carga noval.

Tabla 3.25
Resultados del cálculo por diferencias finitas
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=180, n=14)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	5,13	DIC-96 ENE-97
$s_{l\,max}$ (cm)	11,61	SEP-96 NOV-96

3.3.2.2. Resolución por el método de predictor-corrector

Si se utilizan las expresiones [3.125] a [3.131] para hallar las presiones intersticiales con los datos del último cálculo, es decir, con Δz = 1,45 m e Δt = 1 mes, y aplicando la expresión [3.142] para la función $\zeta(u)$, se pueden comparar los resultados con el desarrollo correspondiente a la misma discretización realizado por diferencias finitas.

Representando en ordenadas la profundidad bajo el techo del estrato compresible y en abscisas la presión del agua, u, en kPa, en los meses en los que se producen quiebros en la ley de movimientos del nivel piezométrico en el techo y en la base del estrato, se puede comparar también el comportamiento frente al descrito con anterioridad para el caso del suelo saturado, representado en la figura 3.18. En la 3.31 se aprecia que, aunque la tendencia que sigue la presión intersticial como respuesta a los cambios en el nivel piezométrico es muy similar, las leyes se van separando progresivamente de la situación hidrostática inicial, lo que se hace más acusado cuando se han producido los cambios más importantes y rápidos del nivel piezométrico.

En la figura 3.32 se aíslan las leyes correspondientes a enero del 83, octubre del 95, enero del 96 y enero del 98. Se observa con claridad que las leyes se separan de la distribución hidrostática y no vuelven a ella. Las diferencias más significativas se producen en octubre del 95, pues aparece un punto de inflexión a unos 17,4 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible que no estaba en la ley para el suelo saturado, y en enero del 98, pues también se tiene un nuevo punto de inflexión, esta vez a 15 m de profundidad, a partir del que la ley se hace aproximadamente paralela a la hidrostática.

Los máximos del asiento, obtenido por las expresiones [3.97]-[3.100] y [3.147], son muy similares a los que se derivan del cálculo por diferencias finitas, como puede verse en la tabla 3.26. A lo largo de todo el desarrollo, los valores del asiento son muy parecidos, prácticamente idénticos cuando el nivel piezométrico se mantiene estable, y presentan pequeñas diferencias cuando cambia con rapidez. La máxima aparece de abril a junio del 95 y es de 0,19 cm (el 2%) para el asiento s_l y de 0,13 cm (el 3%) para el s.

Tabla 3.26
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=180, n=14)

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	5,2	OCT-96
$s_{l\,max}$ (cm)	11,65	ENE-97

Para los meses anteriores se representa en las figuras 3.33 y 3.34 la relación entre la profundidad y el asiento, calculado tanto por el esquema de diferencias finitas como por la formulación implícita del predictor-corrector. Las diferencias son muy escasas y se observan tan sólo en octubre del 95, fecha en la que el nivel piezométrico llega a su posición más baja. Se aprecia que el asiento calculado por las expresiones [3.99] y [3.100] es entre 2 y 4 veces superior al calculado por las expresiones [3.97] y [3.98].

Comparándolas con los gráficos para el suelo saturado, destaca que el asiento, aunque sigue siendo mayor en la zona en la que el suelo está parcialmente saturado, se reparte más homogéneamente entre todas las profundidades y en la banda entre 5 y 15 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible se produce una parte del mismo que no es en absoluto despreciable.

Se distinguen tres zonas en profundidad. Los 5 m más superficiales, correspondientes al suelo parcialmente saturado, en los que el asiento oscila en torno a un 40 % del total. Los 5 m inferiores, adyacentes al acuífero de abajo, en los que el asiento es aproximadamente un 25 % del total. Y los 10 m centrales en los que se produce el resto, con una tendencia, por lo tanto, mucho más suave. Las diferencias en el reparto de las proporciones de asiento entre estas zonas se hacen más acusadas en los meses de descenso más brusco del nivel piezométrico y van disminuyendo cuando se mantiene estable.

A 15 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible aparece un punto de infexión en la figura 3.33, debido al aumento en el E_{oed}, por lo que el comportamiento anterior se disimula algo y parece como si en los 10 m centrales fuera similar al de los 5 últimos. Esto no ocurre en la figura 3.34 porque se han tomado los mismos valores del C_C en los dos estratos, con lo que el comportamiento descrito se ve con toda claridad. Otra diferencia significativa con las figuras 3.20 y 3.21 estriba en que los asientos son sensiblemente menores, debido a que el cálculo que se representó para el suelo saturado distinguía la recarga de la carga noval y este no lo hace.

En la figura 3.35 se representa en abscisas el tiempo, en meses, y en ordenadas la variación de la presión intersticial en el techo y en la base de estrato compresible y el asiento calculado por las expresiones [3.95], [3.96] y [3.147], tanto por el esquema de diferencias finitas como por el método de predictor-corrector. En ella se observa que la diferencia entre ambos es muy pequeña y sólo apreciable cuando los cambios en el nivel piezométrico son más bruscos y pronunciados. Cuando esto ocurre, el asiento que resulta del método predictor-corrector es ligeramente superior al de las diferencias finitas. Lo mismo se observa en la figura 3.36, en la que se coloca en abscisas al incremento de la presión intersticial en el techo y la base del estrato, cambiado de signo, y en ordenadas el asiento, calculado por diferencias finitas y por el predictor-corrector. Como referencia, pueden compararse con las figuras 3.22 y 3.23, correspondientes al suelo saturado.

Se puede repetir el cálculo distinguiendo la recarga de la carga noval, es decir, con los datos de la tabla 3.12, cambiando el coeficiente de consolidación, $c_v = 3{,}6\text{x}10^{-8}$ m^2/s y $c_{vr} = 3{,}2\text{x}10^{-7}$ m^2/s, por la difusividad $D = 1{,}89\text{x}10^{-7}$ m^2/s y $D_r = 1{,}68\text{x}10^{-6}$ m^2/s, con lo que $\beta = 0{,}23$ y $\beta_r = 2{,}07$, lo que no se podía hacer con el esquema de diferencias finitas debido a que $\beta_r > 0{,}5$ porque la solución no convergería. En el primer tramo de descenso del nivel piezométrico los asientos y las presiones que se obtienen cuando se distingue la recarga coinciden con los que resultan cuando no se hace, y al recuperarse el nivel se separan. Los valores máximos del asiento calculado por las expresiones [3.97]-[3.100] y [3.147] se recogen en la tabla 3.27.

Tabla 3.27
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=180, n=14)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	6,04	NOV-96 ENE-97
$s_{l\,max}$ (cm)	14,34	ENE-98

Respecto al cálculo sin distinguir la recarga los valores son lógicamente superiores y, al igual que ocurría para el caso del suelo saturado, el máximo asiento calculado por las expresiones [3.99] y [3.100] se produce en enero del 98, aunque en este caso no ocurre lo mismo con el asiento calculado por las expresiones [3.97] y [3.98]. Cuando no se distingue la recarga, en enero del 98 los asientos están en una fase de recuperación.

Los valores obtenidos, al igual que ocurría con las diferencias finitas en el cálculo sin distinguir la recarga, son del mismo orden de magnitud que los que se recogen para el suelo saturado, aunque mayores.

En las figuras 3.37 y 3.38 se muestran las distribuciones de la presión intersticial en función de la profundidad para el último de los casos estudiados, cuyos resultados de asiento se expresan en la tabla 3.27. Como puede comprobarse, se suavizan los puntos de inflexión que aparecían en las leyes para los mismos supuestos pero sin distinguir la recarga.

El cálculo distinguiendo la recarga que se puede comparar a otro similar hecho con el esquema de diferencias finitas es el que corresponde a un Δz = 2,9 m e Δt = 15 días, es decir con los datos de la tabla 3.23. Los valores máximos del asiento se exponen a continuación:

Tabla 3.28
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'25. P39 (m=360, n=7)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	25,29	SEP-96
$s_{l\,max}$ (cm)	33,91	SEP-96

El máximo asiento se da para el mismo tiempo que en el caso de las diferencias finitas, aunque los valores son superiores. La primera vez que se hace negativa la presión del agua a 2,7 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible, es en agosto del 94. Al igual que ocurría en el cálculo por diferencias finitas, la función $\zeta(u)$ provoca un salto de la presión hasta un valor positivo y, si baja otra vez por debajo de cero debido a los cambios del nivel piezométrico, vuelve a intervenir $\zeta(u)$ subiéndolo hasta un nuevo valor positivo. Estas oscilaciones no pasan de la profundidad citada y se siguen produciendo desde este momento hasta el final del cálculo.

Los valores son bastante superiores a los que se obtienen cuando no se distingue la recarga y también superan a los del desarrollo por diferencias finitas. Parece evidente que el error de cálculo se incrementa mucho para anchos de malla con Δz muy grande. Pero la coincidencia de los resultados en los cálculos por el método predictor-corrector y por diferencias finitas para el caso anterior de Δz = 1,45 m e Δt = 1 mes, sin distinguir la recarga, y su concordancia con los resultados que se obtenían para el suelo saturado y con los datos conocidos del asiento real producido, avalan el empleo de este método para el cálculo de la subsidencia siempre que Δz no sea excesivo.

Si se vuelve a calcular con Δz = 0,725 m e Δt = 1 mes, es decir, disminuyendo Δz a la mitad, las oscilaciones descritas desaparecen totalmente y siguen una trayectoria progresiva. No se producen saltos bruscos y el comportamiento es similar al de Δz = 1,45 m e Δt = 1 mes, con pequeñas diferencias en los resultados de las tensiones derivadas de haber hecho más tupida la malla. La primera vez que la tensión a 2,9 m de profundidad bajo el techo del estrato compresible se hace negativa es en julio del 95 y no hay inestabilidad alguna, manteniéndose negativa hasta enero del 98. Hay que recordar que esta discretización no era posible en el esquema de diferencias finitas porque β = 0,93 y la solución no convergería. El método de predictor-corrector es, por lo tanto, más válido, pues permite discretizar con más libertad al no tener que ajustarse a 0,5 para el límite de β.

Si se calcula distinguiendo la recarga de la carga noval, es decir, con los datos de la tabla 3.12, cambiando el coeficiente de consolidación por la difusividad, pero considerando que no hay variación de la altura piezométrica en el acuífero superior, los valores máximos del asiento calculado por las expresiones [3.97]-[3.100] y [3.147] se recogen en la tabla 3.29, donde se muestra que se producen en enero del 98 y alcanzan aproximadamente la mitad de la magnitud que en el caso de descenso piezométrico en los dos acuíferos (tabla 3.27).

Tabla 3.29
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta h_N = 0$)*
S'25. P39 (m=180, n=14)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	2,73	ENE-98
$s_{l\,max}$ (cm)	7,26	ENE-98

En la figura 3.39 se representan las presiones intersticiales calculadas, u, en kPa, en abscisas y la profundidad bajo el techo del estrato compresible, en m, en ordenadas, para los meses en los que se producen quiebros en la ley de movimientos del nivel piezométrico en la base del estrato. La figura muestra un comportamiento análogo al de la figura 3.37 en las profundidades próximas a la base del estrato. Lo mismo puede decirse de la figura 3.40 respecto a la 3.38, ambas referidas a las fechas de enero del 83, octubre del 95, enero del 96 y enero del 98.

3.4. LA SUBSIDENCIA UNIDIMENSIONAL EN UN ESTRATO COMPRESIBLE PROFUNDO SEGÚN SU CONSOLIDACIÓN

Hay zonas de Murcia en las que el estrato profundo compresible se encuentra normalmente consolidado (ver figura 3.7). Sin embargo, como se ha apuntado anteriormente, no se tienen datos fiables sobre la presión de preconsolidación del terreno.

Según Davis y Raymond (1965), para condiciones de contorno edométricas, la Teoría de Terzaghi predice satisfactoriamente la tasa de asiento pero no la tasa de disipación de la presión del agua en los poros, para lo que queda del lado de la inseguridad.

Davis y Raymond (1965) presentan una teoría válida para los suelos normalmente consolidados. Durante el proceso de consolidación en una masa de suelo varían la compresibilidad, la permeabilidad y el coeficiente de consolidación. En arcillas normalmente consolidadas el factor que presenta una variación menor es el c_v, por lo que se puede asumir un c_v constante mientras que la compresibilidad y la permeabilidad decrecen al aumentar la presión.

Se aceptan las siguientes hipótesis:

1. El suelo está saturado.
2. El suelo está confinado lateralmente.
3. Los incrementos de deformación son directamente proporcionales a los incrementos de presión efectiva.
   Si e es el índice de poros y σ' es la presión efectiva, el coeficiente de compresibilidad del esqueleto del suelo, m_v, viene dado por:

$$m_v = -\frac{1}{1+e}\frac{\partial e}{\partial \sigma'} \qquad [3.148]$$

4. Se acepta una ley logarítmica para el cálculo de las deformaciones, es decir, las expresión [3.96]. Por lo tanto:

$$e = e_0 - C_C \log \frac{\sigma'}{\sigma_0'} \qquad [3.149]$$

5. El coeficiente de compresibilidad es inversamente proporcional a la presión efectiva.
   Durante el proceso de consolidación $(1+e)$ varía con el tiempo en una proporción muy inferior a como la hace la presión efectiva, σ', por lo que se asume que $(1+e)$ es constante para cualquier incremento de carga. Por lo que:

$$m_v = \frac{A}{\sigma'}, \quad \text{con } A \text{ constante.} \qquad [3.150]$$

6. Se acepta que c_v es constante (ecuación [3.86]). Esto es equivalente a decir que las partículas del suelo se mueven acercándose y el descenso en la permeabilidad es proporcional al descenso en la compresibilidad.
7. La presión total es constante.
8. La presión efectiva es la misma para todos los puntos que se encuentran a una misma cota, en una capa horizontal.
9. Se puede aplicar la Ley de Darcy.
10. La compresibilidad de los sólidos y del agua es despreciable en relación a la compresibilidad del esqueleto del suelo.
11. Se ignoran los efectos de la consolidación secundaria.

En un pequeño elemento de suelo de espesor *dz* se igualan la tasa de agua perdida por unidad de área con la tasa de volumen disminuido por unidad de área, resultando la ecuación general para la consolidación unidimensional:

$$-c_v\left(\frac{\partial^2 u_{eo}}{\partial z^2}-\frac{1}{\sigma'}\frac{\partial u_{eo}}{\partial z}\frac{\partial \sigma'}{\partial z}\right)=\frac{\partial \sigma'}{\partial t} \qquad [3.151]$$

siendo u_{eo} la presión intersticial en exceso sobre la hidrostática, que se supone que es la presión inicial.

$$\sigma'=\sigma'(0,z_o)+\gamma'(z-z_o)-u_{eo}=\sigma'_o-u_{eo} \qquad [3.152]$$

$\sigma'(0,z_o)$ = presión efectiva inicial a la profundidad z_o (ver figura 3.7).

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t}=-\frac{\partial u_{eo}}{\partial t} \qquad [3.153]$$

Sustituyendo en [3.151], y teniendo en cuenta que:

$$\frac{\partial}{\partial z}(\ln\ \sigma')=\frac{1}{\sigma'}\ \frac{\partial \sigma'}{\partial z}$$

se tiene:

$$\frac{\partial u_{eo}}{\partial\ t}=c_v\left[\frac{\partial^2 u_{eo}}{\partial\ z^2}-\frac{\partial u_{eo}}{\partial\ z}\frac{\partial}{\partial z}(ln\,\sigma')\right] \qquad [3.154]$$

Llamando:

$$F_1(u_{eo},z)=ln\,\sigma'=ln\left[\sigma'(0,z_{o)}+\gamma'(z-z_o)-u_{eo}\right] \qquad [3.155]$$

y sustituyendo en [3.154]:

$$\frac{\partial u_{eo}}{\partial t} = c_v \left[\frac{\partial^2 u_{eo}}{\partial z^2} - \frac{\partial u_{eo}}{\partial z} \frac{\partial F_1(u_{eo}, z)}{\partial z} \right] \qquad [3.156]$$

Desarrollando por diferencias finitas (ver figura 3.17):

$$\frac{u_{eo}(m+1,n) - u_{eo}(m,n)}{\Delta t} = c_v \left[\frac{u_{eo}(m,n+1) - 2u_{eo}(m,n) + u_{eo}(m,n-1)}{\Delta z^2} - \right.$$
$$\left. - \frac{u_{eo}(m,n+1) - u_{eo}(m,n-1)}{2\Delta z} \frac{F_1(m,n+1) - F_1(m,n-1)}{2\Delta z} \right] \qquad [3.157]$$

Si se hace:

$$F(u_{eo}, z) = \frac{1}{4} ln\left[\sigma'(0, z_o) + \gamma'(z - z_o) - u_{eo}\right] \qquad [3.158]$$

Teniendo en cuenta [3.85], sustituyendo en [3.157] y operando:

$$u_{eo}(m+1,n) = u_{eo}(m,n) + \beta \left(u_{eo}(m,n+1) - 2u_{eo}(m,n) + u_{eo}(m,n-1) - \left[u_{eo}(m,n+1) - \right.\right.$$
$$\left.\left. - u_{eo}(m,n-1) \right] \left[F(m,n+1) - F(m,n-1) \right] \right) \qquad [3.159]$$

Las condiciones en los límites, para igual descenso del nivel piezométrico en los dos acuíferos, son (ver figura 3.7):

$z = z_o$ $\qquad u_{eo} = \gamma_w \Delta h_o(t)$ [3.160]

$z = z_N$ $\qquad u_{eo} = \gamma_w \Delta h_N(t)$ [3.161]

$t = 0$ $\qquad u_{eo} = 0$ [3.162]

La deformación unitaria será (ver [3.96]):

$$\varepsilon(z,t) = \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma'}{\sigma'_o}$$

$$\varepsilon(z,t) = \frac{C_c}{1+e_o} log \frac{\sigma'_o - u_{eo}}{\sigma'_o} = \frac{C_c}{1+e_o} log\left(1 - \frac{u_{eo}}{\sigma'_o}\right) \qquad [3.163]$$

El asiento de la capa será:

$$s_1 = \int_0^{2H} \varepsilon(z,t) dz \qquad [3.164]$$

$$s_1(m, n_1) = \sum_{n=n_1}^{N} i\varepsilon_n \Delta z \qquad [3.165]$$

$i = 1/2$ $\quad \begin{cases} n = 0 \\ n = n_1 \\ n = N \end{cases}$

$i = 1$ $\quad 0 < n < N$

Si después de un descenso del nivel piezométrico se produce una subida, puede llegar un momento en el que las presiones intersticiales vuelvan a aumentar y se inicie un proceso de descarga. Esto origina un cambio en el coeficiente de consolidación y, por lo tanto, en β. Si después de un ascenso del nivel piezométrico vuelve a descender, se mantienen los valores de c_{vr} y β_r, propios del estado de descarga, hasta que se llegue otra vez al mínimo de presión alcanzado anteriormente. Un estrato fuertemente sobreconsolidado se caracteriza porque: $\sigma'_o \leq \sigma' \leq \sigma'_p$, siendo σ'_p la presión de preconsolidación. La solución coincide con la de un suelo normalmente consolidado, sin mas que sustituir C_c por C_s en la ecuación [3.163].

Si el suelo es ligeramente sobreconsolidado, será: $\sigma'_p < \sigma'_f$. Mientras sea $\sigma' \leq \sigma'_p$ habrá que considerar el suelo como fuertemente sobreconsolidado, y cuando sea $\sigma'_p \leq \sigma'$ como normalmente consolidado. Al pasar de una situación a otra se producirá un aumento en el valor de c_v y en el de β.

Hay que tener en cuenta para cada paso en el tiempo *(m)*, cuál es la menor presión que se ha obtenido en cada profundidad *(n)*, a la que se le llama $u_{eomin}\ (m,n)$. El asiento se calcula de forma incremental, con lo que las expresiones anteriores quedan (ver [3.99] y [3.100]):

$$\Delta s_1(m,n_1) = \sum_{n=n_1}^{N} i\varepsilon_n \Delta z = \frac{1}{1+e_o} \sum_{n=n_1}^{N} C \log\left(\frac{\sigma'_0 - u_{eo}(m,n)}{\sigma'_o - u_{eo}(m-1,n)}\right)\Delta z.i \qquad [3.166]$$

con:

C = C_C, si $u_{eo}(m,n) \leq u_{eo\,min}(m,n)$

C = C_S, si $u_{eo}(m,n) > u_{eo\,min}(m,n)$

$$s_1(m,n_1) = \sum_{m=0}^{m} \Delta s(m,n_1) \qquad [3.167]$$

Si se utilizan los datos de la tabla 3.12 para calcular, con las expresiones anteriores, las variaciones de la presión intersticial y el asiento para igual descenso del nivel piezométrico en ambos acuíferos se obtienen unos resultados muy similares a los del apartado 3.2, con un asiento máximo de s_1 = 12,68 cm en enero del 98. En la figura 3.41 se muestran las variaciones de la presión intersticial en exceso sobre la hidrostática, u_{eo}, para los meses en los que se producen quiebros en los movimientos del nivel piezométrico en la base y el techo del estrato compresible, y en la 3.42 se aíslan las correspondientes a los meses de enero del 83, octubre del 95, enero del 96 y enero del 98. En la figura 3.43 se representa el asiento en función de la profundidad para los meses anteriores.

3.5. CONCLUSIONES

Aunque la solución acoplada de la subsidencia provocada por la extracción de volúmenes conocidos de agua desde varios pozos es un complejo problema tridimensional, algunos autores han demostrado que, en muchos casos, una solución unidimensional se ajusta bien a los asientos medidos. Se han aceptado la mayoría de las hipótesis de la teoría de consolidación de Terzaghi, añadiendo la compresibilidad del agua, como los hidrólogos realizan normalmente sus cálculos.

Se han aplicado varios métodos al cálculo de la subsidencia en Murcia, para la variación del nivel piezométrico desde enero del 83 hasta enero del 98 correspondiente al pozo P39 del casco urbano (ver 2.3.2). Para desarrollarlos se ha elegido una localización donde la arcilla no es blanda y el asiento que resulta es relativamente pequeño.

En primer lugar, se ha hallado por varias vías el asiento en el techo del estrato compresible considerando el suelo saturado:

a) Las expresiones explícitas del asiento para el caso general incluidas en la tabla 3.2.
b) En los doce primeros meses hay una caída lineal del nivel piezométrico y se han utilizado las expresiones de la tabla 3.5.
c) Una aproximación explícita por diferencias finitas.
d) Una aproximación implícita por el método de predictor-corrector.

Se han escrito las soluciones explícitas para cualquier variación a lo largo del tiempo del nivel piezométrico en las caras superior e inferior de un acuitardo confinado entre dos acuíferos. Se ha considerado que pudiera haber un gradiente inicial constante, i, en el acuitardo. También se han desarrollado las soluciones explícitas para el caso de que haya un cambio en la presión total y la compresibilidad del agua sea despreciable. Las soluciones explícitas incluyen una serie infinita que converge rápidamente, especialmente para valores del factor de tiempo que no sean muy bajos.

La ventaja de la solución explícita es que permite encontrar la presión intersticial o el asiento en cualquier lugar o tiempo, sin obligar a pasar a través de los puntos intermedios, tal y como ocurre con las aproximaciones por diferencias finitas. Por lo tanto, para un suelo elástico y uniforme presenta claras ventajas. Bajo esas condiciones la figura 3.28 muestra que los asientos calculados por los cuatro métodos son prácticamente idénticos, aunque la solución explícita es más exacta.

Por otra parte, las oscilaciones en el nivel piezométrico provocan aumentos y disminuciones en la presión efectiva. Por lo tanto, el coeficiente de compresibilidad cambia del valor de carga al de descarga, y es necesario aplicar un esquema de diferencias finitas a la ecuación, para alcanzar una solución con la suficiente precisión. En este sentido, también han de introducirse en los cálculos las variaciones del coeficiente de consolidación para descarga y recarga. Bajo condiciones no elásticas el asiento final es superior, a causa de que no se completa la recuperación en una fase de descarga (figura 3.22).

Cuando el suelo no es uniforme se precisa también el uso de diferencias finitas o elementos finitos.

El esquema explícito de diferencias finitas requiere que el coeficiente $\beta \leq ½$. Cuando el valor de c_v es alto esto puede exigir que Δt sea muy pequeño y un esfuerzo de cálculo excesivo. Gibson y Lumb (1953) indican que es difícil determinar con precisión la presión del agua en los poros después de largos períodos de tiempo.

El método de predictor-corrector no tiene la limitación anterior y, por lo tanto, presenta una mayor flexibilidad, por ejemplo, con mallas de anchura variable (ver Apéndice).

Además, las expresiones explícitas sólo son válidas para el caso del suelo saturado, mientras que por los métodos de diferencias finitas o de predictor-corrector se pueden aproximar las ecuaciones diferenciales que gobiernan el flujo transitorio unidimensional para suelos parcialmente saturados.

El parámetro que sustituye al coeficiente de consolidación en los suelos parcialmente saturados es la difusividad, que depende de la permeabilidad y, por lo tanto, del valor de la presión intersticial. Debido a la dispersión de las medidas de $D(u)$ y a la dificultad para obtenerlas se ha tomado un valor medio constante. Se han ensayado las funciones para $k(u)$ propuestas por varios autores, encontrándose que la que mejor se adapta al suelo de Murcia es la de Gardner (1958).

En suelos parcialmente saturados la aproximación por diferencias finitas es válida para calcular la subsidencia si Δz no es demasiado grande y $\beta \leq ½$. Pero estos supuestos no son fáciles de cumplir en condiciones no elásticas. Al no tener condicionantes tan restrictivos, el método de predictor-corrector permite una aplicación más general, siempre que Δz no sea excesivo.

En el caso de una teoría no lineal para la consolidación y leyes logarítmicas para las deformaciones, más apropiadas para el cálculo de la subsidencia provocada por la compresión de estratos de arcilla profundos normalmente consolidados, también hay que recurrir a técnicas de diferencias finitas, aunque esta aproximación proporciona resultados satisfactorios, que se alejan poco de los obtenidos por los métodos anteriores.

CAPÍTULO 4

CÁLCULO DE LA SUBSIDENCIA PRODUCIDA EN LAS LOCALIZACIONES MÁS DESFAVORABLES DE MURCIA

4.1. SELECCIÓN DE SONDEOS REPRESENTATIVOS

4.1.1. Conceptos de elección

Los principales factores que influyen en la subsidencia son la estratigrafía, a través de la variación del espesor y el número de los estratos compresibles, los valores que toman con la profundidad la compresibilidad y las características de consolidación, y la distribución vertical de la presión del agua y sus cambios, ambos relacionados con el bombeo.

Por lo tanto, los tres criterios de elección de los puntos del casco urbano de Murcia que presentan mayor riesgo respecto a la subsidencia son el espesor y la resistencia del estrato compresible y el descenso del nivel piezométrico.

Como el corte del terreno no es homogéneo en cuanto a su naturaleza ni en cuanto a la disposición de los estratos, además de definir los valores medios representativos de los estratos del terreno según las distintas zonas y aplicarlos para analizar el comportamiento medio, también es importante realizar el estudio sobre los puntos del terreno que presenten el mayor espesor del estrato compresible, que dará un mayor efecto de la subsidencia; el estrato de arcilla más blanda, que se tomará como arcilla normalmente consolidada, y el de mayor descenso del nivel piezométrico en el período entre enero del 83 y enero del 98, que se identifica con un corte determinado del terreno.

4.1.1.1. Sondeos con mayor espesor del estrato compresible

Entre las localizaciones con mayor espesor de la capa de arcilla se pueden escoger los sondeos S'25 y S'13 (ver 2.2.2.3.2), ambos pertenecientes al barrio de Santa María de Gracia y, como se ha comentado anteriormente, caracterizados porque en ninguno de ellos aparece el estrato de gravas.

El S'32 presenta una disposición similar al S'13, aunque con una bolsa de arena intermedia de 3 m de espesor dentro del estrato compresible y que puede restar efecto al descenso del nivel freático. Además, el S'13 se encuentra más próximo a las zonas de edificios con daños conocidos (ver figura 2.2).

El sondeo S'13 representa al mayor espesor de la capa de arcilla (*capa 2*), con más de 30 m. Su disposición es típica del perfil de Murcia, en el que la resistencia va creciendo progresivamente con la profundidad, desde arcillas blandas hasta arcillas firmes, pasando por otras moderadamente firmes. Se ha considerado que el estrato de gravas puede estar a una cota de 32,8 m bajo la superficie del terreno. El pozo más cercano es el P17, que se encuentra en la Plaza Camilo José Cela, y tiene un descenso máximo de 7,9 m.

Por otro lado, el sondeo S'25 puede representar al mayor espesor de la capa de arcilla limosa (*capa 2'*). Como se puede apreciar en la figura 2.12, correspondiente al espesor de la capa compresible, el sondeo S'25 se encuentra en una parte del NO de la ciudad en la

que dicho espesor varía dentro de una superficie relativamente pequeña entre unos valores cercanos a los 11 m y otros superiores a los 30. Aunque dicho dato es de más de 29,5 m en el sondeo S'25, se ha considerado que el estrato arcilloso llega hasta una profundidad de 20,8 m, aproximadamente la media entre los extremos cercanos, y que a esa cota aparece un estrato de gravas con las características que suelen tener en la mayor parte del casco.

La repercusión que esta modificación tendrá en los resultados de asiento del terreno no será importante, pues se ha disminuido el espesor en el estrato de arcillas limosas rojas, que se trata de una arcilla dura con una resistencia a la compresión simple de 235 kPa, y sin embargo, presentará un comportamiento más representativo de la media de la ciudad (ver figura 3.9).

El pozo más cercano al sondeo S'25 es el P39, situado en la Plaza Bohemia, y proporciona un descenso máximo del nivel piezométrico de 7,6 m (ver figura 3.10).

4.1.1.2. Sondeos con el estrato compresible más blando

Para el estudio de los casos más desfavorables en cuanto al asiento provocado por la subsidencia desde el punto de vista de la arcilla más blanda, se han considerado principalmente los datos que se tienen de la resistencia a compresión simple, q_u, el golpeo *N* del *SPT*, los ensayos de penetración de que se disponen y los ensayos edométricos, para los datos de la arcilla normalmente consolidada.

La prospección en la que el *SPT* proporciona el menor número de golpes es el S'46, con $N = 1$. El estrato compresible es una capa de limos arcillosos (*capa 2'*), con una resistencia a la compresión simple entre 19 y 24 kPa, y 6 m de espesor. Se sitúa en el casco histórico, en la Gran Vía Escultor Salzillo, entre las iglesias de Santa Catalina y San Bartolomé, a medio camino entre la Plaza de Santa Isabel y la Catedral. El pozo más cercano es el P20, de los Jardines de San Esteban (ver figuras 2.1 y 2.33), que presenta un descenso piezométrico de 8,1 m.

Un lugar con golpeo muy bajo del *SPT*, $N = 5$, y q_u entre 15 y 35 kPa, es el del sondeo SR1, localizado en el oeste del casco entre dos grandes jardines, el de la Seda y el del Salitre. El estrato compresible está conformado por dos capas, una de arcillas y limos (*capa 2'*) y otra de limos arenosos (*capa 2a*). Es uno de los pocos sondeos en los que se conoce la profundidad del fondo de la grava, a partir de la que aparece un nuevo estrato de arcillas y limos (*capa 2'*), esta vez más resistente, con $N = 47$. Presenta el interés de estudiar el efecto del descenso del nivel piezométrico en los dos estratos de arcilla y de comprobar cuál sería la contribución de la compresión de las capas de arena y grava al asiento de la superficie del terreno. El pozo municipal más próximo es el P35, situado precisamente en el Jardín del Salitre, y tiene una caída piezométrica máxima de 7,8 m.

También se ha seleccionado el sondeo S'16, que tiene un golpeo del mismo orden que los anteriores, de 5-6, y una q_u algo superior, de 41 kPa. La principal razón es que entre los sondeos con estratos arcillosos blandos es el de mayor potencia, de 20 m. En este caso se trata de arcillas limosas (*capa 2'*). El nivel freático se encontró a una profundidad de 3,5 m en noviembre de 1987, fecha en la que se realizó el sondeo, lo que implica que una parte importante del estrato se encuentra por encima del mismo durante las oscilaciones del nivel piezométrico, lo que interesa a la hora de analizar el comportamiento del suelo parcialmente saturado. Otro motivo importante para su elección es que se hizo en una zona con gran profusión de edificios con daños, en el barrio de El Carmen, junto a la Plaza del Ingeniero Juan de la Cierva. El pozo que proporciona las variaciones piezométricas es el P34, situado en el cercano Jardín de Viudes, y cuyo descenso es de 7,9 m.

4.1.1.3. Sondeos con el mayor descenso del nivel piezométrico

Como se ha adelantado anteriormente, el sondeo en el que el estrato compresible presenta el dato de la menor resistencia a la compresión simple es el S'18. Se trata de una arcilla arenosa (*capa 2'*), de sólo 4 m de espesor, *N* entre 2 y 9, y 4 kPa de q_u. El sondeo está próximo al pozo P58, representativo del descenso piezométrico de los Jardines del Malecón, y cerca de los Jardines de Floridablanca y la calle Cartagena, por lo tanto, en una localización rodeada por varias áreas de concentración de lesiones en edificios.

Por último, el sondeo S1 es el más cercano al pozo P18 (ver 2.3.2.4), ambos realizados en la Plaza del Cronista Diego Rodríguez, lugar donde se tiene constancia de daños provocados por las subsidencia, y que se encuentra en la zona de alto descenso piezométrico. Por debajo del relleno superficial se van alternando las capas de arcilla limosa (*capas 2'*) y de limo arenoso (*capas 2a*) hasta una profundidad de 13,7 m a la que aparecen las gravas arenosas. Este es un corte del terreno que también se presenta en muchos de los sondeos consultados.

4.1.2. Datos de los puntos seleccionados

Como resumen de las localizaciones de los sondeos y los pozos seleccionados se tienen la figura 4.1 y la tabla 4.1.

En la tabla también se muestra la fecha de realización de los sondeos en los casos que se conoce. Todos fueron ejecutados a finales de los años 80, a excepción del S'46, que lo fue en 1991. Por lo tanto, todos son anteriores al período de fuertes descensos del nivel piezométrico de los años 90 y se encuentran entre las sequías de los 80 y de los 90, en momentos de estabilidad en la evolución de los niveles piezométricos. Parece lógico pensar que la cota del nivel freático en cada sondeo va a coincidir o estar muy cerca de la que se tome como inicial para calcular el efecto de las oscilaciones piezométricas en la subsidencia del terreno, que será anterior a la sequía del período 1982-83.

Tabla 4.1
Sondeos más desfavorables para el cálculo de la subsidencia en Murcia

SONDEO	**POZO**	Δh_{max} (m)	H (m)	q_u (kPa)	N, SPT (golpes)
S'13 (Mayo, 1987)	P17 (La Encarna)	7,9	32	36 120 140-175	3 12-22 27-39
S'25 (Abril, 1989)	P39 (Plaza Bohemia)	7,6	29,5	76 235	6-13
S'46 (Noviembre, 1991)	P20 (San Esteban)	8,1	6	19-24	1
SR1	P35 (La Pólvora)	7,8	6,8 7,5	15 35	5 5 47
S'16 (Noviembre, 1987)	P34 (Jardín de Viudes)	7,9	20	41	5-6
S'18 (Julio, 1988)	P58 (Murcia Parque)	10,8	4	4	2-9
S1	P18 (Los Álamos)	9,5	1,9 0,7 7,25 0,25 1,75 0,45	47 21	 11 20

Leyenda: Δh_{max} = Máximo descenso del nivel piezométrico
H = Potencia del estrato compresible

4.2. CÁLCULO DE LA SUBSIDENCIA

Con todos los sondeos se han realizado los cálculos para el supuesto de suelo parcialmente saturado, con la función de $\zeta(u)$ dada por la expresión [3.142], y distinguiendo la recarga de la carga noval. Para hallar las presiones intersticiales se han empleado las expresiones [3.125] a [3.131], es decir, el método de predictor-corrector, y para obtener los asientos las ecuaciones [3.97]-[3.100] y [3.147]. Los datos de entrada se resumen en las tablas respectivas. Como condiciones de contorno se han considerado que se produce el descenso del nivel piezométrico en los dos acuíferos ($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$) y que sólo se produce en el inferior ($\Delta h_N = 0$).

El desarrollo correspondiente al sondeo S'25 se detalla en el capítulo 3. Si se consideran los datos de entrada de la tabla 3.12, cambiando los valores del coeficiente de consolidación por los de la difusividad, los resultados de la tabla 3.27 corresponden a la hipótesis de igual descenso piezométrico en ambos acuíferos y los de la 3.29 a la de descenso piezométrico únicamente en el acuífero inferior. Las figuras 3.37 y 3.38 muestran las leyes de la presión intersticial en función de la profundidad en el estrato compresible en el primer caso y las 3.39 y 3.40 en el segundo. Este planteamiento es el que presenta mayor similitud a los que se hacen en el resto de los sondeos y que se explican a continuación.

4.2.1. Sondeo S'13. Pozo P17

El sondeo S'13 corresponde al punto de mayor espesor de la capa de arcilla (*capa 2*). Se tienen tres estratos de arcilla cuya resistencia va aumentando en profundidad (ver figura 4.2). El pozo municipal más cercano es el P17, cuyas oscilaciones se representan en la figura 4.3.

Para las dos capas superiores se dispone de los valores del C_C. Para la tercera se toma el correspondiente a la media de los estratos de arcilla de todos los sondeos de los que se conoce el dato (ver tabla 2.6). En cuanto al C_S, se ha obtenido en cada caso a partir del C_C mediante la regresión lineal [2.8]. Con el E_{oed} y el E_{oedr} de cada estrato se han obtenido las medias según sus espesores (ver tabla 4.2). Del peso específico de cada capa también se ha considerado la media según sus espesores.

Tabla 4.2
Espesor y *Eoed* de cada estrato. Sondeo S'13

ESTRATO	ESPESOR (m)	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)
ARCILLAS BLANDAS	4	4.000	24.760
ARCILLAS MODERADAMENTE FIRMES	16	11.250	100.145
ARCILLAS FIRMES	12	15.000	124.500
TOTAL	**32**	**9.930**	**76.610**

Considerando un $k_s = 2\text{x}10^{-10}$ m/s, resultan:

$$D = \frac{k_s E_{oed}}{\gamma_w} = \frac{2x10^{-10}\,x9930}{9{,}81} = 2{,}02x10^{-7}\,m^2/s \qquad [4.1]$$

$$D_r = \frac{k_s E_{oedr}}{\gamma_w} = \frac{2x10^{-10}\,x76610}{9{,}81} = 1{,}56x10^{-6}\,m^2/s$$

Se ha calculado con un Δz = 1 m e Δt = 1 mes, para $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.3. Con estas condiciones la distribución de las presiones intersticiales en función de la profundidad en el estrato compresible se representa en la figura 4.4. El asiento s_l, obtenido por las expresiones [3.99] y [3.100], es mayor que s, que resulta de las [3.97] y [3.98], en todo el desarrollo. Pero la diferencia entre ellos es mucho menor que la que había en el sondeo S'25 y ambos tienen el mismo orden de magnitud. Los resultados del s_l son más lógicos que los que se daban en el S'25 y los de s son muy similares a aquellos. Los máximos se presentan en la tabla 4.4.

Si se repite el cálculo para $\Delta h_N = 0$, los resultados se muestran en la figura 4.5 y la tabla 4.4.

Figura 4.2
Corte del terreno en el sondeo S'13

Tabla 4.3
Datos de entrada para el cálculo
S'13. P17. (m=180, n=32)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'13. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA (CAPA 2) VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P17												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 SEP-95	SEP-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98				
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,5	+6,5	-0,5				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	0,8	-3,5	32	1	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	β	β_r
ARCILLA BLANDA	2	4	20,65	0,7	$2x10^{-7}$	$1,6x10^{-6}$	0,104	0,017	4.000	24.760	0,52	4,04
ARCILLA MOD. FIR.	2	16	20,65	0,7	$2x10^{-7}$	$1,6x10^{-6}$	0,154	0,017	11.250	100.145	0,52	4,04
ARCILLA FIRME	2	12	20,65	0,7	$2x10^{-7}$	$1,6x10^{-6}$	0,166	0,02	15.000	124.500	0,52	4,04

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 4.4
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO
S'13. P17 (m=180, n=32)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'13 POZO P17				
	$\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$		$\Delta h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	196,2	SEP-95	196,2	SEP-95
s_{max} (cm)	6,58	AGO-96	2,59	ENE-98
$s_{l\,max}$ (cm)	10,4	DIC-96 ENE-97	4,66	ENE-98

4.2.2. Sondeo S'46. Pozo P20

El sondeo S'46 corresponde a uno de los puntos de limo arcilloso más blando (*capa 2'*). Como se observa en la figura 4.6, el estrato de limo arcilloso tiene resistencia muy baja. El pozo municipal más cercano es el P20, cuyas oscilaciones se representan en la figura 4.7.

Para C_C y C_S se han tomado los valores medios de la *capa 2'* (tabla 2.6).

Figura 4.6
Corte del terreno en el sondeo S'46

A partir del E_{oed} y del E_{oedr} del estrato y considerando un k_s = 2x10^{-10} m/s, resultan:

$$D = \frac{k_s E_{oed}}{\gamma_w} = \frac{2x10^{-10}\, x2000}{9,81} = 4,08x10^{-8}\, m^2 / s \qquad [4.2]$$

$$D_r = \frac{k_s E_{oedr}}{\gamma_w} = \frac{2x10^{-10}\, x16420}{9,81} = 3,35x10^{-7}\, m^2 / s$$

Se ha realizado el cálculo para $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$, con un Δz = 1 m e Δt = 1 mes. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.5.

Tabla 4.5
Datos de entrada para el cálculo
S'46. P20. (m=180, n=7)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'46. SONDEO CON CAPA DE LIMO ARCILLOSO BLANDO (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P20												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98				
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,6	+7,2	-1				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	1,8	-1,55	7	1	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	β	β_r
LIMO ARCILLOSO	2'	7	20,43	0,76	4,1x10^{-8}	3,3x10^{-7}	0,156	0,019	2.000	16.420	0,11	0,87

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

El asiento s_l es mayor que el s hasta octubre del 94, mes en el que se hace inferior, lo que se mantiene hasta el final. Los valores máximos se presentan en la tabla 4.6.

Tabla 4.6
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'46. P20 (m=180, n=7)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'46 POZO P20		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	-21,09	AGO-95 NOV-95
s_{max} (cm)	14,57	ENE-97
$s_{l\,max}$ (cm)	13,03	ENE-97

Este es el corte que proporciona los mayores asientos relativos entre los calculados, teniendo en cuenta el espesor total del estrato compresible. Como dicho dato es de sólo 7 m, resultan períodos en los que todo el estrato se encuentra por encima del nivel piezométrico y está parcialmente saturado. Esto se refleja en el valor negativo de u_{min} de la tabla 4.6, que corresponde a la mínima presión intersticial alcanzada en la base del estrato de limo.

Las presiones intersticiales resultantes tienen una distribución lógica, sin oscilaciones ni inestabilidades y presentan el mismo comportamiento medio que en los demás sondeos.

Pero el valor de $2x10^{-10}$ m/s resulta demasiado pequeño para la permeabilidad del limo. Aunque poco fiables, como se ha comentado en el capítulo 3, los datos de permeabilidad de la tabla 2.6 son de un orden de 10^{-8} m/s, más cercanos a la permeabilidades propias del limo.

En la capa de limo parece más lógico tomar $k_s = 10^{-8}$ m/s, con lo que:

$$D = \frac{k_s E_{oed}}{\gamma_w} = \frac{10^{-8} x2000}{9,81} = 2,04x10^{-6}\, m^2 / s \qquad [4.3]$$

$$D_r = \frac{k_s E_{oedr}}{\gamma_w} = \frac{10^{-8} x16420}{9,81} = 1,67x10^{-5}\, m^2 / s$$

En la Llanura de Nobi (ver 1.2.4.1) el corte estratigráfico es el que se muestra en la tabla 1.7. Kuwahara et al. (1977) calculan la subsidencia excluyendo a los sedimentos bajo el acuífero *G2*, porque su compactación representa un porcentaje bajo del total del asiento (20-30%) y no disponen de datos suficientes sobre la reducción de la presión intersticial del agua en los estratos más profundos. La compactación de las capas de arena y grava que se encuentran entre los acuitardos que descansan sobre el *G2* también es obviada, debido a que estos estratos tienen un valor del coeficiente de compresibilidad volumétrica mucho más pequeño que las capas de arcilla.

Se puede repetir el cálculo cambiando los valores de la difusividad por los del limo e incluyendo en el asiento al estrato de arenas y arenas limosas que está por debajo del limo arcilloso (ver figura 4.6).

El asiento de la arena se obtiene de las expresiones [3.97] y [3.98], teniendo en cuenta que el incremento de presión para todo el estrato de arena es el mismo e igual al que se produce en el contacto con el limo, es decir, al que tenemos en el techo y la base del acuitardo. Para diferenciar la recarga de la carga noval se usa un módulo edométrico en recarga de unas 4,5 veces el de carga. Los datos de entrada se presentan en la tabla 4.7.

Tabla 4.7
Datos de entrada para el cálculo
S'46. P20. (m=180, n=10)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'46. SONDEO CON CAPA DE LIMO ARCILLOSO BLANDO (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P20												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98				
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,6	+7,2	-1				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	1,8	-1,55	10	1	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	β	β_r
LIMO ARCILLOSO	2'	7	20,43	0,76	2x10^{-6}	1,7x10^{-5}	0,156	0,019	2.000	16.420	0,11	0,87
ARENA	3	3	20,43						68.000	306.000		

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

La distribución de las presiones intersticiales en función de la profundidad en el estrato compresible se representa en la figura 4.8, que muestra un comportamiento muy cercano al hidrostático.

El asiento s_l es superior al s hasta enero del 84, en el que es superado por este, y se mantiene así hasta enero del 98. Los valores máximos se recogen en la tabla 4.8.

Si se hace el cálculo para $\Delta h_N = 0$, los resultados se recogen en la figura 4.9 y la tabla 4.8.

Tabla 4.8
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO
S'46. P20 (m=180, n=10)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'46 POZO P20				
	$\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$		$\Delta h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	-21,09	AGO-95 NOV-95	-21,09	AGO-95 NOV-95
s_{max} (cm)	25,54	AGO-95	14,66	DIC-95
$s_{l\,max}$ (cm)	22,27	AGO-95	11,31	DIC-95

4.2.3. Sondeo SR1. Pozo P35

En el sondeo SR1 se ha encontrado una de las capas más blandas de arcilla limosa. Además, el corte del terreno presenta una disposición típica del casco urbano de Murcia, con alternancia de capas de arcilla, limo y bolsas de arena y grava (ver figura 4.10).

Debajo del relleno, conforme se profundiza, aparece una capa de arcillas y limos (*capa 2'*) de 4,4 m de espesor, otra de limos arenosos (*capa 2a*) de 2,2 m, una de arena limosa con gravas (*capa 3*) de 4,4 m, otra de gravas con arenas (*capa 4*) de 8,8 m y una de arcillas y limos (*capa 2'*) de 7,7 m, bajo la que se extiende el estrato inferior de gravas. El pozo municipal más cercano es el P35, cuyas oscilaciones se representan en la figura 4.11.

Se han escogido los valores medios del C_C, del C_S, del γ y del e de cada tipo (ver tabla 2.6).

En principio se ha calculado el asiento considerando solamente los estratos cohesivos y con la misma permeabilidad, de $k_s = 2x10^{-10}$ m/s.

Para ello se ha repetido el esquema en cada uno de los dos estratos compresibles, por encima y por debajo de la bolsa de arena y grava, agrupando los dos estratos superiores, el de arcillas y limos y el de limos arenosos, en uno sólo, para el que se han supuesto los valores medios de E_{oed} y E_{oedr} según sus espesores.

Para el índice de poros y el peso específico, se ha hallado la media según los espesores de los tres estratos y se han realizado los cálculos con estos datos, debido a su poca variación.

Tabla 4.9
Espesor y *Eoed* de cada estrato. Sondeo SR1

ESTRATO	ESPESOR (m)	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)
ARCILLAS Y LIMOS	4,4	2.000	16.420
LIMOS ARENOSOS	2,2	3.000	11.725
TOTAL ESTRATO SUPERIOR	**6,6**	**2.250**	**14.485**
TOTAL ESTRATO INFERIOR	**7,7**	**28.000**	**229.895**

A partir del E_{oed} y del E_{oedr} de los dos estratos compresibles que se consideran en el cálculo se ha obtenido la difusividad para cada uno de ellos, en carga noval y en recarga.

Se ha realizado el cálculo para $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$, con un Δz = 1,1 m e Δt = 1 mes. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.10.

Figura 4.10
Corte del terreno en el sondeo SR1

Tabla 4.10
Datos de entrada para el cálculo
SR1. P35. (m=180, n=13)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO SR1. SONDEO CON CAPA DE ARCILLA LIMOSA BLANDA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P35												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 SEP-95	SEP-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98				
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,5	+6,8	-1				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H_1$ (m)	$2H_2$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)						
	2,2	-1,7	6,6	7,7	1,1	1						
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	β	β_r
ARCILLA Y LIMO	2'	4,4	20,32	0,75	$4{,}6\times10^{-8}$	$2{,}9\times10^{-7}$	0,156	0,019	2.000	16.420	0,1	0,63
LIMO ARENOSO	2a	2,2	20,32	0,75	$4{,}6\times10^{-8}$	$2{,}9\times10^{-7}$	0,129	0,033	3.000	11.725	0,1	0,63
ARCILLA Y LIMO	2'	7,7	20,32	0,75	$5{,}7\times10^{-7}$	$4{,}7\times10^{-6}$	0,156	0,019	28.000	229.895	1,22	10,05

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

El asiento s_l resulta mayor que el s. Los valores máximos se presentan en la tabla 4.11.

Tabla 4.11
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
SR1. P35 (m=180, n=13)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO SR1 POZO P35		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	186,39	SEP-95
s_{max} (cm)	16,54	DIC-96 ENE-97
$s_{l\,max}$ (cm)	20,82	OCT-96 NOV-96

Se repite el cálculo cambiando los valores de la permeabilidad por los del limo e incluyendo en el asiento al estrato de arena y al de gravas (ver figura 4.10), que se obtienen de las expresiones [3.97] y [3.98], teniendo en cuenta que el incremento de presión para todos los estratos de arena y grava es el mismo e igual al que se produce en los contactos con el limo y la arcilla, es decir, al que existe en el techo y la base de los acuitardos. Para diferenciar la recarga de la carga noval se usa un módulo edométrico en recarga de unas

4,5 veces el de carga. En el contacto entre la arcilla y el limo, como ambos tienen distinta permeabilidad y, por lo tanto, difusividad, se utiliza la media de las permeabilidades. Los datos de entrada se recogen en la tabla 4.12.

Tabla 4.12
Datos de entrada para el cálculo
SR1. P35. (m=180, n=25)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO SR1. SONDEO CON CAPA DE ARCILLA LIMOSA BLANDA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P35												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 SEP-95	SEP-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98				
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,5	+6,8	-1				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H_1$ (m)	$2H_2$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)						
	2,2	-1,7	6,6	7,7	1,1	1						
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	β	β_r
ARCILLA Y LIMO	2'	4,4	20,32	0,75	$4{,}1\times10^{-8}$	$3{,}3\times10^{-7}$	0,156	0,019	2.000	16.420	0,09	0,72
LIMO ARENOSO	2a	2,2	20,32	0,75	$3{,}1\times10^{-6}$	$1{,}2\times10^{-5}$	0,129	0,033	3.000	11.725	6,55	25,71
ARENA	3	4,4	20,32						25.000	112.500		
GRAVA	4	8,8	20,32						60.000	270.000		
ARCILLA Y LIMO	2'	7,7	20,32	0,75	$5{,}7\times10^{-7}$	$4{,}7\times10^{-6}$	0,156	0,019	28.000	229.895	1,22	10,05

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

La distribución de las presiones intersticiales en función de la profundidad en el estrato compresible se representa en la figura 4.12.

En noviembre del 95, en el contacto entre el estrato superior de arcilla y el de limo se pasa de una presión del agua en los poros de 11,5 kPa a otra de -11,5 kPa. Como en la expresión [3.147] saldría un logaritmo negativo, se ha aplicado de una manera incremental, es decir, sumando el resultado que sale de considerar el paso de 11,5 a -10 kPa con el de -10 a -11,5 kPa. La causa de este salto está en las oscilaciones que aparecen en el contacto entre la arcilla y el limo en algún momento del desarrollo debido a que β_r = 25,71 para el limo, lo que se puede evitar si Δt = 15 días, con lo que β_r baja a la mitad. En cualquier caso, estas oscilaciones son de pequeña cuantía y desaparecen, quedando el hecho acotado a unos meses.

El asiento s_1 resulta superior al s. Los valores máximos de ambos se recogen en la tabla 4.13.

Si se vuelve a hacer el cálculo para $\Delta h_N = 0$, los resultados de presiones intersticiales se muestran en la figura 4.13 y los máximos de los asientos en la tabla 4.13.

Tabla 4.13
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO
SR1. P35 (m=180, n=25)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO SR1 POZO P35				
	$\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$		$\Delta h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	186,39	SEP-95	186,39	SEP-95
s_{max} (cm)	16,97	NOV-96 DIC-96	12,55	JUN-96
$s_{l\,max}$ (cm)	23,09	JUL-96	18,29	ABR-96

4.2.4. Sondeo S'16. Pozo P34

El sondeo S'16 corresponde a uno de los puntos de arcilla limosa más blanda (*capa 2'*). Presenta un estrato de arcilla limosa, con niveles de limos arenosos y arenas limosas, cuya resistencia es muy baja (ver figura 4.14). El pozo municipal más cercano es el P34, cuyas oscilaciones se representan en la figura 4.15.

El valor de C_C que se ha tomado es el correspondiente a la media de las capas de arcilla limosa. Para el C_S también se ha tomado el valor medio.

A partir del E_{oed} y del E_{oedr} del estrato y considerando un k_s = 2x10^{-10} m/s, resultan:

$$D = \frac{k_s E_{oed}}{\gamma_w} = \frac{2x10^{-10}\,x5000}{9,81} = 1,02x10^{-7}\,m^2/s \qquad [4.4]$$

$$D_r = \frac{k_s E_{oedr}}{\gamma_w} = \frac{2x10^{-10}\,x41055}{9,81} = 8,37x10^{-7}\,m^2/s$$

Se ha realizado el cálculo para $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$, con un Δz = 1 m e Δt = 1 mes. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.14.

En la figura 4.16 se representan las trayectorias de las presiones intersticiales en función de la profundidad en el estrato compresible. El s_l es mayor que el s en toda la tabla, aunque la diferencia entre ellos es muy pequeña. En un principio son muy similares y al bajar el nivel piezométrico el segundo crece más rápidamente, pero conforme transcurre la consolidación del estrato se ve superado por el primero. Los valores máximos se recogen en la tabla 4.15.

En la figura 4.17 se muestran las presiones intersticiales para el caso de $\Delta h_N = 0$. Los máximos del asiento también aparecen en la tabla 4.15.

Figura 4.14
Corte del terreno en el sondeo S'16

Tabla 4.14
Datos de entrada para el cálculo
S'16. P34. (m=180, n=20)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'16. SONDEO CON CAPA DE ARCILLA LIMOSA BLANDA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P34												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 AGO-95	AGO-95 OCT-95	OCT-95 NOV-95	NOV-95 FEB-96	FEB-96 OCT-97	OCT-97 ENE-98	
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,5	+1,5	-1	0	+7,4	-1,5	
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	0,8	-3,5	20	1	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	β	β_r
ARCILLA LIMOSA	2'	20	20,4	0,76	1,0x10^{-7}	8,4x10^{-7}	0,156	0,019	5.000	41.055	0,26	2,17

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 4.15
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO
S'16. P34 (m=180, n=20)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'16 POZO P34				
	$\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$		$\Delta h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	78,48	AGO-95	78,48	AGO-95
s_{max} (cm)	8,77	NOV-96 DIC-96	5,44	ENE-98
$s_{l\,max}$ (cm)	9,09	MAR-97	4,63	ENE-98

4.2.5. Sondeo S'18. Pozo P58

El sondeo S'18 corresponde a uno de los puntos de arcilla arenosa más blanda (*capa 2'*). En él aparece un estrato de arcilla arenosa de muy baja resistencia (ver figura 4.18). El pozo municipal más cercano es el P58, que se encuentra en una zona de alto descenso piezométrico y cuyas oscilaciones se representan en la figura 4.19.

Para el C_C y el C_S se han tomado los valores medios correspondientes a las capas de arcilla limosa. A partir del E_{oed} y del E_{oedr} del estrato, que coinciden con los del estrato de limo arcilloso del sondeo S'46, y considerando un k_s = 2x10^{-10} m/s, resultan los mismos

valores de difusividad, tanto para la carga noval como para la recarga, de la expresión [4.2].

Figura 4.18
Corte del terreno en el sondeo S'18

Se ha realizado el cálculo para $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$, con un Δz = 1 m e Δt = 1 mes. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.16.

Tabla 4.16
Datos de entrada para el cálculo
S'18. P58. (m=180, n=4)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'18. SONDEO CON CAPA DE ARCILLA ARENOSA BLANDA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P58												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 AGO-95	AGO-95 NOV-95	NOV-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98			
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-1,2	0	+7,5	-1			
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	3,8	-6,5	4	1	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	β	β_r
ARCILLA ARENOSA	2'	4	20,4	0,76	$4{,}1\times10^{-8}$	$3{,}3\times10^{-7}$	0,156	0,019	2.000	16.420	0,11	0,87

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Con estas condiciones el s_l, obtenido por las expresiones [3.99] y [3.100], es menor que s, que resulta de las [3.97] y [3.98], en todo el desarrollo. Los valores máximos se presentan en la tabla 4.17.

Tabla 4.17
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S'18. P58 (m=180, n=4)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'18 POZO P58		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	-75,54	AGO-95 NOV-95
s_{max} (cm)	6,34	JUL-96 AGO-96
$s_{l\,max}$ (cm)	5,71	JUL-96

Teniendo en cuenta que el espesor total del estrato compresible es de 4 m, los asientos son sensiblemente mayores a los de los demás cortes, exceptuando el correspondiente al sondeo S'46, relacionado con el pozo P20.

Como el espesor del estrato es pequeño y la posición inicial del nivel piezométrico es más profunda de lo normal, resultan tramos temporales en los que todo el estrato se encuentra por encima de este nivel y está parcialmente saturado, como muestra la tabla 4.17 (u_{min}).

Las presiones resultantes presentan una distribución lógica, sin oscilaciones ni inestabilidades. Los valores de la *D(u)* son inferiores a los que se han empleado en otros sondeos, incluso para el caso de recarga. La presión del agua en los poros se separa de la distribución hidrostática inicial en las zonas superior e inferior del estrato, es decir, en las cercanías a los acuíferos, cuando el nivel piezométrico desciende por debajo de la base del estrato. Cuando sube, vuelve a aproximarse a la distribución lineal propia del estado hidrostático.

Es posible repetir el cálculo incluyendo al estrato de arena que está por debajo de la arcilla arenosa en el asiento (ver figura 4.18). Este asiento se obtiene de las expresiones [3.97] y [3.98], teniendo en cuenta que el incremento de presión para todo el estrato de arena es el mismo e igual al que se produce en el contacto con la arcilla, es decir, al del techo y la base del acuitardo. Para diferenciar la recarga de la carga noval se usa un módulo edométrico en recarga de unas 4,5 veces el de carga:

$$E_{oed} = 49000\,kPa$$
$$E_{oedr} = 220500\,kPa$$

Las distribuciones de la presión intersticial en función de la profundidad se muestran en la figura 4.20. El asiento s_l sigue siendo inferior al *s* en toda la tabla. Los valores máximos se recogen en la tabla 4.18.

Para $\Delta h_N = 0$ las presiones intersticiales se representan en la figura 4.21 y los máximos del asiento aparecen, también, en la tabla 4.18.

Tabla 4.18
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO
S'18. P58 (*m*=180, *n*=14)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'18 POZO P58				
	$\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$		$\Delta h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	-75,54	AGO-95 NOV-95	-75,54	AGO-95 NOV-95
s_{max} (cm)	8,07	FEB-96 MAR-96	7,59	MAY-96
$s_{l\,max}$ (cm)	7,44	FEB-96 MAR-96	6,95	MAY-96 JUN-96

4.2.6. Sondeo S1. Pozo P18

El sondeo S1 se localiza en la zona de alto descenso del nivel piezométrico (ver 2.3.2.3). El estrato compresible está constituido por capas de arcilla limosa (*2'*) y limo arenoso (*2a*) alternadas y que se extienden hasta una profundidad de 14,7 m, donde comienza el estrato de gravas (ver figura 4.22). Las variaciones del nivel piezométrico, correspondientes al pozo P18, se representan en la figura 4.23.

En la capa de mayor espesor de arcilla limosa se han obtenido C_C y C_S de un ensayo edométrico mediante la corrección de la curva edométrica, dando valores superiores a los medios. En las otras dos capas de arcilla limosa se han aplicado los valores medios. Para los estratos de limo arenoso los valores de C_C y C_S son los medios para esta capa.

En principio se ha calculado el asiento con la misma permeabilidad, de $k_s = 2x10^{-10}$ m/s. Para ello se han considerado los valores medios de E_{oed} y E_{oedr} según sus espesores (ver tabla 4.19). Para el índice de poros y el peso específico, también se ha hallado la media según los espesores.

Tabla 4.19
Espesor y *Eoed* de cada estrato. Sondeo S1

ESTRATO	ESPESOR (m)	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)
ARCILLA LIMOSA	1,9	4.500	36.950
LIMO ARENOSO	0,95	3.000	11.730
ARCILLA LIMOSA	6,65	5.200	51.350
LIMO ARENOSO	0,95	3.000	11.730
ARCILLA LIMOSA	1,9	19.000	156.000
LIMO ARENOSO	0,95	30.000	117.275
TOTAL	**13,3**	**5.395**	**36.620**

A partir del E_{oed} y del E_{oedr} obtenidos se ha calculado la difusividad en carga noval y en recarga.

Se ha realizado el cálculo para $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$, con un Δz = 0,95 m e Δt = 1 mes. Los datos de entrada se resumen en la tabla 4.20.

La respuesta del asiento a los cambios de presiones es más lenta que en los casos anteriores. Cuando acaba de producirse el primer descenso del nivel piezométrico y comienza el ascenso, el asiento sigue creciendo durante un largo período. Al igual que ha ocurrido en los otros desarrollos, cuando se consolida en el tiempo un descenso del nivel piezométrico, la ley que relaciona a las presiones intersticiales con la profundidad se separa de la inicial hidrostática, sobre todo en la base y el techo del estrato, lo que desaparece cuando el nivel piezométrico sube o se mantiene estable.

Figura 4.22
Corte del terreno en el sondeo S1

El asiento s_l resulta mayor que el s. Los máximos de ambos se presentan en la tabla 4.21.

Tabla 4.20
Datos de entrada para el cálculo
S1. P18. (m=180, n=14)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S1. SONDEO SITUADO EN LA ZONA DE ALTO DESCENSO DEL NIVEL PIEZOMÉTRICO												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P18												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 SEP-95	SEP-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98				
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-3	+7,6	-0,5				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (meses)							
	1,4	-2,4	13,3	0,95	1							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	β	β_r
ARCILLA LIMOSA	2’	1,9	20,05	0,74	$1{,}1\text{x}10^{-7}$	$7{,}5\text{x}10^{-7}$	0,156	0,019	4.500	36.950	0,32	2,15
LIMO ARENOSO	2a	0,95	20,05	0,74	$1{,}1\text{x}10^{-7}$	$7{,}5\text{x}10^{-7}$	0,129	0,033	3.000	11.730	0,32	2,15
ARCILLA LIMOSA	2’	6,65	20,05	0,74	$1{,}1\text{x}10^{-7}$	$7{,}5\text{x}10^{-7}$	0,237	0,024	5.200	51.350	0,32	2,15
LIMO ARENOSO	2a	0,95	20,05	0,74	$1{,}1\text{x}10^{-7}$	$7{,}5\text{x}10^{-7}$	0,129	0,033	3.000	11.730	0,32	2,15
ARCILLA LIMOSA	2’	1,9	20,05	0,74	$1{,}1\text{x}10^{-7}$	$7{,}5\text{x}10^{-7}$	0,156	0,019	19.000	156.000	0,32	2,15
LIMO ARENOSO	2a	0,95	20,05	0,74	$1{,}1\text{x}10^{-7}$	$7{,}5\text{x}10^{-7}$	0,129	0,033	30.000	117.275	0,32	2,15

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Tabla 4.21
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. *($\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$)*
S1. P18 (m=180, n=14)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S1 POZO P18		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	21,58	SEP-95
s_{max} (cm)	7,97	FEB-97
$s_{l\,max}$ (cm)	15,89	ENE-97

Se repite el cálculo cambiando los valores de la permeabilidad por los del limo (ver figura 4.22). En el contacto entre la arcilla y el limo, como ambos tienen distinta permeabilidad y, por lo tanto, difusividad, se utiliza la media de las permeabilidades.

Como β pasa en el limo a un valor de 26, en algunos puntos comienza a haber inestabilidad en el cálculo con las oscilaciones descritas en otros casos y alternancia de valores de u positivos y negativos con saltos de aproximadamente 20 kPa, con lo que vuelve a aparecer un logaritmo negativo en la expresión [3.147]. En este caso se ha disminuido Δt a 15 días, con lo que el máximo valor de β queda en 13,07 (considerando la media de las permeabilidades del limo y la arcilla en el contacto entre ambas), y se corrige el comportamiento.

Los nuevos datos de entrada se muestran en la tabla 4.22.

Tabla 4.22
Datos de entrada para el cálculo
S1. P18. (m=360, n=14)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S1. SONDEO SITUADO EN LA ZONA DE ALTO DESCENSO DEL NIVEL PIEZOMÉTRICO												
VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P18												
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 SEP-95	SEP-95 OCT-97	OCT-97 ENE-98				
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	-3	+7,6	-0,5				
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz (m)	Δt (dias)							
	1,4	-2,4	13,3	0,95	15							
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	D (m^2/s)	D_r (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	β	β_r
ARCILLA LIMOSA	2’	1,9	20,05	0,74	$1{,}2\text{x}10^{-7}$	$1{,}1\text{x}10^{-6}$	0,156	0,019	4.500	36.950	0,17	1,58
LIMO ARENOSO	2a	0,95	20,05	0,74	$4{,}4\text{x}10^{-6}$	$1{,}7\text{x}10^{-5}$	0,129	0,033	3.000	11.730	12,55	49,11
ARCILLA LIMOSA	2’	6,65	20,05	0,74	$1{,}2\text{x}10^{-7}$	$1{,}1\text{x}10^{-6}$	0,237	0,024	5.200	51.350	0,17	1,58
LIMO ARENOSO	2a	0,95	20,05	0,74	$4{,}4\text{x}10^{-6}$	$1{,}7\text{x}10^{-5}$	0,129	0,033	3.000	11.730	12,55	49,11
ARCILLA LIMOSA	2’	1,9	20,05	0,74	$1{,}2\text{x}10^{-7}$	$1{,}1\text{x}10^{-6}$	0,156	0,019	19.000	156.000	0,17	1,58
LIMO ARENOSO	2a	0,95	20,05	0,74	$4{,}4\text{x}10^{-6}$	$1{,}7\text{x}10^{-5}$	0,129	0,033	30.000	117.275	12,55	49,11

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

En la figura 4.24 se tienen las leyes de la presión intersticial en función de la profundidad correspondientes a los tiempos en los que se producen cambios en el gradiente del nivel piezométrico. El asiento s_l es mayor que el s. Los valores máximos se presentan en la tabla 4.23.

En la figura 4.25 se muestran las presiones intersticiales para el caso de $\Delta h_N = 0$, y en la tabla 4.23 se recogen los máximos del asiento.

Tabla 4.23
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO
S1. P18 (m=360, n=14)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S1 POZO P18				
	$\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$		$\Delta h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	21,58	SEP-95	21,58	SEP-95
s_{max} (cm)	11,17	ENE-97	4,96	ENE-98
$s_{l\,max}$ (cm)	21,68	ENE-97	11,27	ENE-98

4.3. CONCLUSIONES. CUADRO RESUMEN DE LOS CÁLCULOS REALIZADOS

Los perfiles del suelo del casco urbano de Murcia elegidos para el cálculo de la subsidencia corresponden a las localizaciones de los sondeos en las que es mayor la profundidad a la que llega el estrato compresible, las que presentan la arcilla más blanda y las que se encuentran próximas a los puntos de mayor descenso medido del nivel piezométrico. Se han escogido tres sondeos de la zona norte de la ciudad, el S'25, el S'13 y el S1, dos de la zona central, el SR1 y el S'46, este último perteneciente al casco histórico, y dos de la zona al sur del río Segura, el S'18 y el S'16.

En todos ellos se han considerado las oscilaciones del nivel piezométrico, en función del tiempo, determinadas por las mediciones efectuadas en los pozos municipales más cercanos.

En muchos lugares de la ciudad el nivel de agua inicial se encontraba dentro del estrato de arcilla, por lo que la parte superior del mismo estaba parcialmente saturada. Los asientos producidos por la subsidencia en un suelo saturado-parcialmente saturado se han calculado usando el método de predictor-corrector. Se han tenido en cuenta las diferencias de los parámetros del terreno en los estados de carga, descarga y recarga.

Como no está muy clara la conexión o independencia de los dos acuíferos de la ciudad de Murcia, el superior y el inferior, se han seguido las hipótesis de que las variaciones del nivel piezométrico se producen al mismo tiempo en ambos acuíferos o sólo en el inferior (ver 2.1.1.4).

Como resumen de los cálculos realizados se puede configurar la tabla 4.24. Los asientos totales calculados alcanzan más de 25 cm, variando, según los supuestos, entre 2,59 cm y 25,54 cm. Aunque no se dispone de nivelaciones de precisión, los asientos observados en las diferentes áreas de la ciudad varían dentro de un rango con este orden de magnitud (ver 2.1.5.1).

5.1. EFECTO DE LA SUBSIDENCIA SOBRE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS

5.1.1. Interacción suelo-cimentación

El terreno en el que se encuentra un pilote puede verse sometido a acciones o desplazamientos independientes de la carga que él le transmite. Como la inclusión de la cimentación en el suelo supone la presencia de un elemento de rigidez superior, el efecto será una oposición a dichos movimientos, lo que creará una interacción entre pilote y terreno que dará lugar a la aparición de nuevos esfuerzos y tensiones sobre el pilote y de las consiguientes deformaciones.

Si el movimiento del suelo tiene la dirección del eje del pilote y sentido descendente, la interacción origina una fricción denominada rozamiento negativo, que constituye una nueva acción sobre el pilote y elimina la resistencia del terreno por rozamiento en el fuste. Esta solicitación se debe tener en cuenta tanto por los asientos como por las tensiones que provoca, que pueden sobrepasar los valores admisibles, agotando la capacidad de carga de la cimentación o, en el mejor de los casos, se reflejará en una disminución del coeficiente de seguridad con el que se haya calculado.

Las acciones generadas por el rozamiento negativo son función de la magnitud de la carga aplicada, la relación tensión-deformación de las capas que conforman el perfil del suelo, las características de rozamiento de la superficie del pilote y el método de instalación del mismo.

5.1.2. Rozamiento negativo en pilotes provocado por la subsidencia

5.1.2.1. Origen del fenómeno

Una de las causas que pueden desencadenar el rozamiento negativo en los pilotes es la consolidación del terreno en el que se cimentan por el fenómeno de la subsidencia.

Si el suelo que atraviesa el pilote se ve sometido a un asiento, la zona de terreno adyacente al fuste intentará descender con respecto a este, colgándose de él y apareciendo así unas tensiones tangenciales, de signo contrario al resistente, que originarán una compresión en el pilote, creciente según vaya aumentando el asiento hasta que en algún punto del contacto suelo-pilote se alcance la resistencia al corte, en cuyo momento la tensión tangencial permanece en este valor sin poder aumentar más. A partir de este instante se pueden producir, en dicho punto, deslizamientos en el contacto suelo-pilote. Conociendo la evolución de la subsidencia se puede estudiar la distribución de las tensiones tangenciales en el fuste del pilote, así como su asiento en cabeza, en cada momento.

Un desplazamiento relativo entre el pilote y el terreno de 1-2 cm puede ser suficiente para que se movilice el máximo rozamiento negativo unitario, tanto en los suelos arcillosos

como en los arenosos. Indraratna et al. (1992) estudiaron los desplazamientos necesarios para movilizarlo en la arcilla de Bangkok, llegando a la conclusión de que éstos eran muy pequeños, aunque para conseguir completar el máximo valor posible de la fricción se requieren asientos del terreno de una magnitud considerable. Observaron, además, que la longitud del pilote tenía una influencia importante en éste último factor.

El efecto del rozamiento negativo en un pilote individual perteneciente a un grupo es menor que en un pilote aislado debido a la interacción de los pilotes del grupo (Lee, 1993).

5.1.2.2. Resistencia del pilote con rozamiento negativo

El efecto que tiene el fenómeno sobre la distribución de tensiones, tanto en el fuste como en la punta del pilote, se traduce en un traspaso de la capacidad portante desde la parte más superficial del fuste hacia las más profundas y hacia la propia punta.

Para que se produzca el rozamiento negativo es necesario que el suelo asiente más que el pilote, en caso contrario el rozamiento será positivo. En un caso general habrá un punto por encima del cual el rozamiento será negativo y por debajo, positivo, por lo que las tensiones tangenciales cambian de sentido. Se puede definir al punto neutro como aquel en el que el suelo y el pilote se mueven juntos. La distribución del esfuerzo axil en el pilote es aproximadamente simétrica respecto al punto neutro, donde toma un valor máximo.

Endo et al. (1969) han encontrado que la relación entre la profundidad del punto neutro y la longitud del pilote, en terreno compresible, oscila entre 0,73 y 0,78, independientemente de la forma en que se soporte la punta. Wong y Teh (1995) describen el efecto del rozamiento negativo sobre un pilote tubular de acero, de 37,5 m de longitud, 61 cm de diámetro exterior y 0,95 cm de espesor, situado en la Bahía de Tokio (ver 1.2.4.3), que fue conducido a través de 7 m de arena densa y 30,5 m de limo, arcilla y grava, hasta un estrato resistente de arena densa. El terreno asentó aproximadamente 29 cm en 41 meses. El punto neutro fue localizado a una profundidad bajo la superficie del 82% de la longitud del pilote y el esfuerzo axil máximo que se alcanzó fue de 2.390 kN (Fukuya et al., 1982). Este caso es estudiado con más profundidad en 5.2.3.2.1.

El rozamiento negativo origina unas cargas que, junto con las transmitidas por la estructura, habrán de ser resistidas por los estratos inferiores en los que apoya el pilote. Con ello la capacidad del pilote como cimiento se ve reducida, pues desaparece la resistencia por el fuste en la zona en la que el terreno asienta más que el pilote y la zona del fuste con rozamiento positivo y la punta tendrán que resistir la carga inicial más la provocada por la fricción negativa.

El fenómeno, por lo tanto, ha de tenerse en cuenta en el diseño y cálculo de las cimentaciones con pilotes en los casos en los que se prevea su aparición, mediante la comprobación de la sección requerida del fuste para soportar las tensiones tangenciales totales que actuarían por encima del punto neutro, y de las condiciones que deben cumplir la punta y la zona del fuste por debajo del punto neutro para que el terreno soporte la carga

transmitida. La punta del pilote debe calcularse para ello, aunque también puede emplearse un sistema que aísle al fuste del rozamiento del terreno, para que el pilote trabaje sólo por su punta (ver 5.1.2.6).

En cualquier caso, la diferencia de asiento entre la punta y la cabeza del pilote corresponde al acortamiento del fuste del pilote correspondiente a toda su longitud. Indraratna et al. (1992) consideran que esta deformación tiene un carácter elástico, lo que puede suponerse siempre que no se alcance el límite elástico del material constituyente del pilote.

5.1.2.3. Desarrollo del fenómeno según el tipo de pilote

Se pueden distinguir dos casos en el rozamiento negativo, según el pilote se encuentre empotrado en un estrato rígido o sea un pilote flotante en el estrato compresible.

En el primer caso se trata de un pilote columna, cuya punta se empotra en un estrato de roca, grava o arena muy densa. El asiento del terreno se producirá fundamentalmente en las capas compresibles situadas entre la superficie y el fondo rígido y variará desde una cantidad máxima, en superficie, hasta cero, en la base. Por lo tanto, el rozamiento negativo irá decreciendo con la profundidad desde el mayor valor en superficie hasta anularse en un punto cercano al estrato rígido, a partir del cual se hará positivo. La carga del pilote será resistida, entonces, por la punta y la pequeña zona del fuste que tiene rozamiento positivo, entre el punto neutro y el estrato rígido (ver figura 5.1).

Figura 5.1
Leyes de rozamiento negativo en pilotes columna y flotante

En el Puerto de Singapur, en pilotes prefabricados de hormigón armado, hincados a través de una capa de arcilla blanda y compresible hasta empotrarse en un estrato rígido de rocas de origen sedimentario, se ha encontrado la posición del punto neutro a una profundidad aproximada de unos 17 m bajo la superficie, cerca de la base rígida (Leung et al., 1991).

En Sorenga, situada en el puerto de Oslo, se estudió el efecto del rozamiento negativo sobre seis pilotes tubulares de acero en 1966 (Bjerrum et al., 1969; Alonso et al., 1984; Wong y Teh, 1995). Uno de ellos tenía un diámetro exterior de 50 cm y un espesor de pared de 0,8 cm. El perfil del terreno consistía en un relleno de 13 m colocado antes de 1900, seguido por 27 m de arcilla normalmente consolidada hasta alcanzar un estrato de roca, en el que se empotraba el pilote. Dos años después de la instalación el pilote había asentado 3,25 cm y el terreno, 7 cm. El valor máximo del axil fue de 2.500 kN. El punto neutro fue localizado en el extremo inferior del pilote. Otro pilote, situado en una localización más desfavorable en cuanto al rozamiento negativo por tener cerca de 40 m de arcilla normalmente consolidada, asentó 10 cm en 5 años y alcanzó una carga axil de 4.000 kN, como respuesta a un asiento del terreno de 200 cm.

Johannessen y Bjerrum (1965) estudiaron el comportamiento de un pilote de acero conducido en una zona marina en la que el agua tenía una profundidad de unos 8 m hasta un estrato de roca, situado a unos 53 m bajo el nivel del mar. El perfil del terreno consistía en una arcilla de blanda a media que asentó 120 cm debido a la colocación de un relleno de 10 m de espesor. El axil provocado por el rozamiento negativo alcanzó valores importantes y llegó a exceder la carga admisible con la que fue diseñada la cimentación cerca de la punta del pilote, donde el valor medido fue de 2.500 kN. El acortamiento del pilote fue de 2,5 cm y el asiento de la punta de aproximadamente 6 cm (Alonso et al., 1984).

En Melbourne, Australia, se condujo un pilote tubular de acero a través de un suelo estratificado con 15 m de arcilla limosa firme. El pilote tenía 34 m de longitud, 76 cm de diámetro exterior y una pared de 1,1 cm de espesor. Se construyó un terraplén para provocar el asiento del terreno, que fue de 3,5 cm en 4 meses. No se llegó a alcanzar la presión de preconsolidación. El axil máximo medido fue de 1.800 kN y el punto neutro se encontró a una profundidad de un 65% de la longitud del pilote (Walker y Darvall, 1973; Wong y Teh, 1995). Se trata de un claro ejemplo de cómo un pequeño asiento del terreno provoca un importante aumento de la carga axil del pilote y cambia completamente la trayectoria de tensiones tangenciales en el fuste, al mismo tiempo que aumentan las tensiones normales de la punta.

En el segundo caso se tiene un pilote flotante, totalmente clavado en un suelo de consistencia media o blanda y que resiste fundamentalmente por rozamiento en el fuste. El desplazamiento del terreno se produce a lo largo de todo el pilote y en los estratos subyacentes, con lo que el asiento crece desde las zonas más profundas hasta la superficie. Por lo tanto, el rozamiento negativo será máximo en superficie y dará lugar a una fuerte compresión en el pilote, lo que provocará un importante asiento del mismo. Esto hará que en su parte inferior el asiento del pilote sea superior al del terreno, con lo que el rozamiento será positivo. El punto neutro aparecerá en la zona central del fuste y el rozamiento

negativo de la parte superior se verá equilibrado con el rozamiento positivo de la inferior, quedando el pilote prácticamente inservible y su resistencia por la punta, si queda algo de ella, será pequeña comparada con la carga de hundimiento inicial, anterior a la subsidencia (ver figura 5.1).

Para los altos edificios de Bangkok a menudo se han usado como primer elemento de la cimentación pilotes hincados en una capa de arcilla blanda, cuyo espesor varía entre 10 y 15 m. La hinca de los pilotes produce un remoldeo de la arcilla, cuyo efecto se suma al de la subsidencia provocada por la extracción de agua, y puede desencadenar asientos inaceptables. Además, la poca altitud sobre el nivel del mar y el peligro de inundaciones hace que la mayoría de los proyectos de urbanización residencial o industrial requieran que se eleve la superficie del terreno de 1,5 a 2 m mediante la colocación de un relleno, lo que amplifica el asiento del terreno (ver 1.2.3).

El rozamiento negativo fue experimentado 10 km al este de Bangkok, en un pilote hueco de hormigón pretensado, de 27 m de longitud, 40 cm de diámetro exterior y un espesor de pared de 7,5 cm, conducido a través de un relleno de 4 m y arcilla blanda de 16 m hasta un estrato de arcilla más firme. Se construyó un terraplén de 2 m encima para provocar el asiento del terreno, que fue de 27 cm en 9 meses. El punto neutro apareció al 85% de la longitud del pilote, a una profundidad de 20 m, y el axil máximo fue de 305 kN. Por debajo de este nivel, correspondiente al límite entre la arcilla blanda y la arcilla dura, el axil decrecía rápidamente y sólo se transmitía a la punta una pequeña proporción de la carga (Indraratna et al., 1992; Wong y Teh, 1995).

Un ejemplo cercano del mismo tipo es el del pabellón de deportes del Club de Baloncesto Unicaja de Málaga, inaugurado en septiembre de 1999 y cerrado al mes siguiente. Por una parte, se ejecutaron pilotes más cortos que los especificados en el proyecto de la cimentación. Por otra, se colocó un terraplén en los alrededores del edificio, para conseguir un nivel intermedio entre el de la ciudad y el del pabellón, en el que disponer los accesos, aparcamientos y los espacios que lo rodean. El efecto del terraplén no fue contemplado en el proyecto del edificio. Todo esto provocó un asiento de entidad considerable, que dio lugar a daños en la estructura. Entre ellos, los más evidentes fueron las deformaciones de algunas de las barras de la estructura estérea que cubría la pista deportiva.

3 km al oeste del centro de Tokio (ver 1.2.4.3) se estudió el comportamiento de tres pilotes verticales y dos inclinados (Endo et al., 1969; Alonso et al., 1984; Wong y Teh, 1995). Su diámetro exterior tenía 60,96 cm y su pared un espesor de 0,95 cm. Dos de los verticales llegaban hasta estrato de arena limosa, poco firme, a unos 43 m de profundidad y el tercero era un pilote completamente flotante. El perfil del terreno se componía de 2 m de relleno, 37 m de limo muy blando y 6 m de arena poco firme, seguida de arena densa. En junio de 1964 el nivel piezométrico se encontraba a 1,5 m bajo la superficie y experimentó un gran descenso causado por el bombeo de agua para fines industriales. La superficie del suelo asentaba con una tasa de 15 cm/año. El punto neutro se encontró entre 25 y 35 m de profundidad y el máximo axil varió de 1.500 a 3.000 kN. El caso de pilote flotante es estudiado con detenimiento en 5.2.3.2.2.

5.1.2.4. Influencia de la tasa de asiento del terreno

Walker y Darvall (1973) destacan la importancia que tiene el desarrollo a lo largo del tiempo de la acción que causa el asiento en el terreno. En ese caso se trataba de la colocación de un relleno. Después de un rápido aumento del axil del pilote durante la aplicación de la carga en el terreno, se continuó con un incremento progresivo que puede ser representado por una relación lineal entre el axil que aparece en el pilote y el logaritmo del tiempo. El aumento del axil se produce en estrecha relación con el asiento del terreno, más que con los cambios en sus presiones efectivas. La carga axil llegó a aumentar hasta un 30% bajo presión efectiva constante.

La influencia del tiempo en el fenómeno aparece desde el origen del mismo. Como el rozamiento negativo está relacionado directamente con el asiento, en el diseño y cálculo de una cimentación han de considerarse tanto la magnitud del movimiento del terreno como su velocidad (Indraratna et al., 1992). La posición del punto neutro y la distribución de la carga axil a lo largo del fuste del pilote varían en función del tiempo y la forma de desarrollarse el asiento en el terreno.

De todas formas, en cuanto a la relación entre el rozamiento negativo y la velocidad del desplazamiento relativo entre suelo y pilote, hay que decir que, en general, se requiere que pase un período de tiempo bastante grande, una vez que la tasa de asiento relativo se hace pequeña, para que la fricción negativa se acabe de desarrollar completamente. El rozamiento negativo no muestra una tendencia a disminuir instantáneamente cuando se produce un decrecimiento de la velocidad del asiento relativo (Endo et al., 1969).

5.1.2.5. Rozamiento negativo en pilotes cargados inicialmente en cabeza

En general la relación entre carga y asiento de una cimentación por pilotaje puede obtenerse de ensayos de carga in situ. El pilote se somete en cabeza a una carga estática que equivale normalmente a 2,5 veces la carga admisible.

Cuando actúa el rozamiento negativo pueden estudiarse varias secuencias de carga. Puede aparecer la acción de la fricción negativa sobre un pilote que no haya sido cargado previamente o en el caso de que inicialmente actúe en cabeza una carga estática de un determinado valor.

La carga por rozamiento negativo y los desplazamientos del pilote varían casi linealmente con el asiento de la superficie hasta un valor crítico, alcanzado el cual se ha movilizado el máximo rozamiento negativo y el asiento del terreno aumenta considerablemente. Mayores desplazamientos del terreno no causarán una fricción negativa adicional a lo largo del fuste del pilote y la máxima carga axil se mantiene e, incluso, puede disminuir algo. Indraratna et al. (1992) dan una ratio de 16 entre el asiento total del suelo y el desplazamiento del pilote en cabeza cuando se moviliza el valor extremo del axil provocado por la fricción negativa.

Si el pilote se encuentra trabajando con una carga estática transmitida por la estructura, lo que es usual, la razón de asientos anterior decrece a un valor aproximado de 9. Generalmente el asiento del terreno en el que se cimenta un pilote sometido a su carga de servicio resulta despreciable y la carga axil del mismo, por lo tanto, varía linealmente con el desplazamiento vertical del pilote. Si se produce un asiento de la superficie del terreno, rápido o lento según su origen, el rozamiento negativo provoca un aumento de la tasa de asiento del pilote. Por encima de un valor crítico del asiento superficial, los movimientos de la cabeza y la punta del pilote prácticamente se estabilizan, y el axil del pilote pasa a no verse afectado por el rozamiento negativo una vez alcanzado su máximo.

Por lo tanto, una evaluación racional de la capacidad de carga del pilote debe contemplar los desplazamientos del pilote correspondientes a la movilización del máximo rozamiento negativo en adición a su carga de trabajo aplicada.

5.1.2.6. Medidas de disminución del rozamiento negativo en pilotes

Los nuevos esfuerzos causados por el rozamiento negativo pueden resistirse incrementando la capacidad de carga del pilote, disponiendo pilotes adicionales o reduciendo el espacio entre los grupos de pilotes. En Heroya, aproximadamente 120 km al sur de Oslo, se colocaron pilotes de acero a través de un relleno y una capa de arcilla blanda, hasta llegar a un estrato firme de roca a una profundidad de 20-30 m. Como se esperaban importantes esfuerzos provocados por el rozamiento negativo, la carga admisible de la cimentación fue reducida un 50%, quedando en 1.200 kN. Los valores del axil que después se midieron, en torno a 3.000 kN, confirmaron esta hipótesis. En otra localización se midieron 1.200 kN para el axil y 3,3 cm para el asiento del pilote como respuesta a un asiento del terreno de 20 cm (Bjerrum et al., 1969).

Como se desprende de los ejemplos citados, las acciones del rozamiento negativo sobre los pilotes llegan a alcanzar valores importantes, por lo que puede interesar introducir mecanismos que lo eliminen o, al menos, lo disminuyan. Una primera medida es la disminución del asiento potencial del terreno mediante precargas. Otro método es la utilización de pilotes de gran diámetro, pues a igualdad de área presentan una menor superficie lateral, lo que implica una repercusión inferior del rozamiento negativo en la capacidad de carga de la cimentación ante el asiento relativo del terreno respecto al pilote.

Otra posibilidad es la de aislar al pilote del terreno mediante entubaciones perdidas, lo que hará que el rozamiento negativo no afecte al pilote, sino a la entubación. El inconveniente que presenta esta solución es la pérdida de la resistencia por rozamiento positivo del fuste en la carga de hundimiento del pilote. Se han conseguido mejores resultados mediante el tratamiento del fuste de manera que el desplazamiento del terreno sólo pueda movilizar un rozamiento negativo de pequeña magnitud sobre la superficie lubricada. Las protecciones pueden ser de betún asfáltico, con el que se han conseguido reducciones del rozamiento negativo a un 10%, de tratamientos catódicos o de fangos bentoníticos, con disminuciones a un 50-60% (Bjerrum et al., 1969; Jiménez Salas et al., 1980).

El comportamiento de los pilotes recubiertos de betún, sometidos a rozamiento negativo, depende de las características del pilote, del terreno y del recubrimiento de betún. Los factores principales que afectan al rozamiento negativo son:

a) El tipo, la longitud, la sección transversal y el método de colocación del pilote.
b) El perfil del terreno, la posición del nivel freático, la temperatura, la granulometría, la compresibilidad y las características de consolidación de los suelos.
c) El tipo de betún, el método de aplicación y el grosor del recubrimiento. El desplazamiento del terreno circundante respecto al fuste dará lugar a tensiones tangenciales en el recubrimiento, por lo que éste debe tener una respuesta satisfactoria a tales acciones (Claessen y Horvart, 1974).

El tipo ideal de betún para un uso óptimo, según la KSLA (Koninklijke Shell Laboratorio de Ámsterdam), debe cumplir una serie de condiciones mecánicas, de temperatura y en cuanto al tiempo de carga.

a) Tiene que ser un material líquido y ligero para temperaturas elevadas, que lo hagan fácilmente aplicable.
b) Debe fluir muy despacio a temperatura ambiente y en períodos medios de carga, tiempo desarrollado durante el almacenaje.
c) Será elástico a temperatura media al aire libre y en períodos cortos de carga, para el transporte.
d) Tendrá una viscosidad baja con la temperatura del suelo y en muy largos períodos de carga, para ofrecer muy poca resistencia frente a los asientos del terreno.

Claessen y Horvart (1974) apuntan un valor de un 20-50% para la reducción del número de pilotes de una cimentación media en tierras holandesas, minimizando el rozamiento negativo mediante la aplicación de capas de betún. Dependiendo de la envergadura del trabajo, el coste de la medida de protección puede suponer entre un 10-20% del coste total de la cimentación (Bjerrum et al., 1969; Claessen y Horvart, 1974).

Las capas de recubrimiento de betún pueden aplicarse en otros elementos estructurales o de cimentación sometidos a esfuerzos de rozamiento negativo, como pozos, contrafuertes o túneles.

Baligh et al. (1978) muestran siete casos bien documentados en los que se determinó el rozamiento negativo en pilotes recubiertos de betún o bentonita. Entre las conclusiones del estudio se determinó que los factores que más influían en el rozamiento negativo eran el perímetro de la sección transversal del pilote, el tipo de betún y la temperatura del terreno. El grosor de la cubierta de betún, el coeficiente de consolidación de la arcilla, el asiento final y el tiempo en el que se produce tienen una menor repercusión.

El rozamiento disminuye con una menor superficie lateral del pilote para una misma área de sección transversal y con unas mayores suavidad del betún y temperatura del suelo.

En algunos casos se ha observado para el mismo pilote una reducción menor de la fricción en los períodos correspondientes a inviernos fríos que en los correspondientes a veranos cálidos (Bjerrum et al., 1969).

El rozamiento negativo se redujo a un 2-8% en los pilote in-situ cubiertos con una capa de betún de 0,1-1 cm. Por otro lado, la resistencia por fuste de los pilotes se vio disminuida hasta un 30-80%.

En estos casos, es importante que el betún sea protegido durante la construcción mediante la colocación en el pilote de una punta amplia o de cubiertas protectoras en los terrenos de grano grueso. Parece que la solución más efectiva es equipar al pilote con una punta ensanchada, de diámetro 10 cm mayor que el fuste del pilote, por lo que la superficie del mismo no se vería dañada por los granos de arena y grava. Para estabilizar las paredes de la penetración se puede rellenar con una mezcla tixotrópica de bentonita y agua, con una proporción de, por ejemplo, 120 kg/m^3. Con estas precauciones se lograría, además, prevenir la corrosión del acero u hormigón del fuste, con lo que la sección completa del mismo sería considerada a efectos resistentes.

Se midieron, también, las deformaciones de las cubiertas de betún, observándose que su movimiento vertical se incrementaba linealmente desde cero en el fuste del pilote hasta un máximo en la cara externa del betún. El desplazamiento vertical de esta cara disminuía con la profundidad y puede representar el asiento del terreno.

Claessen y Horvart (1974) y Bjerrum et al. (1969) dan cifras similares para ensayos realizados en Holanda y Noruega a partir de 1960. Walker y Darvall (1973) experimentan el mismo pilote con y sin recubrimiento de betún, encontrando valores despreciables de rozamiento negativo en el segundo caso (ver 5.1.2.3).

Indraratna et al. (1992) estudiaron, también, el mismo pilote con y sin recubrimiento de betún (ver 5.1.2.1). En el pilote con cubierta bituminosa se dejaron descubiertos los cuatro metros inferiores del fuste para aprovechar su resistencia por rozamiento positivo. Las consideraciones hechas en cuanto a la relación de las cargas de rozamiento negativo y los movimientos del terreno necesarios para movilizarlo se repiten en el caso de que el pilote esté protegido por una cubierta de betún, aunque las cargas a las que se llega se ven sensiblemente disminuidas, llegándose hasta un tercio de las anteriores. Lo mismo puede decirse de la tendencia de la distribución de carga axil en los pilotes, aunque el valor máximo fue reducido a un 40%.

La reducción cuando el espacio anular entre la superficie del pilote y el tubo de acero que se usó para su construcción era rellenada con bentonita fue a un 20% en un caso y a un 80% en otro (Baligh et al., 1978).

Con la electro-ósmosis se puede aumentar la capilaridad alrededor del pilote, lo que disminuye la presión y el rozamiento negativo entre pilote y terreno (Baligh et al., 1978). Si se pone al pilote en contacto con un ánodo cercano y se aplica una corriente eléctrica, al mismo que tiempo que se consigue la protección contra la corrosión, se disminuye la

tensión efectiva y por lo tanto el rozamiento negativo en el pilote. En pilotes experimentados en Noruega se ha conseguido reducir el máximo axil hasta un 67% (Bjerrum et al., 1969). Este método se ha usado con frecuencia para reducir temporalmente la adhesión entre arcilla y acero cuando los pilotes o los tubos de acero tienen que ser extraídos del terreno.

En estos casos, como la resistencia del pilote se confía exclusivamente a la punta, debe extremarse el control de su construcción o penalizarse su resistencia con un elevado coeficiente de seguridad. Claessen y Horvart (1974) aconsejan que se mantenga descubierta de betún la parte inferior del pilote en una longitud en torno a 10 veces el diámetro o la anchura, para que pueda seguir resistiendo la zona del fuste sometida a rozamiento positivo.

5.2. MÉTODO DE CÁLCULO

5.2.1. Revisión de los métodos de cálculo empleados para el rozamiento negativo en pilotes

Poulos y Davis (1980) y Alonso et al. (1984) presentan resúmenes de los métodos de cálculo utilizados para el rozamiento negativo en pilotes.

La aplicación de las ecuaciones de Mindlin a problemas de transferencia de carga a lo largo de un pilote fue iniciada por D'Appolonia y Romualdi (1963), para un pilote cuya punta se supone que tiene asiento nulo, utilizando una imagen de simetría respecto al plano horizontal que pasa por dicha punta.

Jiménez Salas y Arrechea (1965) fueron los primeros en usar la Teoría de la Elasticidad para estimar las fuerzas de rozamiento negativo. Resolvieron la distribución de tensiones a lo largo del fuste de un pilote incompresible en un medio elástico, homogéneo e isótropo, para carga en cabeza y para rozamiento negativo, suponiendo las fuerzas concentradas en el eje del pilote y que no existe carga en la punta.

Thurman y D'Appolonia (1965) incluyen el efecto del deslizamiento en el fuste del pilote y diferencian entre el módulo de elasticidad del terreno que afecta a la punta y el que afecta al fuste.

Jiménez Salas y Arrechea también iniciaron métodos de elementos de contorno basados en las ecuaciones de Mindlin. En este grupo se incluye el análisis de Poulos y Davis (1968) para pilotes embebidos en un suelo homogéneo y descansando sobre un estrato rígido, que tiene en cuenta el deslizamiento entre suelo y pilote. Consideran la carga del pilote repartida sobre una serie de anillos en el fuste y sobre la base del pilote. Para suelos heterogéneos sugieren un método aproximado (Poulos, 1979, 1989). Mattes y Poulos (1969) consideraron el caso de pilote compresible.

Aunque no quedó establecido por los autores, estos análisis para pilotes en suelos expansivos y colapsables pueden utilizarse también para estudiar los pilotes flotantes en suelos subsidentes.

El método de los elementos finitos es una potente herramienta que permite, por ejemplo, considerar la falta de resistencia a tracción de algunos de los estratos del suelo, su verdadero comportamiento plástico, la estratificación o condiciones especiales en los límites. Walker y Darvall (1973) e Indraratna et al. (1992) han presentado métodos no elásticos por elementos finitos que han conseguido un buen ajuste con mediciones de campo.

Los métodos de elementos finitos son más costosos que los métodos de elementos de contorno. El análisis de contorno elasto-plástico generado por Justo et al. (1994) para un pilote sometido a una carga en cabeza ha sido adaptado para un suelo subsidente heterogéneo. Las modificaciones consisten en la incorporación de un subprograma que introduce la subsidencia del terreno a las tensiones tangenciales, en el fuste, y normales, en la punta, calculadas al final del proceso de carga del pilote (Justo, 2000). Se asume que la presencia del pilote no influye en la consolidación del suelo a una distancia suficiente.

5.2.2. Método elasto-plástico para el cálculo de pilotes

Se ha empleado para el cálculo de pilotes sometidos a carga axil en un suelo elástico y estratificado un método simple, incremental, elasto-plástico, que considera la continuidad del terreno, basado en la aproximación de Steinbrenner (Steinbrenner, 1934) y en las ecuaciones de Mindlin. El método permite considerar la influencia de cargas que cambian de sentido y se ajusta aceptablemente a los resultados de ensayos de carga sobre pilotes.

5.2.2.1. Hipótesis de cálculo

Se consideran las siguientes hipótesis:

a) El terreno se asimila a un semiespacio indefinido, lineal-elástico, isótropo y con estratificación horizontal.
b) Se supone que el material del pilote es lineal-elástico y homogéneo.
c) Se admite la existencia de unas tensiones iniciales, tanto en el fuste como en la punta, producidas, por ejemplo, por la hinca del pilote.
d) En cada escalón de cálculo el sistema se resuelve para un incremento de carga, lo que permite la variación de las constantes elásticas.
e) Se admite la plastificación de los contactos pilote-terreno (Alonso et al., 1984; Lee, 1993; Wong y Teh, 1995).
f) Se supone que la distribución de tensiones para las cargas transmitidas por el pilote al terreno viene dada por las ecuaciones de Mindlin para suelo homogéneo y elástico, con el coeficiente de Poisson correspondiente al punto en el que aparece la tensión, a pesar de la existencia de la estratificación.

g) Se desprecia la influencia de las tensiones radiales en el fuste y tangenciales en la punta transmitidas por el pilote al terreno.

Las hipótesis c) y d) permiten considerar diferentes valores del módulo de elasticidad en las fases de carga, descarga o recarga (Alonso et al., 1984).

De la hipótesis f) se desprende que la plastificación se reduce al contacto suelo-pilote. Según Mindlin las tensiones no dependen del módulo de elasticidad, por lo que el efecto de una variación de dicho módulo debe ser de segundo orden. Davies y Banerjee (1978) han encontrado que el asiento provocado por una capa vertical concentrada en la interfase entre dos capas con diferentes módulos de elasticidad depende fundamentalmente del módulo de elasticidad de la capa interior. Por otra parte, en estudios de pilotes basados en la teoría elástica (Mattes y Poulos, 1969; Jiménez Salas et al., 1981) se observa que la influencia del coeficiente de Poisson es moderada, incluso para cambios tan grandes como de 0 a 0,5.

5.2.2.2. Datos de partida

Suponemos un pilote vertical situado en un terreno elástico, formado por m capas que descansan sobre un estrato rígido (ver figura 5.2). De los m estratos, b corresponden a la longitud del pilote y los restantes están situados por debajo. El estrato genérico, l, viene definido por sus constantes elásticas, el módulo de elasticidad para carga noval, E_l, y para descarga o recarga, E_{lr}, el coeficiente de Poisson, ν_l, y la coordenada vertical de la base del estrato, y_l. El origen de todas las coordenadas verticales se sitúa en la superficie del terreno.

El fuste del pilote se divide en elementos cilíndricos y la base en anillos concéntricos, cuyas circunferencias centrales permanecen unidas al terreno hasta el momento en el que se plastifican. Cada sector del pilote situado en un estrato se divide en particiones de igual altura para cada estrato, de forma que hasta la capa l, inclusive, hay n_l particiones. Hasta la capa b, inclusive, hay $n_b = n$ particiones. Los elementos se van numerando correlativamente en la longitud del pilote, desde 1 hasta n. Los n nodos correspondientes al fuste están situados en el centro de los elementos. La base se divide en N coronas circulares, que pueden corresponder a incrementos iguales de radio, o a particiones de igual área, de manera que la corona j está limitada por los radios r_{j-1} y r_j. Los nodos de la base son, en realidad, como los del fuste, circunferencias nodales, correspondientes a N valores de i, que situamos en el centro de cada corona.

Los datos iniciales del pilote son la longitud por encima del terreno, ΔL, la longitud enterrada, L, el módulo de elasticidad, E_h, el radio del fuste, R, la sección del pilote en el fuste, S, el perímetro del fuste, p_c, y el radio de la base, R_b.

También hay que incluir la carga inicial en cabeza del pilote, P_0, el vector de las tensiones iniciales, $\{\tau_{0j}\}$, y el vector de resistencia, $\{q_{sj}\}$, para $1 \leq j \leq n + N$. El vector de resistencia depende, en general, del sentido de la carga del pilote.

Figura 5.2
Datos de entrada para el cálculo del pilote

5.2.2.3. Proceso de cálculo

En un principio se supone que el terreno y el pilote están unidos por los $n + N$ nodos y que las tensiones iniciales no llegan al valor de la resistencia en ningún punto. Si la tensión inicial igualase a la resistencia en algún nodo habría que considerar, ya en la primera iteración, que en dicho nodo no puede haber aumento de tensión. Por lo tanto, en general, al comenzar el proceso existen $n + N$ elementos, numerados con el índice j, y $n + N$ nodos, numerados con el índice i (ver figura 5.2).

La carga en cabeza se va aumentando hasta que en algún nodo se alcanza la tensión límite, con lo que se termina la primera iteración. Por lo tanto, el programa encuentra automáticamente los incrementos de carga necesarios para la plastificación de cada nodo. En cada iteración se plastifica un nuevo nodo y el cálculo se extiende hasta la plastificación del último nodo o hasta alcanzar la carga especificada. En la figura 5.3 se representa el pilote con sus nodos plastificados y no plastificados, sometido a un incremento de carga en cabeza, ΔP_0.

Figura 5.3
Incremento de carga actuando sobre el pilote

En cada iteración se expresa la compatibilidad de corrimientos entre pilote y terreno en los nodos no plastificados. Esto da lugar a tantas ecuaciones como nodos no plastificados menos una, lo que unido a la ecuación de equilibrio nos permite calcular los incrementos de tensión en los elementos. Las tensiones en los elementos al final de la iteración $k - 1$ vienen dadas por el vector $\{\tau_{k-1,j}\}$, de orden $n + N$.

Al final de la iteración $k - 1$ se han plastificado en total $k - 1$ nodos. Esto quiere decir que ya no se cumple la condición de igualdad de corrimientos entre pilote y terreno en dichos nodos, por lo que en adelante desaparecen las ecuaciones correspondientes. En la iteración k no puede haber incremento de tensión en estos elementos, por lo que dichos incrementos de tensión son nulos, $\Delta\tau_j = 0$. Esto significa que en la iteración k no van a intervenir estos $k - 1$ nodos ni las $k - 1$ particiones, sino sólo los $n + N + 1 - k$ restantes, lo que exige la utilización de símbolos u, v, distintos a i, j, a partir de la segunda iteración. Por lo tanto, hay que llevar continuamente una doble notación:

a) u (asientos) y v (tensiones) para los nodos activos.
b) i (asientos) y j (tensiones) para la totalidad de los nodos.

Por otro lado, en dichos nodos plastificados se producen deslizamientos, en el fuste, o desplazamientos, en la base, entre terreno y pilote.

Entre las ecuaciones derivadas de la compatibilidad de corrimientos y la ecuación de equilibrio tenemos un sistema de v_f ecuaciones con v_f incógnitas que, puestas de forma matricial, quedan:

$$\left[M_{uv}\right]\left\{\Delta\tau_v\right\} = \frac{\Delta P_o}{SE_h}\left\{z_u\right\} \qquad [5.1]$$

Para el pilote se deduce directamente la matriz de flexibilidad en lugar de la de rigidez (Mattes y Poulos, 1969; Lee y Small, 1991), con lo que se reducen las operaciones con matrices. La solución es:

$$\left\{\Delta\tau_v\right\} = \left[M_{uv}\right]^{-1}\frac{\Delta P_o}{SE_h}\left\{z_u\right\} \qquad [5.2]$$

Para cada nodo se calculan los asientos del terreno por capas como diferencia entre los asientos de los puntos superior e inferior de cada una. El asiento de un nodo u, situado en el fuste del pilote (1 a n) en el estrato l, es igual a la suma del asiento de la capa de suelo situada entre el nodo u y el fondo del estrato, s_{u1}, y el asiento de los estratos $l + 1$ hasta m, s_{u2} para $x = R$. Si estamos en la iteración k, los asientos son, en realidad, incrementos de asiento producidos por los incrementos de tensión desde $v = 1$ hasta $v = u_f = n + N + 1 - k$, siendo u_f el último nodo no plastificado (ver figura 5.4).

$$\Delta s_u = \Delta s_{u1} + \Delta s_{u2} \qquad [5.3]$$

Figura 5.4
Situación de un nodo *u* del fuste del pilote respecto al último nodo no plastificado, u_f, y al estrato rígido

5.2.2.4. Salida de resultados

La salida normal del programa proporciona las tensiones tangenciales en el fuste y las tensiones normales en la punta en valores absolutos y de forma adimensional, la distribución del esfuerzo axil a lo largo del pilote y el asiento en cabeza al final de cada incremento de carga.

La ley de tensiones tangenciales a lo largo del fuste y de tensiones normales en la punta, producidas por la carga aplicada sobre la cabeza del pilote, constituye un vector $\{\tau_{0j}\}$, de orden $n + N$.

5.2.3. Incorporación de la subsidencia

5.2.3.1. Modificación del programa

La subsidencia puede simularse usando el presente método elastoplástico. Para ello se necesitan los asientos que se producirían en el centro de los elementos del fuste y en la base del pilote en el tiempo *t* deseado, si el pilote no existiera (ver 5.1.2.4). Esto nos dará un vector $\{s_t\}$ de orden $n + 1$.

En primer lugar, el programa resuelve el problema del pilote cargado en la cabeza. El vector $\{\tau_{0j}\}$ constituye la ley de presiones inicial en el proceso de subsidencia. Con los resultados de tensiones obtenidos y los desplazamientos del terreno, calcula las nuevas tensiones que aparecen y los esfuerzos resultantes en el pilote.

Sean Δs los asientos del terreno y del pilote provocados por las tensiones que origina la interacción entre ambos. Será:

$$\Delta s_{ti} - \Delta s_{tif} + \Delta s_u - \Delta s_{uf} = \Delta s_{hi} - \Delta s_{hif} \qquad [5.4]$$

siendo:

$\Delta s_{ti} - \Delta s_{tif}$ = incremento de asiento provocado por la subsidencia entre los nodos *i* e i_f.
Δs_u = asiento del terreno provocado por las tensiones de interacción con el pilote en el centro del elemento *u* (ver [5.3]).
Δs_{uf} = asiento del último elemento no plastificado.
$\Delta s_{hi} - \Delta s_{hif}$ = acortamiento del pilote entre los nodos *i* e i_f, ambos activos.

Al comenzar el proceso de subsidencia podría haber nodos plastificados. Si dichos nodos plastificados están en el fuste, la subsidencia va a originar una inversión de las tensiones en el fuste, a no ser que el pilote esté sometido a tracción, por lo que dichos nodos deben considerarse activos.

Por el contrario, si los nodos plastificados están en la punta y se apoya en un estrato firme, normalmente la subsidencia no originará una disminución de las presiones en la punta, por lo que dichos nodos continuarán desactivados. En cualquier caso, si los pilotes se han diseñado con un coeficiente de seguridad adecuado, es muy probable que al comenzar la subsidencia no estén plastificados los nodos de la punta, por lo que inicialmente todos los nodos estarán activos.

El incremento de carga en cabeza del pilote durante la subsidencia es nulo, $\Delta P_0 = 0$. El equivalente a la ecuación [5.1] será:

$$[M_{uv}]\{\Delta\tau_v\} = -\{\Delta s_{ti} - \Delta s_{tif}\} \qquad [5.5]$$

En esta expresión las tensiones tangenciales son las calculadas al final del proceso de carga del pilote y se suponen existentes al inicio de la subsidencia. Los incrementos de asiento son relativos al último nodo no plastificado.

En la iteración k, $\{\Delta s_{ti} - \Delta s_{tif}\}$ es un vector de orden $n + N + 1 - k$, y el incremento de asiento Δs_{ti} de todos los nodos activos de la base es el mismo.

La solución es:

$$\{\Delta \tau_v\} = -[M_{uv}]^{-1} \{\Delta s_{ti} - \Delta s_{tif}\} \qquad [5.6]$$

5.2.3.2. Chequeo del programa

Para chequear el programa y comprobar la exactitud de las modificaciones introducidas se han calculado dos de los ejemplos citados en los apartados 5.1.2.2 y 5.1.2.3, con los datos que se recogen en la bibliografía, obteniéndose resultados sensiblemente iguales a los reflejados en los artículos.

5.2.3.2.1. Pilote columna

Como ejemplo de pilote columna se ha tomado el citado por Fukuya et al. (1982) y Wong y Teh (1995), que se encontraba situado en una zona ganada al mar de la costa de la provincia de Kanagawa, en la Bahía de Tokio. Las obras de tierra duraron tres años, desde noviembre de 1971 hasta diciembre de 1974. El pilote tubular de acero, cerrado en su punta, fue conducido mediante un martillo diesel en octubre-noviembre de 1973. Las características geométricas del pilote se exponen en 5.1.2.2. En la tabla 5.1 se presentan los datos con los que se entra en el cálculo y en la figura 5.5 su discretización.

Tabla 5.1
Datos del pilote columna en la Bahía de Tokio

E (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO PUNTA (m)	SECCION (m^2)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	ΔL (m)	τ INICIALES (kPa)
$2{,}1 \times 10^8$	0,305	0,305	0,0179	1,92	0	0	0

ΔL (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

El perfil del suelo en su localización también se muestra en la figura 5.5. Se asumió que el nivel piezométrico se encontraba a una profundidad de dos metros bajo la superficie. Los datos del terreno que se introducen en el cálculo aparecen en la tabla 5.2. Los parámetros utilizados por Wong y Teh (1995) para las capas de relleno arenoso, de grava y la de arena densa de la punta fueron extraídos de sus cifras medias del *SPT*. Como no se realizaron ensayos de campo con la sonda de molinete, el valor corregido de la resistencia de la sonda de molinete se supuso igual que la c_u obtenida a partir de los ensayos de compresión simple.

Figura 5.5
Discretización de pilote situado en la Bahía de Tokio

Tabla 5.2
Datos del terreno

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	ν	q_s (kPa)	q_p (kPa)
RELLENO ARENOSO	7	22.400	0,3	28	-
LIMO ARENOSO	13,5	1.470	0,3	24,5	-
GRAVA	16,5	36.000	0,29	75	-
ARCILLA LIMOSA	27	28.520	0,28	60	-
LIMO ARCILLOSO	37,5	80.010	0,27	63,8	-
ARENA DENSA	40	100.000	0,25	-	58.300

Para estimar el módulo de elasticidad de los tres estratos superiores se ha usado la correlación:

$$E = 4q_c \qquad [5.7]$$

La resistencia por la punta del cono holandés, q_c, se ha obtenido de las correlaciones:

$q_c = 400N\ (kPa)$, para el relleno arenoso, [5.8]
$q_c = 15c_u$, para el limo arenoso, y [5.9]
$q_c = 600N\ (kPa)$, para la grava. [5.10]

Para las capas inferiores de arcilla limosa, limo arcilloso y arena densa se han utilizado los valores de E proporcionados por Wong y Teh (1995). En especial, la cifra correspondiente al limo arcilloso, de 80.010 kPa, parece demasiado elevada. El valor que correspondería, según Poulos y Davis (1980) sería de 18.000 kPa. A pesar de ello, se puede tomar como válida la de Wong y Teh, puesto que a esa profundidad prácticamente desaparecen las deformaciones en el suelo, con lo que la tangente a la curva tensión-deformación se encuentra en la parte inicial, y el módulo de elasticidad puede llegar a un valor tan alto. El coeficiente de Poisson, ν, empleado en el desarrollo, es el que dan los autores para todas las capas. En cuanto a la resistencia unitaria por el fuste, para el relleno arenoso se ha usado la correlación:

$$q_s = 2N\ (kPa), \qquad [5.11]$$

para el limo arenoso, se ha supuesto la q_s igual a la c_u, y para las tres capas inferiores dentro de la longitud del pilote se han empleado los valores suministrados por Wong y Teh (1995), que en las de arcilla y limo coinciden con la c_u. La resistencia unitaria por la punta, q_p, con la que se ha calculado el pilote es la proporcionada por los autores para el estrato de arena densa.

Fukuya et al. (1982) registraron las mediciones del rozamiento negativo. Se hizo un seguimiento hasta marzo de 1976, durante 41 meses en los que el suelo asentó unos 29 cm. En la figura 5.6 se aprecia el perfil del asiento obtenido en esta fecha. La consolidación primaria prácticamente se había completado.

Figura 5.6
Asiento de subsidencia y distribución de tensiones tangenciales en el fuste del pilote

Figura 5.7
Distribuciones de los valores medidos y calculados del axil a lo largo del pilote

En el cálculo plastifican todos los nodos del fuste como consecuencia del asiento del terreno. Los valores calculados de las tensiones tangenciales en el fuste se representan en la figura 5.6. En la punta se alcanzan tensiones normales de 2.150 kPa en la partición interior y de 4.950 en la exterior. El asiento del pilote en cabeza es de 26,17 cm. Se ha obtenido un buen ajuste, como se comprueba en la figura 5.7, donde se representan las leyes de axiles a lo largo del pilote correspondientes a los resultados calculados y medidos. El máximo calculado, de 2.320 kN, se acerca bastante al medido, de 2.390 kN. Como referencia, el máximo obtenido por Wong y Teh (1995) es de 2.335 kN.

5.2.3.2.2. Pilote flotante

Como se cita en 5.1.2.3, Endo et al. (1969), Alonso et al. (1984) y Wong y Teh (1995) estudiaron el comportamiento de varios pilotes localizados cerca del centro de Tokio. Entre ellos había uno flotante con una longitud de 32 m.

Fue conducido en junio de 1964, con su punta cerrada, hasta llegar a un depósito limoso. Las propiedades del corte del terreno y del pilote se apuntan en 5.1.2.3 y se representan en la figura 5.8. El nivel piezométrico se encontraba situado a 1,5 m bajo la superficie. En las tablas 5.3 y 5.4 se exponen los datos del pilote y de las capas del suelo que se introducen en el cálculo.

Tabla 5.3
Datos del pilote flotante situado 3 km al oeste del centro de Tokio

E (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO PUNTA (m)	SECCION (m^2)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	ΔL (m)	τ INICIALES (kPa)
$2{,}1 \times 10^8$	0,3048	0,3048	0,01791	1,915	0	0	0

ΔL (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

Tabla 5.4
Datos del terreno

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	ν	q_s (kPa)	q_p (kPa)
RELLENO	2	26.660	0,33	10	-
ARENA LIMOSA	13	27.000	0,33	25	-
LIMO BLANDO	20,2	39.500	0,33	30	-
	25	39.500	0,33	70	-
LIMO ARENOSO	35	94.600	0,33	100	2.000
LIMO ARENOSO	43	150.000	0,33	-	-
ARENA	50	150.000	0,33	-	-

Para el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson y la resistencia unitaria por el fuste se han utilizado los valores proporcionados por Wong y Teh (1995). En cuanto a la resistencia unitaria por la punta, estos autores proponen 3.930 kPa, asumiendo un ángulo de rozamiento interno de 30º para el limo, lo que resulta excesivo.

Figura 5.8
Discretización de pilote situado 3 km al oeste del centro de Tokio

Figura 5.9
Asiento de subsidencia y distribución de tensiones tangenciales en el fuste del pilote

Figura 5.10
Distribuciones de los valores medidos y calculados del axil a lo largo del pilote

La expresión que relaciona q_p con c_u para cimentaciones profundas en arcillas es de:

$$q_p = 9c_u, \qquad \text{tomando } N_c = 9. \qquad [5.12]$$

Como c_u es de 80 kPa en la capa de limo a la que llega la punta del pilote, el resultado de q_p sería de 720 kPa. Pero en los limos N_c es mucho más elevado, debido a que hay algo de drenaje (Adams, 1971), por lo que parece más apropiado un $N_c = 25$, de donde resulta una $q_p = 2.000$ kPa.

Se hizo un seguimiento de las mediciones hasta octubre de 1967 (Endo et al., 1969). En la figura 5.9 se muestra el perfil del asiento correspondiente a abril de 1966. La subsidencia en la superficie del terreno alcanzó los 13,1 cm. En el cálculo, como consecuencia del asiento del terreno, plastifican todos los nodos de la punta y del fuste, a excepción de uno. Los valores calculados de las tensiones tangenciales en el fuste se representan en la figura 5.9. El asiento del pilote en cabeza es de 12,28 cm. Los valores medidos y calculados del axil a lo largo del pilote se exponen en la figura 5.10. El ajuste entre los resultados calculados y los datos experimentales es muy bueno.

Como conclusión, puede afirmarse que el método propuesto para el cálculo del rozamiento negativo en pilotes producido por la subsidencia de un terreno estratificado ha sido ensayado con dos ejemplos registrados por la literatura especializada en lugares con distintos perfiles del suelo. Los resultados de ambos análisis confirman que la aproximación propuesta es capaz de predecir el rozamiento negativo en pilotes aislados con una precisión suficiente.

5.3. CÁLCULO DEL ROZAMIENTO NEGATIVO EN LOS PUNTOS DE MURCIA MÁS DESFAVORABLES EN CUANTO A LA SUBSIDENCIA

Del cálculo de los asientos y las presiones, realizado en el capítulo anterior, sobre los cortes del terreno del casco urbano de Murcia más desfavorables en cuanto a la subsidencia se tienen los datos necesarios para estudiar el comportamiento debido al rozamiento negativo de los pilotes típicos de las cimentaciones de la ciudad y de los micropilotes que suelen usarse como solución de recalce.

5.3.1. Pilotes

En todos ellos se ha considerado un pilote apisonado de 450 mm de diámetro en el fuste y 900 mm de diámetro en la punta, de hormigón de resistencia característica f_{ck} = 17.500 kPa y con una carga de 600 kN, por ser un caso normal de los que podemos encontrarnos actualmente en las cimentaciones profundas de los edificios del casco urbano de Murcia. En la tabla 5.5 se resumen los datos del pilote que se introducen en el cálculo. Con estos datos la resistencia estructural del pilote resulta de $Q_T = 2.783$ kN, por lo que se tiene un coeficiente de seguridad inicial de 4,64.

Tabla 5.5
Datos del pilote

E (kPa)	f_{ck} (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO PUNTA (m)	SECCION (m^2)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	ΔL (m)	τ INICIALES (kPa)
25.134.637	17.500	0,225	0,45	0,159	1,414	600	0	0

ΔL (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

5.3.1.1. Sondeo S'25. Pozo P39

El sondeo S'25 (ver 2.4) corresponde a uno de los puntos de mayor espesor de la capa de arcilla limosa (2'). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.6. Se han hecho dos supuestos, que el pilote se empotra en el estrato profundo resistente de gravas y que se queda en el estrato compresible que sufre la subsidencia como pilote flotante (ver 5.1.2.3).

Tabla 5.6
Datos del terreno. Sondeo S'25

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	E_r (kPa)	ν	q_s (kPa)	q_p (kPa)
ARCILLA LIMOSA	15	5.000	15.000	0,33	38	-
ARCILLA LIMOSA	20,8	15.000	45.000	0,33	58,75	1.058
GRAVA	-	65.650	295.425	0,33	100	20.000

5.3.1.1.1. Pilote empotrado

La discretización del pilote para el caso de que esté empotrado en la grava se representa en la figura 5.11. La longitud total es de 20,3 m. El fuste se ha dividido en 14 particiones de 1,45 m de altura y la punta en dos particiones de igual área.

A partir de los datos del pilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s, la resistencia por la punta, Q_p, y la carga de hundimiento, Q_h, que se exponen en la tabla 5.7:

Tabla 5.7
Resistencia del pilote empotrado. Sondeo S'25

Q_s (kN)	1.324
Q_p (kN)	7.634
Q_h (kN)	8.958

En la figura 5.12 se representan las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de las particiones en las que se ha dividido al fuste del pilote y en la 5.13 las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido. El axil a lo largo de las particiones aparece en la figura 5.14.

Figura 5.11
Discretización de pilote empotrado en la grava. Sondeo S'25

La situación inicial parte de la carga de 600 kN y resultan tensiones aproximadamente constantes en todo el fuste del pilote. El axil es máximo en cabeza y baja linealmente hasta la punta. El valor en cabeza es del orden de 12,85 veces el de la base. El asiento que resulta es de 0,25 cm.

En enero del 84 el nivel piezométrico ha terminado un descenso de 2,5 m. Las tensiones tangenciales a lo largo del fuste disminuyen respecto a los valores iniciales, con una reducción más pronunciada en cabeza, y aumentan en la partición del pilote que se introduce en la grava. Ha comenzado la transferencia de cargas desde las zonas más superficiales del pilote hacia las más profundas debido al rozamiento negativo. En el contacto con la grava la tensión aumenta 2,35 veces. El axil crece en todo el pilote, más cuanto mayor es la profundidad y aparece un punto de inflexión da la ley de axiles en la partición más profunda dentro del estrato compresible. El asiento del pilote debido a la subsidencia es de 0,07 cm.

En julio del 85 los 2,5 m que había descendido el nivel piezométrico se han recuperado. Después han pasado siete años en los que permanece estable. Las tensiones tangenciales del fuste disminuyen por la zona más alta y aumentan por la más baja. En la punta los valores de las tensiones normales son similares. El axil crece en cabeza y prácticamente se mantiene en la base, suavizándose el punto de inflexión citado anteriormente. El asiento llega a 0,074 cm.

De julio del 92 a septiembre del 94 el nivel piezométrico ha descendido 4 m. La tensión tangencial en el fuste en cabeza del pilote pasa a ser negativa. Con respecto a la ley anterior, sigue disminuyendo en la parte superior y aumentando en la inferior, aunque de una forma más acentuada. El elemento más bajo del fuste plastifica. El axil crece hasta 1,5 veces el anterior. El asiento es de 0,21 cm.

En junio del 95 el nivel piezométrico ha descendido otros 3,8 m. Además del elemento anterior plastifica el de la cabeza del pilote. Las tensiones tangenciales disminuyen a lo largo de casi todo el fuste y las normales aumentan en la punta unas dos veces. El axil sigue creciendo, sobre todo en la zona central, y el asiento alcanza los 0,49 cm.

A continuación tenemos una recuperación del nivel piezométrico de 3,5 m, en un mes, y se mantiene estable hasta septiembre del 95. Los elementos que antes plastificaban han dejado de hacerlo, aunque las tensiones tangenciales en el fuste siguen siendo negativas hasta la misma profundidad. En el techo de la arcilla crecen, pero bajan fuertemente en la segunda partición. Los demás valores son similares a la ley anterior, aunque algo superiores en la zona más baja del estrato compresible. La ley de axiles también está muy cercana a la otra, algo inferior en cabeza y punta y algo superior en la parte central. El asiento se queda en 0,49 cm. Esto revela que no se produce apenas recuperación en las tensiones y el axil del pilote en el estado de descarga.

Un mes más tarde el nivel piezométrico ha descendido 4,4 m. Vuelve a plastificar el elemento más bajo del fuste. Por encima de él las tensiones tangenciales disminuyen en

todo el pilote y por debajo, es decir, las tensiones normales de la punta, aumentan. El axil crece, llegando el valor máximo a una profundidad de entre 9,2 y 13,5 m, y el asiento alcanza los 0,6 cm. El punto neutro alcanza una cota de –13 m.

De octubre del 95 a enero del 98 el nivel piezométrico presenta oscilaciones que llegan a 5,4 m sobre el nivel anterior. Los valores negativos de las tensiones tangenciales, es decir el punto neutro, llegan hasta 13 m. Las tensiones tangenciales disminuyen en la zona superior del pilote y aumentan en la inferior. Las normales de la punta alcanzan los 1.150 kPa. El axil sigue creciendo, sobre todo en el centro, con un valor máximo de 930 kN en el punto neutro. El asiento es de 0,88 cm.

En resumen, se puede decir que para este caso de pilote empotrado en la grava, en el que el máximo asiento de subsidencia es de 6,04 cm, las tensiones tangenciales, que para la carga inicial tenían una distribución aproximadamente constante a lo largo del fuste, disminuyen, y las tensiones normales de la punta crecen en gran proporción. El axil aumenta considerablemente en todo el pilote, sobre todo en la zona central, donde se hace 3,22 veces mayor. Teniendo en cuenta la resistencia estructural del pilote, el coeficiente de seguridad queda en 2,99. No hay que olvidar que el que se exige normalmente es de 4. Además, la disminución del axil en la situación de descarga es de muy poca entidad, lo que hace que el efecto de nuevos asientos de subsidencia sea acumulativo. El asiento llega a 0,88 cm y sumado al provocado por la carga inicial da un total de 1,13 cm.

5.3.1.1.2. Pilote flotante

La discretización del pilote para el caso de que quede flotante en el estrato de arcillas limosas rojas se representa en la figura 5.15. Ahora la longitud es de 17,4 m, es decir, 2,9 m menos que en el caso de pilote empotrado. La resistencia por el fuste, Q_s, la resistencia por la punta, Q_p, y la carga de hundimiento, Q_h, del pilote se exponen en la tabla 5.8:

Tabla 5.8
Resistencia del pilote flotante. Sondeo S'25

Q_s (kN)	1.041
Q_p (kN)	673
Q_h (kN)	1.714

El coeficiente de seguridad inicial respecto a la carga de hundimiento resulta de 2,85.

En la figura 5.16 se representan las tensiones tangenciales en los nodos del fuste y en la 5.17 las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo. El axil aparece en la figura 5.18.

Con la carga de 600 kN las tensiones tangenciales tienen una distribución aproximadamente constante en todo el fuste del pilote. El axil baja linealmente desde la cabeza hasta la punta, siendo el valor máximo 10,6 veces mayor que el de la base. El asiento provocado es de 0,43 cm.

Figura 5.15
Discretización de pilote flotante. Sondeo S'25

Con el descenso piezométrico que termina en enero del 84 las tensiones tangenciales en cabeza disminuyen respecto a los valores iniciales. A lo largo del fuste las tensiones tangenciales presentan valores del mismo orden de magnitud y en la base las normales aumentan 1,26 veces. El axil crece aproximadamente lo mismo en todo el pilote. El asiento debido a la subsidencia es de 0,2 cm.

En julio del 92 se ha recuperado el descenso anterior del nivel piezométrico. Las tensiones tangenciales a lo largo del fuste disminuyen por la zona más alta y aumentan por la más baja, acentuándose el efecto del rozamiento negativo. En la punta los valores de las tensiones normales son algo mayores. El axil sigue creciendo, aunque con una tasa ligeramente superior en la zona central. Se pone de manifiesto el carácter diferido del fenómeno (ver 5.1.2.4). El asiento alcanza 0,24 cm.

En septiembre del 94 el nivel piezométrico ha vuelto a descender 4 m. Por primera vez la tensión tangencial en cabeza pasa a ser negativa. La distribución de tensiones tangenciales sigue disminuyendo en la parte superior y aumentando en la inferior, aunque de una forma más acusada. El axil se hace 1,36 veces el anterior. El asiento es de 0,57 cm.

En junio del 95 el nivel piezométrico ha descendido otros 3,8 m. Siguen disminuyendo las tensiones tangenciales en el fuste y aumentando las normales en la punta. El axil crece y el asiento llega a los 0,96 cm.

A continuación el nivel piezométrico se recupera 3,5 m en un mes y se mantiene estable durante dos meses. La tensión tangencial en cabeza crece algo, pero baja fuertemente en la segunda partición. Los demás valores son similares a la ley anterior, aunque algo inferiores en la zona más alta y algo superiores en la más baja del estrato compresible. El punto neutro se mantiene aproximadamente a la misma profundidad desde septiembre del 94. La ley de axiles también crece respecto a la última, aunque disminuye algo cerca de la superficie. El asiento sube a 0,99 cm. No hay recuperación en las tensiones ni en el axil del pilote con la descarga.

En un mes el nivel piezométrico desciende 4,4 m. Las tensiones tangenciales en el fuste y las normales de la punta no presentan variaciones significativas. Este movimiento tan rápido del nivel piezométrico no ha dado lugar todavía al máximo asiento del terreno, por lo que su efecto en el rozamiento negativo sobre el pilote aún no se ha hecho evidente. El axil aumenta y el asiento alcanza 1,26 cm.

Desde octubre del 95 hasta enero del 98 el nivel piezométrico varía llegando a una posición de 5,4 m por encima de la altura anterior. Las tensiones disminuyen en la zona superior del fuste y aumentan en la inferior considerablemente. En este tiempo se evidencia el efecto de la subsidencia de los períodos anteriores en el rozamiento negativo sobre el pilote. Los nodos más cercanos al techo del acuitardo tienen tensiones tangenciales negativas. El punto neutro se encuentra a una profundidad de 7 m. Plastifican dos elementos próximos a la punta. Las tensiones normales crecen en la punta alcanzando un valor de 628 kPa. El axil sigue aumentando, sobre todo en las profundidades próximas al punto neutro, con un valor máximo de 737 kN (ver 5.1.2.4). El asiento es de 1,72 cm.

Para este caso de pilote flotante, una subsidencia máxima de 6,04 cm ha hecho que las tensiones tangenciales, que para la carga inicial tenían una distribución aproximadamente constante a lo largo del fuste, disminuyan en la parte superior y crezcan en la parte inferior. El punto neutro aparece a una profundidad de 7 m. El axil aumenta en todo el pilote, sobre todo en el punto neutro, donde se hace 2,12 veces mayor. Teniendo en cuenta la resistencia estructural, el coeficiente de seguridad queda en 3,77, cuando el admisible es de 4. Y con respecto a la carga de hundimiento, es de 1,9, mientras que el que se recomienda habitualmente es de 3, por lo que, respecto al inicial, tenemos una reducción del 33%. Además, no hay disminución del axil en la situación de descarga, lo que hace que el efecto de nuevos asientos de subsidencia sea acumulativo. El asiento llega a 1,72 cm y sumado al provocado por la carga inicial da un total de 2,15 cm.

5.3.1.2. Sondeo S'46. Pozo P20

El sondeo S'46 (ver 2.4) tiene una capa de limo arcilloso muy blando (2'). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.9. Debido a la poca profundidad a la que se encuentra en este sondeo el estrato resistente de gravas, sólo se estudia el supuesto de pilote empotrado, con una longitud de 11 m.

Tabla 5.9
Datos del terreno. Sondeo S'46

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	E_r (kPa)	ν	q_s (kPa)	q_p (kPa)
LIMOS ARCILLOSOS	8,8	1.000	8.210	0,4	10,75	96,75
ARENAS YARENAS LIMOSAS	11,8	45.000	202.500	0,33	70	14.000
GRAVAS ARENOSAS	-	43.000	193.500	0,33	66	13.200

5.3.1.2.1. Pilote empotrado

La discretización del pilote se representa en la figura 5.19. El fuste se ha dividido en once particiones de 1 m de altura, y la punta en dos de igual área. A partir de los datos del pilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s, la resistencia por la punta, Q_p, y la carga de hundimiento, Q_h, del pilote que aparecen en la tabla 5.10:

Tabla 5.10
Resistencia del pilote empotrado. Sondeo S'46

Q_s (kN)	458
Q_p (kN)	8.493
Q_h (kN)	8.951

En la figura 5.20 se representan las trayectorias de las tensiones tangenciales del fuste y en la 5.21 las tensiones normales de la punta. El axil aparece en la 5.22.

Figura 5.19
Discretización de pilote empotrado en la grava. Sondeo S'46

Con la carga inicial de 600 kN se alcanza el valor de plastificación en todos los nodos del fuste del pilote excepto en el más cercano a la base. El axil es máximo en cabeza y baja linealmente hasta la punta siguiendo dos ramas que se encuentran en el contacto entre el limo y la arena. La pendiente de la correspondiente al estrato de arena, como era de esperar, es mucho menor a la del estrato de limo, debido a su mayor resistencia, puesto que también es superior la parte de carga que absorbe. El valor en cabeza es del orden de 3,98 veces el de la base. El asiento es de 0,46 cm.

En enero del 84, tras una caída del nivel piezométrico de 2,5 m, las tensiones tangenciales del fuste disminuyen respecto a los valores iniciales en el limo, haciéndose negativas con todos los nodos plastificados, y permanecen igual en la arena, a excepción del nodo más bajo, que también plastifica. Por lo tanto, todos los nodos del fuste se encuentran plastificados. El punto neutro aparece a 8 m de profundidad, 80 cm por encima del contacto entre limo y arena. En la punta las tensiones normales aumentan 2,2 veces. El axil crece en todo el pilote y sigue desde la cabeza hasta la base dos ramas aproximadamente lineales, una creciente referida al limo y otra decreciente que pertenece a la arena. En la del limo se observa una disposición simétrica con la inicial respecto a la ordenada de 600 kN, la carga en cabeza. La de la arena presenta una disposición aproximadamente paralela a la inicial. El asiento del pilote debido a la subsidencia es de 2,89 cm.

El nivel piezométrico ha recuperado los 2,5 m de descenso en julio del 85 y mantiene su cota hasta julio del 92. Las tensiones tangenciales aumentan por la zona más alta del fuste, haciéndose positivas y llegando de nuevo a los valores iniciales de plastificación, y disminuyen por debajo del punto neutro. Las tensiones normales de la punta también bajan. El axil decrece a lo largo de todo el pilote, volviendo a los valores iniciales en los nodos más superficiales, que se encuentran plastificados. El asiento baja hasta 2,68 cm.

Entre julio del 92 y septiembre del 94 el nivel piezométrico desciende 4 m. Plastifican los nodos más cercanos al techo y a la base del estrato compresible, quedando sin plastificar los centrales. La tensión tangencial en el fuste pasa a ser negativa en todo el estrato de limo. Con respecto a la ley anterior, disminuye en la parte superior y aumenta en la inferior. Las tensiones normales de la punta también crecen. El axil vuelve a tener una ley parecida a la de enero del 84, coincidente con ella en el estrato de limo y con valores superiores, aunque paralela, a la del estrato de arena. El asiento es de 8,36 cm.

El nivel piezométrico sigue descendiendo otros 3,8 m hasta junio del 95. Los mismos elementos permanecen plastificados. Los valores de la tensión tangencial disminuyen en los nodos centrales, no plastificados, y los de la tensión normal aumentan en la punta. El punto neutro desciende en torno a los 9 m de profundidad. El axil presenta las mismas cifras en el limo y crece en la arena. El asiento alcanza los 17,77 cm.

Al mes siguiente el nivel piezométrico desciende 1,6 m. Bajan las tensiones tangenciales en los dos elementos centrales que no plastificaban en el mes anterior, llegando uno de ellos al valor de plastificación. Las tensiones normales en la punta siguen aumentando. Los valores del axil en la capa de limo se mantienen y crecen en la de arena,

con una ley paralela a las anteriores. En este mes se alcanza el máximo en el punto neutro, con 763 kN. El asiento sube a 19,54 cm.

De julio del 95 a octubre del 97 el nivel piezométrico sube 7,2 m. Se vuelve a los valores de plastificación positivos en el estrato de limo. En el de arena, la tensión tangencial aumenta en el nodo superior, por encima del punto neutro anterior, y disminuye en los demás, por debajo, con diferencias considerables. En la punta también disminuye la tensión normal. El axil decrece en todos los elementos y la ley se hace coincidente con la inicial en el estrato de limo, separándose de ella en el de arena, más cuanto mayor es la profundidad. El asiento se recupera hasta 12,08 cm.

Hasta enero del 98 el nivel piezométrico desciende 1 m. Sólo plastifican los dos elementos más superficiales y uno de los centrales. Las tensiones, tanto tangenciales como normales, tienen una posición intermedia entre los valores extremos alcanzados con anterioridad en sentido positivo y negativo. Lo mismo ocurre con la ley de axiles. El asiento final es de 12,38 cm.

En resumen, en el caso de pilote columna en este corte del terreno, para el que el máximo asiento de subsidencia es de 25,54 cm, las tensiones tangenciales iniciales tienen un valor positivo a lo largo del fuste y plastifican casi todos los elementos. Debido a la subsidencia disminuyen en el fuste, hasta el valor de plastificación, y crecen en la punta. El axil aumenta en todo el pilote y llega al máximo a los 9 m de profundidad, en el contacto entre el limo y la arena, en julio del 95, cuando se ha producido el máximo descenso del nivel piezométrico, con un valor 1,75 veces mayor al inicial. El coeficiente de seguridad con respecto a la resistencia estructural es de 3,65. La principal diferencia con respecto al caso anterior estriba en que se hace evidente la recuperación, tanto del axil como de los asientos. Esto se debe a la mayor elasticidad que le confiere al comportamiento del terreno la presencia de la capa de arena. El asiento máximo se tiene en el mes citado y, sumado al producido por la carga inicial, es de 20 cm. Cuando se produce la plastificación de elementos del fuste, en los correspondientes al estrato de limo las leyes del axil tienen una disposición aproximadamente simétrica respecto al valor de 600 kN, que es el de la carga inicial, mientras que en los de la capa de arena van creciendo conforme la punta va cargándose más, con leyes aproximadamente paralelas. En este caso, la solución sería alcanzar una mayor profundidad con el pilote, empotrándolo más en el estrato de gravas, disminuir la carga inicial, o ambas al mismo tiempo.

5.3.1.3. Sondeo S1. Pozo P18

El sondeo S1 (ver 2.4) corresponde al punto más cercano al pozo de mayor descenso del nivel piezométrico (P18). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.11.

Se han hecho dos supuestos, que el pilote se empotra en el estrato profundo resistente de gravas arenosas y que se queda en el estrato compresible que sufre la subsidencia como pilote flotante.

Tabla 5.11
Datos del terreno. Sondeo S1

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	E_r (kPa)	ν	q_s (kPa)	q_p (kPa)
ARCILLA LIMOSA	3,3	3.000	24.630	0,33	23,5	-
LIMO ARENOSO	4,25	2.000	7.820	0,33	17,5	-
ARCILLA LIMOSA	10,9	3.500	34.560	0,33	10,5	-
LIMO ARENOSO	11,85	2.000	7.820	0,33	17,5	158
ARCILLA LIMOSA	13,75	12.500	102.630	0,33	47,58	549
LIMO ARENOSO	14,7	20.000	78.180	0,33	36,9	369
GRAVAS ARENOSAS	-	40.000	180.000	0,33	100	20.000

5.3.1.3.1. Pilote empotrado

La discretización del pilote para el caso de que esté empotrado en la grava se representa en la figura 5.23. Su longitud es de 15,2 m. El fuste se divide en 16 particiones de 0,95 m de altura y la punta en dos de igual área. A partir de los datos del pilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s, la resistencia por la punta, Q_p, y la carga de hundimiento, Q_h, que se exponen en la tabla 5.12:

Tabla 5.12
Resistencia del pilote empotrado. Sondeo S1

Q_s (kN)	603
Q_p (kN)	8.906
Q_h (kN)	9.509

En la figura 5.24 se representan las tensiones tangenciales del fuste y en la 5.25 las tensiones normales de la punta. El axil aparece en la 5.26.

La carga de 600 kN causa que plastifiquen todos los elementos del fuste desde el techo del estrato hasta una profundidad de 13,75 m, punto cercano al estrato resistente de gravas, por lo que se ha movilizado casi toda la resistencia por fuste del pilote. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta siguiendo una ley compuesta por tres ramas aproximadamente lineales, con quiebros donde hay cambios significativos en el E de los estratos. La rama central, de mayor pendiente, corresponde a las capas de menor resistencia. El valor en cabeza es del orden de 5,74 veces el de la base. El asiento que resulta es de 0,4 cm.

Figura 5.23
Discretización de pilote empotrado en la grava. Sondeo S1

De enero del 83 a enero del 84 el nivel piezométrico sufre un descenso de 2,5 m. Las tensiones tangenciales del fuste disminuyen respecto a los valores iniciales, más en cabeza y en la base de la zona más blanda del estrato compresible. El nodo más superior presenta una tensión tangencial negativa. En los estratos profundos, de mayor resistencia, tienen valores similares a los anteriores, excepto en la última partición, en la que aumenta considerablemente. De los elementos anteriormente plastificados sólo se mantienen los más cercanos a la base del pilote, donde plastifica alguno más, al verse más cargado. Las tensiones normales de la punta también suben. El axil crece en todo el pilote y las leyes se van curvando. El asiento del pilote debido a la subsidencia es de 0,14 cm.

En julio del 85 se recupera el descenso anterior del nivel piezométrico. Plastifican algunos elementos, las tensiones normales de la punta bajan algo y el axil disminuye, volviendo en los elementos más superficiales a los valores iniciales. El asiento es de 0,34 cm. Se evidencia una recuperación del axil aunque no del asiento del pilote.

Hasta julio del 92 el nivel piezométrico se mantiene estable. La subida del período anterior se va haciendo más evidente. Las tensiones tangenciales del fuste aumentan por la zona más alta y disminuyen por la más baja. En la punta los valores de la tensión normal son similares, aunque algo menores. No aparece ningún elemento plastificado. El axil sigue disminuyendo, excepto en la zona superior, donde mantiene los mismos valores. Este es el tiempo en el que se hace más evidente la recuperación en el axil por la descarga. El asiento llega a 0,39 cm.

Entre julio del 92 y septiembre del 94 el nivel piezométrico desciende 4 m. Las tensiones tangenciales disminuyen en la parte superior y aumentan en la inferior del fuste. La tensión pasa a ser negativa hasta una profundidad de 11 m, donde aparece el punto neutro, y plastifican los tres elementos más superficiales y los cinco más cercanos a la base, estos con tensiones positivas. Las tensiones normales crecen en la punta. El axil aumenta hasta 1,83 veces el anterior. El asiento es de 0,96 cm.

El descenso del nivel piezométrico continúa con otros 3,8 m hasta junio del 95. Sigue la misma tendencia y plastifican casi todos los elementos. En la punta las tensiones normales crecen bastante. El axil mantiene el mismo valor en los nodos que plastificaban anteriormente y sube en los demás, manteniendo una distribución paralela. El asiento alcanza los 3,39 cm.

De junio a septiembre del 95 desciende 3 m más. Con respecto a la ley anterior, baja el punto neutro hasta una profundidad de unos 12 m, en el límite entre los estratos de E bajo y los más resistentes, de mayor E. Siguen plastificados casi todos los elementos del fuste y en la punta crecen las tensiones normales. El axil permanece constante donde tenemos elementos plastificados con tensiones tangenciales negativas y aumenta por debajo, llegando al valor máximo, que es de 830 kN. El asiento sube a 4,84 cm.

Una recuperación del nivel piezométrico de 7,6 m finaliza en octubre del 97. Las tensiones tangenciales en la zona superficial del estrato se hacen positivas, plastificando sus elementos, a más profundidad se tornan negativas, con una zona en la que también

plastifican, vuelven a subir y a bajar, oscilando la ley entre los valores positivos y negativos de plastificación. Las tensiones normales de la punta se hacen más pequeñas. La distribución de axiles se recupera en gran medida y coincide por arriba con los valores iniciales, oscilando luego en profundidad. El asiento sube hasta 6,13 cm.

Hasta enero del 98 el nivel piezométrico vuelve a bajar 0,5 m y volvemos a tener una ley intermedia entre las anteriores, tanto en lo que respecta a las tensiones como a los axiles. El asiento se queda en 6,16 cm.

En resumen, en el caso del pilote empotrado con este corte del terreno, para el que el máximo asiento de subsidencia es de 11,17 cm, las tensiones tangenciales iniciales tienen un valor positivo a lo largo del fuste y plastifican casi todos los elementos. Debido a la subsidencia disminuyen en el fuste, también hasta el valor de plastificación, y las normales crecen en la punta. El axil aumenta en todo el pilote y llega al máximo a los 12 m de profundidad, en septiembre del 95, cuando se ha producido el máximo descenso del nivel piezométrico, con un valor 2,42 veces superior al inicial a esa profundidad. El coeficiente de seguridad con respecto a la resistencia estructural es de 3,35. Se hace evidente la recuperación del axil aunque no de los asientos. El asiento máximo se produce en enero del 98 y, sumado al producido por la carga inicial, es de 6,56 cm. Al igual que ocurría en el caso anterior, cuando se produce la plastificación de elementos del fuste, en esos elementos las leyes del axil tienen una disposición aproximadamente simétrica respecto al valor de 600 kN, que es el de la carga inicial.

5.3.1.3.2. Pilote flotante

La discretización del pilote para el caso de que quede flotante en el estrato de limo arenoso se representa en la figura 5.27. Su longitud es de 12,35 m, es decir, 2,85 m inferior al caso de pilote columna. El fuste se divide en 13 particiones de 0,95 m de altura y la punta en dos de igual área. La resistencia por el fuste, Q_s, la resistencia por la punta, Q_p, y la carga de hundimiento, Q_h, del pilote se exponen en la tabla 5.13:

Tabla 5.13
Resistencia del pilote flotante. Sondeo S1

Q_s (kN)	320
Q_p (kN)	285
Q_h (kN)	605

Como la carga inicial es de 600 kN, casi se tiene el valor para el que rompe el terreno al movilizarse la resistencia por fuste y por punta del pilote. Por lo tanto, el coeficiente de seguridad inicial en cuanto a la carga de hundimiento es, prácticamente, de 1. Se estudiará cuál es el efecto de la subsidencia en un caso como este. En la figura 5.28 se representan las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de las particiones en las que se ha dividido al fuste del pilote y en la 5.29 las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido. El axil a lo largo de las particiones aparece en la figura 5.30.

Figura 5.27
Discretización de pilote flotante. Sondeo S1

Con la carga inicial resultan tensiones tangenciales positivas en todo el fuste del pilote, con todos los elementos plastificados. Una de las dos particiones de la base también se encuentra plastificada. Se tiene movilizada toda la resistencia por el fuste y casi toda la de la punta. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta según tres ramas aproximadamente lineales. El valor en cabeza es del orden de 2,04 veces el de la base. El asiento que resulta es de 1,26 cm.

Con el descenso del nivel piezométrico de 2,5 m, que termina en enero del 84, las tensiones tangenciales sólo cambian en el nodo más superficial, donde disminuyen, y la punta queda totalmente plastificada. Ahora se tiene movilizada toda la resistencia por la punta y casi toda la del fuste. El axil crece en todo el pilote de forma muy somera. El asiento debido a la subsidencia es de 1,6 cm.

En julio del 85 se han recuperado los 2,5 m que había descendido el nivel piezométrico. Las tensiones normales disminuyen algo en la punta. El axil disminuye y vuelve a los valores iniciales en casi todos los elementos. El asiento llega a 1,63 cm.

De julio del 85 a julio del 92 el nivel piezométrico permanece estable. Los valores de tensiones y axiles son prácticamente los mismos. El asiento es de 1,54 cm.

De julio del 92 a septiembre del 94 el nivel piezométrico desciende 4 m. Volvemos a tener exactamente los mismos valores de tensiones y axiles que en enero del 84. El asiento es de 4,37 cm.

En junio del 95 el nivel piezométrico ha descendido otros 3,8 m. Sólo quedan sin plastificar los dos elementos superiores y las diferencias en el axil son prácticamente inexistentes. El asiento alcanza los 7,31 cm.

De junio del 95 a septiembre del 95 baja el nivel piezométrico tres metros más. Los valores de tensiones y axiles son prácticamente los mismos y el asiento llega a 8,85 cm.

A continuación tenemos una recuperación del nivel piezométrico de 7,6 m que llega a octubre del 97. La diferencia que aparece en las tensiones es que disminuyen en una de las particiones del estrato de arcilla limosa y que dejan de plastificar en la base. El axil disminuye algo en todos los elementos. El asiento sube a 9,92 cm.

De octubre del 97 a enero del 98 el nivel piezométrico baja 0,5 m. Las tensiones y axiles vuelven a ser idénticas a enero del 84. El asiento llega a 10,11 cm.

En resumen, en este caso de pilote flotante con una carga inicial de valor casi igual al de la carga de hundimiento, por lo que plastifican todos los elementos excepto uno de la punta, y en el que las variaciones del nivel piezométrico provocan un asiento máximo del terreno de 11,17 cm, la subsidencia tiene poca repercusión en las leyes de tensiones y axiles, puesto que el pilote está trabajando al máximo y el terreno prácticamente ha roto, pero provoca un asiento de 10,11 cm que, sumado al causado por la carga inicial, da un

total de 12,43 cm, casi el doble que el que se tenía para el mismo pilote empotrado en el estrato resistente de gravas.

5.3.2. Micropilotes

El estudio del efecto de la subsidencia sobre los micropilotes tiene el sentido de anticipar el comportamiento futuro de los mismos cuando se produzcan nuevos descensos del nivel piezométrico. Se suponen realizados con hormigón armado de 25.000 kPa de resistencia característica, mínima marcada por la actual instrucción (EHE-99).

5.3.2.1. Sondeo S'16. Pozo P34

Se considera un micropilote de 150 mm de diámetro. En la tabla 5.14 se resumen los datos que se introducen en el cálculo. La resistencia estructural resulta de Q_T = 440 kN.

Tabla 5.14
Datos del micropilote

E (Kpa)	f_{ck} (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO BASE (m)	SECCION (m^2)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	ΔL (m)	τ INICIALES (kPa)
30.041.637	25.000	0,075	0,075	0,018	0,471	200/150	0	0

ΔL (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

En el sondeo S'16 (ver 2.4) existe una capa de arcilla limosa blanda (2'). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.15.

Tabla 5.15
Datos del terreno. Sondeo S'16

ESTRATO	PROFUNDIDAD (m)	E (kPa)	E_r (kPa)	ν	q_s (kPa)	q_p (kPa)
ARCILLAS LIMOSAS	20,8	2.500	20.530	0,4	20,5	184,50
GRAVAS	-	110.000	495.000	0,33	170	34.000

La carga admisible de un micropilote depende fundamentalmente de la fricción en los micropilotes normales y en los de bulbo, de la resistencia en esa zona. La resistencia lateral, q_s, suele ser muy superior a la correspondiente a un pilote en el mismo corte del terreno. Las causas principales son el complejo efecto que ejerce el diámetro menor, y que el método constructivo proporciona una mayor adherencia en el fuste. Como no se tiene información de los micropilotes que se emplean en Murcia, en los cálculos que se realizan a continuación se ha supuesto como q_s la misma que tendría un pilote en el terreno de que se trate, quedando del lado de la seguridad, aunque hay que tener en cuenta que los resultados serán más desfavorables que los que corresponderían a un cálculo más riguroso.

Se han hecho dos supuestos, que el micropilote se empotra en el estrato profundo resistente de gravas, con una carga inicial de 200 kN, y que se queda en el estrato de arcillas limosas que sufre la subsidencia como pilote flotante, con una carga de 150 kN.

5.3.2.1.1. Micropilote empotrado

La discretización del micropilote para el caso de que esté empotrado en la grava se representa en la figura 5.31. Su longitud es de 21 m. El fuste se divide en 21 particiones de 1 m de altura y la punta en dos de igual área. A partir de los datos del micropilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s, la resistencia por la punta, Q_p, y la carga de hundimiento, Q_h, que se exponen en la tabla 5.16:

Tabla 5.16
Resistencia del micropilote empotrado. Sondeo S'16

Q_s (kN)	308
Q_p (kN)	600
Q_h (kN)	908

El coeficiente de seguridad inicial en cuanto a la resistencia estructural es de 2,2 y en cuanto a la carga de hundimiento de 4,54.

En la figura 5.32 se representan las trayectorias de las tensiones tangenciales del fuste y en la 5.33 las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido. El axil a lo largo del pilote aparece en la figura 5.34.

La situación inicial parte de la carga de 200 kN y plastifican los elementos superiores del fuste desde el techo del estrato hasta una profundidad de 9,8 m. Las tensiones tangenciales del fuste presentan una distribución marcadamente uniforme, en la que los elementos no plastificados tienen una tensión cercana a la de plastificación. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta siguiendo una ley lineal. El valor en cabeza es del orden de 123 veces el de la base, que es casi nulo. El asiento que resulta es de 0,41 cm.

En enero del 84 el nivel piezométrico ha terminado un descenso de 2,5 m. Las tensiones a lo largo del fuste disminuyen por arriba y aumentan por abajo respecto a los valores iniciales. El axil crece en todo el micropilote y aparece un punto de inflexión a 20,8 m de profundidad, en el contacto entre la arcilla y la grava, volviendo en la punta a los valores anteriores. El asiento del micropilote debido a la subsidencia es de 0,07 cm.

En julio del 85 el nivel piezométrico vuelve a su posición original y se mantiene estable hasta julio del 92. Plastifican algunos nodos próximos a la superficie y el axil disminuye, volviendo en los elementos más superficiales y en la punta a los valores iniciales. Este es el período en el que se hace más evidente la recuperación en el axil por la descarga. El asiento del micropilote es de 0,2 cm, por lo que no experimenta recuperación alguna.

Figura 5.31
Discretización de micropilote empotrado en la grava. Sondeo S'16

De julio del 92 a agosto del 95 el nivel piezométrico desciende 9,3 m. La tensión tangencial en el fuste comienza a ser negativa en los elementos más superficiales, que plastifican y también lo hacen los más cercanos a la base, con tensiones positivas. Comparando con la ley anterior, disminuyen en la parte superior y aumentan en la inferior. El punto neutro se encuentra a una profundidad de aproximadamente 3,5 m. Las tensiones normales de la punta aumentan. El axil crece hasta 1,67 veces el anterior. El asiento es de 3,24 cm.

De agosto a octubre del 95 el nivel piezométrico asciende 1,5 m. Con respecto a las leyes anteriores, la tendencia sigue siendo la misma tanto en las tensiones como en los axiles. Siguen plastificados los mismos elementos del fuste y en la punta las tensiones normales son idénticas. El axil sigue creciendo. El asiento sube a 3,67 cm.

Al mes siguiente el nivel piezométrico baja un metro y permanece estable hasta febrero del 96. La tendencia sigue igual, plastifican los mismos elementos y en la punta las tensiones normales y los axiles no varían. Se llega al axil máximo, 219 kN, en dos de los nodos más cercanos a la superficie, alrededor del punto neutro. El asiento llega a 4,24 cm.

A continuación tenemos una recuperación del nivel piezométrico de 7,4 m que finaliza en octubre del 97. Las tensiones tangenciales en la zona superficial del estrato se hacen positivas y plastifican esos elementos, a más profundidad las tensiones se hacen negativas, vuelven a subir y a bajar, plastificando con tensiones positivas los elementos entre 12 y 20 m de profundidad. En la punta no varían las tensiones normales. La ley de axiles se recupera y coincide por arriba con los valores iniciales, oscilando luego en profundidad. El asiento sube hasta 4,53 cm.

Hasta enero del 98 el nivel piezométrico vuelve a bajar 1,5 m y se tiene una ley intermedia entre la anterior y la que correspondía al máximo descenso. En la punta las tensiones normales siguen siendo las mismas. Salvo en la zona más superficial, la ley de axiles crece respecto a la de febrero del 96. El asiento llega a 4,56 cm.

En resumen, para este caso de micropilote empotrado en la grava con este corte del terreno, en el que el máximo asiento provocado por la subsidencia es de 8,77 cm, las tensiones tangenciales iniciales, causadas por una carga de 200 kN, son aproximadamente constantes a lo largo del fuste y cercanas al valor de plastificación. Debido a la subsidencia, disminuyen en la zona superior del fuste, hasta plastificar algunos nodos superiores, y crecen en la parte inferior. También suben, aunque poco, las tensiones normales de la punta. El axil va aumentando en todo el pilote y llega al máximo cerca de los 4 m de profundidad, conforme se va acercando el mayor descenso del nivel piezométrico, con un valor 1,21 veces mayor al inicial. El coeficiente de seguridad con respecto a la resistencia estructural baja a 2,01, reduciéndose un 10%, cantidad que también disminuye el de la carga de hundimiento. Las subidas del nivel piezométrico se traducen en recuperaciones del axil, aunque no de los asientos. El asiento máximo se produce en enero del 98 y, sumado al producido por la carga inicial, es de 4,97 cm. Hay que destacar que las tensiones normales en la punta presentan una variación muy escasa,

que se anula a partir de los primeros descensos significativos del nivel piezométrico. El axil en la punta prácticamente no cambia y se mantiene muy cerca del valor nulo.

5.3.2.1.2. Micropilote flotante

La discretización del micropilote para el caso de que quede flotante en el estrato arcilloso se representa en la figura 5.35 La longitud es ahora de 19 m, 2 menos que en el caso de micropilote empotrado. El fuste se divide en 19 particiones de 1 m de altura y la base en dos de igual área. A partir de los datos del micropilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s, la resistencia por la punta, Q_p, y la carga de hundimiento, Q_h, que se exponen en la tabla 5.17. El coeficiente de seguridad inicial respecto a la resistencia estructural es de 2,93 y respecto a la carga de hundimiento de 1,24.

Tabla 5.17
Resistencia del micropilote flotante. Sondeo S'16

Q_s (kN)	183
Q_p (kN)	3
Q_h (kN)	186

En la figura 5.36 se representan las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de las particiones en las que se ha dividido al fuste del pilote y en la 5.37 las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido. El axil a lo largo de las particiones aparece en la figura 5.38.

Con la carga inicial de 150 kN no plastifica ningún elemento. Las tensiones tangenciales tienen valores parecidos a lo largo de todo el fuste, algo superiores en cabeza y base del micropilote. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta siguiendo una ley lineal y llegando a un valor casi nulo. En cabeza es del orden de 77,9 veces el que hay en la base. El asiento que resulta es de 0,63 cm.

Tras el descenso de 2,5 m del nivel piezométrico, en enero del 84 las tensiones tangenciales a lo largo del fuste disminuyen en los dos nodos más superficiales, después hay una zona en la que aumentan, para tener los mismos valores iniciales en otra zona central y volver a aumentar cerca de la punta, donde plastifican. También plastifican los nodos de la punta. El axil crece en todo el micropilote, más en cabeza y disminuyendo progresivamente en profundidad, hasta acercarse mucho al anterior en la punta. El asiento del micropilote debido a la subsidencia es de 0,67 cm.

El nivel piezométrico vuelve a su posición original en julio del 85 y se mantiene estable hasta julio del 92. Plastifican algunos elementos superficiales con tensiones tangenciales positivas que, por lo tanto, superan a las iniciales. Más abajo hay una zona en la que disminuyen y luego aumentan considerablemente. Las tensiones normales de la punta decrecen. El axil disminuye hasta valores incluso inferiores a los iniciales, debido a la descarga. El asiento es de 0,39 cm. Se produce la recuperación del axil y del asiento del micropilote, aunque la primera es de mayor cuantía.

Figura 5.35
Discretización de micropilote flotante. Sondeo S'16

Entre julio del 92 y agosto del 95 el nivel piezométrico desciende 9,3 m. Las tensiones tangenciales en el fuste se hacen negativas en los dos nodos más superficiales. A partir de ahí hacia abajo, son todas positivas. El punto neutro aparece a una profundidad de 3 m. Plastifican todos los elementos del fuste, a excepción del segundo, y todos los elementos de la punta. El axil crece en todo el fuste, más en cabeza y menos cerca de la base, y en la punta muy poco. Se llega al valor máximo, en el punto neutro, de 167 kN, que es 1,27 veces el anterior. El asiento es de 4,52 cm.

De agosto a octubre del 95 asciende 1,5 m. Se suavizan un poco las leyes anteriores y dejan de plastificar algunos elementos, aunque las diferencias son muy pequeñas. El asiento sube a 5,01 cm.

Al mes siguiente el nivel piezométrico baja un metro y permanece estable hasta febrero del 96. Prácticamente no hay variación. El asiento llega a 5,73 cm.

En octubre del 97 el nivel piezométrico finaliza una subida de 7,4 m. Las tensiones tangenciales de los elementos superiores del fuste plastifican con valores positivos, a más profundidad las tensiones se hacen negativas, vuelven a subir y a plastificar con valores positivos, y a bajar en la zona del fuste más cercana a la punta. Las tensiones normales de la punta decrecen. La ley de axiles se recupera y coincide por arriba con los valores de julio del 92, oscilando luego en profundidad. El asiento sube hasta 6,06 cm.

En enero del 98 el nivel piezométrico ha vuelto a bajar 1,5 m y tenemos unas leyes de tensiones y axiles intermedia entre las anteriores y las que corresponden al máximo en la zona superior del fuste y coincidentes con ellas en la inferior. En la punta y la mitad inferior del fuste los elementos plastifican. El asiento llega a 6,34 cm.

Para este caso de micropilote flotante en la arcilla, con un asiento máximo de subsidencia de 8,77 cm, las tensiones iniciales, causadas por una carga de 150 kN, son aproximadamente constantes a lo largo del fuste y por debajo del valor de plastificación. Cuando se produce un ascenso del nivel piezométrico que sigue a un descenso, se llega a los valores de plastificación que no había conseguido la carga inicial y el axil se recupera, adquiriendo valores incluso inferiores a los iniciales. El asiento también se recupera en parte. Si la subsidencia es suficiente, llegan a plastificar casi todos los nodos, colocándose el punto neutro, que separa las tensiones positivas de las negativas en el fuste, a unos 3 m de la superficie. Los elementos de la punta también plastifican, debido a la poca resistencia por punta del estrato. El axil máximo se alcanza con el máximo descenso, en el punto neutro y, por lo tanto, próximo a la superficie. El coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural se reduce un 10% y respecto a la carga de hundimiento un 25%, por lo que desaparece. El axil en la punta se mantiene muy cerca del valor nulo. El asiento máximo se produce en enero del 98 y, sumado al producido por la carga inicial, es de 6,97 cm.

5.3.2.2. Sondeo S1. Pozo P18

Se considera un micropilote de 200 mm de diámetro. En la tabla 5.18 se resumen los datos del micropilote que se introducen en el cálculo.

Tabla 5.18
Datos del micropilote

E (Kpa)	f_{ck} (kPa)	RADIO FUSTE (m)	RADIO BASE (m)	SECCION (m^2)	PERIMETRO (m)	CARGA EN CABEZA (kN)	ΔL (m)	τ INICIALES (kPa)
30.041.637	25.000	0,1	0,1	0,031	0,628	300/150	0	0

ΔL (m) = Longitud del pilote que sobresale del terreno.

Con estos datos la resistencia estructural del micropilote resulta de Q_T = 785 kN.

El sondeo S1 (ver 2.4) corresponde al punto más cercano al pozo de mayor descenso del nivel piezométrico (P18). Los datos del terreno con los que se entra en el cálculo se exponen en la tabla 5.11.

Se han hecho dos supuestos, que el micropilote se empotra en el estrato profundo resistente de gravas, con una carga inicial de 300 kN, y que se queda en el estrato de arcillas limosas que sufre la subsidencia como pilote flotante, con una carga de 150 kN.

5.3.2.2.1. Micropilote empotrado

La discretización del micropilote para el caso de que esté empotrado en la grava es la misma que la de la figura 5.23. Su longitud es de 15,2 m. El fuste se divide en 16 particiones de 0,95 m de altura y la punta en dos de igual área. A partir de los datos del micropilote y del terreno resultan la resistencia por el fuste, Q_s, la resistencia por la punta, Q_p, y la carga de hundimiento, Q_h, que se exponen en la tabla 5.19. El coeficiente de seguridad inicial respecto a la resistencia estructural es de 2,62 y respecto a la carga de hundimiento de 2,87.

Tabla 5.19
Resistencia del micropilote empotrado. Sondeo S1

Q_s (kN)	268
Q_p (kN)	594
Q_h (kN)	862

En la figura 5.39 se representan las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de las particiones en las que se ha dividido al fuste del pilote y en la 5.40 las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido. El axil a lo largo de las particiones aparece en la figura 5.41. Como puede observarse a simple vista, las distribuciones de las tensiones tangenciales y del axil son

parecidas a los que se tenían en el caso del cálculo para un pilote de 45 mm de diámetro con este corte del terreno.

La situación inicial parte de la carga de 300 kN y plastifican todos los elementos del fuste, mientras que en el caso del pilote dejaban de hacerlo los dos elementos más cercanos a la punta. En la punta las tensiones normales son mucho mayores. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta siguiendo una ley compuesta por tres ramas aproximadamente lineales, con quiebros donde hay cambios significativos en el *E* de los estratos. El valor en cabeza es del orden de 8,96 veces el de la base. El asiento que resulta es de 0,65 cm.

En enero del 84 el nivel piezométrico consuma un descenso de 2,5 m. Las tensiones tangenciales disminuyen respecto a los valores iniciales en la zona superior del fuste y los mantienen a partir de los 11 m de profundidad. De los elementos anteriormente plastificados sólo permanecen los más cercanos a la base del pilote. Crecen las tensiones normales de la punta. El axil aumenta en todo el pilote y la ley tiene una disposición aproximadamente paralela a la anterior. El asiento debido a la subsidencia es de 0,37 cm.

De enero del 84 a julio del 85 el nivel piezométrico ha ascendido 2,5 m. Los elementos más superficiales plastifican con tensiones tangenciales positivas y en algunos de la zona central y en los más cercanos a la base disminuyen las tensiones. Las tensiones normales de la punta siguen creciendo. El axil disminuye, volviendo en los elementos más superficiales a los valores iniciales, aunque en la zona próxima a la punta aumenta. El asiento es de 0,033 cm. Tanto el axil como el asiento del micropilote se recuperan en la situación de descarga.

En julio del 92 el nivel piezométrico todavía mantiene la misma cota. Las tensiones tangenciales a lo largo del fuste aumentan por la zona más alta y disminuyen por la más baja. En la punta siguen las mismas cifras de la tensión normal. No aparece ningún elemento plastificado. El axil continua disminuyendo, excepto en la zona superior y en las cercanías de la punta, donde se tienen los valores anteriores. El asiento llega a 0,013 cm. En este mes se llega a la máxima recuperación en el axil y en el asiento debido a la descarga.

De julio del 92 a septiembre del 95 el nivel piezométrico desciende 10,8 m. La tensión tangencial pasa a ser negativa hasta una profundidad de 12 m, plastificando casi todos los elementos del fuste, por encima del punto neutro con tensiones negativas y por debajo positivas. Con respecto a la ley anterior, las tensiones tangenciales disminuyen en la parte superior y aumentan en la inferior. En la punta se llega a valores 9,18 veces superiores a los del caso del pilote empotrado de 45 cm de diámetro. El axil crece hasta 1,88 veces el anterior y alcanza su valor máximo, de 397 kN. La ley de axiles mantiene una disposición simétrica en los elementos del fuste que plastifican con tensiones tangenciales negativas, debidas a la subsidencia provocada por los descensos del nivel piezométrico, respecto a la ordenada correspondiente a la carga inicial, de 300 kN, con los valores que se alcanzan cuando plastifican dichos elementos con valores positivos de las tensiones, causados por la carga inicial del micropilote o ascensos del nivel piezométrico. El asiento sube hasta 5,9 cm.

Una recuperación del nivel piezométrico de 7,6 m finaliza en octubre del 97. Las tensiones tangenciales en la zona superficial del estrato se hacen positivas y plastifican esos elementos, a más profundidad las tensiones se hacen negativas, con una zona en la que también plastifican, vuelven a subir y a bajar, oscilando la ley entre los valores positivos y negativos de plastificación. Las tensiones normales de la punta prácticamente no varían. La ley de axiles se recupera y coincide por arriba con los valores iniciales, oscilando luego conforme aumenta la profundidad. El asiento sube hasta 7,21 cm. El comportamiento es similar al que teníamos en el caso del pilote, aunque las tensiones normales en la base son mucho más altas.

Hasta enero del 98 el nivel piezométrico vuelve a bajar 0,5 m y volvemos a tener leyes intermedias entre las anteriores, tanto en lo que respecta a las tensiones tangenciales como a los axiles. Las tensiones normales de la punta no varían. El asiento asciende a 7,24 cm.

Como resumen, para el caso de micropilote empotrado con este corte del terreno, para el que el máximo asiento de subsidencia es de 11,17 cm, las tensiones tangenciales iniciales tienen un valor positivo a lo largo del fuste y plastifican casi todos los elementos. Debido a la subsidencia disminuyen en la parte superior del fuste, llegando hasta el valor de plastificación, y crecen conforme se aproximan a la punta, llegando el punto neutro y, por lo tanto, las tensiones negativas, hasta 12 m de profundidad. Las tensiones normales de la punta también aumentan. El axil sube en todo el pilote y llega al máximo en el punto neutro, en septiembre del 95, cuando se ha producido el máximo descenso del nivel piezométrico, con un valor 2,13 veces mayor al inicial. El coeficiente de seguridad con respecto a la resistencia estructural baja a 1,98, reduciéndose un 25 %, y respecto a la carga de hundimiento a 1,88, disminuyendo en un 35 %. En una primera fase de subida del nivel piezométrico, se recuperan también en gran medida axiles y asientos. Pero después de producirse el máximo descenso, el ascenso del nivel del agua en el terreno se traduce en una recuperación de los valores del axil pero no de los asientos, que siguen creciendo. El asiento máximo se produce en enero del 98 y, sumado al producido por la carga inicial, es de 7,89 cm.

5.3.2.2.2. Micropilote flotante

La discretización del micropilote para el caso de que quede flotante en el estrato de limo arenoso se representa en la figura 5.42. Su longitud es de 13,3 m. El fuste se divide en 14 particiones de 0,95 m de altura y la punta en dos de igual área. La resistencia por el fuste, Q_s, la resistencia por la punta, Q_p, y la carga de hundimiento, Q_h, del micropilote se exponen en la tabla 5.20:

Tabla 5.20
Resistencia del micropilote flotante. Sondeo S1

Q_s (kN)	167
Q_p (kN)	12
Q_h (kN)	179

Figura 5.42
Discretización de micropilote flotante. Sondeo S1

El coeficiente de seguridad inicial respecto a la resistencia estructural es de 5,23 y respecto a la carga de hundimiento de 1,19. Al ser la carga inicial de 150 kN, estamos muy cerca del valor para el que rompe el terreno al movilizarse la resistencia por fuste y por punta del micropilote.

En la figura 5.43 se representan las trayectorias de las tensiones tangenciales en cada uno de los nodos de las particiones en las que se ha dividido al fuste del pilote y en la 5.44 las tensiones normales transmitidas por los nodos de la punta en función del tiempo transcurrido. El axil a lo largo de las particiones aparece en la figura 5.45.

La carga inicial también provoca tensiones tangenciales positivas en todo el fuste del pilote y plastifica una franja de elementos centrales. El axil es máximo en cabeza y baja hasta la punta según tres ramas lineales. El valor en cabeza es del orden de 32,39 veces el de la base, donde casi se anula. Esta diferencia era mucho más pequeña en el caso del pilote de 45 mm de diámetro. El asiento que resulta es de 0,22 cm.

En enero del 84 el nivel piezométrico ha terminado un descenso de 2,5 m. Las tensiones tangenciales disminuyen en los nodos más superficiales y aumentan en los más profundos. Las tensiones normales de la punta también se incrementan. Plastifican todos los nodos del fuste a excepción de los dos superiores y los de la punta. El axil crece en todo el micropilote de forma considerable, sobre todo en los dos tercios superiores del fuste. El asiento debido a la subsidencia es de 0,56 cm.

En julio del 85 se han recuperado los 2,5 m del descenso piezométrico. Las tensiones tangenciales de los nodos superiores aumentan hasta el valor de plastificación. Por debajo, disminuyen en todo el fuste salvo en varios nodos centrales, que se mantienen plastificados. También decrecen las tensiones normales de la punta. El axil baja, incluso por debajo de los valores iniciales en los elementos más superficiales. El asiento se queda en 0,57 cm.

De julio del 85 a julio del 92 el nivel piezométrico permanece estable. Los valores de las tensiones tangenciales aumentan donde los nodos no estaban plastificados, excepto en la zona más profunda, en la que disminuyen. Las tensiones normales de la punta no experimentan variaciones apreciables. El axil sigue menguando, con cifras por debajo de las iniciales en la mayor parte del fuste. El asiento es de 0,5 cm.

Entre julio del 92 y septiembre del 95 el nivel piezométrico desciende 10,8 m. Plastifican todos los nodos del fuste menos dos y todos los de la base. El elemento más superficial del fuste plastifica con tensión tangencial negativa. El axil vuelve a la misma ley de enero del 84, aunque alcanzando un valor superior en los nodos más superficiales, valor que es el máximo y corresponde a 164 kN, 1,19 veces superior al inicial. En cuanto a su variación, sigue con tres ramas lineales con los quiebros a las mismas profundidades de las iniciales. Se llega a un asiento de 7,56 cm.

A continuación una recuperación del nivel piezométrico de 7,6 m llega a octubre del 97. Las tensiones tangenciales son positivas salvo en una de las particiones del estrato de arcilla limosa, donde disminuyen considerablemente. En la zona superior del fuste los nodos plastifican, esta vez con valores positivos. Dejan de plastificar los nodos de la punta, donde las tensiones normales experimentan un decremento apreciable. El axil disminuye en todos los elementos. En las zonas más cercanas a la cabeza y la base del micropilote vuelve a los valores mínimos. El asiento sube a 8,51 cm.

De octubre del 97 a enero del 98 el nivel piezométrico baja 0,5 m. Excepto en los nodos superiores, donde disminuyen las tensiones tangenciales, en los demás se llega a los valores máximos de plastificación, incluso en las normales de la punta. El axil vuelve a la ley de valores máximos, salvo en los dos primeros elementos. El asiento llega a 8,72 cm.

En resumen, el caso estudiado corresponde a una carga inicial muy cercana a la carga de hundimiento del micropilote. Las leyes de tensiones y de axiles son intermedias entre los casos típicos considerados, aunque está muy cercana a la del pilote flotante en el mismo corte de terreno. Las variaciones del nivel piezométrico tienen mayor repercusión que en aquel, sobre todo en las zonas más y menos profundas del estrato compresible. El axil crece y experimenta recuperaciones debidas a los ascensos del nivel piezométrico. El coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural decrece en un 10% y respecto a la carga de hundimiento en un 15%, desapareciendo. El asiento, sin embargo, no se recupera, por lo que el máximo se produce en enero del 98 y, sumado al inicial, da un resultado de 8,94 cm.

5.4. CONCLUSIONES. CUADRO RESUMEN DE LOS CÁLCULOS DE ROZAMIENTO NEGATIVO REALIZADOS

La consolidación del suelo que rodea a un pilote es una de las causas del rozamiento negativo. El movimiento descendente del terreno respecto al pilote induce en él tensiones tangenciales negativas y fuerzas de rozamiento crecientes. Cuando se alcanzan, en algún nodo del contacto suelo-pilote, la resistencia por el fuste o la resistencia por la punta del terreno, la tensión mantiene ese valor y pueden aparecer deslizamientos entre el suelo y el pilote.

Si se conoce la evolución de la subsidencia, las tensiones tangenciales en el fuste, las normales en la punta y el asiento del pilote en cabeza pueden calcularse para tiempos determinados.

Walker y Darvall (1973) describen un caso de pilotes resistentes por la punta embebidos en arcillas medias a duras. Un asiento en superficie de más de 33 mm produjo grandes fuerzas de rozamiento negativo pero no llegó a movilizarse totalmente la resistencia del pilote. Indraratna et al. (1992) midieron el rozamiento negativo en pilotes en la arcilla blanda de Bangkok. Los movimientos del pilote se estabilizaron para asientos de superficie de 150 mm.

Se ha utilizado un método elasto-plástico para estimar las fuerzas de rozamiento negativo que aparecen en pilotes situados en un suelo subsidente heterogéneo. Se han hallado los asientos de los pilotes y las tensiones producidas por el rozamiento negativo en pilotes columna y flotantes de varias localizaciones de la ciudad de Murcia. Como resumen de los cálculos realizados se puede configurar la tabla 5.21.

Se han escogido los cortes del terreno que experimentan los asientos más significativos como respuesta a los movimientos del nivel piezométrico. Uno se encuentra en la zona central de la ciudad, perteneciente al casco histórico, el S'46, dos en la zona norte, el S'25 y el S1, y otro en la zona sur, el S'16.

Tabla 5.21
Cálculos de rozamiento negativo en el casco urbano de Murcia

SONDEO	H (m)	POZO	Δh_{max} (m)	s_{max} *sub* (cm)	PILOTE / MICROPILOTE				ASIENTO MAXIMO		AXIL MAXIMO		COEFICIENTE DE SEGURIDAD FINAL	
					& (cm)	EMPOTRADO/ FLOTANTE	CARGA INICIAL (kN)	LONG. (m)	VALOR (cm)	FECHA	VALOR (kN)	FECHA	RESIST. ESTRUC	CARGA HUNDI.
S'25	20,3	P39	7,8	6,04	45	EMPOTRADO	600	20,3	1,13	ENE-98	930	ENE-98	2,99	8,96
S'25	20,3	P39	7,8	6,04	45	FLOTANTE	600	17,4	1,72	ENE-98	737	ENE-98	3,78	1,9
S'46	10,5	P20	9,4	25,54	45	EMPOTRADO	600	11	20	JUL-95	763	JUL-95	3,65	11,52
S1	13,77	P18	10,8	11,17	45	EMPOTRADO	600	15,2	6,56	ENE-98	830	SEP-95	3,35	11,15
S1	13,77	P18	10,8	11,17	45	FLOTANTE	600	12,35	12,43	ENE-98	574	ENE-84/ ENE-98	4,85	1,05
S'16	20	P34	9,3	8,77	15	EMPOTRADO	200	21	4,97	ENE-98	219	NOV-95	2,01	4,06
S'16	20	P34	9,3	8,77	15	FLOTANTE	150	19	6,97	ENE-98	167	AGO-95	2,63	1
S1	13,77	P18	10,8	11,17	20	EMPOTRADO	300	15,2	7,89	ENE-98	397	SEP-95	1,98	1,88
S1	13,77	P18	10,8	11,17	20	FLOTANTE	150	13,3	8,94	ENE-98	164	SEP-95	4,79	1,01

H (m) = espesor de los estratos por encima de las gravas, & (m) = diámetro del pilote o micropilote, s_{max} *sub* (cm) = máximo asiento de subsidencia, Δh_{max} (m) = máximo descenso del nivel piezométrico.

El rozamiento negativo se manifiesta en una transferencia de la capacidad de carga desde el fuste hasta la punta del pilote y, algunas veces, a la zona del fuste embebida en los estratos resistentes inferiores.

Los asientos en cabeza varían entre 1 y 20 cm, y el coeficiente de seguridad final cae hasta valores no permitidos en los casos extremos. En los pilotes flotantes el asiento final y el coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural son mayores, y el axil máximo y el coeficiente de seguridad respecto a la carga de hundimiento más pequeños.

En general, cuando la caída del nivel piezométrico es significativa, aparece un punto neutro a profundidades desde un 60% hasta un 75% de la profundidad de la cimentación en los pilotes resistentes por la punta, y de cerca de la mitad en los pilotes flotantes. Otros autores (Bjerrum et al., 1969; Endo et al., 1969; Walker y Darvall, 1973; Indraratna et al., 1992; Wong y Teh, 1995) han obtenido resultados similares en sus cálculos y mediciones. El desarrollo de Poulos y Davis (1980) lleva a un axil máximo en la punta, probablemente porque asumen un estrato rígido en la misma (Poulos, 1989). Esta situación se puede producir en algunos pilotes de acero conducidos hasta roca (Johannessen y Bjerrum, 1965).

a) En el sondeo S'25 los datos de descenso de nivel piezométrico y de asiento del terreno no se encuentran entre los mayores que se tienen en la ciudad, aunque sí el espesor de la capa de arcilla limosa. Esto se debe a que su resistencia es superior a la de otras localizaciones.

   Para estudiar el efecto del rozamiento negativo se ha elegido un pilote típico de las cimentaciones profundas de Murcia, tanto en lo que respecta al tipo, como al diámetro y la carga. Se han considerado los supuestos de que el pilote se empotre en el estrato profundo de gravas y de que se quede flotante en el de arcillas. En los dos casos el asiento que experimenta el pilote supera un centímetro, siendo mayor cuando es flotante.

   En cuanto al incremento de axil provocado por la subsidencia, en el caso de pilote empotrado, el coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural, que superaba al que se exige normalmente, que es de 4, sufre una reducción del 35%, quedando por debajo de 3. Y el de la carga de hundimiento también experimenta una disminución importante, aunque debido a que su valor era muy alto, no resulta preocupante. Para el pilote flotante la reducción del coeficiente que afecta a la resistencia estructural es del 19% y la del de la carga de hundimiento es del 35%, quedando por debajo de 3. El axil de ambos pilotes excede el límite estructural indicado por la NTE-1984, que es de 546 kN, aunque se encuentran por debajo del establecido por la norma básica EHE-1999.

   Hay que destacar que en esta localización no hay recuperación de los axiles ni de los asientos en las situaciones de descarga debidas a los ascensos del nivel piezométrico, por lo que el efecto de nuevos asientos generalizados es acumulativo.

   En líneas generales, puede afirmarse que el comportamiento es admisible, tanto con el pilote columna como con el pilote flotante.

b) El mismo tipo de pilote se ha estudiado en el centro del casco histórico de Murcia, cerca del río Segura. En el sondeo S'46 se tiene una capa de limos arcillosos blandos de 7 m de espesor y una capa de arena de 3 m antes de la grava. Debido a la profundidad del estrato profundo resistente de gravas sólo se ha considerado la hipótesis de pilote empotrado. El asiento máximo del terreno debido a la subsidencia es considerable, superando los 25 cm. Con estas condiciones sí hay recuperación de axiles y asientos en las situaciones de descarga, por lo que el máximo de ambos se alcanza en julio del 95, cuando finaliza el máximo descenso del nivel piezométrico, con una disminución del coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural del 22%, bajando de 4, y con un asiento del pilote de 20 cm, lo que hace que este pilote no resulte admisible. Como posibles medidas se apuntan llevarlo a una mayor profundidad o aplicarle una carga inicial menor.

c) En el norte de la ciudad se ha estudiado el mismo pilote en una localización situada en la zona de alto descenso del nivel piezométrico, que es el correspondiente al sondeo S1. Se hacen los dos supuestos, de pilote empotrado y flotante.

   El pilote empotrado sufre un asiento máximo de 6,56 cm en enero del 98 y, por lo tanto no hay recuperación de parte del asiento en las situaciones de descarga. El coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural baja un 28%, quedando por debajo de 4, lo que se produce en septiembre del 95, fecha en la que acaba el máximo descenso del nivel piezométrico, por lo que el axil se recupera en parte en las situaciones de descarga del pilote. El comportamiento resulta, por lo tanto, inaceptable.

   En el caso del pilote flotante se ha analizado un estado límite, el que corresponde a un pilote solicitado por una carga inicial muy cercana a la de hundimiento. La ley de axiles casi no cambia por los sucesivos descensos y ascensos del nivel piezométrico, ya que el pilote trabaja al máximo. El fuste del pilote se desplaza con respecto al propio terreno en movimiento de forma que se moviliza un rozamiento positivo en su parte inferior, que tiende a equilibrar el rozamiento negativo de la zona superior. El pilote es prácticamente inservible para soportar acciones exteriores, ya que se compensan los rozamientos positivo y negativo y la resistencia de punta es pequeña en comparación con la capacidad de carga del pilote antes de producirse el rozamiento negativo. La repercusión de la subsidencia tiene un gran efecto en el asiento, que crece progresivamente sin recuperaciones y llega a un valor de 12,43 cm, casi el doble que el del pilote empotrado en la grava del mismo corte de terreno y, por lo tanto, inadmisible.

Para el estudio del efecto de la subsidencia en el caso de que los pilotes tengan un diámetro muy pequeño, es decir, de los micropilotes, se han elegido los cortes estratigráficos correspondientes al sondeo anterior, el S1, situado en el norte, y al S'16, situado en el sur de la ciudad. Los micropilotes constituyen una de las técnicas de recalce de las cimentaciones de los edificios de mayor uso en nuestros días. De ahí el interés por

comprobar las repercusiones que puede tener un futuro descenso del terreno que los rodea y la idoneidad de su empleo para el recalce de cimentaciones que hayan sufrido por descensos anteriores.

d) El sondeo S'16 tiene una capa de arcilla limosa blanda de 20 m de espesor. El micropilote que se ensaya es de 15 cm de diámetro, con una carga de 200 kN en el supuesto de que está empotrado en la grava inferior y de 150 kN en el que se queda flotante. En el primero de los dos casos el máximo asiento es de 4,98 cm y no hay recuperación por la descarga. Lo mismo ocurre en el segundo, aunque se llega a un asiento de 6,97 cm. En el axil sí hay recuperación por la descarga, bajando el coeficiente de seguridad en el caso de micropilote empotrado un 10%, tanto para la resistencia estructural como para la carga de hundimiento, y en el de micropilote flotante un 10% el primero y un 25% el segundo. El comportamiento de ambos micropilotes es inadmisible.

e) Con el sondeo S1 se estudia un micropilote de 20 cm de diámetro, con una carga de 300 kN cuando se considera empotrado en el estrato de grava y de 150 kN si es flotante. En cuanto al asiento no hay recuperación por la descarga, con un valor máximo de 7,89 cm en el primero y de 8,94 cm en el segundo. Sí la hay en el axil, y para el máximo disminuye el coeficiente de seguridad un 25% respecto a la resistencia estructural y un 35% respecto a la carga de hundimiento, en el caso de micropilote empotrado, cifras que se convierten en un 10% y un 15%, respectivamente, en el de micropilote flotante. La respuesta de ambos micropilotes a las acciones de subsidencia resulta, también, inaceptable.

El efecto del rozamiento negativo sobre los pilotes se ve amplificado en el caso de los micropilotes. Al resistirse la misma carga inicial por un número mayor de pilotes de menor sección, la superficie lateral resistente es mayor y, por lo tanto, las acciones de fricción entre pilote y terreno.

El uso de los micropilotes para recalzar los edificios de Murcia que hayan sufrido daños provocados por la subsidencia del terreno debe extremar las garantías de su funcionamiento, en cuanto al proyecto, el cálculo y el control en obra.

Una solución factible es el micropilote suficientemente empotrado en un estrato resistente, con bulbo en punta inyectado a media presión (0,3-0,6 MPa). Las grandes casas de micropilotes en España (RODIO, ICOS, KRONSA,..) y algunas de las pequeñas casas especializadas tienen procesos constructivos, normalmente con patentes propias, para hacer micropilotes con bulbo en punta, que resisten más en la zona inferior que en la superior, basados en su mayor adherencia y diámetro.

En cualquier caso y a pesar de su poca aplicación en los procesos constructivos en España actualmente, se han descrito algunas de las medidas de disminución del rozamiento negativo propuestas en la bibliografía.

De todas ellas, la que ha conseguido mayores reducciones es el recubrimiento del fuste con capas de betún asfáltico. Los principales inconvenientes son la posibilidad del daño de estas cubiertas bituminosas durante la hinca del pilote y la pérdida de la resistencia por el fuste. En este sentido, algunos autores recomiendan dejar desprotegida de betún la parte inferior del fuste del pilote, que se encontrará sometida a rozamiento positivo durante la subsidencia.

CAPÍTULO 6

EFECTOS SOBRE LOS EDIFICIOS. MEDIDAS CONTRA LA SUBSIDENCIA. CONCLUSIONES GENERALES

6.1. EFECTOS SOBRE LOS EDIFICIOS

6.1.1. El asiento del terreno

6.1.1.1. Los asientos diferenciales

Dependiendo de las características del edificio, la tipología de su cimentación y el descenso del nivel piezométrico en cada punto de la ciudad, variable incluso dentro de una misma parcela, se han producido mayores o menores asientos, con lo que han aparecido más o menos daños.

Si el descenso del suelo bajo un edificio fuera uniforme y el edificio acompañara al terreno como un sólido rígido, no aparecerían daños estructurales ni interiores a la construcción. En este caso el movimiento sería global, el cuerpo formado por la edificación y su cimentación presentaría desplazamientos y giros de carácter homogéneo. Pero esta situación ideal no se cumple casi nunca por varias razones:

a) El terreno no suele ser uniforme ni homogéneo bajo la construcción. Incluso en pocos metros, dentro de una misma parcela, se pueden tener grandes diferencias. Tienen especial importancia las heterogeneidades del estrato donde se encuentre el apoyo de la cimentación, los distintos espesores de la capa compresible, la existencia de lentejones y niveles arenosos erráticos, o de zonas con un grado de saturación mayor debido a filtraciones de agua frente a otras desecadas por los bombeos, etc...
b) Las cargas tampoco se distribuyen por igual. Cada pilar lleva una carga diferente, que dependerá de su situación, del número de plantas que tenga y del uso de cada una. Normalmente en un edificio de viviendas los pilares en esquina suelen tener la mitad de carga que uno central y los de medianera o fachada un 75% de esta.
c) En las cimentaciones superficiales los asientos de cada zapata son proporcionales a las presiones que transmiten y a sus dimensiones. Si se tuviera la situación teórica de que los pilares hubieran asentado exactamente la misma cantidad, alcanzando el equilibrio una vez que el edificio hubiera entrado en uso y hubiera transcurrido un tiempo suficiente, un descenso del nivel piezométrico supondría que los pilares sufrieran un asiento adicional buscando una nueva situación de equilibrio, esta vez diferente y proporcional a las dimensiones de la cimentación.
d) En las cimentaciones profundas los factores que influyen en la aparición de asientos diferenciales son el número de pilotes que se disponen por soporte y la entidad de las cargas transmitidas. El efecto de grupo de los pilotes de cada encepado hace que las cargas se transmitan a estratos más profundos, por lo que la diferente evolución de las presiones intersticiales a las distintas cotas es otra causa en la heterogeneidad del comportamiento de los edificios como respuesta a la subsidencia del terreno.
e) El diseño estructural también es importante. En algunos ejemplos se tienen núcleos muy rígidos, correspondientes a los cuerpos de escaleras y ascensores,

realizados con pantallas de hormigón armado que tienen la altura total del edificio y cuya misión es absorber las acciones horizontales de viento o sismo que marca la normativa. La cimentación de estos cuerpos requiere aglomeraciones de pilotes en profundidad. Si el resto de la estructura está constituida por el muro de sótano perimetral y los soportes del edificio, que probablemente descansen sobre encepados con dos pilotes o pilotes aislados, las diferencias de rigidez de las distintas zonas del conjunto cimentación-estructura son evidentes. Las nuevas acciones que supone el descenso generalizado del terreno causado por la caída del nivel freático encontrarán una respuesta diferente y, por lo tanto, los asientos y las lesiones a las que dan lugar tendrán distintos valores.

f) Además no hay que olvidar a los inmuebles que combinan varios tipos de cimentación y de estructura, con las consiguientes diferencias en la transmisión de las cargas al terreno y, por lo tanto, con distintas respuestas frente a las acciones de este (ver 2.1.5.5.3).
g) Incluso si los edificios presentan soluciones de cimentación y estructura única, pueden ser distintas de las de las construcciones colindantes, con lo que el descenso freático dará lugar a movimientos diferentes que se harán más evidentes en los contactos de unas y otras.

El efecto sobre las estructuras se debe principalmente a los asientos diferenciales, aunque también tengan repercusión los totales. Muchas estructuras pueden soportar asientos totales de 5 a 10 cm sin daños serios, aunque el tipo de material y el grado de hiperestaticidad influyen enormemente.

Las estructuras de madera pueden resistir asientos diferenciales bastante mayores que los edificios de fábrica de ladrillo o de bloques de hormigón (Jaramillo, 1996; Jaramillo y Ballesteros, 1997).

Las estructuras isostáticas soportan asientos diferenciales y giros considerables de la cimentación sin que aparezcan lesiones de importancia.

6.1.1.2. Relación con la normativa

La única normativa española que dice algo sobre asientos de los edificios es la Norma Básica de Acciones en la Edificación, NBE AE 88, de obligado cumplimiento, que tiene un capítulo dedicado a “Presiones del terreno en cimentación”.

Se puede aceptar 5 cm como máximo asiento admisible en arcillas, es decir, el valor medio permitido por la NBE AE-88.

En el Eurocódigo 7 el máximo asiento diferencial es de 2 cm y la máxima distorsión angular admisible es de L/500 para la mayoría de las estructuras. Por lo tanto, en un edificio con luces de 5 m, el máximo asiento diferencial que se admite entre zapatas contiguas sería de 1 cm.

En cualquier caso, atendiendo a los asientos totales, un descenso del terreno de 10 a 30 cm, como el provocado por la caída del nivel piezométrico en Murcia, no es admisible bajo ninguna normativa. En la tabla 8.2, de asientos generales admisibles, de la NBE AE 88, el máximo asiento que asume, en suelos coherentes y estructuras metálicas isostáticas, de madera o provisionales, es de 7,5 cm. En el Eurocódigo 7 el máximo asiento permitido es de 5 cm (ver 2.1.5.5.2).

6.1.1.3. Recuperación de los asientos

Los asientos producidos son en su mayor parte permanentes, y sólo se puede recuperar una pequeña porción de ellos, hasta un 10-12%, cuando el nivel piezométrico suba a su posición inicial.

De todos modos, frente a nuevos descensos posteriores a su recuperación, también hay que considerar la rigidización del suelo debido al incremento de la presión de preconsolidación, con lo que el efecto será menor.

6.1.2. Relación de los asientos con las tipologías de cimentación

En cuanto a las diversas tipologías de cimentación, se pueden ordenar de mayor a menor probabilidad de daños:

a) Zapatas, losas flexibles y pilotes flotantes.
b) Losas rígidas. El daño será mayor cuanto más ligero sea el edificio.
c) Pilotes columna, llegando hasta el estrato de gravas.

Los edificios cimentados con pilotes flotantes pueden sufrir grandes asientos debido al rozamiento negativo del terreno que asienta. El esfuerzo axil en ellos aumenta considerablemente, aunque su probabilidad de rotura es baja, pues el tope estructural suele estar muy por encima de la carga admisible del terreno.

En el caso de que la cimentación sea por losa, los asientos también son considerables. Si la distribución de presiones bajo la losa es uniforme se pueden producir grandes asientos diferenciales entre las esquinas y el centro, lo que provoca la aparición inmediata de daños. De ahí que el comportamiento de la losa será tanto mejor cuanto mayor sea su rigidez.

En las cimentaciones superficiales el principal factor que determina la respuesta del edificio al descenso del nivel piezométrico es la rigidez (Mañá, 1995). Cuanto mayores sean el canto de la losa y la profundidad a la que se empotre en el terreno menores serán los asientos diferenciales y la aparición de daños. En cuanto a las soluciones con zapatas aisladas, la rigidez se consigue con el arriostramiento de las mismas y la aportación de la estructura. En ambos casos la mayor rigidez derivará en un comportamiento global, como sólido rígido, y los distintos descensos del terreno podrán provocar giros y basculamientos.

Entre dos zapatas que transmiten al terreno la misma presión, la que tiene mayores dimensiones será la que más asiente como consecuencia del descenso del nivel freático. Entre dos que tengan las mismas medidas, asentará más la que tenga mayor carga.

El asiento de los pilotes columna debido a las acciones del rozamiento negativo es menor que el de los flotantes, aunque el aumento del esfuerzo axil es mayor y se aproxima más a la carga de hundimiento. Si el coeficiente de seguridad del pilote anterior al descenso era bajo, puede llegar a romperse.

La longitud de los pilotes es un factor clave en el desarrollo del rozamiento negativo. El comportamiento de los edificios pilotados ha sido mejor en aquellos de una misma zona que tenían sótano debido a la disminución de las acciones del terreno sobre los pilotes por tener estos una menor longitud (ver 2.1.5). Se estima la mengua del rozamiento negativo hasta en un 50%.

El empleo de pilotes inclinados es aún más perjudicial, pues al tener el movimiento del terreno una dirección predominantemente vertical, el pilote deja de trabajar a compresión o tracción simple, pasando a estar solicitado por flexiones.

El pilote como elemento estructural debe soportar el aumento del esfuerzo axil generado por el rozamiento negativo. En este sentido, es importante que la continuidad del pilote esté asegurada y no haya mermas apreciables en su sección. Por lo tanto, los pilotes prefabricados ofrecen las ventajas de garantizar sus características resistentes respecto a los realizados in situ, muchos de los cuales no tienen armaduras en gran parte de la longitud del pilote, como los barrenados. Por lo tanto, se hace necesario extremar las medidas de control de calidad en su ejecución.

El micropilote es un elemento muy empleado en recalces y consolidaciones de cimentaciones. El efecto del rozamiento negativo se acentúa en los micropilotes, debido a que suponen un aumento de la superficie lateral y, por lo tanto, de la resistencia confiada al rozamiento entre el terreno y el fuste. Esto hace que el axil de los mismos crezca en mayor proporción, por lo que se pone en cuestión su idoneidad como solución de recalce frente a nuevos descensos del nivel piezométrico, y exige un estudio especial para cada caso concreto. Hay que decir que el sistema de reparación propuesto en muchos de los informes estudiados sobre daños de edificios en Murcia se basa en el empleo de los micropilotes, muchas veces inclinados (Ballesteros, 1994, 1995a-e, g, 1996a, b; CEICO, 1995).

El empleo de los micropilotes debe controlarse en sus fases de proyecto y construcción, de forma que quede garantizado su funcionamiento. La solución de micropilotes debe llevar a un empotramiento suficiente en el estrato de gravas, con bulbo en punta inyectado a media presión (ver 5.4).

Por otro lado hay que tener en cuenta que el movimiento del agua en el terreno hacia los puntos de extracción no se realiza de modo uniforme, sino dependiendo de las diferencias de permeabilidad de las distintas zonas y de los obstáculos que supone la presencia de las cimentaciones de los edificios y demás obras enterradas. La distinta

velocidad del fluido a su paso por el terreno origina arrastres de finos y empujes laterales sobre los cimientos, aunque ambos parecen ser en Murcia efectos de carácter secundario en las patologías observadas.

Las fuerzas de filtración que el agua ejerce sobre los niveles blandos del subsuelo, dan lugar, así, a acciones horizontales sobre los fustes de los pilotes, de forma que al alejarse del emplazamiento del achique las líneas de flujo o de trayectoria del agua van adquiriendo una componente horizontal cada vez más acusada. Las acciones horizontales se traducen en flexiones de los pilotes que dan lugar a deformaciones de sus ejes y que reproducen el efecto de dichas flexiones. Por supuesto, el fenómeno se agrava considerablemente en el caso de los micropilotes debido a su mayor esbeltez.

Además el lavado de finos hace crecer el índice de poros del terreno y, por lo tanto, disminuye su capacidad resistente (Mañá, 1995). El fenómeno tiene especial repercusión en la zona de gravas, donde apoyan los pilotes columna, y el arrastre de las partículas más finas del suelo aumenta los asientos del pilote de forma directa (ver 2.1.5.5.2).

En cualquiera de los casos, el descenso del nivel piezométrico siempre causará una disminución del coeficiente de seguridad con el que fueron diseñadas las cimentaciones.

6.2. ACTUACIONES PARA FRENAR LA SUBSIDENCIA EN MURCIA

6.2.1. Necesidad de creación de una comisión de seguimiento

Los efectos del descenso del nivel piezométrico han generado costes económicos de considerables proporciones, tanto en lo que respecta a los daños que se han producido como a la incertidumbre que se ha creado en las posibles inversiones económicas futuras, al no precisarse claramente cual puede ser su solución. En la década de los 90 existía un sentimiento generalizado entre la población de los afectados por el problema de que afrontarlo desde su individualidad era una tarea difícil de llevar a cabo.

Esta situación afecta directamente a los ciudadanos, a la Administración y a los colegios profesionales. El Ayuntamiento de Murcia, la Dirección General de Ordenación del Territorio y Vivienda de la Consejería de Política Territorial y Obras Públicas de la Comunidad Autónoma de Murcia, el Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Medio Ambiente, el Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia y el Centro de Asesoramiento Tecnológico son organismos implicados en el problema y que deben cooperar en un marco de actuaciones conjunto, con tres posibles niveles de asistencia, la coordinación, el asesoramiento técnico y la ayuda económica.

Por lo tanto, no puede pensarse en actuaciones aisladas y descoordinadas, y se hace necesario configurar un marco base de actuaciones, que aborde el problema en su totalidad, minimice los errores y aumente la rentabilidad de los esfuerzos. Para ello ha de crearse una entidad de gestión que asuma el planteamiento expuesto como organismo o comisión, controlando e impulsando las actividades necesarias (L.R.C.C.E., 1995b).

Los objetivos de la comisión serían la coordinación de los participantes, el establecimiento y control de un plan de etapas, la tramitación de convenios de colaboración y ayudas, y la difusión del proceso, mediante la información y la publicación de las actuaciones (L.R.C.C.E., 1995a).

6.2.2. Medidas contra la subsidencia

6.2.2.1. Medidas para la recuperación del nivel piezométrico

La Ley de Aguas fija tres principios básicos en el uso del agua (Ley 29/1985):

a) El agua es un bien de dominio público de titularidad estatal.
b) Es imprescindible la planificación hidrológica para satisfacer las demandas de agua.
c) La disponibilidad de agua debe lograrse sin degradar el medio ambiente.

Las actuaciones tendentes a la recuperación y estabilización del nivel piezométrico se dirigen en dos sentidos, la disminución de la extracción de agua y el aumento de la alimentación del acuífero. En virtud de las experiencias tenidas con el mismo problema en otros países, de las características del fenómeno en la Cuenca del Segura, y del estudio teórico presentado, para mantener y elevar el nivel piezométrico en los cascos urbanos de las ciudades pueden adoptarse las siguientes medidas:

a) Control por parte de la Administración de la extracción de agua del terreno. Si es necesario, la penalización del bombeo mediante impuestos para disminuirlo. La Administración tiene el deber de controlar tanto la realización de las instalaciones de extracción como su explotación. En este sentido se debe estudiar en profundidad el papel de los pozos municipales de extracción de agua para el riego de calles y jardines en el fenómeno generalizado de subsidencia.
b) La reutilización de las aguas, algo que viene produciéndose en la Cuenca del Segura desde la Edad Media. Deben recogerse las drenajes procedentes de la infiltración del río en los aluviales y los excedentes de riego en una red de avenamiento para aplicarse en la elevación de los niveles piezométricos. Sin embargo, la escasez y el alto valor del agua en la zona hacen que la eficacia de estos métodos sea ya suficientemente alta, lo que no permitirá grandes diferencias en la disponibilidad del agua. Sí sería novedoso su uso para la elevación del nivel piezométrico de determinados acuíferos, cuyo descenso implica un mayor riesgo para la población.
c) Recarga desde el cauce del río y desde estanques de suministro, lo que supone el mismo problema que el punto anterior. La dedicación de parte del agua a la elevación puntual de los niveles piezométricos de ciertos acuíferos supone una demanda adicional de agua.
d) La conducción del agua desde los drenajes superficiales hacia el nivel freático (Senent, 1995). Actualmente se estima la producción total de aguas residuales urbanas en la Cuenca del Segura en 125 hm^3/año. En la Vega Media es de 33

hm^3/año. Aunque los retornos al río han sido aprovechados históricamente aguas abajo, la reutilización de estas aguas puede hacer que se intensifique la disminución de las pérdidas en las redes de abastecimiento.

e) Trasvase de aguas. Sólo mediante el aporte de agua desde otras cuencas puede resolverse la atención a las grandes demandas de la Cuenca del Segura. Por lo tanto, sólo el Plan Hidrológico Nacional tiene la posibilidad de conseguir la eliminación de la sobreexplotación de los acuíferos, para posteriormente mejorar los caudales mínimos medioambientales e ir satisfaciendo todos los déficits de agua.

Para la recarga artificial del acuífero se requiere un estudio de viabilidad que defina el tipo de obra de recarga y su localización más adecuada. Los pozos, las balsas y las zanjas de recarga deberían situarse aguas arriba de la ciudad y dentro del casco urbano. Para la recarga pueden utilizarse también los cauces naturales, como las acequias sin revestir que atraviesan la ciudad, el río Segura y el canal del Reguerón.

No hay que despreciar la rápida respuesta del acuífero a la recarga, puesta de manifiesto por los excedentes de riego con aguas del trasvase entre septiembre y octubre de 1995 (ver 2.1.4.1.2 y 2.3.1).

Para cualquier medida de recarga del acuífero, las aguas que no se infiltrasen en el subsuelo podrían utilizarse directamente por los agricultores aguas abajo de la ciudad, y las aguas infiltradas retornarían a los azarbes, por avenamiento, o podrían ser captadas por los actuales aprovechamientos. Por lo tanto, al uso agrícola de la zona no se le restaría agua en ningún caso, pues volverían al sistema de riego, más tarde o más temprano. Se trataría de modificar el sistema de uso de las aguas, haciéndolas pasar previamente por el subsuelo de la ciudad, y creando así una protección piezométrica del casco urbano frente a eventuales descensos del nivel piezométrico en el acuífero (Senent, 1995).

En cualquier caso se hace necesario un control exhaustivo y periódico de la situación exacta de los niveles piezométricos en el casco urbano, mediante tubos piezométricos, que debería ser asumido por la Administración, dada su utilidad pública.

6.2.2.2. Medidas a nivel de proyecto

Hasta ahora se puede considerar que el descenso del nivel freático es una acción extraordinaria sobre los edificios de Murcia, no previsible por no haberse producido anteriormente, y no contemplado en ninguna normativa. Sin embargo, a partir de esta experiencia, en cuanto a las prácticas de diseño y construcción, se hace necesaria la inclusión del riesgo de subsidencia como un factor más a tener en cuenta en el proyecto de cualquier edificio, incluso a nivel de planeamiento, mediante:

a) Cambios en la forma de urbanización de las poblaciones. La destrucción de la vegetación del suelo y el drenado de tierras húmedas disminuye la infiltración de las aguas de la superficie. En las actuaciones urbanísticas que ocupen áreas

suficientemente extensas deberá estudiarse el comportamiento de los edificios en relación con la configuración de las capas del terreno y los posibles descensos del nivel piezométrico.

b) La solución de los problemas de urbanización y acometidas en relación a los movimientos de la subsidencia.
c) La no utilización de grandes árboles, que absorban grandes cantidades de agua, al menos, cerca de los edificios.
d) La insistencia en los sistemas de impermeabilización integral, posibilitando la permanencia del nivel freático en su posición natural, en lugar de las constantes extracciones de las filtraciones de agua en los edificios. El mantenimiento en seco de las construcciones subterráneas a base del rebajamiento artificial del nivel freático no puede considerarse una buena práctica constructiva en el casco urbano de Murcia.
e) La mejora del suelo, con medidas de las empleadas usualmente para suelos blandos y poco resistentes.
f) La homogeneización de las cargas y dimensiones de las zapatas y encepados. Hay que procurar el uso de zapatas y pilotes similares en geometría, presiones transmitidas y asientos.
g) La cimentación mediante losas rígidas, incluso total o parcialmente compensadas.
h) La profundización de las cimentaciones superficiales.
i) El empleo de cimentaciones profundas mediante pilotes suficientemente empotrados, pocos, de gran diámetro, y con coeficientes de seguridad con holgura bastante.
j) El uso de medidas de disminución del rozamiento negativo en los pilotes, como el recubrimiento con cubiertas de betún.
k) La disposición de plantas de sótano que profundicen el plano de apoyo de la cimentación y, mediante la mengua correspondiente de la longitud de los pilotes, disminuyan también las acciones de rozamiento negativo.
l) La rigidización de las cimentaciones.
m) La rigidización de toda la estructura, en especial de las plantas bajas y de sótano de los edificios, insistiendo en el efecto de disminución de las diferencias entre las distintas zonas que ejerce la estructura formada por pilares, pantallas y forjados.
n) La intensificación de las medidas de control de calidad de las cimentaciones y estructuras.

6.2.2.3. Medidas en los edificios con daños

En lo que respecta a los edificios que hayan sufrido daños provocados por la subsidencia, se hace necesario:

a) El control preciso de sus movimientos, prestando especial atención a los elementos que los ponen en evidencia tales como las juntas de dilatación, los

encuentros en cubierta o los pretiles de las azoteas. Para ello será necesario hacer mediciones precisas de verticalidad y de los desplomes.

b) El seguimiento de las fisuras y grietas más representativas mediante testigos fechados, que pueden ser los tradicionales de yeso o escayola, o técnicas que ofrezcan una mayor precisión de lectura, como extensómetros, vidrios, clavos, etc..
c) El estudio de los descensos del terreno mediante nivelaciones. Hay que tener un conocimiento detallado de la evolución de los asientos, tanto en lo que respecta a su gravedad como a la velocidad con la que se producen.
d) El seguimiento de las oscilaciones del nivel piezométrico y de las presiones intersticiales del agua a través de piezómetros.
e) Análisis del sistema de cimentación, viendo la posibilidad de profundizar el plano de apoyo hasta cotas por debajo de las cuales no sea previsible el descenso del nivel freático.
f) Estudio del sistema estructural del edificio, comprobando los efectos de la rigidización de las plantas bajas y de sótano para homogeneizar los asientos.
g) El recalce de las cimentaciones cuando sea necesario. Si son previsibles nuevos descensos del nivel piezométrico parece más adecuada la técnica de la mejora del terreno por inyecciones hasta el estrato de gravas que el micropilotaje en profundidad, a menos de que este se lleve al estrato de gravas, empotrándose suficientemente con bulbo inyectado en punta (ver 5.4). Cuando los daños se concentren en determinadas zonas del edificio existirá siempre el dilema entre el recalce parcial de los soportes afectados o el recalce total de toda la cimentación. La primera de las soluciones provoca una redistribución de las cargas a partir de la nueva situación tras el recalce parcial, con lo que pueden aparecer nuevos asientos en pilares que antes no se habían movido, lo que obligaría a extender el recalce a ellos.
h) Permitir una mayor flexibilidad de los forjados sin que se rompan tabiques y cerramientos, con juntas elásticas al nivel de la zona superior de los mismos.
i) No reparar las lesiones derivadas de los daños principales hasta que se hayan solucionado con seguridad las causas de estos. Por ello, se hace necesario verificar la estabilización de los asientos de la cimentación para proceder a las reparaciones.
j) Estudiar la forma de garantizar la estanqueidad de los edificios, encomendada actualmente a las bombas de drenaje, mediante los sistemas de impermeabilización citados. Hay que considerar que si no se produce la evacuación de agua, el nivel piezométrico volverá a su posición original y, por lo tanto, la construcción debe soportar la acción hidrostática, para la que puede no haber sido diseñada, por lo que se requerirán las actuaciones pertinentes a fin de conseguirlo.

Sería interesante la elaboración de un catálogo completo de las edificaciones afectadas y las características de sus lesiones, que debería redactarse con la colaboración de los particulares y todos los organismos que posean datos al respecto, como son el Ayuntamiento, la Consejería de Política Territorial, los colegios profesionales, los laboratorios y las entidades de control (Ballesteros, 1995f).

6.3. CONCLUSIONES GENERALES

La subsidencia terrestre es un fenómeno que implica el asentamiento de la superficie de la Tierra en un área extensa debido a varios factores, entre los que destaca la extracción de agua del terreno.

La caída del nivel piezométrico en el suelo reduce la presión intersticial del agua en los poros y aumenta la presión efectiva, que se produce sobre el esqueleto sólido del suelo, que en un suelo saturado es igual a la presión total menos la del agua. En la zona por encima del nivel piezométrico el agua se encuentra a una presión inferior a la atmosférica y la presión efectiva no obedece a la ley anterior, pero la disminución de la presión del agua también provoca una compresión, lo que origina un proceso de consolidación que puede desembocar en asientos considerables y en un descenso generalizado de extensas superficies.

Debido al bombeo desde pozos muy profundos se han producido descensos del nivel piezométrico que llegan a los 153 m, como en el Valle de San Joaquín en California, y tasas de 5,4 m/año, como en el acuífero Evangelina del Área de Houston-Galveston en Texas. Se han medido asientos de más de 850 cm en el Valle de San Joaquín y Ciudad de Méjico, y tasas cercanas a los 50 cm/año en el Valle de San Joaquín, Ciudad de Méjico o Niigata en Japón.

Algunos movimientos se extienden a grandes profundidades, incluso por debajo de los 200 m, como en Arizona Central, el Valle de San Joaquín, el Área de Houston-Galveston, Bangkok, la Llanura de Nobi, Niigata o Tokyo. El área afectada llega a ser muy extensa. En 1973, en el Valle de San Joaquín, una superficie de 13.500 km^2 alcanzó un asiento mínimo de 30 cm.

La subsidencia también da lugar a movimientos horizontales, que han hecho que surjan fisuras terrestres de gran longitud en el Valle de San Joaquín y Arizona Central, donde un asiento superior a 300 cm originó grietas de hasta 5 a 10 m de ancho y profundidad y 13,8 km de largo.

La heterogeneidad y la diversidad de los factores que afectan a la subsidencia hace que el efecto de los movimientos sea distinto según las zonas y provoca asientos diferenciales, que han dado lugar a numerosas lesiones en edificios, instalaciones y comunicaciones. El descenso del terreno ha originado inundaciones en Ciudad de Houston, Bangkok o la Bahía de San Francisco. Los daños han causado el gasto de millones de dólares en reparaciones y medidas preventivas.

Las administraciones han adquirido conciencia de la importancia del problema y han promovido el estudio y control del fenómeno. Se han creado leyes que prohíben la apertura de pozos y limitan las extracciones. Se han tomado otras medidas, como importar agua superficial de otras latitudes, recargar desde ríos o estanques, o encauzar los excedentes de riegos e inundaciones. En Niigata, el agua bombeada se volvía a inyectar en los acuíferos una vez extraído el gas natural.

Con ello se ha conseguido elevar los niveles piezométricos y disminuir la tasa de subsidencia hasta llegar, incluso, a eliminarla. El nivel del agua del Valle de San Joaquín subió 82 m entre 1968 y 1976. La tasa de ascenso piezométrico ha alcanzado los 30 m/año en Tokyo y los 20 m/año en Niigata. En algunos lugares se han llegado a producir levantamientos de la superficie del suelo de casi 3 cm, como en Niigata, Tokyo y la Llanura de Nobi, lo que ha originado nuevos problemas.

El fenómeno también cambia las condiciones del terreno, preconsolidándolo. En nuevos períodos de sequía los asientos serán inferiores a los anteriores hasta que se llegue a la presión de preconsolidación, pero el nivel piezométrico variará mucho más rápidamente, debido a que el almacenamiento específico disminuye entre 10 y 100 veces. En esta fase previa al valor de la presión de preconsolidación, el asiento ocurre en régimen elástico y, una vez que es excedida, la deformación unitaria es mucho mayor y principalmente no recuperable.

El primer caso de subsidencia registrado en España, provocada por el descenso generalizado del nivel piezométrico, se ha producido en Murcia entre 1992 y 1995. El nivel de agua en la ciudad permanece estable entre 1975 y 1998, a excepción de dos fuertes caídas, correspondientes a los períodos 1982-85 y 1992-95. En este último la bajada máxima varió entre 7,6 y 10,8 m, con una tasa de 1,5 a 4 m/año. La causa fue la sequía, que actuaba minimizando la recarga y aumentando la extracción de agua del acuífero.

El asiento máximo observado en el casco urbano fue de 15 a 30 cm, lo que dio lugar a multitud de daños en construcciones, infraestructuras y elementos de urbanización. Se produjeron giros y asientos diferenciales de hasta 10 cm, que originaron desplomes y desplazamientos horizontales en cabeza de los edificios de entre 8 y 20 cm.

En el bienio 1995-97, el aumento de la pluviometría, los riegos y el cese de la extracción de los pozos permitieron que el nivel piezométrico recuperara unos 4 m. La recarga se produjo de una forma homogénea y los asientos se estabilizaron.

Para el análisis de la subsidencia en Murcia se ha comenzado por la consideración del marco físico en el que se ha producido, mediante el estudio del terreno del casco urbano, determinando las capas que intervienen en el corte estratigráfico y sus características geotécnicas. Se ha distinguido la disposición típica de los estratos y los valores medios de sus parámetros resistentes y de deformación.

La ciudad de Murcia se asienta sobre el sistema-acuífero de las Vegas Media y Baja del Segura, que consta de dos capas, una superficial libre y otra profunda confinada. El corte del terreno muestra un primer nivel de relleno, a continuación del cual aparece un estrato compresible de arcilla o limo, que actúa como un acuitardo y cuyo espesor varía entre 12 y 30 m. Bajo él se encuentra una capa de arena, que limita superiormente a un estrato de gravas profundo, y que actúan hidrológicamente como un acuífero.

La subsidencia producida por la extracción de cantidades específicas de agua de varios pozos en los que se conoce el perfil hidrológico es un complejo problema

tridimensional que puede tratarse, con una solución acoplada, usando la teoría de la consolidación tridimensional. Sin embargo, la complejidad matemática y de cálculo de esta vía sólo estaría justificada si estuvieran disponibles los datos completos del suelo, lo que no es usual ni se tiene en el presente estudio. Por esta razón, se usa en su lugar la ecuación de difusión tridimensional y se asume que los desplazamientos son verticales.

Si se asimila el perfil a una alternancia de acuitardos y acuíferos horizontales, se puede suponer que la filtración en los acuitardos es vertical si el coeficiente de permeabilidad de los acuíferos es de un orden de magnitud de una a dos veces mayor, pues el error que introduce este supuesto suele ser pequeño.

Como modelo representativo del suelo de Murcia se ha elegido el de un acuitardo limitado por dos acuíferos sometidos a cambios conocidos en su nivel piezométrico. Se ha empleado un método unidimensional que asume la mayoría de las hipótesis de consolidación de la teoría de la consolidación de Terzaghi. Se han hecho dos supuestos, que los cambios en el nivel piezométrico se producen en ambos acuíferos o que sólo se producen en el inferior.

Se han aplicado varios métodos para calcular la subsidencia en el corte estratigráfico correspondiente a un sondeo representativo de la disposición media del terreno en el casco urbano de Murcia. Las variaciones del nivel piezométrico consideradas recorren desde enero del 83 hasta enero del 98 y son las propias del pozo municipal más cercano al sondeo anterior.

Se ha calculado el asiento tomando como referencia tres teorías, la ecuación de la consolidación primaria unidimensional de Terzaghi para el suelo saturado, la ecuación de la consolidación unidimensional para el suelo saturado-parcialmente saturado y asumiendo una teoría no lineal para la consolidación de un suelo saturado, válida para el caso normalmente consolidado.

En cuanto al primer caso, el de suelo saturado, se han desarrollado las soluciones explícitas correspondientes a cualquier variación del nivel piezométrico a lo largo del tiempo y para un descenso lineal del mismo.

También se ha resuelto la ecuación mediante una aproximación explícita por diferencias finitas y a través de otra aproximación implícita tomando como base el método de predictor-corrector. En estos casos el asiento se ha hallado suponiendo una ley tensión-deformación lineal o logarítmica. Para esta última se asume que los valores resultan sobredimensionados cuando el suelo está sobreconsolidado, es decir, a menos de que se trate de un suelo normalmente consolidado.

El asiento en el techo del estrato compresible ha sido calculado por los cuatro métodos, para el caso de suelo saturado, elástico y homogéneo. La utilización de la solución explícita para un descenso lineal del nivel piezométrico es válida en los doce primeros meses de cálculo, desde enero del 83 hasta enero del 84. Los resultados obtenidos son prácticamente idénticos, aunque las soluciones explícitas son las más exactas.

Las soluciones explícitas permiten encontrar el valor de la presión intersticial y del asiento para cualquier profundidad y tiempo, sin necesidad de pasar por los puntos intermedios de la malla, como ocurre en las aproximaciones por diferencias finitas o el método de predictor-corrector.

Se han de usar forzosamente las aproximaciones en los casos en los que se consideren los cambios que se producen en los parámetros de consolidación del terreno desde los valores de carga noval a los de descarga y recarga, según los aumentos y disminuciones de la presión efectiva que provocan las oscilaciones del nivel piezométrico, y cuando se contemplen los distintos estratos que aparecen en el corte del terreno de Murcia.

El esquema explícito por diferencias finitas requiere que $\beta \leq ½$ ($\beta = \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2}$).

Cuando c_v es alto la condición anterior requiere que Δt sea muy pequeño y un esfuerzo de cálculo excesivo, o que Δz sea grande, lo que lleva a una mayor falta de precisión. El método de predictor-corrector no presenta esta limitación, por lo que proporciona una aplicación más general y flexible.

En el caso de suelo saturado-parcialmente saturado sólo pueden usarse los métodos numéricos para aproximar la ecuación.

Se han ensayado varias de las funciones $k=k(u)$ recogidas en la bibliografía, resultando ser la propuesta por Gardner (1958) la que proporciona mejores resultados para la permeabilidad supuesta en Murcia. El parámetro que en un suelo parcialmente saturado cumple la misma función que el coeficiente de consolidación en un suelo saturado es la difusividad, cuyo valor se ha considerado constante en los cálculos.

Se han vuelto a usar las expresiones anteriores, lineal y logarítmica, para calcular el asiento, pero se han corregido en la parte en la que el suelo se encuentra parcialmente saturado con una relación en función del logaritmo de la succión.

En los cálculos del asiento ha quedado establecida la validez de la técnica de diferencias finitas cuando Δz no es demasiado grande y $\beta \leq ½$. Esto no resulta fácil de cumplir en condiciones no elásticas. El método de predictor-corrector no tiene que cumplir esta condición por lo que presenta una mayor flexibilidad de aplicación y proporciona una precisión suficiente siempre que Δz no sea excesivo.

En cuanto al tercer caso, se ha contemplado una teoría no lineal para la consolidación del suelo saturado y leyes logarítmicas para las deformaciones, ambas apropiadas para suelos normalmente consolidados, obteniéndose resultados muy similares a los casos anteriores de suelo saturado.

Para el cálculo de la subsidencia en la ciudad de Murcia se han escogido como puntos del terreno más desfavorables los sondeos que presentan un mayor espesor del

estrato compresible, una capa de arcilla más blanda y un mayor descenso del nivel piezométrico, procurando que se extiendan por todo el casco urbano y proporcionen, así, una visión lo suficientemente general del fenómeno en su globalidad. Para las variaciones del nivel piezométrico, se han tenido en cuenta las de los pozos municipales más próximos.

Por ser el supuesto más general y haber proporcionado resultados satisfactorios, en todos ellos se han calculado los asientos considerando la teoría para suelos saturados-parcialmente saturados y utilizando el método de predictor-corrector. Se han tenido en cuenta las diferencias de los parámetros del terreno en carga, descarga y recarga. Se han seguido las hipótesis de descenso piezométrico en ambos acuíferos o sólo en el inferior. El asiento total calculado varía entre 2,59 y 25,54 cm, consiguiéndose un buen ajuste con los asientos observados.

Una de las causas que pueden desencadenar el rozamiento negativo en los pilotes es la consolidación del terreno que los rodea. El descenso del suelo provoca la aparición de tensiones tangenciales negativas y hace que el axil aumente. Debido a ello se produce un traspaso de la capacidad portante del pilote desde las zonas más superficiales hacia la punta y la parte del fuste más cercana a ella. Cuando en algún punto del contacto entre el suelo y el pilote la tensión alcanza el valor de la resistencia unitaria por el fuste o por la punta, se originan deslizamientos entre el pilote y el terreno.

Se han estudiado algunos casos de la bibliografía en los que se calculan las tensiones que aparecen y el asiento que se provoca para determinados tiempos según se va produciendo la evolución de la subsidencia.

Mediante un método elasto-plástico se han estimado los asientos y las tensiones producidas por el rozamiento negativo en pilotes columna y flotantes situados en varias de las localizaciones de la ciudad de Murcia en las que se había calculado previamente la subsidencia. Se ha elegido un pilote típico de las cimentaciones profundas de los edificios de Murcia, en cuanto al tipo, el diámetro y la carga inicial en cabeza. Se han considerado los supuestos de que se empotre en el estrato profundo de gravas o de que se quede flotante en el de arcillas.

El asiento en cabeza del pilote varía entre 1 y 20 cm, llegando a valores no permitidos por la normativa. El coeficiente de seguridad final sufre una disminución. En los pilotes flotantes el asiento final y el coeficiente de seguridad respecto a la resistencia estructural son superiores, y el axil máximo y el coeficiente de seguridad respecto a la carga de hundimiento son inferiores que en los pilotes que apoyan en un estrato rígido por la punta. El punto neutro aparece a profundidades que varían entre un 60% y un 75% de la longitud del pilote en los resistentes por la punta y se encuentra cercano a la mitad de la longitud en los pilotes flotantes.

Los micropilotes constituyen una de las técnicas de recalce de cimentaciones de mayor uso en nuestros días. Se han realizado algunos cálculos con micropilotes para comprobar su idoneidad y el efecto que tendrían futuros descensos del nivel piezométrico en ellos. Se puede afirmar que el rozamiento negativo aumenta su importancia en los

micropilotes. Como la superficie lateral es mayor que en los pilotes para una misma carga, se incrementan las acciones de fricción entre el micropilote y el terreno. En cualquier caso, parece factible la solución de micropilotes suficientemente empotrados, con bulbo inyectado en punta.

Se han descrito algunas medidas para la disminución del rozamiento negativo en pilotes, recogidas en la bibliografía, entre las que destaca el tratamiento del fuste mediante protecciones de betún. Hay que tener en cuenta que también desaparece la resistencia por el fuste del pilote, por lo que algunos autores aconsejan dejar descubierta de betún la parte inferior, que se prevea que quede durante la subsidencia por debajo del punto neutro y, por lo tanto, sometida a rozamiento positivo. Estas medidas parecen estar bastante alejadas de los procesos constructivos usuales en España.

6.4. APORTACIONES. UTILIDAD DEL TRABAJO

Se trata del primer cálculo de la subsidencia realizado en España. En la página 11 de la memoria del "Mapa Geotécnico y de Riesgos Geológicos para la Ordenación Urbana de Murcia" se propone estudiar los riesgos relacionados con diversos factores, entre los que se cita a la subsidencia. Sin embargo, leído todo el documento no se encuentra ninguna referencia al tema.

Se pretende que el presente trabajo sirva de base para un estudio sistemático del problema, que permita tomar las medidas necesarias para disminuir la intensidad del mismo y evitar sus dañinas consecuencias ante hipotéticos nuevos asientos generalizados.

La subsidencia causada por descensos futuros del nivel piezométrico tienen ahora un precedente en Murcia, por lo que ya no supone un evento imprevisible, ni siquiera inevitable.

El modelo de cálculo de la subsidencia propuesto puede utilizarse como estudio predictivo ante futuros descensos del nivel piezométrico. Es muy importante que los parámetros del terreno que se aporten sean lo suficientemente fidedignos para que los resultados que se obtengan sean representativos de cada aplicación particular.

En cualquier caso, en virtud de las hipótesis tenidas en cuenta y de las aproximaciones realizadas, los resultados hallados, por soluciones analíticas o numéricas, deben considerarse como estimaciones que, sin embargo, pueden ser muy útiles para el asesoramiento sobre la conveniencia de distintos patrones de bombeo o de determinadas actuaciones en función de su repercusión en los efectos de subsidencia del terreno.

El estudio introduce una metodología para combinar datos hidráulicos de una red de pozos que proporcionen la información de las variaciones del nivel piezométrico en un área determinada, con los datos geotécnicos de las muestras del terreno, para la cuantificación de la caída de la presión intersticial del agua en el terreno y de la subsidencia provocada por ésta.

Con la recopilación de medidas de nivelaciones que informen de la trayectoria de la superficie terrestre y su comparación con los resultados del cálculo se podrá tener un buen mecanismo de ajuste del modelo empleado, lo que permitirá la disponibilidad de un instrumento apropiado para la evaluación y predicción de la subsidencia provocada por el descenso del nivel piezométrico.

Entre las complicaciones que afectan a la calidad de los resultados se pueden citar:

a) La inexactitud en los datos disponibles de las extracciones de agua del terreno.
b) La dificultad de la obtención de medidas en profundidad de las presiones intersticiales del agua representativas de los sistemas acuíferos multicapas.

Como cada edificio que haya sufrido o pueda sufrir daños y cada lugar en el que se haya producido el fenómeno de la subsidencia tendrá unas características propias, se hará necesario un estudio específico en cada caso. El método de estudio propuesto corresponde a un modelo teórico del terreno que habrá que adaptar a las particularidades de cada localización.

6.5. LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN ABIERTAS

En virtud de los puntos desarrollados, como posibles vías de investigación, que extiendan el presente estudio, se pueden proponer:

a) Realizar un estudio más preciso sobre el terreno de la ciudad de Murcia, basado en estudios geotécnicos que permitan zonificar la ciudad en función de los parámetros de consolidación y resistencia del suelo. En concreto, es importante obtener valores del coeficiente de permeabilidad con la suficiente exactitud, para estudiar la viabilidad de otras funciones de $k(u)$ en el tratamiento de los suelos parcialmente saturados. También hay que destacar la necesidad de ensayos edométricos que proporcionen cifras de la presión de preconsolidación, dato fundamental para la experimentación de las teorías propias de los suelos normalmente consolidados o que dependen de su preconsolidación.
b) Cuantificar con la mayor exactitud posible la magnitud de los asientos producidos y establecer su conexión con los daños. En este sentido, se propone realizar una clasificación detallada de las lesiones y relacionarlas con los descensos del nivel piezométrico.
c) Establecer en la ciudad una trama de nivelaciones fiables con la suficiente precisión, para calcular los asientos que se originen ante nuevos descensos del nivel piezométrico, que permitan un seguimiento detallado del desarrollo del fenómeno y el control del mismo. Organizar, también, una red de mediciones de la presión intersticial del agua en los poros del suelo, en los piezómetros, y de control exacto de las variaciones del nivel piezométrico.
d) Cuando se encuentre disponible un estudio más profundo del terreno de Murcia, calcular las variaciones de las presiones intersticiales, efectivas y los asientos

para varios supuestos de oscilaciones del nivel piezométrico y zonificar la ciudad en función del riesgo de subsidencia.

e) Determinar la diferencia entre el comportamiento producido en el terreno de Murcia en este primer caso de subsidencia y el que ocurrirá cuando se vuelva a tener una sequía de similares características.

f) Calcular el asiento en cada localización distinguiendo según la teoría que le sea más apropiada de las citadas, es decir, las soluciones de la ecuación de la consolidación primaria unidimensional de Terzaghi para suelo saturado, la del suelo saturado-parcialmente saturado o la de los suelos normalmente consolidados.

g) Una vez comprobada la validez de las distintas teorías, pueden utilizarse los resultados proporcionados por algunas de ellas para depurar el método de aplicación de las otras, como se ha hecho en el capítulo 3 con las soluciones explícitas que, aunque tenían un menor rango de aplicación, se han usado para comprobar los resultados de las aproximaciones por métodos numéricos. En este sentido, es importante hallar cuál es el límite del parámetro β en el método de predictor-corrector.

h) Estudiar la posibilidad de aplicar otros modelos distintos al planteado para determinadas localizaciones de la ciudad en las que, en virtud de sus características particulares, sean más apropiados.

i) Ampliar los métodos expuestos de diferencias finitas y del predictor-corrector mediante métodos de elementos finitos que contemplen en el cálculo la posibilidad de más heterogeneidades y determinadas singularidades necesarias para determinados casos.

j) Aplicar el estudio realizado de la subsidencia en Murcia a otros ejemplos de la bibliografía en los que se ha producido el fenómeno, como Ciudad de Méjico, Venecia o el Valle de San Joaquín. Se propone extraer los necesarios datos del terreno de las publicaciones citadas, comparar con sus estudios, en cuanto a las nivelaciones que muestran y los resultados que obtienen, para extraer conclusiones.

k) Extender el cálculo del rozamiento negativo realizado a otros tipos de pilotes de los empleados en la ciudad de Murcia, o que se puedan utilizar y cuyo uso sea más conveniente en función de los resultados obtenidos. Sería interesante determinar cuál es el más apropiado según la zona.

l) Extender el cálculo expuesto del rozamiento negativo a los pilotes dentro de un grupo, comprobando cuál es el efecto del mismo y cómo varían las acciones según el número y la carga.

m) Extender el cálculo del rozamiento negativo a los pilotes inclinados, viendo el efecto de la inclinación.

n) Estudiar el problema de la posibilidad del pandeo de un micropilote provocado por el rozamiento negativo debido a la subsidencia del terreno, en función de su esbeltez y al aumento del esfuerzo axil. Contemplar el caso de que el micropilote esté inclinado.

o) Estudiar con el programa de cálculo empleado la viabilidad de las medidas de disminución del rozamiento negativo propuestas, analizando las tensiones y los asientos resultantes.

p) Aplicar el estudio del rozamiento negativo realizado en los pilotes de la ciudad de Murcia a un mayor número de los ejemplos de la bibliografía. Comparar con los estudios expuestos y comprobar el ajuste con los resultados de las mediciones que se presentan.

APÉNDICE

MALLAS DE ANCHURA VARIABLE

De las figuras 3.18, 3.29, 3.31, 3.37, 3.41, 4.4, 4.8, 4.12, 4.16, 4.20 y 4.24 se desprende que los cambios en las presiones intersticiales, cuando $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$, se producen fundamentalmente en dos bandas del estrato compresible, la zona más superior y la más inferior, es decir las más cercanas a los acuíferos confinantes. La diferencia en la zona central es mucho menor.

Las 3.24, 3.39, 4.5, 4.9, 4.13, 4.17, 4.21 y 4.25 muestran que cuando $\Delta h_N = 0$, las variaciones se originan en la parte inferior del estrato, adyacente al acuífero inferior.

Si se pudiera realizar el cálculo variando los anchos de la malla, es decir, Δz e Δt, la discretización sería más tupida donde los cambios son mayores y más grosera donde la diferencia es, a priori, menos acusada.

Ap 1. Δz VARIABLE

Teniendo en cuenta las distribuciones obtenidas para la presión del agua en función de la profundidad bajo el techo del estrato compresible, interesa tomar un Δz variable, menor en las zonas superior e inferior y mayor en la central, cuando $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$.

Figura Ap.1
Esquema de diferencias finitas con ancho de malla variable

Es posible reescribir las expresiones que se han aproximado con los esquemas de diferencias finitas o por el método de predictor-corrector, introduciendo distintos Δz a un lado y otro de cada nodo.

Si se supone que en las zonas de la malla que quedan a cada lado de un nodo se tienen dos Δz diferentes, Δz_1 y Δz_2 (ver figura Ap. 1), cambiaría la ecuación correspondiente al contacto de las zonas, es decir, en el nodo.

Ap 1.1. Suelo saturado

Ap 1.1.1. Aplicación a la aproximación por diferencias finitas

Para resolver la ecuación diferencial [3.20] con las condiciones en los límites [3.77] a [3.79], o [3.81] a [3.83], por diferencias finitas, según la figura 3.7, con Δz variable, es necesario hallar la expresión de:

$$\frac{\partial^2 u(m,n)}{\partial z^2} = \frac{\frac{\partial u}{\partial z}(m,n+1/2) - \frac{\partial u}{\partial z}(m,n-1/2)}{\frac{\Delta z_1 + \Delta z_2}{2}} = \\ = \frac{\frac{u(m,n+1)-u(m,n)}{\Delta z_2} - \frac{u(m,n)-u(m,n-1)}{\Delta z_1}}{\frac{\Delta z_1 + \Delta z_2}{2}} \qquad \text{[Ap. 1]}$$

$$\frac{\partial^2 u(m,n)}{\partial z^2} = \frac{2}{\Delta z_1 \Delta z_2 (\Delta z_1 + \Delta z_2)} (\Delta z_1 u(m,n+1) - (\Delta z_1 + \Delta z_2) u(m,n) + \Delta z_2 u(m,n-1)) \qquad \text{[Ap. 2]}$$

Si se llama:

$$\Delta z = \frac{\Delta z_1 + \Delta z_2}{2}, \text{ y } r = \frac{\Delta z_2}{\Delta z_1} \qquad \text{[Ap. 3]}$$

Entonces:

$$\frac{\partial^2 u(m,n)}{\partial z^2} = \frac{r+1}{2r\Delta z^2} (u(m,n+1) - (1+r)u(m,n) + r.u(m,n-1)) \qquad \text{[Ap. 4]}$$

Si $\beta = \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2}$, la ecuación [3.84] queda:

$$u(m+1,n) = u(m,n) + \beta \frac{r+1}{2r}\left[u(m,n+1) - (1+r)u(m,n) + r.u(m,n-1)\right] \qquad \text{[Ap. 5]}$$

Como puede observarse, si el ancho de malla Δz es constante, $\Delta z_1 = \Delta z_2$, y coinciden las expresiones [3.84] y [Ap. 5].

La disminución de Δz en las zonas superior e inferior obligaría a adoptar un valor de Δt excesivamente corto, para mantener $\beta \leq 1/2$, aumentando fuertemente el número de intervalos de cálculo. Por ello, en muchos casos, es preferible utilizar el método de predictor-corrector.

Ap 1.1.2. Aplicación al método de predictor-corrector

En cuanto al método de predictor-corrector, si se aproxima la ecuación diferencial [3.20] con Δz variable y teniendo en cuenta [Ap. 3], se llega a las siguientes expresiones:

Para el predictor,

$$\frac{1+r}{2r.\Delta z^2}\left[u(m+1/2,n+1) - (1+r)u(m+1/2,n) + r.u(m+1/2,n-1)\right] = \\ = \frac{2}{c_v \Delta t}(u(m+1/2,n) - u(m,n)) \qquad \text{[Ap. 6]}$$

que, al igual que en la expresión [3.87], como $\beta = \frac{c_v \Delta t}{\Delta z^2}$, puede escribirse:

$$\frac{1+r}{2r}\beta(u(m,n))(u(m+1/2,n+1) - (1+r)u(m+1/2,n) + r.u(m+1/2,n-1)) = \\ = 2(u(m+1/2,n) - u(m,n)) \qquad \text{[Ap. 7]}$$

y se transforma en:

$$\frac{1+r}{2}\beta(u(m,n))u(m+1/2,n-1) - (2 + \frac{(1+r)^2}{2r}\beta(u(m,n)))u(m+1/2,n) + \\ + \frac{1+r}{2r}\beta(u(m,n))u(m+1/2,n+1) = -2u(m,n) \qquad \text{[Ap. 8]}$$

que constituye un sistema de *N-1* ecuaciones con *N-1* incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores *u(m,n)* se hallan los *u(m+1/2,n)* y que se programa:

$$\sum_{i=1}^{N-1} a(i,n)u(m+1/2,i) = b_n \qquad \text{[Ap. 9]}$$

$$a(n-1,n)=\frac{1+r}{2}\beta(u(m,n)),\ \text{con}\ i\geq 1,\ \text{es decir,}\ n\geq 2$$

$$a(n,n)=-(2+\frac{(1+r)^2}{2r}\beta(u(m,n)))$$

$$a(n+1,n)=\frac{1+r}{2r}\beta(u(m,n)),\ \text{con}\ i\leq N-1,\ \text{es decir,}\ n\leq N-2$$

$$a(i,n)=0,\ \text{cuando}\ i=0,\ i<n-1,\ i>n+1,\ i=N$$

$$b_n=-2u(m,n),\ \text{si}\ 1<n<N-1$$

$$b_1=-2u(m,1)-\frac{1+r}{2}\beta(u(m,1))u(m+1/2,0)$$

$$b_{N-1}=-2u(m,N-1)-\frac{1+r}{2r}\beta(u(m,N-1))u(m+1/2,N)$$

Para el corrector,

$$\frac{(1+r)}{2r.\Delta z^2}(u(m+1,n+1)+u(m,n+1)-(1+r)(u(m+1,n)+u(m,n))+ \\ +r(u(m+1,n-1)+u(m,n-1)))=\frac{2(u(m+1,n)-u(m,n))}{c_v\Delta t} \qquad \text{[Ap. 10]}$$

$$\frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n))(u(m+1,n+1)+u(m,n+1)-(1+r)(u(m+1,n)+ \\ +u(m,n))+r(u(m+1,n-1)+u(m,n-1)))=2(u(m+1,n)-u(m,n))$$

[Ap. 11]

que puede escribirse,

$$\frac{1+r}{2}\beta(u(m+1/2,n))u(m+1,n-1)-(2+\frac{(1+r)^2}{2r}\beta(u(m+1/2,n)))u(m+1,n)+ \\ +\frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n))u(m+1,n+1)= \\ =-\frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n))(u(m,n+1)-(1+r)u(m,n)+r.u(m,n-1))-2u(m,n)$$

[Ap. 12]

que constituye un sistema de *N-1* ecuaciones con *N-1* incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores *u(m,n)* y *u(m+1/2,n)* se hallan los *u(m+1,n)* y que se programa:

$$\sum_{i=1}^{N-1} a(i,n)u(m+1,i) = b_n \qquad \text{[Ap. 13]}$$

$$a(n-1,n) = \frac{1+r}{2}\beta(u(m+1/2,n)) \text{, con } i \geq 1 \text{, es decir, } n \geq 2$$

$$a(n,n) = -(2 + \frac{(1+r)^2}{2r}\beta(u(m+1/2,n)))$$

$$a(n+1,n) = \frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n)) \text{, con } i \leq N-1 \text{, es decir, } n \leq N-2$$

$$a(i,n) = 0 \text{, cuando } i = 0,\ i < n-1,\ i > n+1,\ i = N$$

$$b_n = -2u(m,n) - \frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n))(u(m,n+1) - (1+r)u(m,n) + r.u(m,n-1))$$

si $1 < n < N-1$

$$b_1 = -2u(m,1) - \frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,1))(u(m,2) - (1+r)u(m,1) + r.u(m,0)) -$$
$$- \frac{1+r}{2}\beta(u(m+1/2,1))u(m+1,0)$$

$$b_{N-1} = -2u(m,N-1) - \frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,N-1))(u(m,N) - (1+r)u(m,N-1) +$$
$$+ r.u(m,N-2)) - \frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,N-1))u(m+1,N)$$

Por supuesto, las expresiones [Ap. 6] a [Ap. 13] coinciden con las [3.87] a [3.94] cuando $\Delta z_1 = \Delta z_2$.

Se pueden utilizar las ecuaciones anteriores para hallar las presiones intersticiales en el sondeo S'25, con las oscilaciones del nivel piezométrico del pozo P39, para los casos de $\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$ y de $\Delta h_N = 0$, con Δz_1 = 1,45 m e Δz_2 = 0,725 m, es decir, partiendo de una de las discretizaciones estudiadas, reduciendo Δz a la mitad en las zonas donde se producen los cambios más significativos de las presiones y, por lo tanto, afinando más el cálculo en esos puntos.

Se toma Δz_1 = 1,45 m en las ocho particiones centrales, siete en la arcilla superior y una en la inferior, e Δz_2 = 0,725 m en las seis particiones próximas al techo del estrato compresible, en la arcilla superior, y en las seis próximas a la base, en la arcilla inferior.

Los datos de entrada se exponen en la tabla Ap. 1.

Tabla Ap. 1
Datos de entrada para el cálculo
S'25. P39. (m=180, n=20, Δz variable)
Usando E_{oedr} y c_{vr}

SONDEO S'25. SONDEO CON MAYOR ESPESOR DE LA CAPA DE ARCILLA LIMOSA (CAPA 2') VARIACIONES DE NIVEL PIEZOMÉTRICO EN POZO P39														
TIEMPO	ENE-83 ENE-84	ENE-84 JUL-85	JUL-85 JUL-92	JUL-92 SEP-94	SEP-94 JUN-95	JUN-95 JUL-95	JUL-95 SEP-95	SEP-95 OCT-95	OCT-95 ENE-96	ENE-96 OCT-97	OCT-97 NOV-97		NOV-97 ENE-98	
Δh (m)	-2,5	+2,5	0	-4	-3,8	+3,5	0	-4,4	0	+6,4	-1		0	
	ESPESOR RELLENO (m)	z_w inicial (m)	$2H$ (m)	Δz_1 (m)	Δz_2 (m)	Δt (meses)								
	0,5	-2	20,3	1,45	0,725	1								
ESTRATOS	TIPO	ESPESOR	γ (kN/m^3)	e_o	c_v (m^2/s)	c_{vr} (m^2/s)	C_C	C_S	E_{oed} (kPa)	E_{oedr} (kPa)	Δz_1=1,45		Δz_2=0,725	
											β	β_r	β	β_r
ARCILLA LIMOSA	2'	14,5	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	3,2x10^{-7}	0,156	0,018	7.500	67.000	0,04	0,39	0,18	1,58
ARCILLA LIMOSA	2'	5,8	21,4	0,76	3,6x10^{-8}	3,2x10^{-7}	0,156	0,018	22.500	200.000	0,04	0,39	0,18	1,58

Δh (m) = incremento del nivel piezométrico.

Aplicando las expresiones [3.97]-[3.100] para hallar los asientos, se hallan resultados muy similares a los calculados para Δz = 1,45 m, obtenidos con anterioridad (tablas 3.13 y 3.14). Estos cálculos no podrían realizarse con estos supuestos por el método de diferencias finitas puesto que β_r >0,5. Los valores máximos del asiento se reflejan en la tabla Ap. 2.

Tabla Ap. 2
Resultados del cálculo por el método del predictor-corrector
SUELO SATURADO
S'25. P39 (m=180, n=20, Δz variable)
Usando E_{oedr} y c_{vr}

SONDEO S'25 POZO P39				
	$\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h$		$\Delta h_N = 0$	
	VALOR	FECHA	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	3,21	ENE-98	0,81	ENE-98
$s_{l\,max}$ (cm)	13,48	ENE-98	2,68	ENE-98

Ap 1.2. Suelo parcialmente saturado

Ap 1.2.1. Aplicación a la aproximación por diferencias finitas

Para aproximar la expresión [3.118] con Δz variable, se necesita, además de $\frac{\partial^2 u(m,n)}{\partial z^2}$, la forma de $\frac{\partial u(m,n)}{\partial z}$.

$$\frac{\partial u(m,n)}{\partial z} = \frac{u(m,n+1)-u(m,n-1)}{\Delta z_1 + \Delta z_2} = \frac{1}{2\Delta z}(u(m,n+1)-u(m,n-1)) \qquad \text{[Ap. 14]}$$

Con lo que resulta:

$$u(m+1,n) = u(m,n) + \beta(u)\Big(\zeta(u)[u(m,n+1) - u(m,n-1)][u(m,n+1) - u(m,n-1) - 2\gamma_w \Delta z] + \frac{1+r}{2r}\left[u(m,n+1) - (1+r)u(m,n) + r.u(m,n-1)\right]\Big) \qquad \text{[Ap. 15]}$$

Con Δz y r dados por [Ap. 3] y β por [3.123].

Como puede verse, las expresiones [3.124] y [Ap. 15] coinciden cuando $\Delta z_1 = \Delta z_2$.

Ap 1.2.2. Aplicación al método de predictor-corrector

Si se aproxima la ecuación diferencial [3.118] con Δz variable, se llega a las siguientes expresiones:

Para el predictor,

$$\frac{1+r}{2r.\Delta z^2}\left[u(m+1/2,n+1) - (1+r)u(m+1/2,n) + r.u(m+1/2,n-1)\right] = \frac{2}{D(u(m,n))\Delta t}(u(m+1/2,n) - u(m,n)) + \frac{4\zeta(u(m,n))}{2\Delta z}(u(m,n+1) - u(m,n-1))\left[\gamma_w - \frac{u(m,n+1)-u(m,n-1)}{2\Delta z}\right] \qquad \text{[Ap. 16]}$$

que, al igual que en la expresión [3.125], como $\beta(u(m,n)) = \frac{D(u(m,n))\Delta t}{\Delta z^2}$, puede escribirse:

$$\frac{1+r}{2r}\beta(u(m,n))(u(m+1/2,n+1)-(1+r)u(m+1/2,n)+r.u(m+1/2,n-1))=$$
$$=2(u(m+1/2,n)-u(m,n))+\beta(u(m,n))\zeta(u(m,n))(u(m,n+1)-$$
$$-u(m,n-1))(2\gamma_w\Delta z-u(m,n+1)+u(m,n-1))$$

[Ap. 17]

y se transforma en:

$$\frac{1+r}{2}\beta(u(m,n))u(m+1/2,n-1)-(2+\frac{(1+r)^2}{2r}\beta(u(m,n)))u(m+1/2,n)+$$
$$+\frac{1+r}{2r}\beta(u(m,n))u(m+1/2,n+1)=-2u(m,n)+\beta(u(m,n))\zeta(u(m,n))(u(m,n+1)-$$
$$-u(m,n-1))(2\gamma_w\Delta z-u(m,n+1)+u(m,n-1))$$

[Ap. 18]

que constituye un sistema de *N-1* ecuaciones con *N-1* incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores *u(m,n)* se hallan los *u(m+1/2,n)* y que se programa:

$$\sum_{i=1}^{N-1}a(i,n)u(m+1/2,i)=b_n \qquad \text{[Ap. 19]}$$

$a(n-1,n)=\frac{1+r}{2}\beta(u(m,n))$, con $i\geq 1$, es decir, $n\geq 2$

$a(n,n)=-(2+\frac{(1+r)^2}{2r}\beta(u(m,n)))$

$a(n+1,n)=\frac{1+r}{2r}\beta(u(m,n))$, con $i\leq N-1$, es decir, $n\leq N-2$

$a(i,n)=0$, cuando $i=0,\ i<n-1,\ i>n+1,\ i=N$

$b_n=-2u(m,n)+\beta(u(m,n))\zeta(u(m,n))(u(m,n+1)-$
$-u(m,n-1))(2\gamma_w\Delta z-u(m,n+1)+u(m,n-1))$, si $1<n<N-1$

$b_1=-2u(m,1)+\beta(u(m,1))\zeta(u(m,1))(u(m,2)-u(m,0))(2\gamma_w\Delta z-u(m,2)+$
$+u(m,0))-\frac{1+r}{2}\beta(u(m,1))u(m+1/2,0)$

$b_{N-1}=-2u(m,N-1)+\beta(u(m,N-1))\zeta(u(m,N-1))(u(m,N)-$
$-u(m,N-2))(2\gamma_w\Delta z-u(m,N)+u(m,N-2))-\frac{1+r}{2r}\beta(u(m,N-1))u(m+1/2,N)$

Para el corrector,

$$\frac{(1+r)}{2r.\Delta z^2}(u(m+1,n+1)+u(m,n+1)-(1+r)(u(m+1,n)+u(m,n))+$$
$$+r(u(m+1,n-1)+u(m,n-1)))=$$
$$=\frac{2(u(m+1,n)-u(m,n))}{D(u(m+1/2,n))\Delta t}+\frac{4\zeta(u(m+1/2,n))}{2\Delta z}(u(m+1/2,n+1)- \qquad \text{[Ap. 20]}$$
$$-u(m+1/2,n-1))\left[\gamma_w-\frac{u(m+1/2,n+1)-u(m+1/2,n-1)}{2\Delta z}\right]$$

$$\frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n))(u(m+1,n+1)+u(m,n+1)-(1+r)(u(m+1,n)+$$
$$+u(m,n))+r(u(m+1,n-1)+u(m,n-1)))=$$
$$=2(u(m+1,n)-u(m,n))+2\beta(u(m+1/2,n))\zeta(u(m+1/2,n))(u(m+1/2,n+1)-$$
$$-u(m+1/2,n-1))(2\gamma_w\Delta z-u(m+1/2,n+1)+u(m+1/2,n-1))$$

[Ap. 21]

que puede escribirse,

$$\frac{1+r}{2}\beta(u(m+1/2,n))u(m+1,n-1)-(2+\frac{(1+r)^2}{2r}\beta(u(m+1/2,n)))u(m+1,n)+$$
$$+\frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n))u(m+1,n+1)=$$
$$=-\frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n))(u(m,n+1)-(1+r)u(m,n)+r.u(m,n-1))-2u(m,n)+$$
$$+2\beta(u(m+1/2,n))\zeta(u(m+1/2,n))(u(m+1/2,n+1)-$$
$$-u(m+1/2,n-1))(2\gamma_w\Delta z-u(m+1/2,n+1)+u(m+1/2,n-1))$$

[Ap. 22]

que constituye un sistema de *N-1* ecuaciones con *N-1* incógnitas para cada paso en el tiempo, donde conocidos los valores *u(m,n)* y *u(m+1/2,n)* se hallan los *u(m+1,n)* y que se programa:

$$\sum_{i=1}^{N-1}a(i,n)u(m+1,i)=b_n \qquad \text{[Ap. 23]}$$

$a(n-1,n)=\frac{1+r}{2}\beta(u(m+1/2,n))$, con $i\geq 1$, es decir, $n\geq 2$

$a(n,n)=-(2+\frac{(1+r)^2}{2r}\beta(u(m+1/2,n)))$

$a(n+1,n)=\frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n))$, con $i\leq N-1$, es decir, $n\leq N-2$

$a(i,n) = 0$, cuando $i = 0,\ i < n-1,\ \ i > n+1,\ \ i = N$

$$b_n = -2u(m,n) - \frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,n))(u(m,n+1) - (1+r)u(m,n) + r.u(m,n-1)) +$$
$$+ 2\beta(u(m+1/2,n))\zeta(u(m+1/2,n))(u(m+1/2,n+1) - u(m+1/2,n-1))(2\gamma_w \Delta z -$$
$$- u(m+1/2,n+1) + u(m+1/2,n-1))$$

si $1 < n < N-1$

$$b_1 = -2u(m,1) - \frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,1))(u(m,2) - (1+r)u(m,1) + r.u(m,0)) +$$
$$+ 2\beta(u(m+1/2,1))\zeta(u(m+1/2,1))(u(m+1/2,2) - u(m+1/2,0))(2\gamma_w \Delta z -$$
$$- u(m+1/2,2) + u(m+1/2,0)) - \frac{1+r}{2}\beta(u(m+1/2,1))u(m+1,0)$$

$$b_{N-1} = -2u(m,N-1) - \frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,N-1))(u(m,N) - (1+r)u(m,N-1) +$$
$$+ r.u(m,N-2)) + 2\beta(u(m+1/2,N-1))\zeta(u(m+1/2,N-1))(u(m+1/2,N) -$$
$$- u(m+1/2,N-2))(2\gamma_w \Delta z - u(m+1/2,N) + u(m+1/2,N-2)) -$$
$$- \frac{1+r}{2r}\beta(u(m+1/2,N-1))u(m+1,N)$$

Se evidencia que las expresiones [Ap. 16] a [Ap. 23] coinciden con las [3.125] a [3.131] cuando $\Delta z_1 = \Delta z_2$.

Se utilizan las ecuaciones anteriores para hallar las presiones intersticiales en el caso en que Δz_1 = 1,45 m, Δz_2 = 0,725 m, es decir, reduciendo Δz a la mitad en las zonas donde se producen los cambios más significativos de las presiones.

Para ello se introducen los datos de la tabla Ap. 1, cambiando los valores de c_v y c_{vr} por los de D y D_r que aparecen en la expresión [3.143], con lo que β y β_r quedan como muestra la tabla Ap. 3.

Tabla Ap. 3
Valores de β
SUELO PARCIALMENTE SATURADO
S'25. P39 (m=180, n=20, Δz variable)
Usando E_{oedr} y D_r

Δz_1=1,45 m		Δz_2=0,725 m	
β	β_r	β	β_r
0,23	2,07	0,93	8,28

Aplicando la expresión [3.142] para la función $\zeta(u)$, y las [3.97] a [3.100] y [3.147] para hallar los asientos, se obtienen resultados muy similares al cálculo para Δz = 1,45 m, hecho con anterioridad.

Los resultados de las presiones del agua no presentan inestabilidad alguna, puesto que con respecto al desarrollo con Δz = 1,45 m se disminuye Δz donde podían aparecer las oscilaciones.

Este cálculo no podría realizarse con estos supuestos por el método de diferencias finitas puesto que $\beta_r > 0{,}5$.

Los valores máximos del asiento se reflejan en la tabla Ap. 4.

Tabla Ap. 4
Resultados del cálculo por el método predictor-corrector
SUELO PARCIALMENTE SATURADO. $(\Delta ho = \Delta h_N = \Delta h)$
S'25. P39 (m=180, n=20, Δz variable)
Usando E_{oedr} y D_r

SONDEO S'25 POZO P39		
	VALOR	FECHA
u_{min} (kPa)	99,08	OCT-95 ENE-96
s_{max} (cm)	6,18	JUN-96 JUL-96, ENE-97
$s_{l\,max}$ (cm)	15,27	ENE-98

Ap 2. Δt VARIABLE

Si lo que interesa que varíe es el Δt se opera de la misma forma que con Δz variable, teniendo en cuenta el valor de $\Delta t(m)$ que se tenga en cada caso, y siendo:

$$\Delta t(m) = t(m+1) - t(m) \qquad \text{[Ap. 24]}$$

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adams, J., 1971. Discusión en el 4º Congreso Panamericano de Mecánica del Suelo. Puerto Rico, 3. 82-84.

Aitchison, G.D. y Richards, B.G., 1965. "A Broad-scale Study of Moisture Conditions in Pavement Subgrades throughout Australia. 4.- The Selection of Design Values for Soil Suction Equilibria and Soil Suction Changes in Pavement Subgrades". 'Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Coverd Areas'. Butterworths, Australia, 226-232.

Aitchison, G.D., y Woodburn, J.A., 1969. "Soil suction in foundation design". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. & F.E., 2:1-8.

Aitchison, G.D., Peter, P. y Martin, R., 1973. "The instability indices $I_{p"m}$ and $I_{p"s}$ in expansive soils". Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, 2. 101-106.

Akagi, T., 1992. "National contributions by TC12 land subsidence committee members Japan". Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Río de Janeiro, 5, 3205-3206.

Alonso, E.E., Josa, A., y Ledesma, A., 1984. "Negative skin friction on piles: a simplified analysis and prediction procedure". Geotechnique, 34, No. 3: 341-357.

Ames, W.F., 1972. "Nonlinear partial differential equations in engineering". Academic Press. N.Y. Vol. 2.

Aoki, S., 1977. "Land subsidence in Niigata". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 105-112.

Aziz, K.A. y Laba, J.T., 1978. "Rheological model of laterally stressed frozen soil". J. Geotech. Eng. Div. ASCE. 102. 825-839.

Baligh, M.M., Vivatrat, V. y Figi, H., 1978. "Downdrag on bitumen-coated piles". Journal of the Geotech. Eng. Div. Proc. ASCE. Vol 104, No. GT11. 1355-1370.

Ballesteros, J.L., 1994. "Informe sobre daños en los edificios Gaudí y Alfonso X de Murcia". ASEMAS.

Ballesteros, J.L., 1995a. "Informe sobre daños en edificación". ASEMAS. Expediente nº 12/24.692/94. Asegurado Sr. Sancho Ruano. Nuevo edificio de La Convalecencia. C/. Luis Fontes Pagán. Murcia.

Ballesteros, J.L., 1995b. "Informe sobre daños en edificación". ASEMAS. Expediente nº 12/24.727/94. Asegurado Sr. D. Alfonso Ayuso García. 13 viviendas de P.O., locales y sótano. C/. Cartagena, 38. Murcia.

Ballesteros, J.L., 1995c. "Informe sobre daños en el edificio Constanza". ASEMAS. Plaza de Santoña, nº 3. Murcia.

Ballesteros, J.L., 1995d. "Informe sobre daños en edificación". ASEMAS. C/. Sta. Joaquina de Vedruna, nº 3. Murcia.

Ballesteros, J.L., 1995e. "Informe sobre daños en edificación". ASEMAS. Expediente nº 12/25.124/94. Asegurado Sr. D. Antonio del Bello Martín. 8 viviendas de P.O. y locales. C/. José Javier, 2. Murcia.

Ballesteros, J.L., 1995f. "Informe sobre los efectos derivados del rebajamiento del nivel freático en el casco urbano de Murcia". Centro de Asesoramiento Tecnológico. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.

Ballesteros, J.L., 1995g. "Informe sobre daños en edificación". ASEMAS. Expediente nº 12/26.736/95. Asegurado Sr. Sancho Ruano. Nuevo edificio de La Convalecencia. C/. Luís Fontes Pagán. Murcia.

Ballesteros, J.L., 1996a. "Informe sobre daños en edificación". ASEMAS. Expediente nº 12/27.043/95. Asegurado Srs. Víctor Bernal y Maestre Meroño. 50 viviendas de P.O., locales y sótano. C/. Vicente Aleixandre. Murcia.

Ballesteros, J.L., 1996b. "Informe sobre daños en el edificio Minerva". ASEMAS. C/. Miguel Hernández y Plaza de la Enseñanza. Murcia.

Barden, L., 1968. "Primary and secondary consolidation of clay and peat". Geotechnique. 18. 1-24.

Barends, F.B.J., 1981. "Land subsidence due to a well in an elastic saturated subsoil". Proc. Euromech 143. 'Flow and Transport in Porous Media'. A. Verruijt and F.B.J. Barends, Balkema. 11-18.

Bear, J. y Corapcioglu, M.Y., 1981a. "Centrifugal filtration in deformable porous media". 'Water flow in deformable porous media'. Univ. of Michigan. Dept. of Civil Eng. Report 1-42.

Bear, J. y Corapcioglu, M.Y., 1981b. "Mathematical model for regional land subsidence due to pumping. 2. Integrated aquifer subsidence equations for vertical and horizontal displacements". Water Resources Research, 17. 947-958.

Bergado, D.T., Khaw, L.G., Nutalaya, P., y Balasubramaniam, A.S., 1987. "Subsidence effects on infrastructures and settlement predictions in the AIT Campus, Chao Phraya Plain, Thailand". 'Groundwater effects in Geotechnical Enginneering'. Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Dublín, 1. 277-284.

Berry, P.L. y Poskitt, T.J., 1972. "The consolidation of peat". Geotehnique 22. 27-52.

Bishop, A.W., 1959. "The principle of effective stress". Tek. Ukebl. 39:859-863.

Bjerrum, L., Johannessen, I.J., y Eide, O., 1969. "Reduction of negative skin friction on steel piles to rock". Proc. 7th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Engrg. Mexico. Vol. 2. 27-34.

Bouwer, H., 1964. "Unsaturated flow in ground-water hydraulics". Journal of the Hydraulics Division Proceedings ASCE. 121-144.

Bouwer, H., 1977. "Land subsidence and cracking due to ground-water depletion". Ground Water, 15, No. 5. 358-364.

Brand, E.W. y Balasubramaniam, A.S., 1977. "Soil compressibility and land subsidence in Bangkok". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 365-374.

Bredehoeft, J.D., y Pinder, G.F., 1970. "Digital analysis of areal flow in multiaquifer groundwater systems: a quasi three-dimensional model". Water Resources Res., 6, No. 3. 883-888.

Brooks, R. H. y Corey, A. T., 1964. "Hydraulic properties of porous medium". Colorado State University (Fort Collins). Hydrology Paper 3.

Brown, C.B. y Burges, S.J., 1973. "Steady state ground motions caused by single-well pumping". Water Resour. Res. 9. 1420-1427.

Bruce, R.R., y Klute, A., 1963. "Measurements of soil moisture diffusivity from tension plate outflow data". Soil Science Society of America Proc.18-21.

Brutsaert, W. y Corapcioglu, M.Y., 1976. "Pumping of aquifer with visco-elastic properties". J. Hyd. Div. ASCE. 102. 1663-1675.

Brutsaert, W. y Corapcioglu, M.Y., 1978. "Comparison of solutions for delayed-yield aquifers". J. Hyd. Div. ASCE. 104. 1188-1191.

Cabezas, F., 1994. "Consideración de los recursos hidrogeológicos y no convencionales en el Plan Hidrológico de la Cuenca del Segura". Seminario de la Universidad Internacional Menéndez Pelayo de Santander. Editorial Centro de Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Dirección General de Obras Hidráulicas. Madrid. 323-348.

Carbognin, L., Gatto, P., Mozzi, G., Gambolati, G., y Ricceri, G., 1977. "New trend in the subsidence of Venice". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 65-81.

Carbognin, L., Gatto, P., Mozzi, G., y Ricceri, G., 1978. "Subsidenza e ambiente". Atti del Convegno 'I Problemi della Subsidenza nella Politica del Territorio o della Difesa del Suolo', Pisa. 3-12.

Carbognin, L., Gatto, P., Mozzi, G., y Gambolati, G., 1979. "Land subsidence of Ravenna and its similarities with the Venice case". 'Evaluation and Prediction of Subsidence', ASCE. 254-266.

Carrillo, N., 1949. "Subsidence in the Long Beach-San Pedro Area". Stanford Research Institute. Stanford. 65-77. 225-243.

Castle, R.O. y Yerkes, R.F., 1976. "Recent surface movements in the Baldwin Hills, Los Angeles County, California". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 882.

Cathie, D.N. y Dungar, B.Sc.Ph.D., 1975. "The influence of the Pressure-Permeability Relationship on the Stability of a Rock-Filled Dam". Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams. 829-845.

CEICO, 1995. "Dictamen sobre estado actual del edificio de la Convalecencia". Peticionario, Fundación Chantre Rivera-Obispado de Cartagena. C/. Luís Fuentes Pagán, nº 9. Murcia.

Christie, I.A., 1964. "A Re-appraisal of Merchant's contribution to the theory of consolidation". Geotechnique. 14. 309-320.

Claessen, A.I.M. y Horvart, E., 1974. "Reducing negative friction with bitumen slip layers". Journal of the Geotech. Eng. Div. Proc. ASCE. Vol. 100, No. GT8. 925-944.

C.O.I.C.C.P. "Consideraciones acerca del descenso del nivel freático en Murcia". Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Demarcación de Murcia.

Corapcioglu, M.Y., 1977. "Mathematical modelling of leaky aquifers with reological properties". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 191-200.

Corapcioglu, M.Y., 1984. "Land subsidence-a state-of-the-art review". 'Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media'. Nijhoff: Dordrecht. 369-444.

Corapcioglu, M.Y. y Bear, J., 1984. "Land subsidence, a regional mathematical model". 'Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media'. Nijhoff: Dordrecht. 445-497.

Corapcioglu, M.Y. y Brutsaert, W., 1977. "Viscoelastic aquifer model applied to subsidence due to pumping". Water Resources Res., 13, No. 3. 597-604.

Corapcioglu, M.Y. y Karahanoglu, N., 1980. "Simulation of geothermal production". 'Alternative Energy Sources II'. T.N. Veziroglu. Hemisphere Publ. Co., N.Y. 5. 1895-1918.

Cuevas, J.A., 1936. "Foundation conditions in Mexico City". Proc. Inter. Conf. Soil Mech. Cambridge (Mar.). 3.

Custodio, E. y Llamas, M.R., 1983. "Hidrología subterránea". 2nd edn. Barcelona. Omega.

D'Appolonia, E. y Romualdi, J.P., 1963. "Load transfer in end-bearing steel H-piles". J. Soil Mech. ASCE. Vol. 89. SM2. 1-25.

De Simone, P. y Viggiani, C., 1979. "Consolidation of a thick aquitard due to ground water withdrawal". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 358-372.

Davies, O.L., Box, G.E.P., Cousins, W.R., Himsworth, F.R., Kenney, H., Milbourn, M., Spendley, W. y Stevens, W.L., 1961. "Statistical methods in research and production". Imperial Chemical Industries Limited. Oliver and Boyd. Londres.

Davies, T.G., y Banerjee, P.K., 1978. "The displacement field due to a point load at the interface of a two layer elastic half-space". Géotechnique, 28.1.43-56.

Davis, R.O., 1972. "Numerical approximation of one-dimensional consolidation". Int. J. Num. Meth. Eng. 4. 279-287.

Davis, E.H., y Raymond, G.P., 1965. "A non-linear theory of consolidation". Géotechnique, 15.2.161-179.

Davis, S.N., Peterson, F.L. y Halderman, A.D., 1969. "Measurement of small surface displacements induced by fluid flow". Water Resour. Res. 5. 129-138.

Delflache, A.P., 1979. "Land subsidence versus head decline in Texas". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 320-331.

Delgado, A., 1986. "Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno". Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla.

Desai, C.S. y Li, G.C., 1983. "A residual flow procedure and application for free surface flow in porous media". Advances in Water Resources, Vol. 6. 27-35.

Desai, C.S. y Siriwardane, T.H.J., 1979. "Subsidence due to consolidation including non-linear behaviour". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 500-515.

Dhowian, A.W., 1992. "Soil-suction potential model". J. Geotech. Eng., ASCE, 118.4.521-539

Domenico, P.A. y Mifflin, M.D., 1965. "Water from low permeability sediments and land subsidence". Water Resour. Res. 1. 563-576.

Douglas, J. y Jones, B.F., 1963. "On predictor-corrector methods for nonlinear parabolic differential equations". J. Soc. Indust. Appl. Math. 11.1.195-204.

Duncan, J.M. y Chang, C.Y., 1970. "Nonlinear analysis of stress and strain in soils". J. Soil Mech. and Found. Div. ASCE. 96. 1629-1653.

EHE, 1999. "Instrucción de hormigón estructural". Ministerio de Fomento. Madrid.

Eurocódigo 7, 1999. "Proyecto Geotécnico". Norma Europea Experimental. UNE-ENV 1997-1. AENOR. Ministerio de Fomento. Madrid

Endo, M., Minou, A., Kawasaki, T., y Shibata, T., 1969. "Negative skin friction acting on steel pipe piles in clay". Proc. 7th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Eng., Mexico. Vol. 2. 85-92.

Escario, V., y Sáez, J., 1973. "Measurement of properties of swelling and collapsing soils under controlled suction". Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, 1. 195-200.

Figueroa, E., 1977. "Subsidence of the City of Mexico; a historical review". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 35-38.

Finnemore, E.J. y Gilham, M.L., 1977. "Compaction processes and mathematical models of land subsidence in geothermal areas". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 157-166.

Finol, A. y Farauq Ali, S.M., 1975. "Numerical simulation of oil production with simultaneous ground subsidence". Soc. Pet. Eng. J. 15. 411-422.

Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R., 1977. "Stress state variables for unsaturated soils". J. Geotech. Eng. Div. ASCE. 103. 447-466.

Fredlund, D.G., y Rahardjo, H., 1993. "Soil Mechanics for Unsaturated Soils". Wiley.

Fredlund, D.G. y Xing, A., 1994. "Equations for the soil-water characteristic curve". Can. Geotech. J. 31. 521-532.

Fredlund, D.G.; Xing, A. y Huang, S., 1994. "Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve". Canadian Geotech. J., 31. 533-546.

Freeze, R. A., 1971a. "Influence of the Unsaturated Flow Domain on Seepage Through Earth Dams". Water Resources Research. Vol. 7, No. 4. 929-941.

Freeze, R.A., 1971b. "Three-dimensional, transient, saturated-unsaturated flow in a groundwater basin". Water Resources Res. 7.2.347-366.

Fukuya, T., Todoroki, T., y Kasuga, M., 1982. "Reduction of negative skin friction with steel tube NF pile". Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf., Hong Kong. Vol. 1. 333-347.

Fuller, M.L., 1908. "Summary of controling factors of artesian water flows". U.S. Geological Suwery Bull, 319.

Gabrysch, R.K., 1977. "Land-surface subsidence in the Houston-Galveston Region, Texas". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim.16-24.

Gabrysch, R.K. y Bonnet, C.W., 1975. "Land-surface subsidence at Seabrook, Texas". U. S. Geol. Survey. Open file report. 75-413.

Gambolati, G., 1972. "A three-dimensional model to compute land subsidence". Bull Int. Assoc. Hydrological Sciences. 17. 219-226.

Gambolati, G., 1974. "Second-order theory of flow in three-dimensional deforming media". Water Resour. Res. 10. 1217-1227.

Gambolati, G., 1977. "Deviations from the Theis solution in aquifers undergoing three-dimensional consolidation". Water Resour. Res. 13. 62-68.

Gambolati, G., y Freeze, R.A., 1973. "Mathematical simulation of the subsidence of Venice. 1. Theory". Water Resources Res. 9.3. 721-733.

Gambolati, G., Gatto, P., y Freeze, R.A., 1974. "Mathematical simulation of the subsidence of Venice. 2. Results". Water Resour. Res. 10.3. 563-577.

Gambolati, G., Teatini, P., Tomasi, L. y Gonella, M., 1999. "Coastline regresión of the Romagna region, Italy, due to natural and anthropogenic land subsidence and sea level rise". Water Resources Res. 35.1. 163-184.

Gardner, W.R., 1956. "Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data". Soil Sci. Soc. Amer. Proc. 317-320.

Gardner, W.R., 1958. "Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table". Soil Science, 83. 228-232.

Gardner, W.R. y Miklich, F.J., 1961. "Unsaturated conductivity and diffusivity measurements by a constant flux method". U.S. Salinity Laboratory., U.S. Department of Agriculture, Riverside, California. 271-274.

Gardner, W.R., y Miklich, F.J, 1962. "Unsaturated conductivity and diffusivity measurements by a constant flux method". Soil Science. 271-274.

Geertsma, J., 1966. "Problems of Rock Mechanics in petroleum production engineering". Proc. First Cong. Int. Soc. Rock Mech. Lisbon. 1. 585-594.

Geertsma, J., 1973. "Land subsidence above compacting oil and gas reservoirs". J. Pet. Tech. 25. 734-744.

Geotecnia y Proyectos, 1995. "Estudio de las variaciones de los niveles freáticos en el subsuelo del casco urbano de Murcia. Consecuencias geotécnicas". G-166. Murcia.

Gibbs, H.J., 1950. "A laboratory testing study of land subsidence". Proc. The First Pan Ame. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Ciudad de Méjico. 1. 13-39.

Gibson, R.E. y Lo, K.Y., 1961. "A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression". Norwegian Geotechnical Inst. Pub. No. 41.

Gibson, R.E. y Lumb, P., 1953. "Numerical solution of some problems in the consolidation of clay". J. Inst. Civil Eng., London, 2, Pt. 1. 182-198.

Gioda, G. y Desideri, A., 1988. "Some numerical techniques for free-surface seepage analysis". 'Numerical Methods in Geomechanics'. Balkema.Vol. 1. 71-84.

Green, J.H., 1962. "Compaction of the aquifer system and land subsidence in the Santa Clara Valley, California". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 450-D. Art. 172. D175-D178.

Guacci, G., 1979. "The Pixley fissure, San Joaquin Valley, California". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 303-319.

Helm, D.C., 1975. "One-dimensional simulation of aquifer system compaction near Pixley, California. 1 Constant parameters". Water Resources Res., 11, No. 3. 465-478.

Helm, D.C., 1976. "One-dimensional simulation of aquifer system compaction near Pixley, California. 2. Stress-dependent parameters". Water Resources Res., 12, No. 3. 375-391.

Helm, D.C., 1977. "Estimating parameters of compacting fine-grained interbeds within a confined aquifer system by a one-dimensional simulation of field observations". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 145-156.

Helm, D.C., 1978a. "Field verification of a one-dimensional mathematical model for transient compaction and expansion of a confined aquifer system". Proc. Spe. Conf. on Verification of Math. and Phys. Models in Hyd. Eng. College Park, Maryland. ASCE. 189-196.

Helm, D.C., 1978b. "Radial movement of a confined aquifer towards a pumping well (abstract)". GAAPBC, Geological Society of America. 10. 109.

Helm, D.C., 1980. "Predictive techniques for land subsidence caused by water-level declines in unconsolidated aquifers (abstract)". GAAPBC, Geological Society of America, 12. 445.

Helm, D.C., 1982. "Conceptual aspects of subsidence due to fluid withdrawal". 'Recents trends in Hydrogeology'. T. N. Narasimhan. Special Paper No. 189. Geological Society of American. 103-139.

Herrera, I., Alberro, J., Graue, R. y Hanel, J.J., 1977. "Development of artificial reservois by inducing land subsidence". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 39-45.

Holzer, T.L., 1981. "Preconsolidation stress of aquifer systems in areas of induced land subsidence". Water Resour. Res. 17. 693-704.

Hsi, J. P. y Small, J. C., 1992. "Simulation of excavation in a poro-elastic material". Int. Journal for Numerical and Analytical methods in Geomechanics, Vol. 16. 25-43.

Hsi, J. P., Carter, J. P. y Small, J. C., 1994. "Surface subsidence and drawdown of the water table due to pumping". Geotechnique 44, No. 3. 381-396.

I.G.M.E., 1984. "Mapa Geotécnico y de Riesgos Geológicos para Ordenación Urbana de Murcia". E 1:25.000-1:5.000. Ministerio de Industria y Energía. Instituto Geológico y Minero de España. Dirección de Aguas Subterráneas y Geotecnia.

Iida, K., Sazanami, K., Kuwahara, T. y Ueshita, K., 1977. "Subsidence of the Nobi Plain". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 47-54.

Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., Phamvan, P., y Wong, Y.K., 1992. "Development of negative skin friction on driven piles in soft Bangkok clay". Can. Geotech. J., 29 (3). 393-404.

Instituto Geológico y Minero del Ministerio de Industria y Energía, 1983. "Mapa geotécnico y de riesgos geológicos para ordenación urbana de Murcia".

Ishii, M., Kuramochi, F., y Endo, T., 1977. "Recent tendencies of the land subsidence in Tokyo". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 25-34.

Jachens, R.C. y Holzer, T.L., 1982. "Differential compaction mechanism for earth fissures near Casa Grande, Arizona". Geological Society of America. Bulletin 93. 998-1012.

Jeong, S., Kim, S., y Briaud, J-L., 1997. "Analysis of downdrag on pile groups by the finite element method". Computers and Geotechnics, Elsevier. 21.2. 143-161.

Jaramillo, A., 1996. "Efectos del rebajamiento del nivel freático sobre las cimentaciones superficiales. Soluciones". Jornadas Técnicas sobre la Influencia del Descenso del Nivel Freático sobre los Edificios del Casco Urbano de Murcia. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.

Jaramillo, A., 1997. "Dictamen sobre la causa de los daños y reparación del edificio de La Convalecencia, en C/. Luís Fuentes Pagán, nº 9, de Murcia".

Jaramillo, A., y Ballesteros, J.L., 1997. "El descenso del nivel freático en Murcia: Influencia sobre los edificios". ASEMAS.

Jiménez Salas, J.A. y Arrechea, J., 1965. "Résolution théorique de la distribution des forces dans des pieux". Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg. Canadá. Vol. 2.4. 309-313.

Jiménez Salas, J.A., y Justo, J.L., 1971. "Geotecnia y Cimientos I". Editorial Rueda, Madrid.

Jiménez Salas, J.A., Justo, J.L., y Serrano, A., 1981. "Geotecnia y Cimientos II". Editorial Rueda, Madrid.

Jiménez Salas, J.A., Cañizo, L., Escario, B., Faraco, C., Fort, L., Justo, J.L., Llorens, M., Lorente, C., Marsal, R., Molina, R., Muzas, F., Oteo, C., Rodríguez, J.M., Romana, M., Serrano, A., Soriano, A., Uriel, A., y Uriel, S., 1980. "Geotecnia y Cimientos III". Editorial Rueda, Madrid.

Johannessen, I.J., y Bjerrum, I., 1965. "Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay". Proc. 6th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Engrg., Montreal. Vol. 2. 261-264.

Johnson, A.I., 1992. "National contributions by TC12 land subsidence committee members. USA". Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Río de Janeiro, 5. 3211-3214.

Josa, A., Alonso, E.E., Lloret, A. y Gens, A., 1987. "Stress-strain behaviour of partially saturated soils". 'Groundwater effects in Geotechnical Enginneering'. Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Dublín, 2. 561-564.

Justo, E., 2000. "Un método elastoplástico para el cálculo de pilotes en medio estratificado. Aplicación al cálculo del rozamiento negativo producido por la subsidencia". Artículo interno. Universidad de Sevilla.

Justo, J.L., 1990. "Engineering geological aspects of foundations in swelling soils". General Report. Proc. 5th Int. Cong. Int. Association of Eng. Geology, 4. 2209-2228.

Justo, J.L., 1996. "Problemas de subsidencia en diversas ciudades. Efectos del rebajamiento del nivel freático sobre las cimentaciones profundas. Soluciones". Jornadas Técnicas sobre la Influencia del Descenso del Nivel Freático sobre los Edificios del Casco Urbano de Murcia. Colegio Oficial de Arquitectos de Murcia.

Justo, J.L., 2001. "Un método elasto-plástico para el cálculo de pilotes en un suelo estratificado". Informe sin publicar.

Justo, J.L. y Cuellar, V., 1972. "Humedad de equilibrio en el terreno. Mapa de España del Indice de Thornthwaite". Boletín Información Laboratorio del Transporte. 3-23.

Justo, J.L. y Vázquez, N.J., 1999. "Subsidencia en Murcia. I. Soluciones explícitas para el asiento unidimensional". Ingeniería Civil, 115. 63-77.

Justo, J.L. y Vázquez, N.J., 2000. "Aplicación de diversos métodos numéricos para el cálculo de la subsidencia unidimensional en un suelo saturado en el caso de Murcia". Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería. Vol. 16, 2. 251-279.

Justo, J.L., Saura, J., y Delgado, A., 1983. "Aplicación del Método de Elementos Finitos al estudio de cimentaciones sobre arcillas expansivas". Rev. Anales de Ingeniería Mecánica. Año I, Nº 1. 104-109.

Justo, J.L., Saura, J., Rodríguez, J.E., Delgado, A., y Jaramillo, A., 1984. "A Finite Element Method to Design and Calculate Pier Foundations in Expansive-collapsing Soils". 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia. 119-123.

Justo, J.L., Saura, J., Jaramillo, A., y Delgado, A., 1985. "Un método de Elementos Finitos para el proyecto y cálculo de cimentaciones por pozo sobre suelos durante la expansión, retracción o colapso". 1er Congreso Iberoamericano de Métodos Computacionales en Ingeniería. Vol. II. CEDEX, Madrid.

Justo, J.L.; Justo, E.; Romero, R.; Candela, J. y Sola, P., 1994. "The evaluation of pile loading tests in tension and compression". Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg., New Delhi. Vol. 1. 241-244.

Kashef, A-A. I. y Chang, K-R., 1977. "Determination of soil subsidence due to well pumping by numerical analysis". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 167-178.

Kojic, M. y Cheatham, J.B.Jr., 1974. "Theory of plasticity of porous media with fluid flow". Soc. Pet. Eng. J. 14. 263-270.

Komamura, F. y Huang, R.J., 1974. "New rheological model for soil behaviour". J. Geotech. Eng. Div. ASCE. 100. 807-824.

Kroszyniski, U.I. y Dagan, G., 1974. "Well pumping in unconfined aquifers: the influence of the unsaturated zone". Project Nº A10-SWC-77. Technion, Haifa (Israel).

Kunze, R.J., y Kirkham, D., 1962. "Simplified accounting from membrane impedance in capillary conductivity determinations". Soil Science Society of America Proc. 421-426.

Kunze, J.R., Uehara, G., y Graham, K., 1968. "Factors important in the calculation of hydraulic conductivity". Proc. Soil Sci. Soc. Amer., 32. 760-765.

Kuwahara, T., Ueshita, K., e Iida, K., 1977. "Analysis of land subsidence in the Nobi Plain". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 55-64.

L.O.E., 1999. "Ley de Ordenación de la Edificación". Ley 38/1999 de 5 de noviembre. B.O.E. núm. 266, de 6 de noviembre de 1999.

L.R.C.C.E., 1995a. "Patología evidenciada en las edificaciones de Murcia por aparición de problemas de suelo por descenso del nivel freático". Laboratorio Regional de Control de Calidad en la Edificación. Dirección General de Ordenación del Territorio y Vivienda. Consejería de Política Territorial y Obras Públicas. Región de Murcia.

L.R.C.C.E., 1995b. "Programa de actuación sobre patologías evidenciadas en las edificaciones de Murcia por aparición de problemas de suelo por descenso del nivel freático". Laboratorio Regional de Control de Calidad en la Edificación. Dirección General de Ordenación del Territorio y Vivienda. Consejería de Política Territorial y Obras Públicas. Región de Murcia.

Lanz, K. y Greenpeace España, 1997. "El libro del agua". Editorial Debate. Madrid.

Lee, K.L., 1977. "Calculated horizontal movements at Baldwin Hills, California". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 299-308.

Lee, K.L., 1979. "Subsidence earthquake at a California oil field". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 549-564.

Lee, K.L. y Shen, C.K., 1969. "Horizontal movements related to subsidence". J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 95. 139-166.

Lee, C.Y., 1993. "Pile groups under negative skin friction". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol 119, No. 10. 1587-1600.

Leong, E.C. y Rahardjo, H., 1997. "Permeability functions for unsaturated soils". J. Geotech. & Geoenv. Eng., ASCE, 123.12. 1118-1126.

Leung, Ch.F., Radhakrishnan, R. y Tan, S., 1991. "Performance of precast driven piles in marine clay". Journal of Geotech. Eng., ASCE. Vol 117, No. 4. 637-657.

Lewis, R.W. y Roberts, P.M., 1984. "The finite element method in porous media flow". 'Fundamentals of Transport Phenomena in Porous Media'. J. Bear y M. Y. Corapcioglu. Martinus Nijhoff Publ. B. V.

Lewis, R.W. y Schrefler, B.A., 1978. "A fully coupled consolidation model of the subsidence of Venice". Water Resour. Res. 14. 223-230.

Lewis, R.W. y Schrefler, B.A., 1998. "The finite element method in the static and dynamic deformation and consolidation of porous media". John Wiley & Sons Ltd, Baffins Lane, Chichester, England.

Lewis, R.W., Roberts, G.K., y Zienkiewicz, O.C., 1976. "A non-linear flow and deformation analysis of consolidated problems". Proc. Second Int. Conf. Num. Meth. Geomech. Blacksburg, Virginia. C. S. Desai. ASCE. 1106-1118.

Ley 29/1985, de 2 de agosto, de Aguas.

Li, G.C. y Desai, C. S., 1983. "Stress and seepage analysis of earth dams". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 107. 946-960.

Lippmann, M.J., Narasimhan, T.N. y Witherspoon, P.A., 1977. "Numerical simulation of reservoir compaction in liquid dominated geothermal systems". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 179-189.

Lloret, A. y Alonso, E.E., 1985. "State surfaces for partially saturated soils". Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., San Francisco, 2. 557-562.

Lloret, A., Gens, A., Batlle, F. y Alonso, E.E., 1987. "Flow and deformation analysis of partially saturated soils". 'Groundwater effects in Geotechnical Enginneering'. Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Dublín, 2. 565-568.

Logfren, B.E., 1977. "Hydrogeological effects of subsidence, San Joaquin Valley, California". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 113-123.

Logfren, B.E., 1979. "Changes in aquifer-system properties with ground-water deflection". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 26-46.

Logfren, B.E. y Klausing, R.L., 1969. "Land subsidence due to groundwater withdrawal, Tulare-Wasco Area, California". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 437-B.

Lohman, S.W., 1961. "Compression of elastic artesian aquifers". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 424-B, Art. 23. B47-B49.

Lohman, S.W., 1972. "Ground-water Hydraulics". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 708.

Lytton, R.L., 1977. "Foundations in expansive soils". Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Mc Graw-Hill: N. Y. 427-457.

Madhav, M.R. y Basak, P., 1977. "Ground subsidence due to nonlinear flow through deformable porous media". J. Hydrology 34. 21-33.

Mañá, F., 1995. "Notas sobre las anomalías recientes que presentan algunos edificios de la ciudad de Murcia a tenor de la información suministrada por el Colegio de Arquitectos". Barcelona.

Mattes, N.S., y Poulos, H.G., 1969. "Settlement of single compressible pile". J. Soil Mech, ASCE, SM1. 189-207.

McCann, G.D. y Wilts, C.H., 1951. "A mathematical analysis of the subsidence in the Long Beach-San Pedro Area". Institute of Technology. Pasadena. Internal report. California.

McKeen, R.G., 1992. "A model for predicting expansive soil behaviour". 7th Int. Conf. Expansive Soils, 1. 1-16.

McKeen, R.G., y Nielsen, J.P., 1978. "Characterization of expansive soils for airport pavement design". U.S. Department of Transportation, Washington D.C., Report FAA-RD-78-59.

McMurdie, J.L. y Day, P.R., 1960. "Slow tests under soil moisture section". Soil Sci. Soc. Ame. Proc. 24. 441-444.

Miller, R.E., 1961. "Compaction of an artesian aquifer system computed from consolidation tests and decline in artesian field". U. S. Geol. Survey Prof. Paper 424-B. Art. 26. B54-B58.

Mindlin, R.D. y Cheng, D.H., 1950. "Thermoelastic stress in the semi infinite solid". J. Appl. Phys. 21. 931-933.

Mitchell, P.W., y Avalle, D.L., 1984. "A technique to predict expansive soil movements". 5º Cong. Int. Suelos Exp., Adelaida. 124-130.

Morland, L.W., 1975. "Effective stress in mixture theory". Arch. Mech. 27. 883-887.

Murayama, S. y Shibata, T., 1966. "Flow and stress relaxation of clays". Int. Symp. on Rheology and Soil Mech. Grenoble, France. Springer Verlag. New York. 99-129.

NBE AE, 1988. "Acciones en la Edificación". Norma Básica de la Edificación. Dirección General para la Vivienda y Arquitectura. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid.

NTE, 1984. "Norma Tecnológica de la Edificación. Acondicionamiento del terreno. Cimentaciones". Instituto Nacional para la calidad de la Edificación. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid.

Narasimhan, T.N. y Kanehiro, B.Y., 1980. "A note on the meaning of storage coefficient". Water Resour. Res. 16. 423-429.

Narasimhan, T.N. y Witherspoon, P.A., 1977a. "Numerical model for land subsidence in shallow groundwater systems". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 133-143.

Narasimhan, T.N. y Witherspoon, P.A., 1977b. "Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. 1. Theory". Water Resour. Res. 13. 657-664.

Narasimhan, T.N. y Witherspoon, P.A., 1978a. "Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. 3. Applications". Water Resour. Res. 14. 1017-1034.

Narasimhan, T.N., Witherspoon, P.A., y Edwards, L.A., 1978b. "Numerical model for saturated-unsaturated flow in deformable porous media. 2. The algorithm". Water Resour. Res. 14. 255-261.

Neuman, S.P., y Witherspoon, P.A., 1969 a. "Theory of flow in a confined two aquifer system". Water Resources Res., 5, No. 4. 803-816.

Neuman, S.P., y Witherspoon, P.A., 1969 b. "Applicability of current theories of flow in leaky aquifers". Water Resources Res., 5, No. 4. 817-829.

Ortega-Guerrero, A., Rudolph, D.L. y Cherry, J.A., 1999. "Analysis of long-term land subsidence near Mexico-City: Field investigations and predictive modeling". Water Resources Res., 35, No. 11. 3327-3341.

Peignaud, M., 1973. "Compressibilité a l'oedomètre sous charge variable". Bull. Lab. Ponts et Chaussées, Special T. 306-321.

Piancharoen, Ch., 1977. "Ground water and land subsidence in Bangkok, Thailand". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 355-364.

Pile, K.C., y McInnes, D.B., 1984. "Laboratory technology for measuring properties of expansive clays". 5º Cong. Int. Suelos Exp., Adelaida. 85-93.

Pinder, G.F., 1979. "State-of-the-art review of geothermal reservoir modelling". Geothermal Subsidence Research Management Program; Lawrence Berkeley Lab., Univ. of Calif. Rep. No. GSRMP-5.

Placzek, D., 1989. "Methods for the calculation of settlements due to ground-water lowering". Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Fond. Eng., Río de Janeiro, 3. 1813-1818.

Poland, J.F., 1961. "The coefficient of storage ina a region of major subsidence caused by compaction of an aquifer system". U.S. Geol. Surv. Prof. 424-B. Art. 25. B52-B53.

Poland, J.F., 1977. "Land subsidence stopped by artesian-head recovery, Sta Clara Valley, California". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 124-132.

Poland, J.F., Logfren, B.E. y Riley, F.S., 1972. "Glossary of selected terms useful in studies of the mechanics of aquifer systems and land subsidence due to fluid withdrawal". U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2025. USGS, Wash. D.C.

Poland, J.F., Logfren, B.E., Ireland, R.L., y Pugh, R.G. 1975. "Land subsidence in the San Joaquin Valley, California as of 1972". U.S. Geological Survey Prof. Paper 437-H.

Poulos, H.G., 1979. "Settlement of single piles in nonhomogeneus soils". J. Geotech. Eng. 105. GT5. 627-641.

Poulos, H.G., 1989. "Pile behaviour-theory and application". Géotechnique, 39. Nº 3. 365-415.

Poulos, H.G. y Davis, E.H., 1968. "The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers". Géotechnique, 18. 351-371.

Poulos, H.G. y Davis, E.H., 1980. "Pile foundation analysis and design". Wiley.

Prinzl, F. y Nutalaya, P., 1987. "Land subsidence in the Bangkok region: Reasons, effects and results of recent measurements". 'Groundwater effects in Geotechnical Enginneering'. Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Dublín, 1. 323-326.

Prokopovich, N.P., 1979. "Genetic classification on land subsidence". 'Evaluation and Prediction of Subsidence'. ASCE. 389-399.

Puche, A. y Blanco, J., 1995. "Estudio de las Variaciones de los Niveles Freáticos en el Subsuelo del Casco Urbano de Murcia. Consecuencias Geotécnicas. G-166". Geotecnia y Proyectos, S. L.

Review Panel, 1965. "Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils". Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Butterworths, 7-21.

Ricceri, G. y Favaretti, M., 1992. "National contributions by TC12 land subsidence committee members Italy". Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Fond. Eng., Río de Janeiro, 5. 3214-3216.

Ricceri, G., y Butterfield, R., 1974. "An analysis of compressibility data from a deep borehole in Venice". Géotechnique, 24.2. 175-191.

Richards, B.G., 1965a. "Determination of the Unsaturated Permeability and Diffusivity Functions from Pressure Plate Outflow Data with Non-negligible Membrane Impedance". 'Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Coverd Areas'. Butterworths, Australia. 47-54.

Richards, B.G., 1965b. "An Analysis of Subgrade Conditions at the Horsham Experimental Road Site Using the Two-Dimensional Diffusion Equation on a High-Speed Digital Computer". 'Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Coverd Areas'. Butterworths, Australia. 243-258.

Richards, B.G., 1968a. "The solution of the two-dimensional moisture flow equation applied to road subgrade soil conditions". Civil Eng. Trans., Inst. Eng. Australia, CE 10.2. 209-212.

Richards, B.G., 1968b. "A mathematical model for moisture flow in Horsham clay". Civil Eng. Trans., Inst. Eng. Australia, CE 10.2. 220-224.

Richards, B.G., 1973. "Theoretical Transient Behaviour of Saturated and Unsaturated Soils under Load and Changing Moisture Conditions". Division of Applied Goemechanics Technical Paper no. 16. Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Australia, 1-23.

Richards, L.A., 1931. "Capillary conduction of liquids through porous mediums". Physics, 1. 318-333.

Rijtema, P.E., 1965. "An analysis of actual evapotranspiration". Agricultural Research Reports, Wageningen, No. 659.

Riley, F.S., 1970. "Analysis of borehole extensometer data from Central California". Proc. First Int. Symp. on Land Subsidence. Tokyo. Japan. Int. Assoc. of Hydrological Sciences Pub. No. 89. 423-431.

Ritchmeyer, R.D. y Morton, K.W., 1967. "Difference methods for initial-value problems". Interscience Pub. N.Y.

Romero, E., 1999. "Characterisation and thermo-hydromechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study". Ph. D. Thesis, Polytechnical University of Cataluña.

Roscoe, K.H. y Borland, J.B., 1968. "On the generalized stress strain behaviour of wet clay". Sym. on Eng. Plasticity. Cambridge Univ. Press. 535-609.

Roscoe, K.H., Schofield, A.N., y Thurairajah, A., 1963. "Yielding of clays in states wetter than critical". Geotechnique 13. 211-240.

Ruano, E.S., 1983. "Proyecto Básico y de Ejecución de Nuevo Edificio de la Convalecencia en Murcia". Promotor: Junta de Patronos de la Fundación Chantre Rivera- Miembros del Ilmo. Cabildo Catedral de Murcia. Memoria.

Runesson, K., Tagnfors, H. y Wiberg, N-E., 1978. "Finite element analysis of groundwater flow and settlements in aquifers confined by clay". 'Finite elements in water resources'. C. A. Brebbia, W. C. Gray and G. F. Pinder. Pentech Press. London. 1249-1268.

Safai, N.M. y Pinder, G.F., 1979. "Vertical and horizontal land deformation in a desaturating porous medium". Adv. Water Resour. 2. 19-25

Safai, N.M. y Pinder, G.F., 1980. "Vertical and horizontal land deformation due to fluid withdrawal". Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 4. 131-142.

Sandhu, R.S., 1979. "Modeling land subsidence". 'Evaluation and Prediction of Subsidence' ASCE. 565-579.

Saxena, S.K., 1979. "A review of the methods used in investigations of subsidence". 'Evaluation and Prediction of Subsidence' ASCE. 214-233.

Schapery, R.A., 1962. "Approximate methods of transform inversion for viscoelastic stress analysis". Fourth U. S. Nat. Cong. of App. Mech., ASME 2. 1075-1085.

Schatz, J.F., Kasameyer, P.W., y Cheney, J.A., 1978. "A method of using in situ porosity measurements to place an upper bound on geothermal reservoir compaction". Second Invitational Well Testing Symp. Proc. Lawrence Berkeley Laboratory. Berkeley. 90-94.

Schrefler, B.A., Lewis, R.W., y Norris, V.A., 1977. "A case study of the surface subsidence of the Polesine area". Int. J. Num. An. Meth. Geomech., 1. 377-386.

Schrefler, B.A., Lewis, R.W., y Majorana, C., 1981. "Subsidence above volumetric and waterdrive gas reservoirs". Int. J. Num. Meth. in Fluids. 1. 101-115.

Schiffman, R.L., 1959. "The use of visco-elastic stress-strain laws in soil testing". ASTM, STP 254. Papers on Soils, Meetings. 131-155.

Schiffman, R.L., Ladd, C.C., y Chen, A.T.F., 1966. "The secundary consolidation of clay". Int. Symp. on Rheology and Soil Mech. Grenoble, France. Springer Verlag. New York. 273-304.

Scott, R.F., 1979. "Subsidence-a review". 'Evaluation and Prediction of Subsidence' ASCE. 1-25.

Sen, B., 1950. "Note of the stress produced by nuclei of thermoelastic strain in a semi-infinite elastic solid". Quart. Appl. Math. 8. 365-368.

Senent, M., 1995. "Informe hidrogeológico sobre los efectos de la sequía en los edificios de la ciudad de Murcia". Universidad de Murcia. Instituto del Agua.

Skempton, A.W. y Bishop, A.W., 1954. "Soils" Chapter X of 'Building Materials their Elasticity and Inelasticity'. Amsterdam: North-Holland Pub. Comp. 415-482.

Snethen, D.R., y Juang, G., 1992. "Evaluation of soil suction-heave prediction methods". Proc. 7º Cong. Int. Suelos Expansivos, Dallas. 12-17.

Sparks, A.D.W., 1963. "Theoretical considerations of stress equations for partly saturated soils". Third Regional Conf. for Africa on Soil Mec. and Found. Eng. Salisbury, Rhodesia. 215-218.

Sparks, A.D.W., 1979. "Numerical methods for the settlement of Venice and layered soil deposits". Proc. Third Int. Conf. Num. Meth. in Geometh. Aachen, West Germany. W. Wittke, Belkema. 1. 213-225.

Statement of the review panel, 1965. "Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils". 'Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas'. Butterworths. 7-21.

Steinbrenner, W., 1934. "Tafeln zur setzungberechnung". Die Strasse, 1:121.

Suklje, L., 1969. "Rheological aspects of soil mechanics". Wiley-Interscience. London. England.

Tan, T.K., 1957. "Three-dimensional theory on the consolidation and flow of the clay layers". Scientia Sinica 6. 203-215.

Tan, T.K., 1958. "Secondary time effects and consolidation of clays". Scientia Sinica 7. 1060-1075.

Tan, T.K., 1959. "Structure mechanics of clays". Scientia Sinica 8. 83-97.

Taylor, D.W., 1948. "Principios fundamentales de Mecánica de Suelos". CECSA, Ciudad de Méjico.

Taylor, D.W. y Merchant, W., 1940. "A theory of clay consolidation accounting for secondary compression". J. Math Phys. 19. 167-185.

Terzaghi, K., 1925. "Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Groundlage". Franz Deuticke. Viena.

Thomé, J.F., 1990. "Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada". Tesis Doctoral. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.

Thurman, A.G. y D'Appolonia, E., 1965. "Computed movement of friction and end-bearing piles embedded in uniform stratified soil". 6th ICSMFE. 2. 323-327.

Tolman, C.F. y Poland, J.F., 1940. "Groundwater, salt-water infiltration, and ground surface recession in Santa Clara Valley, Santa Clara County, California". American Geophysical Union Transactions. 1. 23-34.

Tritscher, P.; Read, W.W. y Broadsbridge, P., 2000. "Specific yield for a two-dimensional flow". Water Resour. Res. 36(6). 1393-1402.

Verruijt, A., 1970. "Horizontal displacements in pumped aquifers (abstract)". EOS. Trans. Ame. Geophys. Union 51. 204.

Walker, L.K. y Darvall, P.L.P., 1973. "Dragdown on coated and uncoated piles". Proc. 8th Int. Conf. in Soil Mech. and Found. Engrg., Moscow. Vol. 2.1. 257-262.

Winikka, C.C., y Wold, P., 1977. "Land subsidence in central Arizona". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 95-103.

Witherspoon, P.A. y Freeze, R.A., 1971. "The role of aquitards in multiple aquifer systems". Penrose Conf. of the Geological Society of America. Geotimes. 17. 22-24.

Wolf, R.G., 1970. "Relationship between horizontal strain near a well and reverse water level fluctuation". Water Resour. Res. 6. 1721-1728.

Wong, K.S. y Teh, C.I., 1995. "Negative skin friction on piles in layered soil deposits". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol 121, No. 6. 457-465.

Wu, T.H., Resendiz, D., y Neukirchner, R.J., 1966. "Analysis of clay deformation as a rate process". J. Soil Mech. Found. Div. ASCE. 92. 229-248.

Yamamoto, S., 1977. "Recent trend of land subsidence in Japan". 'Land Subsidence Symposium'. Int. Ass. Hydrological Sciences, Proc. 2nd Int. Symp. Land Subsidence, Anaheim. 9-15.

Yeh, H.-D., Lu, R.-H., y Yeh, G.-T., 1996. "Finite element modelling for land displacements due to pumping". Int. J. Num. An. Meth. Geom., Wiley, 20. 79-99.

Zeevaert, L., 1953. "Pore pressure measurements to investigate the main source of surface subsidence in Mexico City". Proc. III Int. Conf. of Soil Mechanics. Zurich.

Zeevaert, L., 1957. "Consolidation of Mexico City clay". Special Tech. Pub. American Society for Testing Materials. No. 232. 18-32.

Zeevaert, L., 1977. "Foundation Engineering for difficult subsoil conditions". Van Nostrand. New York. 245-281.

Zienkiewicz, O.C. y Cormeau, I.C., 1974. "Viscoplasticity-plasticity and creep in elastic solids-A unified numerical solution approach". Int. J. Num. Meth. In Eng. 8. 821-845.

Zienkiewicz, O.C. y Naylor, D.J., 1973. "Finite element studies of soils and porous media". 'Lectures on Finite Element Methods in Continuum Mechanics'. Oden and Oliveire. Univ. of Alabama, Huntsville. 459-493.

Zienkiewicz, O.C., Humpheron, C., y Lewis, R.W., 1977. "A unified approach to soil mechanics problems (including plasticity and visco-plasticity)". 'Finite Elements in Geomechanics'. G. Gudehus, Wiley-Interscience. London. 151-177.