UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

El Comportamiento Geomecánico
Deformacional de los Residuos Urbanos:
Aplicación a un Caso Real

Tesis Doctoral

EDINALVA GOMES BASTOS
M.Sc. Ingeniero Civil

2015

POLITÉCNICA

Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno

Escuela Técnica Superior de Ingenieros
de Caminos, Canales y Puertos

El Comportamiento Geomecánico
Deformacional de los Residuos Urbanos:
Aplicación a un Caso Real

Edinalva Gomes Bastos

M.Sc. Ingeniero Civil

Director: D. Luis Sopeña Mañas

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Madrid, 2015

Tribunal nombrado por el Mgfc. y Excmo. Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día

Presidente	D. Claudio Olalla Marañón
Vocal	D. Javier Moreno Robles
Vocal	D. Gustavo Armijo Palacio
Vocal	D ^a . Svetlana Melentijevic
Secretario	D. Rubén Ángel Galindo Aires
Suplente	D. Vicente Cuéllar Mirasol
Suplente	D. Rafael Ángel Pérez Arenas

Realizado el acto de defensa y lectura de la Tesis el día de de en la E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos de la UPM

Calificación:

EL PRESIDENTE

LOS VOCALES

EL SECRETARIO

*Para mi padre,
com muitas saudades*

Para mi madre

AGRADECIMIENTOS

Quiero dar las gracias a personas e instituciones que me apoyaron en la realización de este trabajo. Mis más sinceros agradecimientos,

A mi familia por todo cariño, amor, apoyo, incentivo y ejemplos maravillosos. Por siempre estar conmigo. Especialmente a mis padres para quienes nosotros, sus hijos, siempre fuimos su principal prioridad. ¡Os quiero!

A D. Luis Sopeña, el director, por sus enseñanzas, constante apoyo, paciencia y por su buen humor que en tantas ocasiones me ayudó a ver las dificultades por otro ángulo.

Al CEDEX, en especial a D. Vicente Cuéllar que, siendo el director del Laboratorio de Geotecnia, me dio la oportunidad de desarrollar en este Centro los trabajos de investigación de esta Tesis, poniendo a mi disposición todos los medios necesarios. A D. Luis Quero y a todos los que participaron en los ensayos de campo y en la interpretación de los ensayos geofísicos.

A los amigos miembros y colaboradores de la Unidad de Estudios de Transportes e Impacto Medioambiental del Automóvil del INSIA, y de la Cátedra de Transportes de la ETSI Industriales por su inestimable apoyo.

A las amigas Bahar Dadashova por la traducción del resumen y Elisa Gallego por revisar el texto ayudándome a evitar el “portuñol”.

A todos los amigos queridos que están siempre a mi lado, en los momentos felices y, principalmente, en aquellos momentos tristes y difíciles de mi vida. Los “amigos internacionales”, los de España, los de Brasil, los de por ahí... Unos físicamente cerca, otros un poquito lejos, pero todos siempre muy cerca en cariño y amistad.

Al Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno de la Escuela de Caminos. A Maricarmen Lacalle y Marisa Jiménez por toda ayuda con trámites y burocracias.

A mis profesores del Laboratório de Solos de la Universidade Federal de Pernambuco, donde empecé en el mundo de la investigación, por su incentivo y enseñanzas.

A la Agencia Española de Cooperación Internacional - Instituto de Cooperación Iberoamericana y a la Fundación José Entrecanales Ibarra por el apoyo financiero.

¡Muchas gracias!

Muito obrigada!

RESUMEN

Las características de heterogeneidad de los residuos sólidos urbanos así como la degradación biológica de sus componentes orgánicos influyen en los aspectos geotécnicos de los vertederos. La magnitud y duración de los asientos son factores muy importantes en el estudio del comportamiento de vertederos. La velocidad de asiento disminuye con el tiempo pero se mantiene durante muchos años después de su clausura. Para reducir los asientos del relleno, uno de los métodos de tratamiento que se utiliza es la compactación dinámica de los residuos sólidos. En este trabajo se estudia la mejora, a través de la compactación dinámica por impacto tipo “Menard”, de un vertedero de residuos sólidos en Madrid y los asientos provocados por la aplicación de una sobrecarga. Se analiza el comportamiento de los residuos sólidos con tratamiento de mejora, así como la predicción de asientos a 10 años aplicando los modelos Sowers (1973), Yen & Scanlon (1975), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994).

Palabras clave: vertederos, residuos sólidos urbanos, compactación dinámica en vertederos, asientos en vertederos, modelos de asientos en vertederos.

ABSTRACT

Heterogonous characteristics of solid urban residues as well as biological decomposition of its organic components affect the geotechnical aspects of the landfills. The magnitude and the duration of the landfill settlement are one of the significant factors in studying the behavior of landfills. Although the rate of the settlement decreases as the time passes, however it is still maintained during many years after its closure. One of the methods used to reduce the settlement waste is through the dynamic consolidation methods of the solid residues. In this work, by applying the “Menard” dynamic consolidation method, we are studying the improvement of solid residue landfill in Madrid and the settlements provoked by overloading. The behavior of the solid residues through the improvement treatments as well as 10 years ahead prediction are analyzed by applying the models by Sowers (1973), Yen & Scanlon (1975), Gandola et al. (1992) and Meruelo (1994).

Keywords: landfills, solid urban residues, dynamic consolidation of landfills, landfill settlements, landfill settlement models.

CONTENIDO

RESUMEN	ix
ABSTRACT	xi
CONTENIDO	xiii
LISTA DE FIGURAS	xxi
LISTA DE TABLAS.....	xxvii
1. INTRODUCCIÓN.....	3
1.1. Objetivos	5
1.2. Metodología	6
1.3. Estructura de la tesis.....	7
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	11
2.1. Características generales de los vertederos de residuos sólidos urbanos. 11	
2.1.1.- Introducción.....	11
2.1.2.- Residuos urbanos (RU).....	12
2.1.2.1.- Definición	12
2.1.2.2.- Composición, producción y características.....	13
2.1.3.- Vertederos.....	18
2.1.3.1.- Definición	18
2.1.3.2.- Degradación de la materia orgánica	22
2.1.3.3.- El gas.....	23
2.1.3.4.- El lixiviado.....	25
2.1.3.5.- Los Impactos Ambientales	27
2.1.4.- Elección del terreno de emplazamiento.....	28
2.1.4.1.- Factores que influyen en la elección del emplazamiento.....	28
2.1.4.2.- Preparación del terreno	30
2.1.5.- Tipologías de vertederos controlados	31
2.1.5.1.- Método de área.....	31

2.1.5.2.- Método de trinchera	31
2.1.5.3.- Método de depresión o vaguada.....	32
2.1.5.4.- Operación de llenado.....	32
2.1.6.- Componentes del vertedero	32
2.1.6.1.- Capas de sellado	34
2.1.6.1.1.- Materiales para capas de sellado.....	35
2.1.6.1.2.- Capa de sellado inferior.....	36
2.1.6.1.3.- Capa de cobertura intermedia	39
2.1.6.1.4.- Capa de cobertura final	39
2.1.6.2.- Sistemas de drenaje	41
2.1.6.2.1.- Drenaje de aguas superficiales	41
2.1.6.2.2.- Drenaje del gas	42
2.1.6.2.3.- Drenaje del lixiviado	43
2.1.7.- Auscultación del vertedero	43
2.2. Propiedades geotécnicas básicas de los vertederos de residuos sólidos urbanos	44
2.2.1.- Introducción	44
2.2.2.- Problemas geotécnicos generales asociados a los vertederos	45
2.2.3.- Propiedades físicas	46
2.2.3.1.- Temperatura	47
2.2.3.2.- Humedad	48
2.2.3.3.- Peso Específico	49
2.2.3.4.- Granulometría	52
2.2.3.5.- Permeabilidad	52
2.2.4.- Propiedades mecánicas	54
2.2.4.1.- Resistencia	55

2.2.4.1.1.- Ensayos de resistencia en laboratorio.....	55
2.2.4.1.2.- Ensayos de resistencia in situ	58
2.2.4.2.- Compresibilidad	59
2.2.4.2.1.- Predicción de asientos	65
2.2.4.2.2.- Ensayos de laboratorio.....	66
2.2.4.2.3.- Ensayos de campo.....	67
2.2.4.3.- Capacidad Portante	69
2.2.4.4.- Estabilidad de Taludes	71
2.3. Modelos de evaluación de asientos de vertederos de residuos urbanos ...	74
2.3.1.- Modelo de Gibson & Lo (1961).....	75
2.3.2.- Modelo de Sowers (1973)	77
2.3.3.- Modelo de Yen & Scanlon (1975).....	80
2.3.4.- Modelo de Bjarngard & Edgers (1990).....	83
2.3.5.- Modelo de Edil et al. basado en Función de Potencia (1990)	84
2.3.6.- Modelo exponencial de Gandolla et al. (1992)	85
2.3.7.- Modelo de Edgers et al. basado en la “Rate Process Theory” (1992)	86
2.3.8.- Modelo Meruelo (1994)	87
2.3.9.- Modelo de Coumoulos & Koryalos (1997).....	89
2.3.10.- Modelo de Park & Lee (1997).....	89
2.3.11.- Modelo de Ling et al. basado en Función Logarítmica y Hiperbólica (1998)	90
2.3.12.- Modelo de Marques (2001)	91
2.3.13.- Modelo de Hossain & Garb (2005)	94
2.3.14.- Modelo de Hettiarachchi et al. (2009).....	95
2.3.15.- Modelo de Sivakumar Babu et al. (2010)	95
2.4. Tratamientos geotécnicos de mejora en vertederos de residuos urbanos .	97

2.4.1.- Introducción	97
2.4.2.- Las técnicas de mejoramiento de verteros	97
2.4.3.- La compactación dinámica	100
2.4.3.1.- La ejecución de la compactación dinámica.....	101
2.4.3.2.- Los mecanismos de consolidación por apisonamiento	104
2.4.3.3.- La aplicación de la compactación dinámica en residuos urbanos....	105
2.4.3.4.- La profundidad de mejoramiento	110
2.4.3.5.- Los asientos provocados	114
2.4.3.6.- La eficacia de la compactación dinámica.....	116
2.4.3.7.- La vibración provocada por la compactación dinámica.....	119
2.4.3.8.- Casos históricos.....	120
3. METODOLOGÍA Y TÉCNICAS APLICADAS EN EL ESTUDIO	127
3.1. Características generales del vertedero estudiado	127
3.1.1.- Introducción	127
3.1.1.1.- Características del área de emplazamiento	128
3.1.2.- Centro de Tratamiento de Residuos Urbanos Las Dehesas	133
3.1.3.- Vertedero controlado de rechazos y otros residuos urbanos	134
3.1.3.1.- Características generales	134
3.1.3.2.- Explotación	135
3.2. Técnicas de reconocimiento utilizadas.....	136
3.2.1.- Sondeos mecánicos	136
3.2.2.- Análisis espectral de las ondas superficiales (AESO)	137
3.2.2.1.- Introducción	137
3.2.2.2.- Metodología	139
3.2.3.- Ensayos de penetración dinámica continua	143

3.3. Instrumentación utilizada	144
3.3.1.- Termistancias	144
3.3.2.- Micrómetro deslizante	145
3.3.3.- Inclínómetro.....	148
3.3.4.- Línea Continua de Asientos (LCA)	152
3.3.5.- Elementos topográficos de referencia	156
3.4. Ensayo de carga in situ.....	157
3.5. Tecnología de mejora del terreno aplicada	157
4. TRABAJOS REALIZADOS	161
4.1. Introducción	161
4.1.1.- Área de prueba.....	161
4.1.2.- Plan de trabajos	163
4.2. Ensayos de reconocimiento	165
4.2.1.- Sondeos	165
4.2.1.1.- Sondeos a rotación	165
4.2.1.2.- Ensayos Standard de Penetración Dinámica.....	167
4.2.1.3.- Medición del límite inferior de explosividad.....	167
4.2.2.- Análisis Espectral de Ondas Superficiales	168
4.2.3.- Ensayos de penetración dinámica continua	171
4.3. Tratamiento de mejora realizado: Compactación Dinámica por Impacto .	172
4.3.1.1.- Cálculo de la energía de compactación.....	172
4.3.1.2.- Ejecución de los ensayos	173
4.4. Ensayos posteriores al tratamiento	176
4.4.1.- Sondeos	176
4.4.1.1.- Sondeos a rotación.....	176
4.4.1.2.- Ensayos Standard de Penetración Dinámica.....	177

4.4.2.- Análisis Espectral de Ondas Superficiales	177
4.4.3.- Ensayos de Penetración Dinámica Continua.....	178
4.5. Control de temperatura	178
4.6. Estudio de las características tensodeformacionales: asientos	181
4.6.1.- Terraplén experimental: características básicas y ejecución.....	181
4.6.2.- Instrumentación del terraplén de prueba	184
4.6.2.1.- Micrómetro deslizante	185
4.6.2.2.- Inclínometría.....	189
4.6.2.3.- Línea continua de asientos	191
4.6.2.4.- Referencias topográficas	196
5. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS RECONOCIMIENTOS Y PRUEBAS EFECTUADAS	201
5.1. Ensayos de reconocimiento	201
5.1.1.- Sondeos a rotación.....	201
5.1.2.- Ensayos Standard de Penetración Dinámica	209
5.1.3.- Análisis Espectral de Ondas Superficiales	210
5.1.4.- Ensayos de Penetración Dinámica Continua.....	212
5.2. Seguimiento del tratamiento: Compactación Dinámica por Impacto	213
5.3. Medición de temperatura.....	214
5.4. Medidas de deformaciones: asientos y desplazamientos laterales	215
5.4.1.- Micrómetro deslizante: asientos relativos	215
5.4.2.- Línea continua de asientos.....	218
5.4.3.- Referencias topográficas	220
5.4.4.- Inclínometro: desplazamientos horizontales	223
6. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS	229
6.1. Comparación de resultados de ensayos anteriores y posteriores al tratamiento	229

6.1.1.- Ensayos Standard de Penetración Dinámica	229
6.1.2.- Análisis Espectral de Ondas Superficiales	231
6.1.3.- Ensayo de penetración dinámica continua	234
6.2. Medición de temperatura	235
6.3. Asientos – tiempo.....	236
6.3.1.- Micrómetros deslizantes: asientos relativos	236
6.3.2.- Líneas Continuas de Asiento.....	238
6.3.3.- Referencias topográficas.....	244
6.3.4.- Inclínómetro: desplazamientos horizontales.....	250
6.4. Modelos de cálculo y contraste de resultados obtenidos en las pruebas <i>in situ</i>	251
6.4.1.- Modelo de Sowers (1973)	251
6.4.1.1.- Predicción de asientos a través de las mediciones de la línea continua de asiento.....	252
6.4.1.2.- Predicción de asientos a través de las mediciones de los hitos topográficos	255
6.4.1.3.- Predicción de asientos a través de las mediciones del micrómetro deslizante S2	260
6.4.1.4.- Modelo Sowers (1973): comparación de los asientos a 10 años.....	261
6.4.2.- Modelo Yen & Scanlon (1975).....	264
6.4.3.- Modelo Gandola et al. (1992).....	266
6.4.4.- Modelo Meruelo (1994)	268
6.4.5.- Micrómetro S2: comparación de los asientos a 10 años por los modelos Sowers (1973), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994).....	271
6.5. Efectividad del tratamiento de mejora	272
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	279
BIBLIOGRAFIA	287

ANEXO 1: CARTOGRAFÍA DE LA CELDA 1	307
ANEXO 2: PENETRÓMETROS DINÁMICOS	309
ANEXO 3: TERMISTANCIAS	314
ANEXO 4: MICRÓMETRO DESLIZANTE S2.....	315
ANEXO 5: MICRÓMETRO DESLIZANTE S4.....	317
ANEXO 6: LÍNEA CONTINUA DE ASIENTO	319
ANEXO 7: HITOS TOPOGRÁFICOS – TABLAS.....	321
ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS – GRÁFICOS.....	323
ANEXO 9: EDAD DEL RELLENO	333

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1.	Composición de los RU en Canadá en el año 1977	14
Figura 2.2.	Composición media de los RU en São Paulo en el año de 1993 ..	14
Figura 2.3.	Composición media de los RU en España en el año 1992.....	16
Figura 2.4.	Composición media de los RU en España en el año 1998.....	16
Figura 2.5.	Evolución de la generación de RU en la Unión Europea (27 países)	17
Figura 2.6.	Evolución de la generación de RU en España	17
Figura 2.7.	Distribución de los RU en España, según destino, en el año de 1996	20
Figura 2.8.	Distribución de los RU en Brasil, según destino, en el año de 1991	20
Figura 2.9.	Evolución de la distribución de los RU en UE-27, según destino (kg per cápita)	21
Figura 2.10.	Evolución de la distribución de los RU en UE-27, según destino (% de kg per cápita).....	21
Figura 2.11.	Factores en la producción de lixiviado en un vertedero de RSU ...	25
Figura 2.12.	Relación entre los constituyentes de las basuras y los lixiviados ..	26
Figura 2.13.	Triángulo de Terraplén para evaluar impactos medioambientales a largo plazo	28
Figura 2.14.	Desarrollo y clausura de un vertedero de residuos urbanos: (a) implantación del aislamiento y drenaje, (b) vertido de los residuos, (c) sección del vertedero clausurado.....	33
Figura 2.15.	Barreras de protección mínimas bajo la masa de residuos.....	37
Figura 2.16.	Componentes del sistema de cobertura final, según Daniel (1998)	40
Figura 2.17.	Ejemplos de sistemas de drenaje superficial. (a) canal trapezoidal recubierto, (b) canal en forma de “V” recubierto, (c) canal recubierto en forma de “V” curvo.	42
Figura 2.18.	Factores que intervienen en la compresibilidad de los residuos sólidos	61
Figura 2.19.	Esquema de las fases de deformación de un vertedero.....	63
Figura 2.20.	Curva ideal de compresibilidad de residuos urbanos	64
Figura 2.21.	Mecanismos de rotura	70
Figura 2.22.	Deslizamientos en vertederos en altura	72
Figura 2.23.	Deslizamientos en vertederos en vaguada.....	73
Figura 2.24.	Modelo reológico de Gibson & Lo	76
Figura 2.25.	Valores típicos de C_c y C_α	79

Figura 2.26.	Definición de la edad media del relleno, t_1	81
Figura 2.27.	Variación de la tasa de asiento con la altura y la edad media del relleno (Sohn & Lee, 1994).....	82
Figura 2.28.	Modelo de Bjarngard & Edgers (1990)	84
Figura 2.29.	Representación del modelo de Marques (2001).....	93
Figura 2.30.	La compactación dinámica por apisonamiento.....	102
Figura 2.31.	El proceso de consolidación	104
Figura 2.32.	Curvas tensión x deformación	105
Figura 2.33.	Máxima profundidad de mejoramiento.....	112
Figura 2.34.	Medidas normalizadas del cráter.....	113
Figura 2.35.	Magnitud de subsidencia relacionada con la energía aplicada....	113
Figura 2.36.	Atenuación de las medidas de vibración del terreno	114
Figura 2.37.	Medidas de asiento provocado debido a la compactación dinámica	117
Figura 3.1.	Instalaciones de tratamiento de residuos del Parque Tecnológico de Valdemingómez.....	127
Figura 3.2.	Localización.....	129
Figura 3.3.	Identificación de los sedimentos de la zona	131
Figura 3.1.	Centro Las Dehesas: sistema de tratamiento de residuos	133
Figura 3.2.	Celda del vertedero controlado de rechazo y otros RU	135
Figura 3.3.	Actividades de explotación	136
Figura 3.4.	Relación entre longitud de onda y espesor de la capa	138
Figura 3.5.	Dispositivo de impacto para realización de ensayos AESO	138
Figura 3.6.	Esquema de ejecución del ensayo AESO	140
Figura 3.7.	Ejemplo de funciones de coherencia y fase registradas en uno de los ensayos, y curvas de dispersión experimentales obtenidas	142
Figura 3.8.	Esquema del ensayo de penetrómetro dinámico.....	143
Figura 3.9.	Micrómetro deslizante: esquema de funcionamiento.....	146
Figura 3.10.	Esquema de un incliómetro	150
Figura 3.11.	Sistema del inclinómetro.....	151
Figura 3.12.	Ejemplo de datos del inclinómetro	151
Figura 3.13.	Esquema de la Línea Continua de Asientos.....	152
Figura 3.14.	Esquema de la unidad de medida de la LCA.....	155
Figura 3.15.	Ondas de choque de la compactación dinámica	157
Figura 4.1.	Vista del área de prueba.....	162
Figura 4.2.	Perfil Longitudinal de la Celda 1	162

Figura 4.3.	Perfil Transversal de la Celda 1	163
Figura 4.4.	Sondeos de reconocimiento, tratamiento y ensayos penetrométricos	164
Figura 4.5.	Ejecución de sondeos de reconocimiento	166
Figura 4.6.	Control de concentración de gases en un sondeo	167
Figura 4.7.	Croquis de la cuadrícula y definición de los puntos y orientaciones para los ensayos AEOS	168
Figura 4.8.	Ensayo AEOS con vibrador electrodinámico	170
Figura 4.9.	Ensayo con dispositivo de impacto similar al FWD	170
Figura 4.10.	Realización de ensayo de penetración dinámica	171
Figura 4.11.	Puntazas utilizadas en el ensayo de penetración dinámica	171
Figura 4.12.	Ejecución de la compactación dinámica por impacto	174
Figura 4.13.	Maza utilizada en la compactación dinámica	174
Figura 4.14.	Cráteres formados tras el golpeo	175
Figura 4.15.	Esquema de sección del sondeo S4	177
Figura 4.16.	Distribución de las termistancias	179
Figura 4.17.	Protección en la boca del sondeo con termistancias.....	180
Figura 4.18.	Toma de lecturas de termistancias.....	180
Figura 4.19.	Construcción del terraplén de carga.....	182
Figura 4.20.	Características del terraplén y instrumentación: planta.....	183
Figura 4.21.	Características del terraplén y instrumentación: sección A-A'	184
Figura 4.22.	Características del terraplén y instrumentación: sección B-B'	184
Figura 4.23.	Micrómetro deslizante: toma de lecturas	186
Figura 4.24.	Micrómetro deslizante: detalles	187
Figura 4.25.	Micrómetro deslizante: trabajos de instalación	188
Figura 4.26.	Inclinómetro: toma de lecturas	190
Figura 4.27.	Inclinómetro: arqueta de protección de la cabeza de la tubería ..	191
Figura 4.28.	Instalación de las LCA: zanjas	192
Figura 4.29.	Instalación de las LCA: construcción del hito de medida.....	193
Figura 4.30.	Instalación de las LCA: construcción de arqueta y aparato colocado sobre el hito de medida	194
Figura 4.31.	Líneas continuas de asiento: toma de lecturas	195
Figura 4.32.	LCA: unidad de adquisición de datos	195
Figura 4.33.	Hitos topográficos: medición de asientos y hitos topográficos	197
Figura 5.1.	Sondeo S1: corte litológico.....	202

Figura 5.2.	Cajas de testigos del sondeo S1	203
Figura 5.3.	Sondeo S2: corte litológico	204
Figura 5.4.	Sondeo S3: corte litológico	205
Figura 5.5.	Caja de testigos del sondeo S3	206
Figura 5.6.	Sondeo S4: corte litológico	207
Figura 5.7.	Caja de testigos del sondeo S4	208
Figura 5.8.	Ensayos SPT realizados en los sondeos antes y después del tratamiento por compactación dinámica	209
Figura 5.9.	Estructuras de capas antes de la compactación dinámica	210
Figura 5.10.	Estructuras de capas después de la compactación dinámica	211
Figura 5.11.	Curvas medias de las estructuras de capas	211
Figura 5.12.	Penetrómetros: curvas medias de los ensayos antes y después de la compactación dinámica	212
Figura 5.13.	Mallas de puntos de impacto de la compactación dinámica: Fases 1, 2, 3 y 4	213
Figura 5.14.	Representación de las huellas de la compactación dinámica.....	214
Figura 5.15.	Medidas de temperatura en profundidad mediante termistancias.....	214
Figura 5.16.	Micrómetro deslizante M-S2: deformaciones medidas (mm).....	216
Figura 5.17.	Micrómetro deslizante M-S4: deformaciones medidas (mm).....	217
Figura 5.18.	LCA – Sección 1: asientos del terraplén de carga	218
Figura 5.19.	LCA – Sección 1: asientos con el tiempo	218
Figura 5.20.	LCA – Sección 2: asientos del terraplén de carga	219
Figura 5.21.	LCA – Sección 2: asientos con el tiempo	219
Figura 5.22.	Lado Norte (p3 y p8): control de movimientos verticales	221
Figura 5.23.	Lado Norte (p3 y p8): control de movimientos con el tiempo.....	221
Figura 5.24.	Lado Sur (p13 y p18): control de movimientos verticales	222
Figura 5.25.	Lado Sur (p13 y p18): control de movimientos con el tiempo	222
Figura 5.26.	Inclinómetro: dirección AB – medidas acumuladas	223
Figura 5.27.	Inclinómetro: dirección AB – medidas relativas	224
Figura 5.28.	Inclinómetro: dirección CD – medidas acumuladas.....	225
Figura 5.29.	Inclinómetro: dirección CD – medidas relativas.....	226
Figura 6.1.	Módulo de rigidez (G): antes y después de compactación dinámica	233
Figura 6.2.	Micrómetro S2: velocidad de asiento (mm/día)	237
Figura 6.3.	Asientos medidos: media de los puntos centrales.....	241

Figura 6.4.	Velocidad de asiento medio en los puntos centrales de las dos secciones	242
Figura 6.5.	Velocidad de asiento de puntos centrales de LCA y micrómetro S4	243
Figura 6.6.	Velocidad de asiento medio en los puntos extremos de las dos secciones	243
Figura 6.7.	Lado Norte: asiento medido en los puntos de p1 a p5	245
Figura 6.8.	Lado Norte: asiento medido en los puntos de p6 a p10	245
Figura 6.9.	Lado Sur: asiento medido en los puntos de p11 a p15	246
Figura 6.10.	Lado Sur: asiento medido en los puntos de p16 a p20	246
Figura 6.11.	Lado Norte: velocidad de asiento	248
Figura 6.12.	Lado Sur: velocidad de asiento	248
Figura 6.13.	LCA: asientos totales medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)	255
Figura 6.14.	Hitos Topográficos lado Norte (p1 a p5): asientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)	257
Figura 6.15.	Hitos Topográficos lado Norte (p6 a p10): asientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)	257
Figura 6.16.	Hitos Topográficos lado Sur (p11 a p15): asientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)	258
Figura 6.17.	Hitos Topográficos lado Sur (p16 a p20): asientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)	258
Figura 6.18.	Micrómetro S2: asientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973).....	261
Figura 6.19.	Modelo Sowers (1973): Deformación unitaria	262
Figura 6.20.	Micrómetro S2: velocidad de asiento desde inicio de las mediciones y desde inicio de la construcción del terraplén (Yen & Scanlon, 1975).....	264
Figura 6.21.	Micrómetro S2: asientos medidos y estimados con el modelo Gandola et al. (1992).....	267
Figura 6.22.	Micrómetro S2: asientos medidos y estimados con el modelo Meruelo (1994).....	270
Figura 6.23.	Micrómetro S2: asientos medidos y estimados con los modelos Sowers (1973), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994)	270
Figura 6.24.	Profundidad normalizada del cráter.....	273
Figura 6.25.	Asiento con el tiempo de los puntos extremos de la LCA.....	275
Figura 6.26.	Hitos topográficos: asientos medios.....	276

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1.	Composición de residuos sólidos urbanos en diversos países	15
Tabla 2.2.	Constituyentes típicos encontrados en el gas de vertedero de RSU.	23
Tabla 2.3.	Peso específico de residuos urbanos.....	51
Tabla 2.4.	Coeficientes de permeabilidad para RS	53
Tabla 2.5.	Ensayos de resistencia – parámetros de resistencia obtenidos	57
Tabla 2.6.	Fases del asiento según diferentes autores.....	62
Tabla 2.7.	Casos de compactación dinámica de vertederos de residuos urbanos	107
Tabla 2.8.	Casos de compactación dinámica de rellenos de varios tipos	108
Tabla 2.9.	Valores de la constante n para el cálculo de la profundidad de influencia de la compactación dinámica	111
Tabla 3.1.	Valores climatológicos normales en la estación Getafe (1981-2010)	130
Tabla 3.2.	Valores extremos de temperatura en la estación Getafe (1951- 2015)	130
Tabla 4.1.	Actuaciones en cada fase	165
Tabla 4.2.	Resumen de los sondeos a rotación – fase de reconocimiento ..	166
Tabla 4.3.	Número de ensayos AEOS según cada orientación	169
Tabla 4.4.	Energía de compactación.....	173
Tabla 4.5.	Resumen de los sondeos a rotación – fase posterior al tratamiento	176
Tabla 4.6.	Número de ensayos AEOS según cada orientación	178
Tabla 5.1.	Límite Inferior de Explosividad: sondeos S1 y S2	209
Tabla 6.1.	Resumen de los asientos medidos.....	249
Tabla 6.2.	Modelo Sowers (1973): Comparación de los asientos calculados	262
Tabla 6.3.	Micrómetro S2: parámetros a y b del modelo de Yen & Scanlon (1975)	265
Tabla 6.4.	Comparación de la predicción de asientos a 10 años por los modelos Sowers (1973), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994) a partir de las mediciones del micrómetro S2	271

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

El estudio de las propiedades de los suelos, de las rocas y de los materiales artificiales de comportamiento similar a los suelos, para ejecutar cementaciones, excavaciones, etc., así como la resolución de problemas provocados por las variaciones de las condiciones ambientales (temperatura, flujo de líquidos, etc.) junto con el interés por preservar el medio ambiente, asocia la geotecnia con las ciencias ambientales originando una línea de investigación que se ha denominado Geotecnia Ambiental, donde se utiliza metodología, maquinaria, modelos de comportamiento, ensayos *in situ* y de laboratorio desarrollados para el estudio de los suelos, adaptándolos al estudio de materiales especiales, como es el caso de los residuos sólidos urbanos.

Los residuos sólidos urbanos son consecuencia de las actividades domiciliarias, comerciales y de servicios, hospitalarias, industriales, de limpieza viaria y zonas verdes y abandono de animales muertos. Su composición y cantidad total varían y dependen de factores como modo y nivel de vida de la comunidad, tipo de economía, condiciones climáticas. Así, en climas fríos la producción y composición de los residuos son diferentes de aquellas de climas cálidos, donde predominan los productos vegetales. Estos factores provocan un comportamiento global muy diferente y variable.

Materia orgánica, papel y cartón son los principales componentes de los residuos sólidos urbanos. De acuerdo con Palma (1995) en países con renta per cápita elevada el promedio de papeles y cartón es de un 34% y el de materia orgánica es cerca de un 30%. Mientras tanto, en países de baja renta per cápita los porcentajes de materia orgánica son elevados y la fracción de los otros componentes es pequeña.

Un vertedero controlado de residuos sólidos urbanos es la instalación destinada a la disposición de residuos sólidos sobre el terreno, ocupando el menor volumen posible, garantizando niveles duraderos de seguridad, economía y bajo impacto ambiental. Actualmente es el método de disposición final más utilizado, además de ser un método que complementa cualquier otro sistema de eliminación de basuras.

El vertedero es una obra con un componente geotécnico importante, ya que se asienta sobre el terreno y por lo tanto su construcción requiere el acondicionamiento de la zona de ubicación con excavaciones y rellenos y, en algunos casos, con obras de contención de gran envergadura. Además, para el manejo y deposición de los residuos se utilizan técnicas de movimientos de tierras, con colocación de capas alternadas de residuos y tierras, mientras que la descomposición de los residuos genera líquidos y gases que se deben eliminar controlando su flujo a través del terreno circundante. En los casos de utilizarse la superficie del vertedero, después de concluida su vida útil, como base para otras obras, es necesario conocer su capacidad portante.

Como la composición de los materiales del vertedero es heterogénea, sus propiedades geotécnicas básicas son muy variables, con oscilaciones muy superiores a las que ocurren en los suelos naturales. Para su estudio son utilizados los conocimientos de la Mecánica del Suelo, como los métodos de prospección geotécnica (sondeos, ensayos penetrométricos, de placa de carga, métodos geofísicos) y adaptaciones para las técnicas convencionales de ensayos, no olvidando que la degradación de la materia orgánica da origen al lixiviado y al gas, que provocan una variación de las propiedades con el tiempo.

Para estudiar su proceso de deformación se utiliza tratamiento similar al caso de suelos con grandes deformaciones secundarias. Su potencial de asiento es grande y controla el diseño de carreteras, aparcamientos y estructuras ligeras con cimentación superficial. Además, en los casos de cimentaciones profundas el asiento continuo es crítico pues puede existir gas en fisuras entre la superficie del relleno y el pavimento.

De acuerdo con Sánchez-Alciturri et al. (1993c) para cuantificar los asientos que se producen y el tiempo que se extenderán es importante para el aprovechamiento que se puede hacer de la capacidad real del vertedero, para las previsiones a realizar durante la fase de diseño y a la hora de definir su posible utilización posterior. El primer modelo para predecir los asientos en vertedero fue planteado por Sowers (1973) y está basado en la teoría de consolidación de la mecánica del suelo. Posteriormente otros investigadores elaboraron diferentes

métodos de análisis y predicción de asientos. Para hacer predicciones razonables, el modelo que se emplee y los parámetros que correspondan, deben ser coherentes con las mediciones en el vertedero.

Según Van Impe & Bouazza (1996) un método utilizado para reducir los asientos diferenciales (lo cual es importante para la integridad del sistema de cobertura) y también para aumentar la capacidad de almacenamiento de vertederos a través de aumentar la densidad del material, es la compactación dinámica por impacto tipo “Menard”. Para un vertedero antiguo la mayoría del material orgánico ya fue descompuesto, el material que resta es relativamente inerte y se observa que el comportamiento de compactación es similar al de suelos. Por otro lado si la compactación dinámica se emprende cuando el vertedero es aún joven, como el material orgánico no está todavía completamente descompuesto, el asiento producido puede ser importante. La consolidación secundaria por descomposición, después del apisonamiento, es probablemente elevada. El proceso de descomposición de los residuos domésticos lleva años para ser completado y el asiento es gobernado por la descomposición de la materia orgánica.

La hipótesis de este trabajo es que la metodología, experiencia y técnicas de la Mecánica del Suelo pueden ser aplicadas al estudio de la geotécnica de vertederos controlados, considerando, por supuesto, las características especiales del material, que al ser formado por capas alternadas de residuos y tierra, puede ser analizado de manera similar a un suelo con grandes consolidaciones secundarias.

1.1. Objetivos

Los objetivos de este trabajo son:

- Avanzar en el conocimiento del comportamiento mecánico de los residuos sólidos urbanos, a través de estudiar los mecanismos que determinan los asientos en vertederos sanitarios, considerándose tanto la complejidad de su composición, como la alteración de su comportamiento con el tiempo debido a la degradación de la materia orgánica. De esta manera se

analizan los aspectos de compresión primaria debido a la carga, y de la consolidación secundaria a carga constante a lo largo del tiempo.

- Estudiar la mejora de las características del terreno (vertedero) a través de la compactación dinámica. Ésta, al promover el aumento de la densidad del material permite, no sólo aumentar la capacidad de almacenaje del vertedero como también permite reducir los asientos diferenciales, que son de gran importancia en la estabilidad y funcionalidad de las cimentaciones.

1.2. Metodología

El trabajo se desarrolló como parte de la *Investigación del comportamiento de los residuos sólidos urbanos y la compactación dinámica aplicada a vertederos* del Laboratorio de Geotecnia del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

Su desarrollo siguió la siguiente metodología:

- Investigación documental: selección y obtención de la bibliografía; revisión bibliográfica (residuos urbanos, vertederos de residuos urbanos y sus propiedades geotécnicas, modelos de predicción de asientos, técnicas de mejoramiento de terreno aplicadas a los vertederos de residuos urbanos, compactación dinámica).
- Estudio de las características del vertedero investigad.
- Diseño de la fase experimental
- Ejecución de los trabajos experimentales, organizados en cinco fases:

La primera fase (reconocimiento) consta de realización de ensayos que permitieran conocer las características de los residuos. Estos ensayos se realizaron como referencia para comparación con los resultados obtenidos en la tercera fase (ensayos para control de la mejora).

En la segunda fase se realizó la compactación dinámica por impacto como método para la mejora del terreno.

En la tercera fase se ejecutaron los ensayos de control de la mejora del terreno.

La cuarta fase comprendió la aplicación de sobrecarga a través de construcción de un terraplén. Finalmente, como quinta fase, el seguimiento de las deformaciones.

- Tratamiento de los datos experimentales
- Evaluación de la aplicación de modelos de predicción de asientos

Los trabajos *in situ* fueron realizados en la celda 1 del vertedero de rechazos y otros residuos urbanos del Centro Las Dehesas que forma parte del Parque Tecnológico de Valdemingómez. Este complejo se encuentra situado al sureste del municipio de Madrid, en el distrito de Villa de Vallecas, y está integrado por cuatro grandes Centros: La Paloma, Las Lomas, Las Dehesas y La Galiana. En él se tratan la totalidad de los residuos domiciliarios de Madrid, así como los que, aun no perteneciendo a dicha categoría, contienen materiales valorizables, a través de una amplia variedad de técnicas de procesamiento de residuos.

1.3. Estructura de la tesis

La Tesis presenta la siguiente estructura:

Capítulo 1: Introducción general

Capítulo 2: Revisión bibliográfica. Incluyendo las características generales de los vertederos de residuos sólidos, sus propiedades geotécnicas, modelos de evaluación de asientos y los tratamientos geotécnicos de mejora de vertederos de residuos sólidos.

Capítulo 3: Metodología y técnicas aplicadas en el estudio. Incluye las características del vertedero Las Dehesas, técnicas de reconocimiento e instrumentación utilizadas, ensayo de carga *in situ* y tecnología de mejora del vertedero.

Capítulo 4: Trabajos realizados. Incluye la descripción de los trabajos realizados *in situ* (ensayos, tratamiento por compactación dinámica, mediciones de asientos).

Capítulo 5: Resultados obtenidos en el reconocimiento y pruebas efectuadas. Presenta los resultados de los ensayos y mediciones *in situ*.

Capítulo 6: Análisis y evaluación de los resultados. Incluye la comparación de ensayos realizados antes y después del tratamiento de mejora, comportamiento asiento-tiempo, aplicación de modelos de predicción de asientos, efectividad del tratamiento de mejora.

Capítulo 7: Conclusiones

Bibliografía

Anexos

CAPÍTULO 2

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. Características generales de los vertederos de residuos sólidos urbanos

2.1.1.- Introducción

Un vertedero sanitario es el sitio de destino final de los residuos generados por las actividades humanas. En el pasado se consideraba que el área de un vertedero clausurado solo podría tener uso recreativo o de agricultura, y para tanto era suficiente aislar los residuos para evitar la contaminación del medio ambiente. Sin embargo, en la actualidad ya se desarrolla proyectos con el objetivo de utilizar la superficie del vertedero, después de concluida su vida útil, como base para otras obras, de ahí la necesidad de estudiar los problemas de ingeniería implicados (la capacidad portante, los asientos, la producción de gases, de lixiviados).

El componente geotécnico está presente en todas las fases de un vertedero, Su construcción requiere acondicionar la zona de ubicación a través de excavaciones, rellenos y, en algunos casos, obras de contención. La disposición de los residuos, con colocación de capas alternadas de residuos y tierra, es hecha mediante técnicas de movimiento de tierras. La eliminación de líquidos y gases, provenientes de la descomposición de los residuos, requiere el control de su flujo a través del terreno.

Como los problemas geotécnicos están presentes tanto en la fase de proyecto como en la de operación de vertederos, es necesario conocer sus propiedades mecánicas, que varían mucho de uno a otro; debido a que la composición de los vertederos es muy heterogénea, no permitiendo generalizaciones y provocando la necesidad de un estudio detallado de cada caso.

Este apartado presenta una breve revisión bibliográfica sobre vertedero sanitario controlado, incluyendo conceptos de residuos sólidos; procesos que actúan en el interior del vertedero para la degradación de los residuos; el emplazamiento, los tipos y los componentes de un vertedero; los equipos utilizados en su auscultación.

2.1.2.- Residuos urbanos (RU)

2.1.2.1.- Definición

La Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados (BOE 181/2011), presenta las siguientes definiciones:

- *Residuo: cualquier sustancia u objeto que su poseedor deseche o tenga la intención o la obligación de desechar.*
- *Residuos domésticos: residuos generados en los hogares como consecuencia de las actividades domésticas. Se consideran también residuos domésticos los similares a los anteriores generados en servicios e industrias.*

Se incluyen también en esta categoría los residuos que se generan en los hogares de aparatos eléctricos y electrónicos, ropa, pilas, acumuladores, muebles y enseres así como los residuos y escombros procedentes de obras menores de construcción y reparación domiciliaria.

Tendrán la consideración de residuos domésticos los residuos procedentes de limpieza de vías públicas, zonas verdes, áreas recreativas y playas, los animales domésticos muertos y los vehículos abandonados.

- *Residuos comerciales: residuos generados por la actividad propia del comercio, al por mayor y al por menor, de los servicios de restauración y bares, de las oficinas y de los mercados, así como del resto del sector servicios.*
- *Residuos industriales: residuos resultantes de los procesos de fabricación, de transformación, de utilización, de consumo, de limpieza o de mantenimiento generados por la actividad industrial, excluidas las emisiones a la atmósfera reguladas en la Ley 34/2007, de 15 de noviembre.*
- *Residuo peligroso: residuo que presenta una o varias de las características peligrosas enumeradas en el anexo III, y aquél que pueda aprobar el Gobierno de conformidad con lo establecido en la normativa europea o en los convenios internacionales de los que España sea parte, así como los recipientes y envases que los hayan contenido*

2.1.2.2.- Composición, producción y características

La composición, la cantidad total y las características de los RU son muy variables y dependen de gran número de factores como el modo y nivel de vida de la comunidad, el tipo de economía, las condiciones climáticas. Bueno et al. (1997) explican que la composición de los RU es consecuencia de:

- a) Las características de la población: según sea urbana o rural, tenga áreas residenciales, sea o no, zona turística o industrial, etc.
- b) La época de producción de los residuos: el clima y las estaciones influyen en la composición de los residuos.
- c) El *status* o nivel social de la población: el modo y nivel de vida influyen tanto en la composición como en la cantidad.
- d) Los hábitos de consumo (especialmente el alimenticio): los hábitos de consumo además de depender del nivel de vida, van variando con el tiempo, apareciendo en el mercado productos alimentarios ya preparados cuyo consumo aumenta día a día.
- e) Otros: tipo de producción agraria, estructura económica del entorno y motivaciones exteriores de consumo.

Como los RU están constituidos por un conjunto de materiales muy heterogéneos es frecuente englobar los distintos componentes en categorías de cierta homogeneidad, Otero del Peral (1992), considera tres grandes grupos:

- *Inertes*: metales, vidrio, restos de reparaciones domiciliarias, tierra, escorias y cenizas.
- *Fermentables*: orgánicos putrecibles (pan, pescado, conchas, paja y restos vegetales de alimentos).
- *Combustibles*: papel, cartón, plásticos, madera, gomas, cueros, textiles y varios.

Los principales componentes de los residuos sólidos son materia orgánica, papel y cartón. En climas fríos la producción y composición de los residuos son distintas de las de climas cálidos, donde predominan los productos vegetales. Estos factores provocan un comportamiento global muy diferente y variable.

En países con renta per cápita elevada el promedio de papeles y cartón es de 34%, y el de la materia orgánica es de cerca de 30%; mientras tanto en países de baja renta per cápita los porcentajes de materia orgánica son elevados y la fracción de los otros componentes es pequeña (Palma, 1995), como muestran la Figura 2.1 y la Figura 2.2. La Tabla 2.1 presenta ejemplos de composición de residuos urbanos en diversos países.

Fuente: Sánchez-Alciturri, 2000a

Figura 2.1. Composición de los RU en Canadá en el año 1977

Fuente: CEMPRE, 1999

Figura 2.2. Composición media de los RU en São Paulo en el año de 1993

Tabla 2.1. Composición de residuos sólidos urbanos en diversos países

País	Año	Composición (% en peso)						Producción kg/hab/día
		Fermentable	Combustibles		Inertes		Varios	
		Materia orgánica	Papel y cartón	Plástico	Vidrios	Metal	Otros	
Austria ¹	1986	22,3	33,2	6,8	9,7	3,8	24,2	0,60
Canada	1977	33,9	38,9	4,9	6,5	6,2	9,6	2,70
Dinamarca ²	1980	30,0	34,0	6,0	6,0	8,0	16,0	0,7
España	1986	52,0	15,0	6,0	6,0	2,5	18,5	0,86
Finlandia	1985	29,0	51,0	5,0	6,0	2,0	7,0	0,5-1,6
Francia ²	1984	25,0	30,0	6,0	12,0	5,0	18,0	0,9
Alemania ²	1983	28,3	20,8	7,7	10,4	3,9	28,9	1,1
Italia	1979	42,1	22,3	7,2	7,1 ³	3,0	18,3	0,8
Japón ⁴	1983	22,2	31,1	15,9	13,8	6,4	10,6	0,83
Holanda ²	1987	52,4	24,2	7,1	7,2	3,2	5,9	1,6 ⁵
Sudáfrica	-	31,0	33,0	7,0	12,0	7,0	10,0	1,0
Suecia	-	25-35	35-45	8-10	6-8	2-4	8-13	2,6
Suiza	1983	33,0	20,8	13,4	8,7	5,9	18,2	2,6
U.K.	1980	23,4	33,9	4,2	14,4	7,1	17	0,9
USA	1986	29,0	35,6	7,3	8,4	8,9	10,8	1,6

1 Corresponde a Viena distrito 20

4 Corresponde a Osaka

2 Apenas residuos domiciliarios

5 Promedio do total de residuos sólidos urbanos

3 Incluye inertes

Fuente: Sánchez-Alciturri, 2000a

En España, en general, los RU presentan un alto contenido de materia orgánica y un bajo porcentaje de materiales combustibles. La Figura 2.3 y la Figura 2.4 presentan la disminución del porcentaje de la materia orgánica y el aumento de otros componentes entre los años 1992 y 1998.

Fuente: Otero del Peral, 1992

Figura 2.3. Composición media de los RU en España en el año 1992

Fuente: Medio Ambiente en España 1998

Figura 2.4. Composición media de los RU en España en el año 1998

La Figura 2.5 y la Figura 2.6 presentan los datos de Eurostat, en kg per cápita, para la evolución de la generación de residuos urbanos en la Unión Europea de los 27 países (UE-27) y en España, respectivamente.

Fuente: Eurostat

Figura 2.5. Evolución de la generación de RU en la Unión Europea (27 países)

Fuente: Eurostat

Figura 2.6. Evolución de la generación de RU en España

En cuanto a las características principales de los RU, Bueno et al (1997) citan:

- a) La densidad: que descende con el paso del tiempo debido a los hábitos de consumo, pasando de 500 kg en los años sesenta, a 200 kg en la actualidad. Su variación se produce también geográficamente habiendo diferencias entre zonas urbanas o rurales, o incluso entre distintos barrios de una misma ciudad.
- b) La humedad: que además de depender del clima y de las estaciones anuales, está condicionada, sobre todo, por la cantidad de materia orgánica que contenga. El grado de humedad de los RU tiende a disminuir siendo actualmente menor que en épocas pasadas.
- c) El poder calorífico: lo que es producido por un kg de basura tiende a aumentar debido al mayor consumo de materiales combustibles y a la disminución del grado de humedad, en España está entre 800 a 1.600 kcal/kg.
- d) La relación carbono/nitrógeno: es una característica que indica la capacidad mineralizadora anual del nitrógeno.

2.1.3.- Vertederos

2.1.3.1.- Definición

Según Tchobanoglous et al. (1993), *Vertederos* son las instalaciones físicas utilizadas para la evacuación, en los suelos de la superficie de la tierra, de los rechazos procedentes de los residuos sólidos. Pueden ser clasificados, de acuerdo con el tipo de residuo, en vertedero para residuos peligrosos, vertederos para residuos singulares y vertederos para residuos urbanos.

La Directiva 1999/31/CE del Consejo, de 26 de abril de 1999, relativa al vertido de residuos, define vertedero como: *“un emplazamiento de eliminación de residuos que se destine al depósito de los residuos en la superficie o subterráneo. Incluye:*

- *Los emplazamientos internos de eliminación de residuos (es decir, el vertedero en el que un productor elimina sus residuos en lugar donde se producen).*

- *Los emplazamientos permanentes (es decir, por un período superior a un año) utilizados para el almacenamiento temporal de residuos.*

Pero excluye:

- *Las instalaciones en las cuales se descargan los residuos para poder prepararlos para su transporte posterior a otro lugar para su valorización tratamiento o eliminación.*
- *El almacenamiento de residuos anterior a la valorización o tratamiento por un período inferior a tres años como norma general, o*
- *El almacenamiento de residuos anterior a la eliminación por un período inferior a un año.”*

Un *Vertedero Controlado de Residuos Urbanos* es una instalación para la evacuación de los residuos sólidos, ocupando el menor volumen posible, diseñada y explotada para minimizar los impactos sobre la salud pública y el medio ambiente.

Por ello se puede describir un vertedero controlado como una obra de ingeniería que utiliza la maquinaria e las técnicas de movimiento de tierras para disminuir los costes de operación, eliminar riesgos sanitarios, evitar la contaminación del medio ambiente y hacer posible la reutilización del área impactada por los vertidos. La necesidad de la reutilización del área puede plantear problemas muy graves en razón de la heterogeneidad en la constitución de los rellenos; de los grandes movimientos asociados con cualquier tipo de sobrecarga; de la dificultad de evaluar la resistencia y predecir al comportamiento a largo plazo.

El porcentaje de los residuos urbanos que se almacena en vertederos controlados varía de unos países a otros (Figura 2.7 y Figura 2.8), en Europa gran parte de estos residuos se almacenan en vertederos. Según Sagaseta (1993b) países de reducida extensión como Luxemburgo, Bélgica, Suiza y Dinamarca, han optado por la incineración.

En la Unión Europea de los 27 países hasta el año 2003 más de 50% de los residuos urbanos eran almacenados en vertederos, como se observa en los datos de Eurostat representados en la Figura 2.9 y la Figura 2.10, en kilogramos per cápita y en porcentaje de kilogramos per cápita, respectivamente.

Fuente: Medio Ambiente en España, 1998

Figura 2.7. Distribución de los RU en España, según destino, en el año de 1996

Fuente: Machado Santos, 1997

Figura 2.8. Distribución de los RU en Brasil, según destino, en el año de 1991

Fuente: Eurostat

Figura 2.9. Evolución de la distribución de los RU en UE-27, según destino (kg per cápita)

Fuente: Eurostat

Figura 2.10. Evolución de la distribución de los RU en UE-27, según destino (% de kg per cápita)

2.1.3.2.- Degradación de la materia orgánica

En un vertedero controlado la degradación de la materia orgánica produce el gas y el lixiviado, que provocan una variación de las propiedades con el tiempo. El lixiviado continuará siendo generado aún después que el terraplén esté clausurado, y el gas puede producir riesgos e impactos ambientales significativos, incluso se está contenido dentro del vertedero (Johannessen & Boyer, 1999).

La descomposición bioquímica de los compuestos orgánicos de los residuos urbanos se produce en dos procesos: aerobio y anaerobio. Primero tienen lugar los procesos aeróbicos, debido al oxígeno ocluido en la masa, puesto que las bacterias que actúan consumen gran cantidad de oxígeno. Es un proceso rápido, su duración puede ser de unos meses o unos pocos años (Olinden Jiménez, 1987); durante el cual se produce CO_2 y algo de CH_4 , generando calor, con temperaturas de 60 a 80 °C, pudiendo llegar a combustión.

Después se desarrollan los procesos anaerobios, cuando la infiltración de agua y las sucesivas compactaciones desplazan el aire atrapado. Según Olinden Jiménez (1987), durante el proceso aerobio también tiene lugar el anaerobio, y cuando no se produce la renovación del oxígeno llega a predominar el proceso anaerobio, que produce 50% de CO_2 y 50% de CH_4 ; prácticamente no se genera calor; y es un proceso mucho más lento y de menor magnitud que el aerobio, prolongándose de diez a veinte años.

Se puede verificar el comienzo de la condición anaerobia midiendo el potencial oxidación/reducción de los residuos, pues las condiciones para reducir nitrato y sulfato ocurren cuando el valor del potencial está entre 50 a 100 mV. El tiempo para pasar de un proceso a otro depende de la forma de explotación del depósito y de la altura de residuos.

A pesar de la composición de los residuos urbanos variar, el mecanismo general de descomposición y los productos generados en este proceso son esencialmente los mismos, o sea, las bacterias actúan sobre los residuos generando gases (CH_4 , CO_2 , N_2 , etc.), lixiviado y residuo mineralizado (Carvalho, 1999).

2.1.3.3.- El gas

El *gas de vertedero* se constituye principalmente de metano (CH_4), dióxido de carbono (CO_2), y nitrógeno (N_2), pero también hay oxígeno (O_2), amoníaco (NH_3), hidrógeno (H_2), sulfuro de hidrógeno (SH_2), monóxido de carbono (CO) y otros en pequeña cantidad, como presentado en la Tabla 2.2.

El *gas de vertedero* contiene aproximadamente un 50% de metano, que, cuando liberado en la atmósfera, puede contribuir con un 2 a 4% del total global de emisión de gases de efecto invernadero. El metano tiene 21 veces el impacto de calentamiento global del dióxido de carbono, en un horizonte de 100 años. Siendo, así, un poderoso agente del calentamiento global. La quema o la recuperación del metano para la producción de energía son medidas simple, y a menudo baratas, para reducir considerablemente sus efectos medioambientales (Johannessen & Boyer, 1999).

El metano, aparte de provocar mal olor, puede dar lugar a explosiones para concentraciones entre 5 y 15%, y la presencia de CO_2 puede afectar estos límites. Por otro lado, el SH_2 es altamente venenoso.

Tabla 2.2. Constituyentes típicos encontrados en el gas de vertedero de RSU

Componentes	Porcentaje (base volumen seco) ¹
Metano (CH_4)	45 – 60
Dióxido de carbono (CO_2)	40 – 60
Nitrógeno (N_2)	2 – 5
Oxígeno (O_2)	0,1 – 1,0
Sulfuros, disulfuros, mercaptanos, etc.	0 – 1,0
Amoníaco (NH_3)	0,1 – 1,0
Hidrógeno (H_2)	0 – 0,2
Monóxido de carbono (CO)	0 – 0,2
Constituyentes en cantidades traza	0,01 – 0,6

1: La distribución porcentual exacta variará según la antigüedad del vertedero

Fuente: Tchobanoglous et al., 1994

La estabilización de los residuos en un vertedero controlado tiene lugar en varias fases secuenciales, en las cuales se observa la alteración de la composición de los gases con el tiempo. Tchobanoglous et al. (1993) dicen que la duración de cada fase variará según la distribución de los componentes orgánicos, la disponibilidad de nutrientes, el contenido de humedad de los residuos, el paso de humedad por el relleno y el grado de compactación inicial, y describen el proceso de estabilización en las cinco fases siguientes:

- Fase I - Ajuste inicial. Los componentes orgánicos biodegradables de los residuos urbanos sufren descomposición biológica bajo condiciones aerobias, porque hay aire atrapado dentro del vertedero.
- Fase II - Fase de transición. Desciende el oxígeno y comienzan a desarrollarse condiciones anaerobias. A menudo el nitrato y el sulfato se reducen a gas nitrógeno y sulfuro de hidrógeno. Midiendo el potencial de oxidación/reducción se puede supervisar el comienzo de condiciones anaerobias
- Fase III – Fase ácida. Se acelera la actividad microbiana iniciada en la fase II con la producción de cantidades significativas de ácidos orgánicos y pequeñas cantidades de gas hidrógeno (H_2). El dióxido de carbono (CO_2) es el principal gas generado durante esta fase.
- Fase IV – Fase de fermentación del metano. Los microorganismos que convierten el ácido acético y el gas hidrógeno en metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2), llegan a ser más predominantes, son estrictamente anaeróbicos, son llamados de metanogénicos y en algunos casos comenzarán a desarrollarse hacia el final de la fase III.
- Fase V – Fase de maduración. Se produce después que, durante la fase IV, el material biodegradable se convierte en metano y dióxido de carbono. La generación del gas disminuye significativamente, forma principalmente metano y dióxido de carbono, pero también pueden encontrarse pequeñas cantidades de nitrógeno y oxígeno.

2.1.3.4.- El lixiviado

El *Lixiviado*, que es consecuencia da descomposición de los RU y de la penetración del agua a través de la masa de residuos, presenta fuerte carga orgánica, altos contenidos de nitrógeno y presencia de metales pesados. Su potencial contaminante es superior al de aguas residuales y al de muchas aguas industriales.

La producción, la composición y la cantidad de lixiviado están relacionadas con la naturaleza de los residuos, meteorología e hidrología de la zona de ubicación del vertedero y las condiciones de construcción y explotación del mismo. Los factores que condicionan la producción de lixiviado pueden ser clasificados en cuatro grupos: entradas de agua, condicionantes de la superficie del depósito, condiciones del suelo y condiciones del residuo (Figura 2.11).

Fuente: Bueno et al., 1997

Figura 2.11. Factores en la producción de lixiviado en un vertedero de RSU

La composición de lixiviado es función de los contaminantes presentes en los residuos, de la antigüedad del vertedero y de la tecnología empleada, y su concentración está relacionada con la capacidad que tenga el agua de extracción de estos contaminantes.

Bueno et al. (1997) presentan los contaminantes aportados por los RU (Figura 2.12) y caracterizan el lixiviado, según la relación DBO_5/DQO , en las tres categorías siguientes:

I – Relación > 0.3	Lixiviado joven
II – Relación entre 0.1 y 0.3	Lixiviado medio
III – Relación < 0.1	Lixiviado viejo

Fuente: Bueno et al., 1997

Figura 2.12. Relación entre los constituyentes de las basuras y los lixiviados

Tchobanoglous et al. (1993), explican que la composición química del lixiviado en la fase ácida de la descomposición de los residuos presenta pH bajo, con altas concentraciones de DBO₅, COT, DQO, nutrientes y metales pesados. Mientras que durante la fase de fermentación del metano, presenta el pH en el rango de 6,5 a 7,5 y concentraciones significativamente más bajas de DBO₅, COT, DQO y nutrientes, como también las concentraciones de metales pesados serán más bajas porque la mayoría de los metales son menos solubles para valores de pH neutros.

Sánchez-Alciturri et al. (1993c), dicen que el lixiviado de vertederos controlados tiene una concentración de iones 10 a 20 veces superior al agua, las concentraciones de nitrógeno amoniacal y fósforo son elevadas con relación al agua, las concentraciones de DBO₅ son 40 a 65 veces más que en las aguas servidas, el pH es del orden de 5,5, el zinc de 8 a 135 mg/l, DQO de 1.000 hasta valores superiores a 5.000 mg/l, las concentraciones de metales pesados están por encima de los valores recomendados para el agua potable.

2.1.3.5.- Los Impactos Ambientales

Johannessen & Boyer (1999) consideran tres impactos ambientales a largo plazo (la gestión del lixiviado, la gestión del gas y la existencia de pájaros, bichos y olores) relacionados con prácticas pobres de gestión de lixiviado y como generalmente estos impactos son percibidos, su magnitud y los gastos para su control, como ilustra la Figura 2.13.

La gestión del lixiviado como está representada en esta figura incluye todos los costes relacionados con la gestión hasta que el lixiviado no represente una amenaza para el medioambiente. Hay un desajuste entre la percepción pública de la importancia y la verdadera importancia medioambiental, particularmente en el caso de contaminación por lixiviado. Los efectos ambientales a largo plazo de la existencia de pájaros, bichos y olores son insignificantes en comparación con la contaminación posible por el lixiviado y los efectos ambientales de la gestión del gas de terraplén.

Fuente: Johannessen & Boyer, 1999

Figura 2.13. Triángulo de Terraplén para evaluar impactos medioambientales a largo plazo

2.1.4.- Elección del terreno de emplazamiento del vertedero

Según Sánchez-Alciturri et al. (1993c), en las etapas de elección del emplazamiento, planificación, operación, clausura y empleo posterior, es necesario contar con informes y controles geotécnicos apropiados, en particular con respecto a la seguridad a largo plazo. Por otro lado la geotécnica tiene relación directa con los trabajos de mejoramiento de vertederos antiguos. En consecuencia, los aspectos geotécnicos de diseño y mantenimiento de vertederos están relacionados con el comportamiento mecánico de rellenos y con fenómenos de flujo de líquidos y gases en el seno del suelo

2.1.4.1.- Factores que influyen en la elección del emplazamiento

En la elección del emplazamiento influyen factores ambientales, económicos, sociales y técnicos. Por tanto es necesario estudiar las condiciones ambientales, el impacto ambiental, la distancia de transporte, el acceso al lugar, los usos potenciales tras la clausura, la climatología, la hidrología, la hidrogeología, la geología, la topografía y la geotecnia del área, entre otros.

Los aspectos relacionados con la climatología incluyen estudios sobre la pluviometría, la evaporación, el régimen de lluvias, la fuerza y dirección de los vientos.

Los conocimientos sobre la hidrología de las aguas superficiales permiten determinar las características de drenaje natural, escorrentía y condiciones de inundación.

Los datos referentes a la hidrogeología, la geología, la topografía y la geotecnia del área permiten valorar la contaminación potencial del lugar, establecer medidas de diseño y de auscultación. Para tanto se puede emplear la información obtenida de la revisión de informes geológicos e hidrogeológicos disponibles. Se debe realizar ensayos de identificación, compactación, permeabilidad en suelos y permeabilidad *in situ*. Los sondeos, métodos geofísicos, calicatas de reconocimiento y la definición de la estructura de los afloramientos de roca pueden aportar valiosa información acerca de las condiciones hidrogeológicas y la estratigrafía.

El estudio a realizar debe cubrir aspectos relacionados con:

- Estabilidad: adecuado conocimiento de la capacidad portante del suelo, de la estabilidad de los taludes naturales o artificiales, riesgo deformacional del suelo como subsidencias, riesgo de colapso y fenómenos geológicos activos o reactivables.
- Utilidad del suelo de cimentación como barrera natural por su baja permeabilidad, adecuado espesor y continuidad.
- Previsiones sobre materiales: facilidad para excavación, disponibilidad de préstamos para suelo de cobertura, calidad del suelo de cobertura disponible y el potencial de mejoramiento del efecto sellante del subsuelo, composición geológica local y general, incluyendo información de características morfológicas, estructura, extensión y edad geológica del estrato superficial, estructuras tectónicas e investigar en profundidad si el subsuelo está compuesto de rocas solubles o cavidades.

- Condiciones Hidrogeológicas: distribución de aguas freáticas, acuíferos y acuiclusos con sus propiedades hidráulicas.

2.1.4.2.- Preparación del terreno

Según el Institute of Solid Wastes of American Public Works Association (1970), en la mayoría de los terrenos, en su acondicionamiento para las operaciones de vertido, hay que prever las siguientes disposiciones:

- Hacer un reconocimiento topográfico que permita planificar con precisión los caminos de acceso, al drenaje, las alturas que tienen que alcanzar los vertidos, los canales de desviación, diques o malecones. Determinar las características del suelo y estimar el tiempo que se podrá usar el emplazamiento.
- Construir un camino semipermanente transitable en todo tiempo en el emplazamiento y, si fuese necesario, una zona para el viraje de vehículos.
- Construir un camino de acceso al emplazamiento transitable en todo tiempo.
- Tomar medidas para impedir que el viento arrastre papeles.
- Levantar algunas construcciones con fines exclusivamente estéticos, como cercas de tierras o de albañilería alrededor del emplazamiento para ocultar los trabajos que se realizan dentro.
- Edificar unas instalaciones adecuadas para almacenar y reparar la maquinaria.
- Construir instalaciones para los obreros.
- Instalar una báscula para pesar los residuos y determinar los costes y mejorar los métodos de administración.
- Hacer las traídas de electricidad, teléfono y agua para el servicio contra incendios.
- Realizar las obras que exija el emplazamiento: talar árboles, desviar manantiales y regatos, y extraer y almacenar la capa superficial del suelo para

utilizarla como material de recubrimiento o conseguir otro material para este fin.

2.1.5.- Tipologías de vertederos controlados

Existen varios métodos para el vertido de RU, de acuerdo con la topografía de la zona de ubicación del vertedero. Según Sagaseta (1993b), la gama de tipologías existente es similar a la de presas de residuos mineros. En zonas llanas son frecuentes los vertederos en *área* o en *trinchera*, o *mixto* entre ambos, en función de la facilidad de excavación, profundidad del nivel freático, etc. Mientras que en topografías más abruptas, los vertederos suelen disponerse aprovechando *depresiones* o *vaguadas*, en este último caso, el talud frontal puede llegar a alcanzar una altura (diferencia de cotas entre base y coronación) considerable, de hasta 100 metros.

2.1.5.1.- Método de área

Se utiliza en terrenos llanos con gran extensión en superficie, inapropiados para la excavación de zanjas y/o con alto nivel freático. La preparación del terreno implica la instalación de revestimiento y sistema de control del lixiviado. Se construye un dique contra el cual se coloca y compacta los residuos en capas delgadas. El material de cubrición puede ser extraído del propio recinto o desde el exterior. También se puede utilizar materiales de cubrición temporal, como tierra y geomembranas, que se puede quitar antes de comenzar el siguiente nivel. Con este método se puede alcanzar alturas importantes, por tanto hay que prestar atención a la estabilidad de los taludes, cuyas pendientes pueden estar entre 2:1 a 4:1 (H:V).

2.1.5.2.- Método de trinchera

Este método es utilizado en terrenos amplios y llanos, donde se pueda efectuar excavaciones y el nivel freático no se encuentre cerca de la superficie. La tierra excavada para la ejecución de la zanja es utilizada como material de cubrición diaria o final. Las zanjas deben tener impermeabilización de fondo y en las laterales, sus dimensiones varían de 60 a 300 metros de largo, de 5 a 15 metros

de ancho y con profundidades de 1 a 3 metros, con pendientes laterales de 1,5:1 a 2:1 (H:V).

2.1.5.3.- Método de depresión o vaguada

Depresiones naturales o artificiales, como vaguadas, barrancos, fosas de relleno suplementario y canteras son utilizadas a menudo como zonas de vertidos. Un factor crítico en el desarrollo de este método es el control del drenaje superficial. El material de cubrición se puede excavar de las paredes o del suelo de la vaguada antes de instalar el revestimiento, pero en los casos de las fosas de relleno suplementario y de las canteras quizás no haya suficiente material para la cubrición, siendo necesario importarlo.

2.1.5.4.- Operación de llenado

En el método de área la operación de llenado se inicia, generalmente, construyendo un terraplén contra el cual se colocan y compactan los desechos en capas delgadas.

En el método de trinchera, los desechos son extendidos y compactados en capas delgadas y son parcialmente cubiertos con tierra removida desde la base del talud.

Para los casos de depresiones la operación varía con la geometría del sitio, las características del material de cubrición, la geología y hidrogeología del sitio, el acceso al lugar y de los tipos de instalaciones para control del gas y del lixiviado. La operación es similar a la del método de área, pero cuando el suelo de la vaguada es razonablemente llano el primer vertido puede ejecutarse como en el método de trincheras.

2.1.6.- Componentes del vertedero

El diseño del vertedero incluye capas de sellado inferior y superior, y sistemas de drenaje de gas, lixiviado y aguas superficiales.

La estructura del sello debe contar con una barrera que impida a los lixiviados producidos contaminar el subsuelo, aguas superficiales y/o subterráneas. Por otra

parte, las barreras evitan la infiltración de agua de escorrentía superficial y de precipitaciones, al relleno. Una función complementaria de las barreras de fondo, laterales y superficiales es impedir la migración del biogás producido por la descomposición de los residuos sólidos (Sánchez-Alciturri, 2000a).

Fuente: Tchobanoglous et al., 1994

Figura 2.14. Desarrollo y clausura de un vertedero de residuos urbanos: (a) implantación del aislamiento y drenaje, (b) vertido de los residuos, (c) sección del vertedero clausurado

En la preparación del fondo del vertedero y de las superficies laterales se instala un recubrimiento de baja permeabilidad que asegure que el lixiviado no entre en contacto con el terreno natural. Dentro o encima de este recubrimiento se localizan las instalaciones para recogida y extracción del lixiviado, y para la recuperación del gas se instalan zanjas horizontales en el fondo del vertedero.

Los residuos son vertidos en capas de 0,45-0,60 metros de espesor, y compactados. Al final de cada período de operación se cubren todas las superficies externas con una capa de 0,15-0,30 metros de tierra u otro material. La Figura 2.14 presenta el desarrollo y clausura de un vertedero de residuos urbanos.

2.1.6.1.- Capas de sellado

Según Mateos García (2000a), el tiempo durante el cual se requiere que un vertedero no tenga efecto sobre el medio ambiente, o estos sean mínimos, es un factor fundamental en el diseño de las capas de sellado, pues el diseño es distinto si se requiere que sus consecuencias en el medio ambiente sean mínimas durante 30 o durante 100 años, o incluso si se considera su efecto a perpetuidad.

Si un sistema de sellado está correctamente proyectado y construido, la vida útil de sus componentes es superior a 30 años. Además deben existir medidas de control que detecten y puedan subsanar fallo del sistema. Cuando se desea impacto mínimo durante períodos de tiempo mayores, se debe considerar el efecto de la degradación de los componentes ingenieriles del sistema.

Las reglamentaciones más exigentes sobre contaminación ambiental requieren que el vertedero tenga un impacto mínimo sobre el medio a perpetuidad, así como que la vida útil de la instalación sea mayor que su período contaminante. El período contaminante de un vertedero es el tiempo durante el cual son producidos contaminantes en una cantidad que puede provocar impactos inaceptables si alcanzan su entorno natural, y depende del mecanismo de transporte, de la concentración del lixiviado, del espesor de residuos y de la infiltración a través de la cobertura.

2.1.6.1.1.- Materiales para capas de sellado

Las capas de sellado pueden ser formadas por suelo compactado, geotextiles, geomembranas o una combinación de suelos y membranas. La eficacia del sello es función de su permeabilidad, o sea de su capacidad para retener el lixiviado. Se debe asegurar que la agresividad química del lixiviado no aumente la permeabilidad del material del sello. La tendencia actual es diseñar capas de sellado que combinen materiales naturales y artificiales para aprovechar las ventajas de cada uno y aminorar sus inconvenientes. Según Gourc et al. (1998), la idea de combinar los materiales considera, a parte de los aspectos constructivos y operacionales, aquellos relacionados con la alteración de las características de las capas de suelo debido a la filtración de lixiviado y a las altas temperaturas dentro del vertedero.

- *Capas de arcilla:* son utilizadas tanto para contener la migración del lixiviado para el terreno natural, como para impedir la infiltración de agua desde el exterior del vertedero. Pueden ser de arcilla natural, cuando se trata de capas de arcilla que afloran naturalmente en el terreno y en las que los residuos se pueden situar sobre y/o en su interior. Su permeabilidad debe ser, al menos, del orden de 10^{-6} o 10^{-7} cm/s.

También pueden ser de arcilla compactada. La compactación además de permitir alcanzar permeabilidades del orden de 10^{-7} cm/s o menores, es garantía de un retardo en el proceso de migración de los lixiviados, favoreciendo que se diluyan.

Y finalmente, pueden ser capas geosintéticas de arcilla, un material manufacturado que consiste de una fina capa de arcilla entre dos geotextiles o pegada a una geomembrana. Se dividen en dos categorías: bentonita entre dos geotextiles, y bentonita mezclada con un adhesivo y pegada a una geomembrana. En distintos ensayos presentaron permeabilidades entre 10^{-10} y 10^{-8} cm/s, en función del esfuerzo de compresión al que se realizó el ensayo.

A pesar de considerarse que los lixiviados de residuos urbanos no afectan las capas arcillosas, de acuerdo con Sánchez-Alciturri (2000a), las investigaciones efectuadas hasta el momento no han explicado con claridad los efectos para un comportamiento a largo plazo, por esta razón se recomienda como norma general:

- Emplear suelos con abundante contenido de finos. Las arenas limpias con adiciones artificiales de arcilla son más susceptibles de ataque químico.
- Realizar ensayos de permeabilidad con lixiviado en permeámetros de pared rígida, aplicando como carga vertical la menor que vaya a sufrir el suelo en el vertedero.
- En barreras únicamente de suelo compactado, el espesor será no menor que 1 metro.
- *Capas geosintéticas*: son formadas por láminas continuas de polímeros muy flexibles, presentan permeabilidades entre 10^{-10} y 10^{-13} cm/s, lo que permite utilizarlas como barrera para líquidos y gases. Son clasificadas en cuatro categorías: geomembranas rígidas (semicristalinas) termoplásticas; geomembranas flexibles (baja cristalinidad) termoplásticas; geomembranas flexibles (baja cristalinidad) termoplásticas y reforzadas, y otras geomembranas.

2.1.6.1.2.- Capa de sellado inferior

Esta capa tiene la finalidad de evitar la contaminación del suelo y del agua subterránea, por tanto debe presentar estanqueidad, durabilidad, resistencia mecánica, resistencia a intemperie y compatibilidad con los desechos, además de incluir un sistema para drenar el lixiviado.

Las recomendaciones para la construcción de la capa de sellado inferior, varían de un país para otro, pero la tendencia es utilizar estructuras compuestas, constituidas por capas de geomembrana entre capas de arcilla compactada,

donde cada una de estas capas tiene su función (drenaje, protección, impermeabilización).

En España el Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre (BOE 25/2002), define en el Anexo 1 las condiciones necesarias para impedir la contaminación del suelo, de las aguas subterráneas o de las aguas superficiales y garantizar la recogida eficaz de los lixiviados.

Según este Anexo *“La protección del suelo, de las aguas subterráneas y de las aguas superficiales durante la fase activa o de explotación del vertedero se conseguirá mediante la combinación de una barrera geológica y de un revestimiento artificial estanco bajo la masa de residuos.”* Para ello la base y los lados del vertedero dispondrán de una capa mineral con unas condiciones de permeabilidad y espesor cuyo efecto combinado en materia de protección del suelo, de las aguas subterráneas y de las aguas superficiales sea por lo menos equivalente a $k \leq 1,0 \times 10^{-9}$ m/s; espesor ≥ 1 metros, en el caso de vertederos para residuos no peligrosos. Además se exige un revestimiento artificial impermeable bajo la masa de residuos y, con el fin de mantener en un mínimo la acumulación de lixiviados en la base del vertedero, un sistema de recogida de lixiviados, como se muestra en la Figura 2.15.

Fuente: Real Decreto 1481/2001 (BOE 25/2002)

Figura 2.15. Barreras de protección mínimas bajo la masa de residuos

De acuerdo con Manassero et al. (1997) los principios fundamentales para el diseño de los vertederos modernos son:

- La capa mineral es el componente básico del sistema de sellado para funcionamiento a largo plazo (>50 años).
- Los requisitos y características de la capa mineral, en orden de importancia, son:
 - a) Baja conductividad hidráulica a escala de campo.
 - b) Compatibilidad a largo plazo con los compuestos químicos que serán contenidos.
 - c) Alta capacidad de absorción.
 - d) Bajo coeficiente de difusión.
- Los sistemas de sellado compuestos pueden tener importantes ventajas tanto a corto como a largo plazo, debido a:
 - a) Reducción de la conductividad hidráulica debido a atenuación de defectos locales tanto en la geomembrana como en la arcilla compactada.
 - b) Mejora del flujo en la capas drenantes hacia las tuberías colectoras.
 - c) La geomembrana sobre la capa de arcilla compactada puede retardar el contacto directo entre la arcilla y el lixiviado por tiempo suficiente para ocurrir la consolidación de la porción arcilla del sistema compuesto, debido al establecimiento de altas presiones efectivas cuando los residuos son soterrados. Así es posible reducir o evitar los problemas de compatibilidad.
- Un sistema de drenaje eficiente es importante para reducir la altura de lixiviado sobre la barrera y, consecuentemente, la migración por advección.

- Los detalles de construcción tienen un papel fundamental en la eficiencia final del sistema de sellado.

2.1.6.1.3.- Capa de cobertura intermediaria

Los residuos son colocados en el vertedero en capas de 0,45 a 0,60 metros y compactados. Al final de un período de operación, normalmente un día, la altura puede alcanzar de 2,40 a 3,60 metros, cuando son recubiertos con una capa de 0,15 a 0,30 metros de suelo natural o materiales alternativos. Esta capa de cobertura diaria controla el vuelo de materiales residuales, elimina presencia de vectores sanitarios (ratas, moscas, etc.), mejora la estética y limita la filtración superficial.

El agua de la lluvia entra en el vertedero durante la colocación de los residuos, y también filtrándose a través de la capa de cobertura diaria. Por tanto los materiales utilizados y los métodos de ejecución de esta capa pueden limitar la cantidad de agua que entra en el vertedero. Según Tchobanoglous et al. (1993), varios tipos de materiales son utilizados para la cobertura intermediaria, como: mulch de residuos de jardín, suelo nativo típico, arena arcillosa, compost de residuos de jardín, compost de RU, recubrimiento geosintético de arcilla, arcilla; pero solamente los cuatro últimos son eficaces para limitar la entrada de aguas superficiales en el vertedero.

2.1.6.1.4.- Capa de cobertura final

La capa de cobertura final debe presentar características que le permitan resistir los efectos del asentamiento diferencial en el vertedero; soportar grandes variaciones climáticas; resistir la erosión; tener estabilidad frente a hundimientos, roturas, fallos de pendientes, deslizamientos; resistir a rupturas causadas por plantas y animales. Tiene como objetivos:

- Aislar los desechos de su entorno, o sea, impedir la salida de flujos no controlados y reducir la filtración de agua de lluvia para el interior del vertedero.

- Favorecer la escorrentía superficial; para tanto las pendientes no pueden ser demasiado suaves para no permitir encharcamientos ni retenciones de agua, ni tan poco demasiado elevadas, para no producir surcos ni canales de erosión.
- Controlar la salida de gas.
- Permitir la recuperación del lugar.

Como en el caso de la capa de sellado inferior, las recomendaciones o normativas varían entre los países, aunque exista una tendencia a utilizar capas compuestas, así como la colocación sobre los residuos, de una capa de arcilla compactada de al menos 0,45 metros de espesor para impermeabilizar, controlar la salida del gas y funcionar como capa soporte.

Fuente: Daniel, 1998

Figura 2.16. Componentes del sistema de cobertura final, según Daniel (1998)

De acuerdo con Daniel (1998), la cobertura final puede ser un sistema sofisticado constituido de varias capas puestas sobre la capa de suelo de regularización, como presenta la Figura 2.16. La capa superficial está compuesta de suelo vegetal no compactado, con espesor de 0,15 a 0,60 metros, que permite el desarrollo de la vegetación. A continuación se encuentra una capa de protección

formada de una mezcla de suelos; una capa de drenaje constituida de arena, gravas, geotextiles o geomallas; una capa de impermeabilización, compuesta de suelo compactado, geomembrana, o combinaciones de estos materiales; y una capa de drenaje de gases que puede ser de arena, geotextiles o geomalla.

2.1.6.2.- Sistemas de drenaje

En el vertedero son necesarios sistemas de drenaje para las aguas superficiales, el gas y el lixiviado, que deben seguir funcionando aun después de que el vertedero sea clausurado.

2.1.6.2.1.- Drenaje de aguas superficiales

El sistema de drenaje de aguas superficiales tiene el objetivo de eliminar, o reducir, la filtración superficial del agua proveniente de lluvias, escorrentías, arroyos intermitentes y manantiales artesianos. El agua superficial, además de ser la mayor fuente para el aumento del volumen de lixiviado, puede provocar erosiones. Según Tchobanoglous et al. (1993) el sistema de drenaje debe considerar:

- a) Recogida y desviación de las aguas superficiales fuera de la superficie del vertedero, en la menor distancia posible.
- b) Selección de rutas de canalización y drenaje, que arrastrarán las aguas con velocidades que eviten sedimentación.
- c) El uso de pendientes superficiales suficientes como para minimizar la desviación de la escorrentía superficial y minimizar la erosión superficial.
- d) Especificaciones para los materiales según las características del drenaje, que permitan el arreglo y reemplazo cuando se asiente el vertedero.

La Figura 2.17 presenta ejemplos de sistemas de drenaje superficial.

Fuente: Tchobanoglous et al., 1994

Figura 2.17. Ejemplos de sistemas de drenaje superficial. (a) canal trapezoidal recubierto, (b) canal en forma de "V" recubierto, (c) canal recubierto en forma de "V" curvo.

2.1.6.2.2.- Drenaje del gas

El drenaje del gas tiene como finalidad reducir las emisiones atmosféricas, minimizar emisiones olorosas, minimizar migración subsuperficial del gas y, en algunos casos, permitir la recuperación de energía a partir del metano. Tchobanoglous et al. (1993), clasifica los sistemas de control del gas en pasivos, cuando utilizan la presión del gas generado para controlar su flujo, y activos, cuando se crea un vacío parcial que origina un gradiente de presión hacia la chimenea de extracción.

Los sistemas de drenaje son constituidos por pozos de extracción, tuberías de recogida y transmisión e instalaciones de antorchas y/o incineración, y son utilizados tanto durante la explotación del vertedero como después de su clausura.

Los sistemas pasivos son utilizados en vertederos con volúmenes inferiores a 40.000 m³, con baja generación de biogás y que estén asentados en suelo de

baja permeabilidad, lo que permite controlar las migraciones del gas (Palma, 1995).

2.1.6.2.3.- Drenaje del lixiviado

El sistema para canalizar, recoger y conducir el lixiviado hacia el local de almacenamiento y tratamiento, diseñado y construido al inicio de la explotación del vertedero, se localiza dentro o encima de la capa de sellado inferior. Según Tchobanoglous et al. (1993), este sistema puede ser constituido de terrazas inclinadas o de instalación de tuberías en el fondo del vertedero.

Las terrazas son construidas en el fondo del vertedero con una pendiente transversal del 1 al 5%, que permite al lixiviado drenar hacia los canales de recorrida, con pendientes del 0,5 al 1,0% y que poseen tuberías perforadas.

En el sistema de tuberías en el fondo del vertedero, se inclina el fondo desde el 1,2 hasta el 1,8%, para permitir el drenaje, y se lo divide en tiras rectangulares con barreras de arcilla colocadas a distancias apropiadas. Colocándose los tubos longitudinalmente encima de una geomembrana, espaciados cada 6 metros y cubiertos con una capa de arena de 0,60 metros de espesor.

2.1.7.- Auscultación del vertedero

La auscultación de un vertedero debe acompañar tanto los efectos de este en el medio ambiente a su entorno, como el comportamiento de los desechos.

Con la observación de los efectos en el medio ambiente, a través del acompañamiento del estado de las aguas superficiales y profundas, del suelo y del aire en el área del vertedero, se puede evaluar los parámetros físico-químicos y biológicos.

Cuanto a los desechos, su comportamiento es acompañado a través de:

- Mediciones de desplazamientos horizontales y verticales: a través de observaciones topográficas (marcos superficiales), inclinómetros.

- Mediciones de asientos: totales y en cada capa de residuo, a través de placas, líneas continuas, micrómetros deslizantes.
- Mediciones de presiones internas: los piezómetros permiten medir las presiones provocadas por los líquidos y gases. Según Carvalho (1999), citando Cepollina et al. (1994), los piezómetros tipo Casagrande, en general presentan problemas debido a la presencia del gas, que por generar burbujas y/o elevación del volumen del lixiviado falsea las medidas de presión líquida. Por ello es aconsejable utilizar piezómetros tipo Vector, que permiten medir separadamente las lecturas del gas y del lixiviado.
- Mediciones de temperatura: utilizando termistancias para medir las temperaturas de los residuos en el interior del vertedero, y radiación de infrarrojos para medir la temperatura en superficie y establecer su distribución en la cara superior del sellado.

2.2. Propiedades geotécnicas básicas de los vertederos de residuos sólidos urbanos

2.2.1.-Introducción

Para el estudio de los residuos sólidos se utiliza métodos convencionales de prospección geotécnica: sondeos, ensayos penetrométricos, ensayos de placa de carga y métodos geofísicos, pero la interpretación de los resultados de ensayos lleva a muchas incertidumbres, porque todavía no existe un modelo conceptual de referencia de comportamiento de este material.

El interés por los ensayos in situ se debe a las dificultades en obtener muestras inalteradas, a parte de la poca representatividad de estas muestras. Los ensayos de penetración, tanto estáticos como dinámicos, permiten evaluar el efecto de la profundidad o de la edad o de ambas simultáneamente, pero no de forma separada. En estos ensayos los residuos se comportan como materiales granulares flojos (arenas/arenas limosas flojas a muy floja), (Sánchez-Alciturri, 2000a).

A continuación se presenta la revisión bibliográfica sobre el comportamiento geomecánico de los residuos urbanos, incluyendo las propiedades físicas y las propiedades mecánicas.

2.2.2.- Problemas geotécnicos generales asociados a los vertederos

Hay varios problemas geotécnicos asociados al diseño, la operación y el uso posterior de vertederos sanitarios, para los cuales son necesarios conocimientos fiables de las propiedades geotecnias de los residuos urbanos, con el objetivo de realizar análisis básicos.

Para Manassero et al. (1996), la cuantificación de las propiedades geotécnicas de los residuos es muy difícil, porque estas cambian mucho para cada vertedero, a causa de varios factores como por ejemplo:

- El hecho de que los residuos son heterogéneos y variables entre diferentes sitios geográficos.
- La dificultad en obtener muestras de tamaño relevante para ser representativa de las condiciones in situ.
- El hecho de no existir procedimientos aceptados de toma de muestras y ensayos para residuos.
- El cambio drástico de sus propiedades con el tiempo.
- La necesidad de personal con alto nivel de entrenamiento para la interpretación y entendimiento de las mediciones.

Según Espinace et al. (1990), los problemas geotécnicos fundamentales en un vertedero se refieren a la capacidad de soporte y a la alta compresibilidad debido al peso propio o sobrecarga. Además de problemas de deslizamientos. Estos autores citan como principales factores que afectan el comportamiento mecánico de los rellenos:

- La composición del residuo y espesor de la celda en el relleno.

- La humedad del residuo, capacidad de campo del relleno y humedad de saturación de la cobertura.
- La granulometría del residuo, la que incide en la degradación de la materia orgánica y la capacidad de los intersticios para almacenar humedad.
- El equipo usado en la compactación y densidades alcanzadas por los residuos y el material de cobertura.
- El tipo de material de cobertura y su espesor, lo que condicionará la evolución de la temperatura, humedad y el proceso anaeróbico entre otros factores.
- Las condiciones climáticas: pluviometría, temperaturas ambientales, evaporación, transpiración y congelamiento.
- El equipo de trabajo y metodología de rellenos empleados.
- La edad del vertedero, condición fundamental en su estabilidad.

De acuerdo con Walter (1992), con el aumento considerable de las alturas de los vertederos, algunos alcanzando hasta más de 100 metros, surgieron problemas graves de estabilidad con crecimiento del riesgo de roturas de taludes, roturas de base, etc. También la estructura del sellado inferior, con tantos materiales de propiedades geomecánicas diferentes, facilita la formación de planos de deslizamiento. Los fallos en el funcionamiento del drenaje o de los sellados causan cambios en el contenido de agua en el substrato, en las capas arcillosas de los sellados o en la base del cuerpo de los residuos, produciendo posibles planos de deslizamientos en varios niveles. Asimismo el tipo de material y el tratamiento de los residuos (trituración, compactación, empleo de material con ángulos de rozamiento mayores, etc.) influyen en la estabilidad de los taludes.

2.2.3.- Propiedades físicas

Las propiedades físicas de los residuos incluyen temperatura, humedad, peso específico, granulometría y permeabilidad. Además de las características específicas de los residuos, el vertedero posee muchos tipos diferentes de

constituyentes, que son normalmente muy porosos y no completamente saturados.

De acuerdo con Landva & Clark (1990), debido al relleno poseer constituyentes porosos, es necesario distinguir entre vacíos intrapartículas (o sea, dentro de ellas) y interpartículas (entre ellas). Es posible haber vacíos intrapartículas saturados o parcialmente saturados y vacíos interpartículas secos, y vice-versa.

Generalmente el residuo urbano es muy compresible, las propiedades como peso específico y permeabilidad deben ser determinadas como función de la porosidad, la cual por su vez es función del método de deposición, sobrecarga aplicada y edad del depósito.

2.2.3.1.- Temperatura

La descomposición de la materia orgánica de los residuos urbanos genera altas temperaturas, que pueden ser medidas con la instalación de termómetros en el interior de sondeos. Coumoulos et al. (1995) midieron temperaturas del residuo en cuatro fechas distintas, registrando al mismo tiempo, la temperatura del aire bajo sombra. Observaron una variación en la temperatura del residuo de 40°C a 60°C para las profundidades superficiales, y constataron que estas temperaturas no son afectadas por la variación estacional de la temperatura del aire. Ya para grandes profundidades la temperatura del residuo puede disminuir considerablemente (5°C a 15°C).

Yoshida et al. (1996), citados por Marques (2001), desarrollaran un modelo para evaluar la distribución de temperatura en el interior de vertederos, que considera los procesos de generación y transporte de calor debido a la descomposición de los residuos. Los autores concluirán que la descomposición aerobia de los residuos es responsable por las temperaturas elevadas en el interior del vertedero (60°C a 80°C), mientras que temperaturas más bajas, del orden de 50°C, son debidas a la descomposición anaerobia. Lo que confirma que las alteraciones de temperatura en el interior del vertedero pueden reflejar el nivel de descomposición biológica de los residuos.

2.2.3.2.- Humedad

La humedad es un factor esencial para la actividad de los microorganismos. En la fase inicial de descomposición, cuando todavía existe oxígeno entre los vacíos de los residuos, el proceso es aeróbico, produciendo dióxido de carbono. Para que ocurra la descomposición, una humedad considerada ideal es aquella cerca de la saturación, pues cuando está debajo de 40% puede limitar las reacciones biológicas, y debajo de 20% inhibe la descomposición (Machado Santos, 1997).

Según Mitchell et al. (1995), la humedad en los vertederos depende de la composición inicial del residuo, las condiciones climáticas locales, los procedimientos de operación del relleno, del sistema de drenaje de lixiviado, de la cobertura, la cantidad de humedad generada por el proceso biológico en el relleno y la cantidad de humedad retirada con los gases.

Para Manassero et al. (1996), es importante no olvidar que las capas de cobertura intermedia tienen una humedad diferente, normalmente mucho inferior aquella del residuo.

En el vertedero, la humedad puede variar significativamente entre un punto y otro, de ahí la importancia del perfil de humedad a lo largo de la profundidad, que puede ser obtenido a través de una sonda de neutros o secando las muestras, siempre a temperaturas inferiores a 75°C para evitar la combustión de los materiales volátiles. La humedad de los residuos urbanos es debida, principalmente, a las altas porcentajes de materia orgánica, los componentes inorgánicos generalmente presentan humedad debajo de 10% (Carvalho, 1999).

Gabr & Valero (1995), para un vertedero en Pennsylvania, presentan valores que van de 30%, cerca de la superficie, a más de 130% en grandes profundidades, el cual demuestra que la heterogeneidad del residuo puede producir zonas de notable variación de humedad con la tendencia de aumento general con la profundidad. Sin embargo, Coumoulos et al. (1995), detectaron que, para un vertedero en la ciudad de Atenas, encontraron que la humedad disminuye con la profundidad, de más de 60% para los 15 metros superficiales, para 40% a 30 metros de profundidad (Manassero et al., 1996).

Huitric (1981) y Tchobanoglous et al. (1994), *apud* Manassero et al., 1996, relatan que para la mayoría de los vertederos norteamericanos, la humedad está entre 15% y 40%, dependiendo de la composición del residuo, de la estación del año y de la humedad natural y condiciones atmosféricas, en especial la lluvia. En regiones donde la evapotranspiración excede la precipitación la humedad típica es cerca de 25%.

Su cálculo se puede realizar mediante los métodos de peso húmedo o peso seco:

Ecuación 2.1.
$$w_w = \frac{w_0 - w_1}{w_0} \quad \text{o}$$

Ecuación 2.2.
$$w_d = \frac{w_0 - w_1}{w_1}$$

Donde: W_0 = Peso inicial

W_1 = Peso seco, a temperatura de 60°C para no perder material volátil.

2.2.3.3.- *Peso Específico*

El peso específico varía a lo largo del vertedero y es difícil de determinar. Depende principalmente de la composición de los residuos, pero también está influenciado por el método de colocación de los residuos y de su compactación durante la ejecución del relleno; su envejecimiento y consecuente descomposición de la materia orgánica; la profundidad; la humedad; la disipación de poro presiones de líquidos y gases; y la consolidación de los residuos debido a colocación de nuevas capas.

De acuerdo con Manassero et al. (1996), el peso específico medio individual (γ_i) de los constituyentes de la basura depende del peso específico de la porción sólida de cada constituyente y de su porosidad y grado de saturación. En general el peso específico medio de n constituyentes es:

Ecuación 2.3.

$$\gamma_c = \frac{1}{\sum_i^n \frac{w_i}{w_c} \frac{1}{\gamma_i}}$$

Donde: γ_i = peso específico del constituyente i

w_i / w_c = peso del constituyente i como una fracción del peso total w_c de los constituyentes.

Cuando expuestos a agua, algunos constituyentes la absorben y su peso específico aumenta. El nuevo peso específico medio de los constituyentes es:

Ecuación 2.4.

$$\gamma'_c = \gamma_c \left[1 + \sum_i^n \frac{w_i}{w_c} \frac{\Delta \gamma_i}{\gamma_i} \right]$$

Donde: $\Delta \gamma_i$ = aumento en el peso específico del constituyente i .

Un posible rango de peso específico medio de los constituyentes puede ser determinado por combinación:

- a) Los materiales más leves y sus pesos específicos secos;
- b) Los materiales más pesados y sus pesos específicos húmedos.

Generalmente se considera que el peso específico aumenta con la profundidad. En verdad él aumentará con la compresión inmediatamente seguida de la aplicación de una presión de sobrecarga debido a la colocación de residuo. También puede aumentar con la compresión adicional que ocurre con el tiempo.

Según Cravalho (1999), citando König & Jessberger (1997), el peso específico presenta un amplio rango de variación, desde 3 kN/m³, para rellenos no compactados a poco compactados, hasta 17 kN/m³, para rellenos con alto grado de compactación. Pero en general, los valores medios están entre 9 y 12 kN/m³.

La Tabla 2.3 presenta valores medios para peso específico de residuo sólidos obtenidos por diversos autores y recopilados por Marques (2001).

Tabla 2.3. Peso específico de residuos urbanos

Peso específico de los residuos urbanos		
Características de los residuos	Peso específico (kN/m ³)	Referencia
Residuos no compactado	2,2 a 2,7	Merz & Stone (1962)
Residuos bien compactado	4,7 a 9,4	Sowers (1968)
Residuos no compactado	2,9	Schomaker (1972)
Residuos medianamente compactado	4,7 a 5,9	
Residuos bien compactado	8,8	
Residuos no compactado	3,1	Bromwell (1978)
Residuos medianamente compactado	6,2	
Residuos bien compactado	9,3	
Residuos bien compactado	6,6	Han et al. (1978)
Residuos poco compactado	5,5 a 6,9	Sargunan et al. (1986)
Residuos bien compactado	6,8 a 16,2	Landva & Clark (1986)
Residuos bien compactado	5,4 a 8,0	Watts & Charles (1990)
Residuos compactado	6,3 a 9,4	Oweis & Khera (1990)
Residuos (sin indicación sobre la compacidad del material)	7,2	Sharma et al. (1991)
Residuos bien compactado	9,9 a 10,9	Galante et al. (1991)
Residuos (sin indicación sobre la compacidad del material)	15,0	Richardson & Reynolds (1991)
Residuos mal compactado	3,0 a 9,0	Fasset et al. (1994)
Residuos medianamente compactado	5,0 a 8,0	
Residuos bien compactado	9,0 a 10,5	
Residuos de papel arrojados	5,0	Van impe (apub Manassero et al., 1996)
Residuos de papel triturados y compactados	8,0	
Residuos bien compactado (compactación dinámica)	10,0	
Residuos (sin indicación sobre la compacidad del material)	10,0 a 15,0	Zornberg et al. (1999)

Medianamente compactado: sólo tráfico de maquinaria

Bien compactado: maquinaria de compactación

Fuente: Marques, 2001

Se emplean varias técnicas para determinar el peso específico in situ, destacándose los ensayos en pozos, para 2 a 4 metros de profundidad, o zanjas, y aquellos que emplean radiaciones gama. Los ensayos de pozos consisten en pesar el material y determinar el volumen por medio de rellenar el hueco impermeabilizado con manta sintética. Pero ningunos de los métodos es preciso y

adecuado para residuos, de manera que las medidas presentan un grado de incertidumbre de 10 a 20% (Carvalho, 1999, citando Gotteland et al., 1995).

2.2.3.4.- Granulometría

En el caso de residuos sólidos urbanos es difícil emplear métodos mecánicos para la distribución de tamaño de partículas. Para una primera aproximación se puede seguir la curva de gradación para las varias partes contando con tamices equivalentes, llegando a curvas de gradación similares a las de suelo.

Es interesante notar la tendencia del material fino aumentar su cantidad con la edad de la basura, esto se explica por los diferentes estados de descomposición de la basura que está en suspensión.

Gabr & Valero (1995), citados por Manassero et al. (1996), demuestran que la combinación de análisis mecánica por tamiz y análisis lavando a cada tamiz, resulta en la forma padrón de curvas de distribución por tamaño de partículas. Las muestras de profundidad superficial indicaron distribución de partículas gruesas. La diferencia en la distribución de las partículas puede ser atribuida al alto grado de descomposición de las muestras profundas, la conglomeración de partículas en las muestras usadas en el análisis seco, y la diferencia entre los métodos seco y húmedo. Con base en estos resultados y por causa de la naturaleza cohesiva de la basura, se postula que el análisis húmedo produce resultados más exactos que el análisis seco.

2.2.3.5.- Permeabilidad

La permeabilidad es un parámetro importante en el diseño y operación de vertederos. Los valores publicados de permeabilidad de residuos pueden ser asociados con arena fina. Sufre influencia del método de relleno, grado de compactación, presión de sobrecarga, edad del residuo, etc. Por tanto debe ser valorada caso a caso. No obstante, parece ser que el valor de 10^{-5} m/s puede ser usado como una primera aproximación.

Su medida es obtenida, generalmente, en ensayos de laboratorio adaptados para residuos, y también in situ por medio de ensayos de pérdida de agua realizados

en pozos o en sondeos, ensayos en lisímetros, y en permeámetros de carga variable.

Tabla 2.4. Coeficientes de permeabilidad para RS

Coeficientes de permeabilidad para residuos urbanos			
Referencia	Peso específico (kN/m ³)	Coeficiente de permeabilidad (m/s)	Método de ensayo
Fungaroli et al. (1979)	1,1 - 4	1×10^{-5} - $2,0 \times 10^{-4}$	Determinación en lisímetros
Koriatos et al. (1983)	8,6	$3,15 \times 10^{-5}$ - $5,1 \times 10^{-5}$	Ensayo de laboratorio
Oweis et al. (1986)	6,45	1×10^{-5}	Estimativa de datos de campo
Oweis et al. (1990)	6,45	1×10^{-5}	Ensayo de bombeo
	9,4 - 15	$1,5 \times 10^{-5}$	Ensayo de campo con carga variable
	6,3 - 9,4	$1,1 \times 10^{-5}$	Ensayo en pozo
Landva & Clark (1990)	10,1 - 14,4	1×10^{-5} - 4×10^{-4}	Ensayo en pozo
Garb & Valero (1995)	-	1×10^{-7} - 1×10^{-5}	Ensayo de laboratorio
Blengino et al. (1996)	9 - 11	3×10^{-7} - 3×10^{-6}	Ensayo de campo en sondeos profundos (30-40 m) e con carga variable
Manassero et al. (1990)	8 - 10	$1,5 \times 10^{-5}$ - $2,6 \times 10^{-4}$	Ensayo de bombeo (15-20 m en profundidad)
Beaven & Powrie (1995)	5 - 13	1×10^{-7} - 1×10^{-4}	Ensayos de laboratorio con presión conf. de 0-600 kPa
Brandl (1990)	11 -14	7×10^{-6} - 2×10^{-5} (compact. rollo)	Ensayos de campo con carga variable
	13 -16	5×10^{-6} - 3×10^{-7} (compact. dinámica)	Ensayo en pozo
Brandl (1994)	9 -12	2×10^{-5} - 1×10^{-6}	Ensayo de laboratorio
	9 -12	5×10^{-4} - 3×10^{-5} (pre tratado)	
	13 -17	2×10^{-6} - 3×10^{-5} (muy compactado)	
Jessberger (1984)	Residuo mezclado	1×10^{-8} - 1×10^{-3}	Antes de compact. dinámica
	con escombros (ensayo I)	3×10^{-8} - 1×10^{-5}	Después de compact. dinámica
Jessberger (1984)	Residuo mezclado	4×10^{-6} - 4×10^{-3}	Antes de compact. dinámica
	con escombros (ensayo I)	1×10^{-7} - 1×10^{-4}	Después de compact. dinámica
Machado Santos et al. (1998)	14 - 19	1×10^{-7}	Ensayo <i>in situ</i> en sondeo
Blengino et al. (1996)	-	3×10^{-7} - $2,5 \times 10^{-6}$	Ensayo <i>in situ</i> en sondeo

Fuente: Carvalho, 1999

Según Gabr & Valero (1995), citados por Machado Santos (1997), las variaciones de permeabilidad de los residuos no siguen ninguna tendencia con relación al gradiente hidráulico o a la densidad, debido a la heterogeneidad de los residuos. Hasta cantidades pequeñas de material inerte dentro de las muestras pueden afectar mucho la permeabilidad medida. Curvas granulométricas indicando materiales gruesos, llevan a asociar elevadas permeabilidades.

Carvalho (1999) presenta coeficientes de permeabilidad para residuos sólidos publicados por varios autores y recopilados por König & Jessberger (1997) y añade los resultados obtenidos por Machado Santos et al. (1998) para el vertedero de Muribeca (Recife, Brasil) y por Blengino et al. (1996) para el vertedero Scarpino (Italia) (Tabla 2.4). El coeficiente de permeabilidad, en general, varía de 10^{-4} m/s a 10^{-6} m/s, compatibles con los valores obtenidos para arenas finas y limpias.

2.2.4.- Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de los vertederos, como tensión de corte, compresibilidad, dependen de la composición individual del residuo y de las propiedades mecánicas de sus constituyentes. Esto es debido a su composición bastante heterogénea que puede variar, no sólo de uno para otro, sino también a lo largo del tiempo, además de estar sometidos a diferentes procesos de alteración físicos, químicos y biológicos, que provocan profundos cambios en sus propiedades geotécnicas.

La interpretación de resultados de ensayos en residuos lleva a muchas incertidumbres, debido a falta de modelo conceptual de referencia de comportamiento de este material. Los análisis son normalmente hechos, a partir de modelos y métodos establecidos para suelos posiblemente con alguno refuerzo, pues la mayoría de los residuos es compuesta de partícula individual con una cierta interligación (láminas y cintas de plástico o textiles).

Entretanto existen diferencias significativas con los suelos: el índice de poros es muy alto, el cual implica en una compresibilidad volumétrica muy grande; las partículas son de naturaleza muy diferentes, algunas son débiles y muy

deformables. Existe un proceso de descomposición con el tiempo, el cual provoca una autoconsolidación, que no es común, y la variación de las propiedades con el tiempo.

2.2.4.1.- Resistencia

La resistencia de los residuos es de difícil determinación, los ensayos de laboratorio presentan problemas, tanto debido a la dificultad de ensayar muestras representativas, como porque la intercalación de residuos y tierras dificulta predecir el comportamiento del conjunto ensayando muestras pequeñas. Por tanto es más frecuente realizar ensayos in situ y análisis inverso de roturas reales (Sagaset, 1993b).

La resistencia al corte es un parámetro geotécnico muy importante en la descripción de las propiedades de los residuos sólidos urbanos. Como en la mecánica del suelo, se utiliza para los cálculos de diseño, el ángulo de corte o ángulo de rozamiento interno (ϕ), y la cohesión (c).

Según Manassero et al. (1996), para una aproximación general de la resistencia de corte estimada de los residuos sólidos urbanos, se realizan:

- Ensayos de laboratorio en condiciones TX.
- Cálculo inverso a partir de ensayos de campo y de registros de operación.
- Ensayos in situ.
- Ensayos de corte directo de grandes dimensiones.

2.2.4.1.1.- Ensayos de resistencia en laboratorio

De acuerdo con Sagaset (1993b), de los ensayos de corte y triaxiales de laboratorio realizados en residuos urbanos, se concluye que el comportamiento de los residuos compactados es muy dúctil, sin presentar una rotura por cortante definida, sino que la ley de tensión-deformación es no lineal, agotándose la capacidad de deformación de los sistemas de ensayo sin llegar a tensión constante.

Los ensayos de laboratorio pueden ser realizados en muestras del relleno reconstituidas, muestras con substituciones, y en muestras recogidas con tomamuestras. Se puede usar grandes celdas de compresión triaxial o grandes celdas de corte directo. Los conceptos derivados del comportamiento del suelo pueden ser utilizados para la interpretación de los ensayos realizados en residuos urbanos, así los conceptos de ángulo de rozamiento y cohesión son usados normalmente. Por otro lado, los residuos urbanos son generalmente no saturados. Entretanto, la interpretación de resultados de ensayos en situación no drenada sin cambio de volumen y $\phi = 0$, puede ser una aproximación muy irreal y un análisis de $c-\phi$, puede ser más adecuada (Sánchez-Alciturri et al., 1993a).

Para los problemas operacionales (análisis de estabilidad, etc.), los parámetros c y ϕ de acuerdo con los criterios de Mohr-Coulomb, son más confiables cuando definidos con base en el nivel de tensión admisible (trayectorias p-q-e variando con el nivel de deformación de corte).

La importancia de las trayectorias p-q-e en el caso de residuos urbanos, es por confirmar su comportamiento de tierra armada. De facto, componentes fibrosos de la basura como plásticos, textiles, ramas de madera, pueden actuar como refuerzo de la mezcla de residuos y, en este caso, contribuyen para el gaño en cohesión o resistencia, como ocurre en refuerzo de suelo. La mezcla de residuos puede ser considerada como un material compuesto, consistiendo de dos componentes: una matriz básica comprendida de granos finos y medios, como las partículas de suelo que presenta un comportamiento de rozamiento, y una matriz reforzada (Manassero et al., 1996).

Kockel & Jessberger (1995), mostraron que la resistencia de corte de la matriz básica es, primariamente, de rozamiento con un valor máximo de ϕ de 42° a 45° , solamente activado en deformaciones muy grandes y ligeramente influenciadas por el refuerzo de plásticos. La cohesión es particularmente dependiente de la matriz reforzada y puede ser definida como una cohesión debido a resistencia a la tracción de los componentes de refuerzo. La activación demanda grandes deformaciones y inicia cerca de $\epsilon=20\%$, cuando ϕ es casi completamente movilizado.

Los ensayos de corte directo en residuos son realizados con el objetivo de obtener los parámetros de resistencia de los residuos o, en algunos casos, la superficie de contacto entre fardos compactados de residuos (Van Impe, 1993; Del Greco y Oggeri, 1994). Este tipo de ensayo no reproduce el comportamiento real de los residuos en el vertedero, pero proporciona una aproximación inicial para procedimientos más cuidadosos.

Tabla 2.5. Ensayos de resistencia – parámetros de resistencia obtenidos

Ensayos de resistencia al corte - parámetros de resistencia obtenidos				
Referencia	Vertedero	c (kPa)	ϕ (°)	Observación
Lukas (1985)	Chicago (USA)	39,0	34,5	Ensayo triaxial CU
Landva & Clark (1990)	Edmonton (Canada)	23,0	24,0	Residuo triturado (corte directo)
	Blackfoot (Canada)	16,0	33,0	Residuo antiguo (corte directo)
		19,0	39,0	Residuo antiguo (corte directo)
	Hantsport (Canada)	0	36,0	Residuo antiguo (corte directo)
Jessberger & Kockel (1991)	-	22,0	46,0	Ensayo triaxial en probeta de gran dimensión ($\epsilon=20\%$)
Kölsch (1993, 1995)	-	0	26,4	Residuo nuevo (corte directo)
		0	17,7	Residuo antiguo (corte directo)
Del Greco & Oggeri (1993)	Chivasso (Italia)	16,0	21,0	$\gamma=5,0 \text{ kN/m}^3$ (corte directo)
		24,0	22,0	$\gamma=7,0 \text{ kN/m}^3$ (corte directo)
Garb & Valero (1995)	Pioneer Crossing (USA)	0 - 27,5	20,5 - 39,0	Residuo antiguo (corte directo)
		16,8	34,0	Residuo antiguo (ensayo triaxial CU)
Shimizu (1996)	Tokyo Port (Japan)	15,0 a 91,0	8,0 a 20,4	Residuo antiguo (ensayo triaxial CD)
		26,0 a 36,0	4,3 a 6,4	Residuo antiguo (ensayo triaxial UU)
		48,0 a 116,0	30,0 a 47,0	Residuo nuevo (corte directo)
Carvalho (1999)	Bandeirantes (São Paulo, Brasil)	42,0 a 60,0	21,0 a 27,0	Residuo antiguo (ensayo triaxial CD)

Fuente: Marques, 2001

En algunos aspectos el comportamiento de los residuos es similar al comportamiento de un material convencional como el suelo. En el caso de fardos compactados, son obtenidos altos ángulos de rozamiento en bajos niveles de tensión normal. En general los ángulos de rozamiento, tienen valores bajos debido principalmente, a la presencia de grandes cantidades de material plástico en los fardos ensayados. En el caso de residuos antiguos, los altos ángulos de

rozamiento y la cohesión son obtenidos debido a matriz de material mezclado (suelo–residuo) y también debido a los rangos de nivel de tensión.

Es evidente que la resistencia de corte de los residuos sólidos urbanos es altamente variable, dependiendo del tipo de material implicado y de muchos otros factores como: edad de los residuos, humedad, materia orgánica, grado de compactación, dimensión de partículas.

La Tabla 2.5 presenta una síntesis de los valores de resistencia al corte obtenidos para distintos tipos de residuos, recopilados por Marques (2001).

2.2.4.1.2.- Ensayos de resistencia in situ

Fueron hechos algunos intentos para estimar los parámetros de resistencia de corte de los residuos urbanos con el uso de ensayos in situ. Estos parámetros son normalmente usados en análisis utilizando la teoría de la mecánica del suelo convencional. Los ensayos más usados son los de penetración estática o dinámica y los ensayos de placa de carga.

Singh & Murphy (1990), Gifford et al. (1992) y Coumoulos et al. (1995), relataran los resultados de ensayos vane y SPT que se realizaron en varios vertederos. Hay que tener presente que el dispositivo vane es pequeño comparado con los constituyentes de los residuos urbanos, los datos de resistencia de corte obtenidos en este caso pueden no ser representativos de las condiciones en escala real. Para lograr resultados útiles en estos ensayos es necesario muestras de material homogéneo.

En el caso del ensayo SPT existe una considerable incertidumbre en determinar parámetros de resistencia basados en este tipo de ensayo, porque no existen publicadas correlaciones entre las resistencias en residuos sólidos urbanos y el número de golpes. Pero según Gifford et al. (1992), este ensayo es bastante útil en la verificación de los procesos de descomposición que ocurren en los residuos a grandes profundidades.

No obstante, ensayos de cono de penetración pueden, en algunos casos, ser útiles para la investigación del cuerpo del vertedero, por ejemplo: para localizar

cualitativamente áreas de residuos que reducen la estabilidad del vertedero. Los picos agudos en las mediciones de resistencia de punta, indican que el cono frecuentemente encuentra objetos rígidos. Consiguientemente se hacen lecturas relativamente erradas, pero se puede observar una tendencia general donde, en la mayoría de los casos, la resistencia de punta aumenta con la profundidad. Se puede ver que los residuos sólidos urbanos tienen comportamiento similar a los suelos en un rango de arcilla limosa a un limo arenoso.

Los ensayos de placa de carga son de difícil interpretación por el carácter estratificado del material. La rotura suele producirse por punzonamiento de la cobertura de tierras superficial, pero posteriormente, la carga puede seguir aumentando, con asientos crecientes, sin llegar a una verdadera rotura, siendo la limitación de asientos el criterio a aplicar (Sagaseta, 1993b).

La resistencia al corte de los residuos urbanos es tratada con conceptos de cohesión y ángulo de rozamiento, como en la mecánica del suelo tradicional. En muchos casos su comportamiento no puede ser descrito exactamente de acuerdo con una simple aproximación Mohr-Coulomb, principalmente por las deformaciones límites demasiado grandes durante el ensayo. Una manera más fiable para discutir los resultados puede consistir en trazar la resistencia de corte movilizada versus la tensión normal media, en un nivel bien definido de deformación, para un dado tipo y edad de los residuos sólidos urbanos. Los niveles de tensión-deformación, el tratamiento previo de los residuos y su edad son parámetros predominantes en la interpretación (Manassero et al., 1996).

2.2.4.2.- Compresibilidad

Para Sagaseta (1993b), el residuo es un material altamente deformable. En el vertedero la deformabilidad es reducida por la compactación y por el efecto de la intercalación de capas de tierra y residuo. Por tratarse de un material de estructura abierta y no saturado, la deformación es relativamente rápida. Sin embargo existe una deformación de compresión a lo largo del tiempo, debida a la descomposición de los residuos con generación de lixiviado y gas. Esta deformación diferida es independiente de la carga y se prolonga durante años.

Los mecanismos que gobiernan los asientos de los vertederos son muchos y muy complejos, mucho más que para los suelos, debido a la grande heterogeneidad del residuo, la deformabilidad de sus partículas y los grandes vacíos presentes en el inicio del relleno. De acuerdo con Manassero et al. (1996), varios autores (Sowers, 1973; Huitric, 1981; Gilbert & Merphy, 1987; Van Impe & Bouazza, 1996) resumen los principales mecanismos de asientos de residuos urbanos en:

- Compresión física, debido a mecanismos de distorsión, inclinación, compresión y reordenación.
- *Revelling*, debido a migración de partículas pequeñas en los vacíos existentes entre las partículas grandes.
- Comportamiento viscoso y fenómeno de consolidación envolviendo el esqueleto sólido y partículas sencillas o componentes.
- Asientos por descomposición debido a de los componentes orgánicos;
- Colapso de los componentes debido a cambios físico-químicos tales como corrosión, oxidación y degradación de componentes inorgánicos.

Según Edil et al. (1990), son muchos los factores que afectan la magnitud de los asientos, tanto bajo peso propio como bajo sobrecarga y se influyen entre sí, e incluyen:

- Densidad inicial o índice de poros de los residuos.
- Cantidad, en los residuos, de material con capacidad de descomponerse.
- Altura del relleno.
- Historia de tensiones (tratamiento durante y después de la colocación de basura).
- Nivel de lixiviado y fluctuación.
- Factores medioambientales, tales como humedad, temperatura y gases presentes o generados dentro del relleno.

La Figura 2.18 muestra el resumen de los factores que intervienen en la compresibilidad de los residuos sólidos presentado por Grisolia & Luciani (1995). Según estos autores el agua puede desarrollar un papel importante, no sólo sobre el comportamiento de los residuos como un conjunto, pero también sobre las características de deformabilidad de los elementos individuales. Un mayor o menor contenido de agua puede modificar las características intrínsecas de algunos materiales hidrosensibles como papel y sus derivados. El agua si encapsulada dentro de elementos permeables, puede regular sus procesos de deformación. Puede también modificar las condiciones ambientales locales, de las que depende la velocidad de los procesos de degradación de la materia orgánica.

Fuente: Grisolia & Luciani, 1995

Figura 2.18. Factores que intervienen en la compresibilidad de los residuos sólidos

La descomposición de la materia orgánica comporta necesariamente una reducción de volumen de los residuos, debido a una degradación de los

materiales que, inicialmente en estado sólido, se transforman en fluidos líquidos y gaseosos. De acuerdo con los autores el control de este proceso puede ser hecho, al menos en teoría, a través de las modificaciones que se averiguan en vertedero en términos de temperatura, características químicas y biológicas del lixiviado, cantidad y calidad del biogás, etcétera.

Para Huitric (1981) existen tres modelos de asientos para residuos sólidos urbanos:

- Consolidación: cambios en la presión efectiva.
- Retracción: descomposición de la materia orgánica.
- Compactación: sobrecarga.

Langer (2005) presenta un resumen de las definiciones de las diferentes fases del asiento según Bowders et al. (2000), Barriera et al. (2001) y Jessberg (2001), (Tabla 2.6.).

Tabla 2.6. Fases del asiento según diferentes autores

Fases del asiento de residuos sólidos		
Bowders et al. (2000)	Barrera et al. (2001)	Jessberger (2001)
Compresión física y <i>creep</i>	Compresión inicial, primaria y secundaria	compactación
<i>Reveling</i>	Compresión primaria y secundaria	compactación
Comportamiento viscoso y fenómenos de consolidación	Compresión primaria y secundaria	consolidación, compactación
Asiento por descomposición	Compresión secundaria	Encogimiento
Derrumbamiento de los componentes	Compresión secundaria	Encogimiento, compactación

Fuente: Langer, 2005

El ritmo de producción de asientos en el vertedero es variable con su edad, presentando velocidades de asiento que disminuyen con el tiempo, pero que en todo caso se mantienen perceptibles durante años. Al trazar la curva *asiento x logaritmo del tiempo* se aprecian dos tramos diferenciados. Este fenómeno es similar al que se aprecia en los estudios de consolidación de suelos naturales,

que distinguen dos etapas, consolidación primaria y secundaria, tratando cada una con diferentes expresiones matemáticas (Sánchez-Alciturri et al., 1993c).

Manassero et al. (1996), explican que generalmente el asiento final de los residuos sólidos presenta características irregulares. Inicialmente existe un asiento dentro de un o dos meses después de concluida la construcción, seguido de una cantidad substancial de compresión secundaria en un extenso período de tiempo. La tasa de asiento disminuye con el tiempo y con el aumento de la profundidad debajo de la superficie del relleno. Bajo el peso propio el rango típico de asientos de residuos es de 5% a 30% del espesor original, con la mayor parte de asientos ocurriendo en el primero o segundo año.

Grisolia et al. (1995) presentan una representación esquemática de las fases de deformación de los vertederos (Figura 2.19). Debido a que muchos de los elementos sólidos de los residuos son constituidos por materiales que pueden variar fácilmente de forma y de volumen sea por su gran deformabilidad intrínseca, sea por descomposición bioquímica, y considerando la composición media de los residuos, se puede suponer que en la fase inicial la disminución de volumen de los materiales fuertemente deformables y degradables es predominante sobre los otros materiales.

Fuente: Grisolia et al., 1995

Figura 2.19. Esquema de las fases de deformación de un vertedero

Fuente: Grisolia et al., 1995

Figura 2.20. Curva ideal de compresibilidad de residuos urbanos

La Figura 2.19a muestra que el contacto directo entre los elementos inertes estables podría ser limitado a pocos puntos. Bajo la acción de una carga exterior, serán los elementos muy deformables responsables por una notable disminución de volumen inicial. En esta fase los elementos inertes estables sufren grandes desplazamientos y tienden a gradualmente disponerse según una estructura definitiva. El contacto entre estos elementos todavía estará impedido por los materiales deformables y la materia orgánica. Las deformaciones continuarán altas y se prolongarán en el tiempo debido a deformación lenta a carga constante,

tipo "creep", y a la transformación de la materia orgánica (Figura 2.19b). Al final del proceso podrían ser restablecidos contactos más o menos directos entre los elementos inertes estables, lo que debería establecer un comportamiento similar al de suelo natural (Figura 2.19c). En base a estas consideraciones una curva ideal de compresibilidad puede ser representada por el diagrama de la Figura 2.20.

Según Sowers (1973), los asientos de residuos sólidos son similares a los de turba, en los cuales después de un asiento rápido e inmediato, ocurre un asiento adicional acompañado por un pequeño, o no excesivo, desarrollo de poropresión. Entretanto, distinto de los depósitos de turba, la compresión secundaria de los residuos sólidos posee un componente significativo de descomposición biológica. La tasa de asiento secundario, generalmente depende de la cantidad de agua disponible en el relleno, que es necesaria para facilitar la descomposición de los residuos.

La curva *deformación x tiempo* del esqueleto sólido del residuo, normalmente es estimada a través de la teoría de consolidación unidimensional, con el asiento total dividido en componentes primario y secundario. Para el análisis del asiento es necesario conocer el índice de compresión (C_c), o la razón de compresión (CR), para estimar el asiento primario. El índice de compresión secundaria (C_α), o el índice modificado de compresión secundaria ($C_{\alpha e}$), para estimar el asiento que ocurre después de completado el asiento primario, mientras el residuo está bajo una carga constante. Distinto de lo que ocurre en los suelos, la compactación o la compresión secundaria de los vertederos implica la contribución de la descomposición biológica o química de los sólidos, así como con el *creep*.

2.2.4.2.1.- Predicción de asientos

Las predicciones de asientos de los vertederos de residuos sólidos son difíciles debido a la naturaleza variable de la basura y sus características de descomposición, condiciones medioambientales a largo y corto plazo, y métodos de operación. Pueden ocurrir asientos adicionales imprevisibles, a distancias relativamente cortas, por deterioración o colapso de recipientes, aparatos, y materiales similares. Las predicciones de asientos pueden ser muy complicadas

para rellenos contruidos sobre cimentaciones compresibles, que pueden exhibir características complejas de asientos (Manassero et al., 1996).

Los modelos de la mecánica de suelo se adoptan generalmente en la práctica de ingeniería de rellenos para predecir el asiento de rellenos bajo carga superficial. Sowers (1973) fue el primero a usar el modelo básico de consolidación a base de mecánica de suelo para estimar el asentamiento de residuos sólidos. En su modelo la compresión a largo plazo asociada con el *creep* y los fenómenos de biodegradación es expresada en términos del índice de compresión secundaria $C\alpha_s$, en el cual una disminución en el índice de vacíos durante la compresión secundaria es relacionada con el tiempo transcurrido entre el tiempo inicial (t_1) y el tiempo final (t_2).

Los modelos empíricos intentan simular el comportamiento general del residuo ajustando los parámetros empíricos, que son específicos de cada sitio. Las funciones matemáticas comunes empleadas son la función logarítmica, la función de *creep* y la función hiperbólica (Yen & Scanlon, 1975). En el modelo de Yen & Scanlon (1975) la tasa de asiento decrece linealmente con el logaritmo del tiempo iniciando de cero hasta cerca de 200-300 meses. Entretanto, observaciones de rellenos antiguos muestran que los asientos siguen ocurriendo por largos periodos de tiempo (Coduto & Huitric, 1990; Dunn, 1993).

Sánchez-Alciturri et al. (1993b), presentan mediciones similares en etapas más recientes de un relleno, que muestran que la tasa de asiento no es lineal con el logaritmo de t , cuando se considera grandes periodos de tiempo ($\Delta t \geq 5$ -10 años). Por otro lado, para el rango de tiempo cubierto en las mediciones de Yen & Scanlon (1975), de 40 a 120 meses, las tasas de asiento concuerdan muy bien con los valores predichos por el modelo de Sowers (1973).

2.2.4.2.2.- Ensayos de laboratorio

Según Van Impe et al. (1996), hay pocos resultados publicados de mediciones en laboratorios de asientos de residuos urbanos, pero es posible simular en laboratorio un proceso de compresión unidimensional a través de compresión de

muestras del residuo en un aparato de ensayo especial, siendo posible escoger las dimensiones apropiadas de la muestra.

Landva & Clark (1990), comprimieron residuo antiguo, de edad desconocida, de diferentes locales en un consolidómetro con diámetro de 0,5 metros. Los resultados mostraron la alta compresibilidad de los residuos urbanos. Los valores de CR encontrados, en el rango de 0,2 a 0,5, dependen del nivel de tensión aplicada. Mientras que encontró $C_{\alpha\epsilon}$ en el rango de 0,2% a 3%, que aparentemente aumenta con el aumento del contenido orgánico.

Wardwell & Nelson (1981), presentaron los resultados de una serie de experimentos para determinar los efectos de la descomposición orgánica en la deformación de compresión. Ellos colocaron, en un consolidómetro bajo carga constante, dos muestras formadas de fibras de celulosa y arcilla caolinita mezcladas con agua. Una muestra con nutrientes, para promover actividad microbial, y la otra deficiente en nutrientes. Midieron la deformación de compresión por 190 días, observando que la deformación de asiento para la muestra con nutrientes fue más que el doble de la cantidad observada para la muestra deficiente en nutrientes. El asiento máximo observado aumentó con el aumento de contenido orgánico, de 25% de deformación para un contenido orgánico de 40%, para cerca de 55% de deformación para un contenido orgánico de 70%.

2.2.4.2.3.- Ensayos de campo

De acuerdo con Van Impe et al. (1993) *apud* Manassero et al, 1996, el comportamiento de compresión de residuos sólidos urbanos puede ser observado por medio de varios ensayos de campo, cada uno con su aplicación específica, tal como ensayo de placa de carga para capas superficiales, ensayos presiométricos para capas profundas, análisis espectral de ondas superficiales, y medidas directas de asiento total.

El asiento puede medirse en diferentes niveles del relleno de manera que la compresión de cada capa pueda ser analizada separadamente. El ensayo de placa de carga es normalmente realizado en cima del relleno después de la

clausura, una vez instalado el sello de cobertura. El objetivo es evaluar la capacidad del área del vertedero ser usada para construcción. En algunos casos se realiza los ensayos durante la operación del vertedero para analizar el comportamiento mecánico del residuo. Para ser significativos, algunos ensayos deben ser localizados en el área más débil del relleno y otros en la más resistente.

Otra adaptación del ensayo de placa es el ensayo en etapas (*skip test*). Para obtener resultados significativos del ensayo de carga en etapas se debe observar muchas precauciones en su ejecución. Watts y Charles (1990), describen el uso de este dispositivo para aplicar una tensión de aproximadamente 30 KPa a la superficie de los residuos, los cuales fueron puestos y compactados como la operación de un vertedero. Los resultados típicos muestran el asiento debido al peso propio del relleno y el asiento primario adicional debido a la carga superficial. Las curvas *tiempo x asiento*, de un vertedero, son complejas y compuestas de: asiento inmediato (minutos/día); asientos de pseudoconsolidación (semanas/meses); asiento de consolidación secundaria (primeros días); subsidencia a largo plazo (décadas). Normalmente en los ensayos en laboratorio y en la mayor parte de los ensayos de campo, los últimos dos fenómenos no son evaluados.

La naturaleza muy heterogénea de los vertederos y un rango muy ancho de densidades, son las causas del grande rango de compresibilidad, así para determinar predicciones fiables de asientos se debe realizar ensayos en el relleno. La compresión secundaria es probablemente alta, lo que hace necesario observar el asiento por un importante periodo de tiempo.

Boutwell & Fiore (1995), describen un caso con ensayos en el relleno completamente acompañado. Las placas de asiento fueron instaladas antes de colocar todo el material del relleno, por lo que se esperó un asiento rápido. El período de auscultación duró cerca de 13 meses. Los datos obtenidos de los ensayos indican que existe un componente del asiento que ocurre más rápido bajo la aplicación de una sobrecarga en el relleno, un segundo componente exhibió un comportamiento lineal, y posiblemente un tercero componente se inició

con cerca de 200 días de cargamento, exhibiendo también un comportamiento lineal pero con otra inclinación. Este último componente puede explicar la compresión debido la biodegradación de la basura.

Según Frantzis (1991), en el vertedero de Schisto (Atenas) 18% del asiento total ocurrieron en los primeros 6 meses. 65% de estos 18%, ocurrieron dentro de los primeros 3 meses, correspondiendo a 20% del espesor de residuos (una capa de 4 metros de espesor). Este fenómeno puede ser atribuido a los factores bioquímicos que inician su actividad después del primero período de disposición. El asiento total, alcanzado después de 10 años de auscultación, fue de 1,24 metros correspondiendo a 31% del espesor de residuos depositados.

En el vertedero de Meruelo (Cantabria) el asiento después de 3 años fue cerca de 0,38 metros, correspondiendo a 3% del espesor de residuos (15 metros) en capas de 2 metros, con una cobertura de 0,2 metros. 20% del asiento ocurrió durante los primeros 6 meses (Sánchez-Alciturri et al., 1993b).

Estas observaciones parecen confirmar la variación de $C_{\alpha\epsilon}$ con el espesor del depósito y con la posición (superficial o profunda) de la capa considerada.

2.2.4.3.- Capacidad Portante

La capacidad portante, la máxima carga que puede resistir el relleno sin sufrir deformaciones inadmisibles, es un factor importante cuando se desea utilizar el vertedero clausurado como suelo de cimentación. Sowers (1968) considera que su valor está entre 0,25 y 0,40 kg/cm², mientras que para Cartier & Balsdit (1983), citados por Sánchez-Alciturri et al. (1993), está entre 0,25 y 1,00 kg/cm².

Según Sowers (1968), el factor más significativo en la capacidad portante de vertederos, es el espesor relativo de la capa de cobertura. Cuando la cimentación es relativamente pequeña comparada con el espesor del suelo de cobertura, la cimentación puede punzonar a través de la capa superficial hacia el interior del relleno. Cuando la cimentación es algo mayor y el relleno no es significativamente menos débil que la cobertura, la rotura puede ocurrir por rotación de un segmento del suelo de cobertura y del relleno como un conjunto (Figura 2.21).

Determinar la capacidad portante del relleno en laboratorio es muy difícil debido a la dificultad de obtener muestras inalteradas o representativas. Por esto grande parte de los estudios están dirigidos hacia las experiencias de terreno, las cuales representan mejor la respuesta del vertedero. Dentro de éstas, las más conocidas están basadas en ensayos de placa de carga, cono dinámico, cono estático, ensayos presiométricos o mediciones de asentos en terreno, las cuales se relacionan con las características del propio relleno (Espinace et al., 1990).

Fuente: Sowers, 1968 apud Sánchez-Alciturri et al., 1993c

Figura 2.21. Mecanismos de rotura

Según Sánchez-Alciturri et al. (1993) para obtener informaciones a partir de ensayos de laboratorio es necesario conseguir muestras representativas y ensayos en aparatos de grandes dimensiones, por ello otra opción es realizar experiencias en terreno para obtener datos más cercanos a la realidad del relleno y establecer correlaciones con informaciones obtenidas en laboratorio. Las experiencias desarrolladas en terreno más conocidas son los ensayos de penetración y los ensayos de carga. Los ensayos de penetración más utilizados son los penetración dinámica y entre estos el penetrómetro Borros presenta algunas ventajas (simplicidad de manejo, economía y rapidez, ser muy utilizado en diferentes países), pero también se han ejecutado penetración estática (CPT) y piezocono. Cuanto a los ensayos de carga, se han realizado ensayos con placas de carga convencionales de diferentes diámetros y ensayos de grandes dimensiones y carga pequeña. De acuerdo con los autores, debido a la

heterogeneidad y deformabilidad de los residuos es aconsejable realizar ensayos con placas de grandes dimensiones y mediciones de asientos prolongadas.

Para Sowers (1968) las inspecciones visuales y los ensayos de placa de carga con placa pequeña, pueden sugerir impresiones equivocadas respecto a la capacidad portante del vertedero.

De acuerdo con Espinace et al. (1990), los resultados obtenidos en ensayos de cono dinámico, muestran que este ensayo es de gran utilidad para la determinación de la magnitud de los parámetros resistentes en función de la profundidad. La serie de puntos en un mismo sector arrojan resultados coherentes entre sí, lo que indica que la masa se comporta como un todo homogéneo, salvo en aquellos sectores en los que se encuentran residuos de características distintas a los residuos urbanos habituales. También se observa que los resultados en profundidad muestran tendencias que permiten deducir parámetros con criterios similares a los utilizados para suelos.

Repitiendo periódicamente los ensayos de cono dinámico, es posible contrastar los resultados obtenidos en diferentes ocasiones, lo que permite evaluar la variación de las características resistentes del vertedero en el tiempo o por un tratamiento de mejoramiento.

2.2.4.4.- Estabilidad de Taludes

Son varias las causas de los deslizamientos en vertederos. Tanto se puede producir, en los residuos, un aumento de solicitaciones por incremento del peso propio, como puede disminuir la resistencia al corte de los residuos a causa de la descomposición. Todo esto provoca una redistribución de esfuerzos cortantes en el relleno, que pueden llegar a ser excesivos para la resistencia intrínseca del material.

Cada plano donde se produce un cambio de material es susceptible a un posible deslizamiento o a una rotura. En los casos de una base inclinada existe el peligro de un deslizamiento del depósito entero o de partes de este. En taludes apoyados sobre una base horizontal poco resistente, se pueden producir roturas por la base.

En estos casos es necesario determinar la velocidad máxima de deposición, para conseguir una consolidación lenta del subsuelo (Walter, 1992).

Según Sánchez-Alciturri et al. (1993c), los deslizamientos más comunes presentan superficie de rotura aproximadamente circular (Figura 2.22 y Figura 2.23) En vertederos en altura, pueden ocurrir en dos casos:

- Cuando el relleno de residuos es inestable, el deslizamiento ocurre en el talud del vertedero, con círculos de rotura que pueden ser superficiales de pie o de talud (Figura 2.22a).
- Cuando el vertedero tiene altura excesiva y está cimentado sobre arcillas blandas, se puede producir una rotura general del suelo blando de cimentación causando una superficie de rotura de círculo profundo. (Figura 2.22b).

Fuente: Sánchez-Alciturri et al., 1993c

Figura 2.22. Deslizamientos en vertederos en altura

En los vertederos en vaguadas se pueden generar deslizamientos en las zonas:

- Exterior del vertedero: pueden ocurrir por inestabilidad del relleno dando lugar a círculos de rotura superficiales de pie o talud (Figura 2.23a).

- Interior del vertedero: la masa de residuo compactado sobre el terreno natural o sobre los sellos laterales, si éstos no son los adecuados (Figura 2.23b).

Fuente: Sánchez-Alciturri et al., 1993c

Figura 2.23. Deslizamientos en vertederos en vaguada

La estabilidad de estos taludes es evaluada, generalmente, por procedimientos geotécnicos convencionales. La mayor dificultad para el análisis es la selección de los parámetros resistentes a emplear en los métodos de cálculo.

Singh & Murphy (1990), cuestionan la utilización de los principios de la mecánica de suelos para evaluar la resistencia y estabilidad de residuos urbanos. Porque la teoría de Mohr-Coulomb puede no ser adecuada, ya que los residuos sufren grandes deformaciones sin llegar a rotura. Y también porque la incompatibilidad de esfuerzos de deformación que producen rotura por corte en residuos, indica que los análisis de estabilidad de un vertedero pueden estar relacionados más con sus asientos y capacidad de soporte de la cimentación, que con la rotura de talud (Sánchez-Alciturri et al., 1993c).

2.3. Modelos de evaluación de asientos de vertederos de residuos urbanos

Es necesario cuantificar los asientos que se producen y el tiempo que se extenderán, no sólo para el aprovechamiento de la capacidad real del vertedero, sino también de las previsiones a realizar durante la fase de diseño. Así mismo, la evaluación de los asientos tiene gran importancia a la hora de definir la posible utilización del vertedero en su fase de rehabilitación.

Los parámetros de compresibilidad de los residuos sólidos se pueden determinar a partir de ensayos de laboratorios, ensayos *in situ* o retro-análisis a partir de terraplenes experimentales. Una de las mayores limitaciones de los ensayos de laboratorio es no considerar la parcela del asiento debido a la descomposición del residuo, por el elevado tiempo necesario para la movilización de este mecanismo (Knochenmus et al., 1998). Cuanto a los ensayos *in situ*, los más utilizados son los ensayos de placa de carga, y el acompañamiento basado en equipos estratégicamente instalados en los vertederos. Los ensayos de placa de carga presentan limitación porque la zona de influencia del ensayo está limitada a las capas superficiales, implicando resultados no representativos.

Según Marques (2001) los asientos en vertederos son normalmente estimados considerando un mecanismo de consolidación unidimensional (aproximaciones elásticas o relaciones del tipo $e \times \log \sigma$). Pero la aplicación de estos modelos para los residuos es compleja debido a que:

- Los índices de compresión primaria y secundaria son función del índice de vacíos inicial, cuyo valor es variable y difícil de obtener
- Las relaciones del tipo $e \times \log \sigma'$ o $e \times \log t$ son frecuentemente no lineales, lo que provoca variación significativa de los índices de compresión C_c y C_α en función de las tensiones generadas en los vertederos
- Los asientos primarios son función de las tensiones efectivas, las cuales dependen del peso específico de los residuos y de los niveles de líquidos percolados, que también son parámetros de difícil evaluación.

Sivakumar Babu et al. (2010) y Pauzi et al. (2010), clasifican en cuatro grupos los modelos de asientos publicados en la literatura:

- Modelos a base de mecánica del suelo, como por ejemplo Sowers (1973), Bjarngard & Edgers (1990), Hossain & Garb (2005)
- Modelos empíricos, como los modelos de Yen & Scanlon (1975), Coumoulos & Koryalos (1997), Ling et al. (1998)
- Modelos reológicos, como es el caso del modelo de Gibson & Lo (1961)
- Modelos que incorporan la biodegradación, como ocurre con los modelos de Park & Lee (1997), Hettiarachchi et al. (2009), Marques (2001)

Mientras que Gourc et al. (1998), citados por Marques (2001), separan los modelos para la evaluación de la deformabilidad de los residuos sólidos en tres grupos:

- Modelos que consideran los asientos primarios y los de largo plazo (secundarios)
- Modelos que consideran solamente los asientos de largo plazo, o sea modelos que pueden ser utilizados para vertederos ya clausurados, donde se admite que ya ocurrió los asientos primarios
- Modelos que consideran solamente la componente de los asientos secundarios relativa a biodegradación de los residuos, no considerando la componente mecánica de los asientos a largo plazo.

A continuación se presenta una revisión de algunos modelos publicados en la literatura.

2.3.1.- Modelo de Gibson & Lo (1961)

Empleado en la evaluación de la compresión secundaria de turbas y suelos orgánicos, es un modelo reológico complejo compuesto por un muelle de Hooke en serie con un cuerpo de Kelvin (el cuerpo de Kelvin es constituido por un muelle

de Hooke en paralelo con un amortiguador de Newton), Figura 2.24. Edil et al. (1990) utilizaron este modelo para predecir el asiento total a largo plazo en residuos urbanos. El asiento es calculado por la ecuación:

Ecuación 2.5.
$$\Delta H = H\sigma_v \left[a + b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b}t} \right) \right]$$

Donde: ΔH = asiento

H = altura inicial de los residuos

a = parámetro de compresión primaria del residuo

b = parámetro de compresión secundaria del residuo

σ_v = tensión vertical

λ/b = tasa de compresión secundaria

t = tiempo a partir de la aplicación de la carga

Fuente: Favaretti & Maestrini, 1998

Figura 2.24. Modelo reológico de Gibson & Lo

Cuando la tensión vertical σ actúa sobre el modelo, el muelle de Hooke, con constante elástica a , se comprime instantáneamente (fase de compresión primaria). La compresión del cuerpo de Kelvin es retardada por la presencia del amortiguador hidráulico de Newton, con viscosidad λ/b . El amortiguador, que

inicialmente sostiene parte de la tensión σ , progresivamente la traslada al muelle puesto en paralelo. Al término del proceso, después de mucho tiempo, la tensión vertical σ es sostenida por los dos muelles (fase de compresión secundaria). Los valores de a , b y λ/b varían con el tipo de vertedero.

2.3.2.- Modelo de Sowers (1973)

El modelo de Sowers (1973) fue la primera propuesta para predecir los asientos de vertederos. Está basado en la teoría de consolidación de la mecánica del suelo. Considera que a parte de un primer asiento instantáneo debido a la compresibilidad volumétrica (con saturación parcial y elevada permeabilidad) y deformaciones elásticas, los asientos pueden ser descritos en dos fases.

En la primera fase (aproximadamente un mes) los asientos producidos por mecanismos mecánicos (incrementos de carga) pueden ser determinados a través de la teoría de la consolidación primaria, mediante una ley de tipo endométrico:

Ecuación 2.6.
$$\Delta H_1 = H \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma_0}{\sigma_0}$$

Donde: ΔH_1 = asiento al final de la consolidación primaria

H = altura inicial de los residuos

C_c = índice de compresión primaria

σ_0 = tensión vertical inicial en el relleno

$\Delta \sigma_0$ = incremento de tensión vertical

e_0 = índice de vacíos inicial

Un mes después de que fueran dispuestos los residuos empieza la segunda fase, donde los asientos a largo plazo resultantes de los cambios físico-químicos, de la degradación biológica y de la compresión mecánica secundaria, tienen un comportamiento más o menos lineal con el logaritmo del tiempo, similar a la compresión secundaria de suelos, y pueden ser calculados mediante la teoría de la consolidación secundaria por la ecuación:

Ecuación 2.7.
$$\Delta H_2 = H \frac{C_\alpha}{1 + e_0} \log \frac{t_2}{t_1}$$

Donde: ΔH_2 = asiento durante la consolidación secundaria al tiempo t_2

H = altura de los residuos al tiempo t_1 (30 días)

C_α = índice de compresión secundaria

e_0 = índice de vacíos

t_1 = tiempo de inicio de la consolidación secundaria

t_2 = tiempo final de estimación de asientos

Mientras que otros asientos, como los producidos por colapso, combustión o la interacción de varios otros fenómenos, no pueden ser estimados por este modelo.

Debido a las dificultades para obtener los coeficientes C_c y C_α , se puede despejar estos valores a partir de ensayos de carga para los asientos primarios y medición de la deformabilidad del relleno para los asientos secundarios, realizados en vertederos reales.

Palma (1995) presenta los gráficos propuestos por Sowers con la relación de los parámetros C_c y C_α con el índice de vacíos a partir de informaciones de vertederos reales, en los que están añadidas informaciones recopiladas por Cartier & Baldit (1983), Figura 2.25. Pero considera que estos gráficos no son de utilidad práctica debido a la dificultad para determinar el índice de vacíos (e_0) en un vertedero. Por ello presenta como solución adoptar como parámetros las siguientes expresiones:

Ecuación 2.8.
$$C'_c = \frac{C_c}{1 + e_0}$$

Ecuación 2.9.
$$C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_0}$$

Fuente: Palma, 1995

 Figura 2.25. Valores típicos de C_c y C_α

Los valores de C_c y C_α definen la pendiente de la ley semilogarítmica del índice de vacíos versus log de tiempo ($e - \log t$), los valores C'_c y C'_α corresponden a una curva semilogarítmica de deformación unitaria versus log de tiempo ($\varepsilon - \log t$). De esta manera para calcular los asentamientos primarios se adopta la ecuación:

Ecuación 2.10.
$$\Delta H_1 = C'_c H \log \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma_0}{\sigma_0}$$

Mientras que para los asientos secundarios se utiliza la ecuación:

Ecuación 2.11.
$$\Delta H_2 = C'_\alpha H \log \frac{t_2}{t_1}$$

Para Palma (1995) el modelo de Sowers presenta limitaciones:

- Utilizar la teoría de consolidación de Terzaghi-Frolich implica aceptar sus hipótesis, entre las cuales la de saturación completa, que es de dudoso cumplimiento en el seno de un vertedero controlado.
- Si se descarta la teoría de consolidación primaria, hay que considerar que tanto la ley asiento final–carga como la ley asiento secundario–tiempo son dos ecuaciones empíricas sin base teórica contrastada en suelos, y menos en residuos.
- Además con vista a su aplicación práctica, el modelo sólo permite la predicción de asientos para fechas determinadas, pues predice para los asientos lentos un proceso de desarrollo indefinido, y también el asiento “final” se hace infinito.

2.3.3.- Modelo de Yen & Scanlon (1975)

Los autores hicieron un estudio de los asientos medidos en tres vertederos de California con espesor entre 6 y 38 metros por un periodo de nueve años. El modelo se aplica solamente a los asientos secundarios (largo plazo). La tasa de asiento, que decrece linealmente con el logaritmo del tiempo, es calculada por:

Ecuación 2.12.
$$m = \frac{\Delta H}{\Delta t}$$

Ecuación 2.13.
$$t_1 = t - \frac{t_c}{2}$$

Donde: m = tasa de asiento

ΔH = asientos medidos

Δt = intervalo de tiempo entre lecturas

t = tiempo del inicio de la construcción hasta la lectura

t_c = tiempo de construcción del relleno

Por medio de la edad media del relleno (parámetro t_1) el modelo considera en el análisis de la tasa de asiento los periodos de construcción de los vertederos, que al ser normalmente prolongados, deben ser observados en la evaluación del comportamiento del relleno. En la Figura 2.26 se puede ver la representación de la definición de la edad media del relleno (parámetro t_1), que es estimada por la siguiente ecuación:

Fuente: Yen & Scanlon, 1975

Figura 2.26. Definición de la edad media del relleno, t_1

Los autores sugieren la relación:

Ecuación 2.14.
$$m = a - b \log t_1$$

Donde los parámetros a y b varían con el espesor del relleno (H) y con el tiempo de construcción del macizo (t_c). La tasa de asiento disminuye con el tiempo, tornándose nula después de 200-300 meses. Entretanto, observaciones de

rellenos antiguos muestran que los asientos siguen ocurriendo por largos periodos de tiempo (Coduto y Huitric, 1990; Dunn, 1993).

En general la tasa de asiento aumenta con el espesor del relleno, pero para los casos estudiados a partir de un espesor de aproximadamente 30 metros la tasa de asiento no se altera significativamente. Esto, probablemente, es debido a que la descomposición anaerobia en esta profundidad es más lenta que la aerobia que ocurre en la superficie.

Fuente: Marques, 2001

Figura 2.27. Variación de la tasa de asiento con la altura y la edad media del relleno (Sohn & Lee, 1994)

Sohn & Lee (1994), citados por Marques (2001), a partir de los datos de Yen & Scanlon (1975) presentaron un estudio para la definición de los parámetros a y b del modelo, en función de la altura del relleno (H_f). Para la franja de alturas analizadas encontraron una relación lineal entre los parámetros a y b y la altura del relleno según las siguientes ecuaciones, como representadas en la Figura 2.27, donde la tasa de asiento (m) está en pies/mes, la altura del relleno (H_f) está medida en pies y la edad media del relleno está medida en meses.

Ecuación 2.15. $a = 0,00095 H_f + 0,0323$

Ecuación 2.16. $b = 0,00035 H_f + 0,0167$

Considerando la altura del relleno (H_f) medida en metros, se obtienen los siguientes valores para las ecuaciones:

Ecuación 2.17. $a = 0,00095 H_f + 0,0985$

Ecuación 2.18. $b = 0,00035 H_f + 0,00509$

2.3.4.- Modelo de Bjarngard & Edgers (1990)

Los autores subdividieron la compresión secundaria en dos subfases, por el ajuste de dos líneas consecutivas, e introdujeron el coeficiente de compresión secundaria intermedia ($C_{\alpha1}$) y un coeficiente final de compresión secundaria ($C_{\alpha2}$). De esta manera los asientos ocurren en tres fases (Figura 2.28):

- Fase inicial: asientos rápidos por compresión mecánica de los residuos
- Compresión secundaria intermedia: asientos debido a iteraciones mecánicas
- Compresión secundaria de largo plazo: se añade a los mecanismos de la fase anterior los efectos de la biodegradación de los residuos, lo que provoca tasas de asientos más elevadas.

Los valores del coeficiente de compresión secundaria intermedia ($C_{\alpha1}$) están entre 0,003 y 0,038 y los del coeficiente de compresión secundaria ($C_{\alpha2}$) entre 0,017 y 0,51. El modelo es expresado por la siguiente ecuación.

Ecuación 2.19.
$$\frac{\Delta H}{H} = C_c \log \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} + C_{\alpha1} \log \frac{t_2}{t_1} + C_{\alpha2} \log \frac{t_3}{t_2}$$

Donde: ΔH = asiento

H = altura inicial de la capa analizada

σ_0 = tensión vertical efectiva inicial en el medio de la capa analizada

$\Delta\sigma$ = incremento de tensión vertical en el medio de la capa analizada

t_1 = tiempo, en días, para conclusión de la compresión inicial

t_2 = tiempo, en días, para conclusión de la compresión intermedia

t_3 = tiempo, en días, para el cual se hace la predicción de asiento

C_c = coeficiente de compresión primaria

$C_{\alpha 1}$ = coeficiente de compresión secundaria intermedia

C_{α} = coeficiente de compresión secundaria de largo plazo

Fuente: Marques, 2001

Figura 2.28. Modelo de Bjarngard & Edgers (1990)

2.3.5.- Modelo de Edil et al. basado en Función de Potencia (1990)

El modelo utiliza una función de potencia para reproducir los fenómenos de compresión secundaria de los residuos, según la ecuación:

Ecuación 2.20.
$$\Delta H = H \sigma_v m \left(\frac{t}{t_r} \right)^n$$

Donde: ΔH = asiento

H = altura inicial de residuos

σ_v = tensión vertical

m = compresibilidad de referencia (de $1,6 \times 10^{-5}$ a $5,8 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$)

n = tasa de compresión (de 0,50 a 0,67)

t = tiempo desde la aplicación de la carga

t_r = tiempo de referencia (1 día, en el estudio original)

El parámetro m es específico de cada vertedero y n es la tasa de compresión que varía con respecto a edad y condiciones de colocación de los residuos. Los autores utilizaron esta propuesta en cuatro vertederos. No se observaron tendencias de comportamiento para los parámetros del modelo en relación a las presiones verticales actuantes o a las tasas de asiento.

2.3.6.- Modelo exponencial de Gandolla et al. (1992)

Los autores observaron el desarrollo de asientos de residuos en lisímetros con diámetro de 1 metro y altura de 3 metros, con el objetivo de establecer una función de ajuste para representar los asientos en función del tiempo, considerando como condición inicial asientos nulos y como condición final asientos tendentes a un valor asintótico. Verificaron buena concordancia de los resultados con ecuaciones exponenciales decrecientes, proponiendo para la predicción del asiento la ecuación:

Ecuación 2.21.
$$\frac{\Delta H}{H} = a(1 - e^{-kt})$$

Donde: ΔH = asientos

H = espesor inicial del relleno

a = constante

k = constante

t = tiempo de estimación de los asientos

De las curvas asiento-tiempo obtenidas en el lisímetro los autores obtuvieron los valores de a y k , mediante ajustes por mínimos cuadrados. Los asientos medidos son algunas veces mayores que los valores manejados normalmente, probablemente debido a la falta de compactación de los residuos en los ensayos,

pues la propuesta mostró buena adherencia con la compresión de residuos urbanos triturados sometidos solamente a peso propio (compresión secundaria).

Los autores sugirieron la aplicación del concepto de superposición de efectos para el cálculo del asiento total del vertedero. De esta manera, el asiento de cada capa es calculado individualmente, teniendo por base el tiempo transcurrido desde su deposición, siendo el asiento final el resultado de la suma de las contribuciones individuales de cada capa.

2.3.7.- Modelo de Edgers et al. basado en la “Rate Process Theory” (1992)

Los autores propusieron la utilización de un modelo para estimar la deformación de largo plazo (compresión secundaria), considerando los procesos de compresión mecánica y de biodegradación de los residuos. La compresión mecánica es evaluada con el uso de un modelo de tres parámetros, teniendo por base la “Rate Process Theory” normalmente utilizada para describir la deformación de suelos (Singh & Mitchell, 1968). Esta formulación fue desarrollada inicialmente para simular solamente la compresión secundaria, pero los autores la utilizaron en vertederos en operación, donde la compresión primaria también está presente. Así se puede afirmar que tal formulación involucra la compresión primaria y la secundaria en una misma ecuación:

$$\text{Ecuación 2.22.} \quad \varepsilon = \varepsilon_1 + Ae^{\alpha D} \frac{t_1}{(1-m) \left[\left(\frac{t}{t_1} \right)^{1-m} - 1 \right]} \quad \text{para } m \neq 1$$

$$\text{Ecuación 2.23.} \quad \varepsilon = \varepsilon_1 + Ae^{\alpha D} t_1 \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \quad \text{para } m=1$$

Donde: A , α y m = parámetros del modelo

t = tiempo transcurrido

D = tensión vertical efectiva (σ_v')

ε = deformación (asiento partido por altura del relleno)

ε_1 y t_1 = valores de referencia ($\varepsilon_1=0$ y $t_1 = 1$ día, valores adoptados en el estudios)

La parte relativa a la biodegradación se basó en la curva típica de crecimiento de bacterias, la cual representa un periodo inicial de crecimiento bajo o nulo, seguido de una fase de desarrollo rápido y exponencial. Y a continuación una fase estacionaria, observada cuando se alcanza la población máxima, declinado y alcanzando por fin una fase terminal. Así los autores sugirieron el uso de la siguiente formulación, para los casos donde los residuos presenten elevadas tasas de descomposición, añadida a las otras ecuaciones representativas del proceso de compresión mecánica:

Ecuación 2.24.
$$\Delta H_{bio} = H B [e^{\beta(t-t_k)} - 1]$$

Donde: ΔH_{bio} = asiento debido a la degradación de los residuos

H = altura del terraplén

t = tiempo para el cual se hace la predicción de asientos

t_k = tiempo crítico a partir del cual la tasa de asientos es acelerada por los procesos de descomposición

β y B = factores que consideran, respectivamente, la actividad biológica de los microorganismos presentes y un factor de escala del proceso de deformación en relación al efecto de descomposición de los residuos debido a la cinética de crecimiento de las bacterias. A partir de retro-análisis con los datos de observación de vertederos, fueron obtenidos valores de β entre 0,1223 y 1,267 (Williams, 1991).

2.3.8.- Modelo Meruelo (1994)

El modelo tiene por base el proceso de pérdida de masa de los materiales degradables que ocurre en la fase anaerobia, la cual es condicionada por la tasa de hidrólisis de la materia orgánica presente en los residuos. Los fenómenos de pérdida de masa y consiguiente pérdida de volumen a lo largo del tiempo pueden ser asociada a los asientos (ΔH) esperados.

La dificultad para determinar la cota de superficie al inicio del proceso de degradación, que es aún más grande cuando se trata de vertederos, en los que la degradación se inicia cuando aún se están aportando residuos, hace adecuado

expresar los asientos en términos de descenso con respecto a un momento determinado considerado como inicial. En las condiciones reales los asientos en un vertedero se obtienen con respecto a una primera nivelación realizada en un momento $t_0 > T_c$, según la siguiente ecuación:

Ecuación 2.25.
$$\Delta H = \alpha H COD \left[1 - \frac{1}{k_h T_c} (e^{-k_h(t-T_c)} - e^{-k_h t}) \right]$$

Donde: ΔH = asientos (mm)

α = coeficiente de pérdida de masa transformada en asientos

H = espesor del relleno (mm)

COD = contenido de materia orgánica biodegradable de los residuos sólidos (tanto por uno)

T_c = tiempo de construcción del relleno (días)

k_h = coeficiente de hidrólisis (días^{-1})

t = tiempo al cual se quiere predecir los asientos (días)

El modelo es válido solamente para la predicción de los asientos a largo plazo bajo acción de los procesos de descomposición (compresión secundaria debido a la biodegradación de los residuos).

El coeficiente α se considera constante y característico del tipo de vertedero y de residuos depositados. Contando con medidas reales de asiento se puede estimar el coeficiente α e incluso ajustar otros valores como el coeficiente de hidrólisis k_h .

Como las interpretaciones de los asientos reales de un vertedero se pueden confrontar con las predicciones realizadas a partir de los modelos propuestos en términos de velocidad de asientos, derivando la ecuación 2.25 se obtiene la ecuación de la velocidad de asientos:

Ecuación 2.26.
$$v = \frac{\alpha H COD}{T_c} e^{-K_h t} (1 - e^{K_h T_c})$$

Donde: v = velocidad de asientos (mm/día)

t = tiempo al cual se quiere predecir la velocidad de asientos

2.3.9.- Modelo de Coumoulos & Koryalos (1997)

Los autores propusieron una ecuación para predicción de asientos de vertederos a largo plazo basada en la atenuación de las tasas de deformación vertical que ocurre con el tiempo, admitiendo una relación lineal entre la compresión secundaria y el logaritmo del tiempo, según las siguientes ecuaciones:

Ecuación 2.27.
$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H} = C'_\alpha \log \left(\frac{t}{t_1} \right)$$

Ecuación 2.28.
$$\frac{\Delta \varepsilon}{\Delta t} = \frac{0,434 C'_\alpha}{t}$$

Donde: ε = deformación secundaria (asiento partido por la altura del relleno)

C'_α = Coeficiente de compresión secundaria

t y t_1 = tiempos transcurridos, en la curva de compresión secundaria, después de la clausura del vertedero

$\Delta \varepsilon / \Delta t$ = tasa de deformación vertical

El tiempo inicial (t_0), a partir del cual son establecidos los tiempos t_1 y t , corresponde a clausura del vertedero. Los autores analizaron varios resultados de la literatura y encontraron coeficientes de compresión secundaria (C'_α) variando entre 0,02 y 0,25, con la gran mayoría presentando valores próximos de 0,07.

La ventaja principal de este modelo consiste en que los datos de puntos diferentes sobre el terraplén con características diferentes pueden ser agrupados y comparados.

2.3.10.- Modelo de Park & Lee (1997)

Los autores propusieron un modelo de asiento de vertedero a largo plazo basado en dos componentes: compresión mecánica y compresión debido a biodegradación. La deformación debido a la componente mecánica es expresada en función del logaritmo del tiempo, mientras que la deformación debida a

biodegradación está basada en el proceso de hidrólisis que es responsable por la solubilización de los materiales.

La tasa de asiento es considerada como la cantidad de hundimiento que es directamente proporcional a cantidad de sólidos solubles. La solubilización de materiales orgánicos generalmente es expresada usando las reacciones cinéticas de primer orden. Sin embargo, la determinación de los coeficientes cinéticos o las constantes de hidrólisis así como su variación con condiciones ambientales, es difícil. El modelo de asiento puede ser expresado por la siguiente ecuación:

Ecuación 2.29.
$$\varepsilon_{dec} = \varepsilon_{tot-dec}(1 - e^{-kt})$$

Donde: $\varepsilon_{tot-dec}$ = compresión total pasible de ocurrir debido a biodegradación de los residuos, siendo dependiente de la cantidad de materia degradable presente en los residuos

k = tasa de deformación que ocurre debido a descomposición de los residuos

t = tiempo transcurrido después del inicio de los procesos de descomposición

En pruebas realizadas en lisímetros, utilizando la recirculación de los líquidos percolados (condición favorable a la descomposición) fueron obtenidos valores de 0,072 y 2,37 año⁻¹, para los parámetros $\varepsilon_{tot-dec}$ y k , respectivamente. Mientras que sin la recirculación (condición menos favorable a descomposición) los valores para los mismos parámetros fueron de 0,061 y 1,750 año⁻¹, respectivamente.

2.3.11.- Modelo de Ling et al. basado en Función Logarítmica y Hiperbólica (1998)

Los autores propusieron funciones logarítmicas e hiperbólicas para reproducir curvas de asientos observados. Para el caso de las funciones logarítmicas, los asientos pueden ser evaluados partiendo de integración de la ecuación de Yen & Scanlon (1975), admitiendo como tiempo inicial (t_0) el tiempo del inicio de las mediciones de asiento:

Ecuación 2.30.
$$\Delta H = [a - b(\log t - 1)]t$$

Donde a y b son parámetros del modelo y t es el tiempo transcurrido después del inicio de las mediciones.

Los autores también propusieron una ecuación logarítmica para la predicción de asientos futuros:

Ecuación 2.31.
$$\Delta H = a' - b' \log t$$

Donde a' y b' son parámetros del modelo y t el tiempo definido como en la ecuación anterior.

En cuanto a las funciones hiperbólicas, los autores propusieron una ecuación hiperbólica para calcular el asiento en un tiempo dado cuando el asiento final del terraplén es conocido. Como en los modelos basados en funciones logarítmicas, esta propuesta incluye en una única ecuación los asientos primarios y secundarios, siendo el tiempo inicial (t_0) el del inicio de las mediciones de asiento.

Ecuación 2.32.
$$\Delta H = \frac{t}{\frac{1}{\rho_0} + \frac{t}{\Delta H_{ult}}}$$

Donde: ΔH = asiento

ρ_0 = tasa de asiento inicial ($\Delta H / \Delta t$)

ΔH_{ult} = asiento final esperado (tiempo infinito)

t = tiempo desde la aplicación de la carga

Para verificaren la aplicabilidad del modelo los autores utilizaron datos de tres vertederos (Spadra, Wisconsin y Meruelo), que resultó en elevada adherencia, con coeficientes de correlación (R) entre 0,93 y 0,99.

2.3.12.- Modelo de Marques (2001)

El autor desarrolló un modelo reológico para representar mecanismos de compresión primarios y secundarios, gobernados por leyes propias y parámetros reológicos con significado físico, explicitando el parámetro tiempo y representando

la degradación del residuo. El modelo incorpora y combina en su formulación y estructura leyes propias para cada mecanismo de compresión involucrado, provenientes y adaptadas de soluciones existentes. Considera tres mecanismos de compresión:

- Compresión mecánica primaria: incorpora las deformaciones debidas al incremento de tensiones verticales. Esta componente está basada en la teoría de la consolidación primaria de suelos, como utilizada y discutida por Sowers (1973).
- Compresión mecánica secundaria: incorpora las deformaciones debidas al peso propio y cargamentos externos. Adapta el modelo de Gibson & Lo (1961), para asociar los incrementos de tensión vertical a los tiempos de aplicación de carga y para reproducir el proceso de compresión de residuos no saturados.
- Compresión biológica secundaria: incorpora las deformaciones debidas al proceso de degradación de los residuos. Se basa en el modelo de Park & Lee (1997), que asocia la tasa de solubilización de la materia degradable de los residuos al proceso de pérdida y transformación de masa y consiguientes asientos secundarios, adaptando el parámetro tiempo para que su inicio fuera en el instante de colocación del residuos en el relleno.

Este modelo es representado por la asociación en serie de tres cuerpos reológicos (Figura 2.29), los dos primeros dependientes de las tensiones aplicadas y el tercero que no depende de estas tensiones:

- i. Relativo a compresión mecánica primaria: un elemento generalizado de Hooke representado por un muelle de constante elástica C_c
- ii. Relativo a compresión mecánica secundaria: un cuerpo de Kelvin, representado por la asociación de un elemento de Hooke (muelle de constante elástica b) y un elemento de Newton (amortiguador de viscosidad c)

- iii. Relativo a compresión biológica secundaria: asociación en paralelo de un elemento de compresión finita (deformación biológica máxima E_{dg}) y un amortiguador de viscosidad d .

Fuente: Marques, 2001

Figura 2.29. Representación del modelo de Marques (2001)

El parámetro tiempo tiene distintas definiciones para las componentes de compresión secundaria mecánica y biológica. Según el autor la aplicación del modelo para predicción de asientos de vertederos está directamente asociada a consideración de la secuencia constructiva del relleno y de las apropiadas hipótesis de tiempo en las componentes de compresión que dependen de este parámetro.

$$\text{Ecuación 2.33.} \quad \varepsilon = \frac{\Delta H}{H} = C'_c \log \left(\frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0} \right) + \Delta \sigma b (1 - e^{-ct'}) + E_{dg} (1 - e^{-dt''})$$

Donde: ε = deformación

ΔH = asiento

H = altura de la columna de residuos

C'_c = coeficiente de compresión mecánica primaria

σ_0 = tensión vertical inicial

$\Delta\sigma$ = incremento de tensión vertical

b = coeficiente de compresión mecánica secundaria

c = tasa de compresión mecánica secundaria

E_{dg} = compresión total debido a degradación de los residuos

d = tasa de compresión biológica secundaria

t' = tiempo a partir de la aplicación de la carga

t'' = tiempo a partir de la colocación de los residuos

2.3.13.- Modelo de Hossain & Garb (2005)

Los autores desarrollaron un modelo para predicción de asientos a largo plazo, basado en resultados experimentales. No incluye la compresión mecánica bajo la tensión aplicada y/o la presión debido al peso propio. Debido a biodegradación, la masa orgánica sólida se convierte en gas aumentando el índice de vacíos con un subsecuente incremento del asiento de los residuos.

Ecuación 2.34.
$$\frac{\Delta H}{H} = C_{ai} \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) + C_{\beta} \log \left(\frac{t_3}{t_2} \right) + C_{af} \log \left(\frac{t_4}{t_3} \right)$$

Donde: C_{ai} = índice de compresión, que es una función del nivel de tensión y del grado de descomposición ($\cong 0,03$)

t_1 = tiempo para finalizar la compresión inicial ($\cong 10-15$ días)

t_2 = tiempo para el cual la compresión debe ser evaluada ($\cong 100$ a 2.000 días)

C_{β} = índice de biodegradación ($\cong 0,19$)

t_3 = tiempo para finalizar la compresión biológica ($\cong 3.500$ días)

C_{af} = índice de *creep*

t_4 = tiempo para el *creep* y el final de la degradación

El grado de descomposición fue caracterizado a partir de las tasas de generación de gas. Los factores de tiempo, t_1 , t_2 , t_3 , y t_4 , para la compresibilidad fueron determinados a partir de la curva de producción de gas y utilizados para el desarrollo del modelo.

2.3.14.- Modelo de Hettiarachchi et al. (2009)

Los autores desarrollaron un modelo de asiento considerando que el asiento debido a biodegradación sigue las reacciones cinéticas de primer orden. El asiento total es expresado como un proceso combinado de compresión mecánica $(\Delta H)_m$ y asiento inducido por biodegradación $(\Delta H)_b$:

$$\text{Ecuación 2.35.} \quad (\Delta H)_b = H_i \left[\frac{M_{si}}{\rho_w} \sum_{j=1}^4 \frac{f_{sj}}{G_{sj}} (1 - \exp^{-\lambda_j t}) \right]$$

$$\text{Ecuación 2.36.} \quad (\Delta H)_m = H_i C^* \log \left(\frac{\sigma' + \Delta \sigma'}{\sigma'} \right)$$

$$\text{Ecuación 2.37.} \quad H_f = H_i - (\Delta H)_b - (\Delta H)_m$$

Donde: C^* = parámetro de compresibilidad (0,174-0,205)

σ' = tensión efectiva

$\Delta \sigma'$ = diferencia de tensión efectiva

f_{sj} = fracción de sólidos inicial para grupo de residuos (0,15-0,35)

ρ_w = densidad del agua

G_{sj} = gravedad específica para el j grupo de residuos sólidos (1-3)

λ_j = constante cinética de primer orden para el j grupo (0-0,001/día)

2.3.15.- Modelo de Sivakumar Babu et al. (2010)

Los autores propusieron un modelo constitutivo de predicción de asiento a largo plazo para residuos sólidos basado en la teoría de mecánica de suelo. Para el desarrollo del modelo hicieron tres suposiciones:

- i. El comportamiento mecánico sigue el comportamiento elastoplástico del modelo de estado crítico de suelos, con la regla asociada;
- ii. La compresión secundaria gobernada por fenómeno dependiente del tiempo en una función exponencial similar a función de Gibson y Lo (1961) es dada por la ecuación:

Ecuación 2.38.
$$\varepsilon_c = b \Delta p' (1 - e^{-ct'})$$

Donde: b = coeficiente de *creep*

$\Delta p'$ = variación de tensión efectiva media

c = tasa constante para el *creep*

t' = tiempo desde aplicación del incremento de tensión

- iii. La composición biológica es relacionada con el tiempo y la cantidad total de tensión que puede ocurrir debido a la descomposición biológica. La degradación biológica dependiente del tiempo es propuesta por Park & Lee (1997) y dada por:

Ecuación 2.39.
$$\varepsilon_b = E_{dg} (1 - e^{-dt''})$$

Además del comportamiento elástico y plástico de los residuos, considerando la compresión debido al *creep* y a la descomposición biológica, la deformación volumétrica total del residuo es expresada como:

Ecuación 2.40.
$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_v^c + d\varepsilon_v^b$$

El nuevo modelo propuesto por Sivakumar Babu et al. (2010), es una forma ampliada de modelo Cam-Clay Modificado que predice el comportamiento del asiento con el tiempo bajo carga, como mostrado en la siguiente ecuación:

Ecuación 2.41.

$$q = M p' \sqrt{\left\{ \left[\left(\frac{p_0'}{p'} \right)^\lambda \exp \left\{ \left[\frac{(e_0 - e)}{1 + e_0} + b \Delta p' e^{-ct} + E_{dg} e^{-dt} \right] (1 + e) \right\} \right]^{1/(\lambda - k)} - 1 \right\}}$$

Donde: p' = tensión efectiva media

p_0' = presión de preconsolidación

M = coeficiente de rozamiento

e_0 = índice de vacíos inicial

e = índice de vacíos después del incremento de carga

La Ecuación 2.41 representa la tensión desviadora para residuos sólidos bajo cargamento, considerando el *creep* y los efectos de la biodegradación.

2.4. Tratamientos geotécnicos de mejora en vertederos de residuos urbanos

2.4.1.- Introducción

La escasez de terrenos para el desarrollo urbano, provocó el interés en aplicar las técnicas de mejora de terrenos en la restauración de vertederos. La mejora también proporciona el prolongamiento de la vida del vertedero permitiendo un mayor almacenaje de residuos. La reducción del índice de huecos de un relleno representa que el asiento que se producirá postconstrucción será menor.

Este apartado trata de la mejora de vertederos de residuos urbanos. Está compuesto de un conjunto de las varias técnicas de mejoramiento y de una revisión bibliográfica sobre el mejoramiento por la técnica de la compactación dinámica, incluyendo definición, método de ejecución, mecanismos implicados, aplicación en vertederos, los métodos de comprobación de la eficiencia, etc. Presenta, también, algunos casos históricos.

2.4.2.- Las técnicas de mejoramiento de verteros

Según Charles (1984), muchas técnicas de tratamiento son esencialmente métodos de incremento de la densidad del relleno, que al hacerlo menos compresible, reduce los movimientos subsecuentes a la construcción. Considerando la aplicabilidad de las técnicas de mejoramiento de terreno, se puede distinguir dos tipos diferentes de relleno:

- Tipo A: rellenos sueltos no compactados. Estos se caracterizan por su permeabilidad alta, y tendencia a carácter granular. Las técnicas de mejoramiento de terreno son usadas para compactar este tipo de relleno.
- Tipo B: rellenos blandos saturados, de granos finos, formados por sedimentación bajo agua (Hughes & Windle, 1976). Estos se caracterizan normalmente por una permeabilidad relativamente baja, y frecuentemente con tendencia a carácter cohesivo. Las técnicas de mejoramiento de terreno son usadas para consolidar este tipo de relleno.

A continuación se presenta las técnicas de mejoramiento citadas por Charles (1984), con indicación del tipo de relleno que admite su aplicación:

- *Nuevo relleno*: el relleno es excavado y recompactado adecuadamente, en capas delgadas. Es aplicable a rellenos del tipo A, a condición de que la mayoría del material sea apropiado (o sea, no contenga mucha materia orgánica) y esté encima del nivel freático. Normalmente no es aplicable a rellenos del tipo B.
- *Precarga*: el relleno es precargado con una sobrecarga temporaria. Es aplicable a los rellenos de los tipos A y B.
- *Compactación dinámica*: el relleno es comprimido por repetidos impactos de una maza lanzada sobre su superficie. Es aplicable a rellenos del tipo A, donde es esencialmente un proceso de compactación. Su uso en rellenos del tipo B está mucho menos bien establecido.
- *Métodos de vibración*: La rotación de un peso resulta en vibraciones en un plano horizontal, que son transmitidas al relleno. Es aplicable a varios rellenos del tipo A, y es posible aplicar en algunos del tipo B. Su uso no es recomendado en rellenos con significativo contenido orgánico, como por ejemplo residuos urbanos recientes. El decaimiento y la descomposición de la materia orgánica reducen el soporte lateral de las columnas granulares.
- *Inundación*: el relleno es saturado por una elevación del nivel de agua o por penetración de agua desde la superficie por medio de zanjas. Es aplicable

solamente a rellenos del tipo A susceptibles a asientos por colapso bajo saturación.

La técnica de mejoramiento aplicada en cada caso, dependerá del uso que se pretenda dar al terreno. Según Rodríguez Ortiz (1982), la compactación superficial de los rellenos es de escasa eficacia, salvo que se empleen compactadores vibratorios muy pesados, de 20 a 30 toneladas. Se han llegado a compactar espesores de rellenos de unos 2 metros, con efectos despreciables por debajo de esa profundidad.

De acuerdo con Van Impe & Bouazza (1996), los métodos de mejoramiento del suelo comúnmente empleados incluyen precarga, columnas de gravas, *jet grouting* y compactación dinámica. Estos autores citan el caso en que Oteo & Sopeña (1993) describen la construcción de una carretera sobre relleno, en Madrid, donde el método de *jet grouting* fue usado en zonas secas del vertedero, mientras que las columnas de gravas fueron usadas en áreas con significativos flujo de agua subterránea.

Citan aún, los casos en que Charles et al. (1981) y Kissida & Beaton (1991) presentan el empleo de la precarga donde el programa de trabajo era compatible con el tiempo necesario para la consolidación. Aunque se debe considerar que muchos de los asientos de vertederos no son debido a la consolidación definida por la mecánica del suelo. La descomposición biológica y otros procesos químicos contribuyen significativamente para el asiento superficial, especialmente a largo plazo. Una alternativa es el uso de la compactación dinámica.

La compactación dinámica fue usada varias veces en los años 70 y 80 para consolidación de rellenos hidráulicos en áreas de puertos. Los resultados fueron comprobados por medio de ensayos de cono de penetración, y en algunos casos también por ensayos presiométricos, y mostraron que se alcanzó una buena compactación para rellenos de arenas hidráulicas, pero no en las capas arcillosas y turbosas subyacentes. Actualmente este método también está siendo usado para consolidación de residuos urbanos (Van Impe et al., 1997).

Sánchez-Alciturri (2000c), explica que las técnicas de mejoramiento más usadas en vertederos de residuos urbanos son la precarga y la compactación dinámica, obviando el caso de inclusiones rígidas (columnas de gravas y *jet grouting*), porque los métodos de diseño para vertederos parten de encomendar a las inclusiones toda la labor de transmisión de carga.

La precarga consiste en la aplicación sobre el terreno de una sobrecarga del mismo orden, o mayor, que la que habrá de soportar bajo la estructura proyectada. Es aplicada principalmente a vertederos antiguos, en los que el porcentaje de estériles y escombros es grande, puesto que sólo puede eliminar los asientos de origen mecánico, no afectando aquellos debido a degradación, observándose que, tras la aplicación de una carga, los asientos diferidos se aceleran. Las sobrecargas normales son del orden de 2 a 6 metros (0,4 a 1,2 MPa).

2.4.3.- La compactación dinámica

La compactación profunda se emplea para mejorar, en la mayoría de los casos, el comportamiento mecánico de capas inferiores del suelo. Esto también afecta la estructura del suelo y su permeabilidad.

La compactación dinámica de los residuos sólidos es importante en la operación de vertederos, puesto que aumenta la densidad del material, y así aumenta la capacidad de almacenamiento del vertedero. Además, reduce los asientos diferenciales, lo cual es importante para la integridad del sistema de cobertura.

Según Gifford et al. (1990), el asiento natural de vertederos ocurre por varios mecanismos: consolidación o disminución de vacío; *ravelling*; colapso de los huecos de las estructuras; *creep*; decaimiento químico y biológico acompañado de producción de gas y reducción del volumen de sólidos. Los primeros tres mecanismos son acelerados por la compactación dinámica. El *creep* y el decaimiento no pueden, sin embargo, ser substancialmente cambiados por esta compactación. Por otro lado, la tasa de decaimiento anaeróbico es substancialmente menor que la del decaimiento aerobio (Sowers, 1973), y la consolidación disminuirá la cantidad de oxígeno en el vertedero, resultando en

una disminución en la tasa de decaimiento. Un desarrollo planeado, también disminuirá la cantidad de agua filtrada para dentro del vertedero, por esto la tasa de decaimiento es lenta.

2.4.3.1.- La ejecución de la compactación dinámica

La compactación dinámica es un método común de compactación de residuos sin su retirada. Consiste en la aplicación de carga con alta energía dinámica al nivel de la superficie, para consolidar un relleno en la profundidad. Esto se consigue mediante la caída de un peso considerable, de pequeña sección transversal, desde una altura determinada. Los impactos con alta energía producen ondas de choque que se propagan hacia grandes profundidades. El impacto dinámico colapsa instantáneamente la estructura del terreno dentro de la zona de influencia, resultando en su compactación inmediata y preconsolidación.

Según Spalding et al. (1991), el espesor máximo del material, el cual puede ser compactado por este método con éxito, es cerca de 8 metros.

De acuerdo con Van Impe (1994), citando Ménard & Broise (1975), la consolidación de suelo por apisonamiento es atribuida a:

- a) Compresión de suelo saturado debido la presencia de micro burbujas en los poros del agua.
- b) La transición gradual para condición de movilidad cíclica, bajo impactos repetidos.
- c) La disipación rápida de poro presión debido al aumento de la permeabilidad después de la aparición de fisuras en el suelo.
- d) Recuperación tixotrópica.

La caída repetida de un peso sobre la superficie del terreno, es uno de los métodos más simples y básicos de compactación del suelo pobre. El método desarrollado por Ménard, consiste en lanzar desde una gran altura (10-20 metros) una gran maza (normalmente 10-20 toneladas, con área de base de 3-4 m²) sobre la superficie del terreno, formando un cráter sobre lo cual inciden los nuevos

impactos y que es rellenado al pasar a golpear en otro punto. Las limitaciones sobre el peso de la maza y la altura de caída, en la práctica vienen impuestas por las características de la maquinaria disponible (Figura 2.30).

Fuente: Van Impe et al., 1997

Figura 2.30. La compactación dinámica por apisonamiento

Normalmente, son dados 5 o 6 golpes en cada punto, ubicados en una malla cuadrada de 5-10 metros. Son dadas varias pasadas, siendo normal dar una pasada final de "planchado" con espaciamiento entre los puntos y energía de impacto menores. Después de cada pasada se nivela la superficie y se rellena los cráteres.

Generalmente, antes de ejecutar la compactación se extiende una capa de suelo granular sobre la superficie, para mejorar la circulación. Esta capa proporciona una placa de sustentación donde trabajarse, mejorando el acceso de los vehículos de construcción. También proporciona buen soporte y promueve el drenaje. A parte de proporcionar algún confinamiento del vertedero sobre el

impacto de la compactación dinámica y disminuir el levantamiento. Welsh (1983) cita el uso de una capa granular con espesor de 1,5 metros, con el objetivo de proporcionar soporte para la grúa utilizada, crear una balsa para minimizar los asientos localizados, y desarrollar un sello para evitar exponer el relleno de residuos en los cráteres de impacto. Además de este material granular ser empujado para dentro del relleno propiciando una mejor característica de soporte.

De acuerdo con Sagaseta (1993a), el método es adecuado, sobretodo, para material granular suelto, pero también ha sido aplicado en limos y arcillas limosas blandas, y en este caso es frecuentemente usado el término "compactación dinámica".

En algunos casos, el método es aplicado de manera diferente: las mallas usadas en las sucesivas pasadas no son cambiadas, y los golpes son repetidos en los mismos puntos, rellenando el cráter con material granular repetidamente. En este caso, el material blando es dislocado para abajo e para los lados y se forma un tipo de columna de gravas. Algunas veces son usados los términos "columna de gravas" o "sustitución dinámica".

La operación de compactación es continuamente auscultada, así que la energía aplicada, la localización, y la secuencia y tiempo de los golpes pueden ser ajustados para obtener los resultados requeridos.

De acuerdo con Charles et al. (1981), dos pretensiones distinguen la técnica de Ménard de sus antecedentes:

- a) Ya que la caída de un peso fue anteriormente usada, principalmente para compactar camadas delgadas de relleno, se pretendió que la técnica de Ménard fuera eficiente para profundidades de 10 a 30 metros.
- b) Ya que la caída de un peso fue anteriormente usada, principalmente en rellenos y suelos granulares sueltos, se pretendió que la técnica de Ménard fuera eficiente para un rango mucho más ancho de suelos.

2.4.3.2.- Los mecanismos de consolidación por apisonamiento

Van Impe (1994), explica que con los sucesivos apisonamientos, la energía es transferida para el suelo, en esta ocasión es movilizada una cierta cantidad de deformación volumétrica inmediata, y es generado un exceso de poro presión. El nivel de energía añadido al sistema, cuando una alta elevación de poro presión reduce completamente la tensión efectiva, es llamado "energía de saturación". No es posible alcanzar una variación de volumen adicional por transmitir más energía al suelo. La disipación de poro presiones con el tiempo, conduce a la consolidación y al gaño en resistencia del suelo. En la Figura 2.31 se puede ver el proceso de consolidación bajo un número de pasadas con diferencia de tiempo entre cada pasada.

Fuente: Van Impe, 1994

Figura 2.31. El proceso de consolidación

Un suelo suelto parcialmente saturado deforma según la curva A de la Figura 2.32, cuando sujeto a cargamento superficial localizado. En niveles de baja tensión, la naturaleza elástica del suelo permite la propagación de ondas sísmicas. Puesto que el suelo es suelto, el colapso de vacíos y la pendiente de la

curva tensión-deformación disminuyen con el aumento de la tensión. Para cada suelo sujeto al impacto, la rigidez del suelo puede presentar un papel menor comparado a su inercia en desacelerar el martillo y en absorber la energía del impacto. La curva B es una representación idealizada de un suelo capaz de sufrir compactación representando efectos de energía y de inercia. Cuando el momento debido al impacto es alto, el martillo golpea a través de las capas superficiales del suelo y lleva a una zona descendente de material compactado.

Fuente: Van Impe, 1994

Figura 2.32. Curvas tensión x deformación

2.4.3.3.- La aplicación de la compactación dinámica en residuos urbanos

Aparte de las referencias originales de Ménard (Ménard & Broise, 1975), la primera referencia bien documentada de aplicación a vertederos es la de Charles et al. (1981) para el Reino Unido, y la de Welsh (1983) para la construcción de una autovía en Arkansas. Desde entonces se ha usado en repetidas ocasiones. La revisión de Mayne et al. (1984) es presentada actualizada por Sánchez-Alciturri (2000c) en la Tabla 2.7 y la Tabla 2.8. La primera tabla corresponde a

vertederos de residuos urbanos puros, y la segunda a rellenos varios (escombreras y vertederos industriales). Las tablas incluyen datos sobre el emplazamiento, intensidad del tratamiento y resultados.

La intensidad del tratamiento es normalmente definida por la energía específica aplicada:

Ecuación 2.42.

$$E = \sum_{i=1}^m \frac{n_i W_i H_i}{e_i d_i}$$

Siendo: m = el número de pasadas

n = el número de golpes por punto, en cada pasada

W = el peso de la maza

H = la altura de caída libre

e y d = las distancias de la malla de puntos, en dos direcciones.

La energía E está, normalmente, en el rango de 100-500 tm/m². El caso presentado por Welsh (1983), con 876 tm/m², es todavía, un récord mundial de la especialidad.

Tabla 2.7. Casos de compactación dinámica de vertederos de residuos urbanos

Emplazamiento	Área (m ²)	Tipo de relleno	Prof. (m)	Edad (años)	W (t)	H (m)	A (m ²)	E (tm/m ²)	Asiento (m)	Referencia
East London	exp.	D	6.5	40	14	14	4,0	260	0,58	Charles et al., 1981
Redditch	22.000	D	5-6	15	15	20	4,0	260	0,50	Charles et al., 1981
Hertfordshire	30.000	D	8	15-20	15	20	4,0	220	0,50	Charles et al., 1981
Indianapolis		DBE			15	21		440	1,00	Guyot et al., 1981*
Baltimore		DBC	13	10	16	23		540	1,40	Guyot et al., 1981*
Arkansas US-71	18.000	D	6-12	5	18	28		876	1,6-2,5	Welsh, 1983
Pontevedra	34.000	D	8-10		12	20		212		Portilla, 1993
Barcelona B-10	24.000	D	6-8	10	15	20		225		Olinden, 1987
Haifa	14.000	D	25	20	11	15	4,0			Frydman & Baker, 1987
M25 Bell Lane	13.500	D	4,5	6-10	17	15	3,5	281	0,7-1,0	Perelberg et al., 1987
M25 Poyle		D	6	<10	15	20		150	0,60	Sherwood, 1987
Hull A-63	exp.	DI	12-17	20-30	15	15	4,9	675		Swain & Holt, 1987
Tulsa SH-11	90.000	DM	6		18	23	3,7	312	0,66	Snethen & Homan, 1991

exp. = sitio experimental

Residuos: D=doméstico; M=mining.; I=industriales; B=construcción; E=tierras; X=miscelaneos

Tratamiento: W=peso; H=altura; A=base de área del martillo; E=energía unitaria aplicada

(*) Citado por Mayne et al., 1984

Fuente: Sánchez-Alciturri, 2000c

Tabla 2.8. Casos de compactación dinámica de rellenos de varios tipos

Emplazamiento	Área (m ²)	Tipo de relleno	Prof. (m)	Edad (años)	W (t)	H (m)	A (m ²)	E (tm/m ²)	Asiento (m)	Referencia
Corby	exp.	E	24	>4	15	10	4.0	280	0,24	Charles et al., 1981
Ramney Marsh		I	5	10-20				220	0,45	Greenwood, 1982
Lonsdale		X						990	1,14	Dumas, 1982*
Montreal		X						510	0,55	Dumas, 1982*
Barcelona B-10	16.000	EB	6-10	10	15	20		150		Olinden, 1987
M25 Bell Lane	5.500	E	4,5	6-10	17	10	3,5	170	0,2-0,4	Perelberg et al., 1987
M25 Bell Lane		IE	4,5	6-10	17	10	3,5	127	0,2-0,6	Perelberg et al., 1987
Queen's Dock	20.000	B	9	5-10	15	15		77	0,32	Reid & Buchanan, 1987
Queen's Dock	20.000	B	9	5-10	15	21		120	0,55	Reid & Buchanan, 1987
London Dock	67.000		9,5		15	22				Lord et al., 1987
Methil	8.500	EM	10		15	15		350	0,57	Slocombe, & Moseley, 1987
Port Clarence	15.000	EI	4		15	15		300	0,50	Slocombe, & Moseley, 1987
Aberdeen	8.200	EM	3-22		15	15		550	0,65	Slocombe, & Moseley, 1987
Gartsherrie	14.400	EMB	11		15	15		200	0,21	Slocombe, & Moseley, 1987
Briton Ferry	10.300	EIB	6,8		15	15		210	0,90	Slocombe, & Moseley, 1987
Princess Dock	70.900	EB	20		15	15		165	0,62	Slocombe, & Moseley, 1987
Illinois	exp.	M	4,5	>10	16	20		300		Kousoftas & Kiefer, 1990

exp. = sitio experimental (*) Citado por Mayne et al., 1984
 Residuos: D=doméstico; M=mining.; I=industriales; B=construcción; E=tierras; X=miscelaneos
 Tratamiento: W=peso; H=altura; A=base de área del martillo; E=energía unitaria aplicada

Fuente: Sánchez-Alciturri, 2000c

Los residuos y los vertederos jóvenes, apenas pueden ser clasificados como suelo, pero pueden ser considerados como un sedimento artificial. Durante la construcción, los vehículos compactan el relleno capa a capa, triturando los residuos, mientras los compactan provocando una reducción inicial de su volumen. De acuerdo con Van Impe & Bouazza (1996), el uso de la compactación profunda para consolidar los residuos urbanos presenta un desafío real por varias razones:

- 1) Un vertedero recientemente construido no está en las condiciones óptimas de compactación. La humedad de los residuos urbanos es frecuentemente muy diferente de los valores de humedad natural de suelos y es dependiente de la humedad natural y de las condiciones climáticas, principalmente la lluvia.
- 2) Se sabe que la mayoría de los vertederos son activos, biológica y químicamente, hasta 20–25 años después de su clausura, así la compresión secundaria es bastante importante.
- 3) La composición de los residuos varía de ciudad a ciudad. Luego, la capacidad de soporte de carga puede variar dramáticamente de un sitio a otro.

Para predecir los efectos de la compactación dinámica, es necesario hacer una distinción entre las condiciones del material saturado y no saturado. Normalmente no se diseña el vertedero debajo de la línea freática, luego el material será no saturado. Esto significa que la energía dinámica es transferida directamente para el depósito de material y la compactación ocurre de una manera muy rápida.

La influencia del comportamiento característico sobre impacto, es común en vertederos. La influencia del comportamiento elástico es una indicación de concentración de grandes piezas de madera o acero. Estas piezas deben ser sacadas, porque ellas inhiben la eficacia de la consolidación de áreas adyacentes. La compactación dinámica también puede revelar áreas blandas esponjosas. Este material debe ser retirado y reemplazado por otro más adecuado, o colocarse gravas gruesas dentro del área esponjosa (Gifford et al., 1990).

2.4.3.4.- La profundidad de mejoramiento

La profundidad de mejoramiento se define como la profundidad para la cual la compactación dinámica causa alguna mejora en las propiedades del relleno. Ménard & Broise (1975) propusieron que la profundidad D hasta la cual la mejora se alcanza, pueda ser estimada por:

Ecuación 2.43.
$$D = \sqrt{Wh}$$

Donde: D = profundidad de influencia, en metros

W = peso del martillo, en toneladas

H = altura de caída, en metros

Esta ecuación fue investigada por varios autores, llegando a una forma más apropiada:

Ecuación 2.44.
$$D = n\sqrt{Wh}$$

Donde n es una constante que considera el tipo del suelo, tipo del martillo, etc. Charles (1984), sugiere el valor de $n=0,40$ para residuos antiguos. La Tabla 2.9 presenta propuestas de valores para n .

Sin embargo, la profundidad de influencia no depende solamente de la energía del golpe ($E_d = Wh$), pero también de otros parámetros tales como tipo del suelo, características del local, superficie de área y forma del martillo, número de golpes y número de pasadas, espaciamiento de la malla de puntos, condiciones de agua subterránea, etc. Van Impe (1994), cita que Charles et al. (1981), hicieron un intento en esta dirección para suelos cohesivos, y propusieron la ecuación:

Ecuación 2.45.
$$D = 0,4 \left(\frac{E_d B}{A_p C_u} \right)^{0,5}$$

Donde: B = la anchura o el diámetro del martillo

E_d / A_p = energía total de impacto aplicada por unidad de área del martillo

C_u = la resistencia al corte no drenada, del suelo.

Tabla 2.9. Valores de la constante n para el cálculo de la profundidad de influencia de la compactación dinámica

Autor	n	
Ménard (1975)	1,0	Para todo tipo de suelo
Leonards et al. (1980)	0,5	
Bjølgerud & Han (1963)	1,0	Para relleno de rocas
Smoltczyk (1983)	0,5	Para suelos con "estructuras no estables"
	0,67	Para limos y arenas
	1,0	Para suelo no cohesivo
Lukas (1984)	0,65-0,8	
Mayne (1984)	0,3-0,8	
Gambin (1984)	0,5-1,0	
Qian (1985)	0,65	Para arena fina
	0,66	Para arcilla blanda
	0,55	Para loess
Van Impe (1989-1993)	0,65	Para arena limosa
	$\geq 0,35$	Para residuos urbanos
	0,5	Arena arcillosa

Fuente: Van Impe, 1994

Para el caso de vertedero, el coeficiente n total puede ser estimado de la Figura 2.33, presentada por Van Impe & Bouazza (1996). A partir de las medidas del perfil se puede ver que la profundidad de influencia es, por lo menos, de 4 metros. Para una maza de 12,9 toneladas dejada caer de una altura de 10 metros, el valor teórico de n para esta clase de residuo, dependiendo de la edad del vertedero, puede variar de $n=0,35$ representando un límite inferior (vertederos antiguos), a $n=0,65$ representando un límite superior (vertederos jóvenes).

De la Figura 2.33 se puede concluir que el rango de valores de n para vertederos varía de 0,35 a 0,65. El límite más bajo corresponde a vertederos antiguos (>15-20 años) y el límite superior corresponde a vertederos jóvenes (<15 años).

Además, se presentaron correlaciones útiles para la profundidad normalizada del cráter, $D_c/\sqrt{Wh}$, la subsidencia total del terreno, la velocidad máxima de partícula

y la profundidad de influencia máxima, D . La profundidad normalizada del cráter aumenta con el número de pasadas, como presentado en la Figura 2.34.

Fuente: Van Impe & Bouazza, 1996

Figura 2.33. Máxima profundidad de mejoramiento

La subsidencia total del terreno aumenta con la energía aplicada (Figura 2.35), mientras que la velocidad máxima de partícula disminuye con la magnitud de la distancia, $x/\sqrt{Wh}$ (Figura 2.36).

El valor máximo de la profundidad de influencia es proporcional a la energía por golpe. Dentro de la profundidad de influencia, el mejoramiento máximo ocurre entre uno y dos tercios de esta zona (Welsh, 1986, apud Van Impe, 1994). Si un suelo glacial compacto o una roca dura está subyacente a un depósito flojo, la mejora en la mitad más baja puede, sin embargo, ser más pronunciada debido a la reflexión de las ondas desde la base. Lukas (1986) señala que el multiapisonamiento en un dado local mejora la consolidación en la zona de influencia, pero no aumentará la profundidad de influencia. Él sugiere que el nivel

freático debería ser mantenido por lo menos a 2 metros de la superficie de impacto, y si necesario, considerase el drenaje parcial del local (Van Impe, 1994).

Fuente: Mayne et al., 1984, apub Van Impe, 1994

Figura 2.34. Medidas normalizadas del cráter

Fuente: Van Impe, 1994

Figura 2.35. Magnitud de subsidencia relacionada con la energía aplicada

Fuente: Van Impe, 1994

Figura 2.36. Atenuación de las medidas de vibración del terreno

2.4.3.5.- Los asientos provocados

La edad del vertedero gobierna los asientos provocados. Los vertederos jóvenes presentan, generalmente, altos asientos provocados, mientras que los vertederos antiguos tienden a alcanzar asientos similares a aquellos encontrados en suelos. Según Welsh (1993), es de esperar que el material de un vertedero compactado dinámicamente continúe asentándose lentamente, principalmente debido a la descomposición de la materia orgánica. La cantidad total de este asiento depende de muchos factores, tales como edad del material, condiciones medioambientales (anaerobias o aerobias), espesor y material de terraplén.

Lukas (1986) y Welsh (1983), citados por Gifford et al. (1990), indican que el asiento neto de vertederos sujetos a compactación dinámica, variará entre 5 y 25%. El límite inferior de este rango representa los vertederos antiguos y rellenos con baja porcentaje de residuos. El límite superior representa los vertederos jóvenes con alta porcentaje de residuos. Ya Sánchez-Alciturri (2000c), cita que en

general el asiento provocado por la compactación dinámica se sitúa en un rango más estrecho: entre 5 y 10%, frente al récord de Arkansas de 20 a 25%.

A continuación se presenta un resumen sobre asientos provocados, presentado por Van Impe & Bouazza, 1996.

En un vertedero antiguo la mayoría del material orgánico fue descompuesto, el material que resta es relativamente inerte. El residuo en este caso, puede ser clasificado como suelo, y se observa que el comportamiento de compactación es similar al de suelos. Cuando se realiza la compactación dinámica después de este período de envejecimiento, el depósito de residuos ya estará compactado bajo su peso propio.

Sin embargo, solamente con la acción del peso propio, se encuentran asientos en el rango de 10-40% del espesor del depósito (Edil et al., 1990; Frantzis, 1991). Estos asientos dependerán, naturalmente, del tipo de residuos y del grado de compactación alcanzado en la época de deposición. En estos casos la compresión por apisonamiento sería mínima (cerca de 5-10% del espesor de depósito).

No obstante, Gambin (1981) considera que la compresión mínima también puede ocurrir en vertederos jóvenes, si la acción de arqueo es el factor dominante. Si la compactación dinámica es realizada cuando el vertedero es aún joven, el material orgánico no está completamente descompuesto, el asiento provocado puede ser importante, cerca de 10-25% del espesor del depósito

Mientras que Lewis & Langer (1994), relataron asientos provocados de 2,8-3,8 metros, correspondiendo a 50% el espesor del vertedero. Por comparación, vertederos antiguos presentan asientos en el rango de 0,2-0,6 metros, correspondiendo a 5-10% del espesor del depósito.

La compresión secundaria por descomposición, después del apisonamiento, es probablemente elevada. El proceso de descomposición de los residuos domésticos tarda años para ser completamente alcanzado, y el asiento es naturalmente gobernado por la actividad microbial (decaimiento bioquímico de los residuos) debido a la descomposición. Garb & Valero (1995), mostraron que tal

compresión es dependiente de las condiciones anteriormente citadas. El tiempo necesario para una completa descomposición variará de acuerdo con el clima. En una región de clima árido, la descomposición será lenta cuando comparada con una región en la cual prevalece la lluvia. El residuo compactado es denso, restringiendo la cantidad de aire y agua disponible para la biodegradación, comparado con el residuo poroso.

2.4.3.6.- La eficacia de la compactación dinámica

Para verificar la eficacia del tratamiento se debe determinar cuánto descende la superficie del terreno, y definir si se producen levantamientos que compensen los descensos puntuales. Normalmente se puede constatar los resultados del tratamiento de dos formas: o valorando el incremento de la rigidez del relleno, o observando el comportamiento tras la construcción.

Son muchos los factores que influyen en la eficacia del tratamiento. Según Van Impe & Bouazza (1996), el material característico del depósito, la distribución de lluvia, la densidad relativa inicial, el grado de saturación, etc., son los principales parámetros que gobiernan la aplicabilidad y la eficiencia de la compactación dinámica. Además, el espesor y la rigidez de la capa granular colocada sobre la superficie del relleno y la capacidad de absorción de energía de las capas subyacentes también son importantes.

La eficacia de la compactación dinámica también dependerá mucho de la edad del residuo, puesto que en un residuo antiguo hubo mucho tiempo para ocurrir la descomposición (Charles et al., 1981).

Gifford et al. (1990), tratando de los asientos pos construcción, explican que el asiento debido al desmoronamiento y colapso de los huecos de la estructura juntamente con *ravelling*, pueden resultar en sumideros localizados y asientos diferenciales de las estructuras soportadas por el vertedero. Pero una compactación dinámica eficaz y el sellado de la superficie del terreno minimizaran la ocurrencia de estos sumideros.

Ya Casanovas (1989), considera que la eficacia de la compactación dinámica se reduce muy rápidamente con la profundidad y, además, se generan excesos de

presión intersticial de intensidades muy poco homogéneas y cuya disipación puede ocasionar asientos de consolidación diferidos con distribución muy irregular.

Un índice del grado de mejoramiento es el asiento provocado de la superficie del terraplén debido a la compactación dinámica. En la Figura 2.37 Sagaseta (1993a) muestra que los casos de residuos urbanos recientes son más compresibles, con asientos de 1,0-1,5 metros para energías de 200-400 m/tm^2 .

Normalmente, para la evaluación de la posible mejora del terreno se realiza mediciones antes del tratamiento, durante las diferentes fases de su ejecución y al finalizarlo. Para tanto se realizan sondeos, presiómetros, penetrómetros, se extraen muestras para ensayos de laboratorio comparativos, etc.

Fuente: Sagaseta, 1993a

Figura 2.37. Medidas de asiento provocado debido a la compactación dinámica

Para Van Impe & Bouazza (1996), la evaluación de la compactación dinámica debe ser rápida, producir resultados en campo para inmediata valoración, ser

adaptada para investigación de cualquier zona de interés, y para medida directa de la mejora de las propiedades como función de la profundidad sin recurrir a correlaciones empíricas

En la bibliografía se encuentra registros de diferentes métodos para evaluar la eficacia de la compactación dinámica.

Charles et al. (1981), instalaron medidores de asiento, del tipo de extensómetros magnéticos, dentro de la capa de arcilla rígida subyacente al relleno, en agujeros perforados a través del residuo.

Welsh (1983), consideró que el uso de ensayo de carga estática en grande escala para determinar la consolidación antes y después del tratamiento, reflejaría con más precisión los resultados del tratamiento. En un intento de determinar los efectos de la compactación dinámica profunda en vertederos, con relación a la deformación con la profundidad, instaló cuatro pares de medidores de deformación a 0,3 metros, separados por un intervalo de 1 metro, en un agujero de 6m de profundidad. No obstante, debido a las dificultades de instalación en un relleno tan heterogéneo y variable, los resultados no fueron considerados representativos.

Olinden Jiménez (1987), realizó penetrómetros dinámicos antes y después de cada pasada en los mismos puntos, comparando los incrementos obtenidos en el número de golpes. También perforó algunos sondeos, efectuando ensayos de penetración normal (SPT), para conseguir una correlación fiable entre el penetrómetro y el SPT.

Gifford et al. (1990), registraron las medidas del cráter y la variación de volumen después de cada pasada, puesto que la variación de volumen es la medida de la eficacia de la compactación. Un gran volumen de cráter puede indicar un material compresible en ciertas ubicaciones.

Van Impe & Bouazza (1996), explican que para valorar la compactación de vertederos se puede usar métodos estándar como el SPT o el CPT, y nuevos ensayos desarrollados como Wave-Activated Stiffness, WAK, (Briaud et al., 1990), y Spectral Analysis of Surface Waves, SASW. En el caso de un vertedero en

Bélgica, utilizaron la técnica SASW para evaluar los parámetros de rigidez de los residuos antes y después de la compactación dinámica.

Sánchez-Alciturri (2000c), resume que la eficacia de los tratamientos decrece con la compacidad de los residuos y la elevación del nivel freático; y que se entiende por "eficaz" un tratamiento en el que en el golpeo en ensayo de penetración sea del orden de $N_{SPT} = 25-30$.

2.4.3.7.- La vibración provocada por la compactación dinámica

La compactación dinámica puede no ser un método apropiado para áreas construidas, debido a posibilidad de causar daños a estructuras cercanas, a causa de las vibraciones producidas por los impactos. Mediciones de campo de la magnitud de la vibración son útiles para valorar este riesgo. Según Charles (1984), Ménard & Broise (1975) citan 30 metros como una distancia segura entre el punto de impacto y un edificio.

Van Impe (1994) y Van Impe & Bouazza (1996), describen las mediciones de la velocidad vertical de partícula para varias distancias de impacto. Para las distancias de 8 y 16 metros del impacto, registraron las velocidades máximas de cerca de 19,8 mm/s e 8,3 mm/s, respectivamente. Con base en estos datos, concluyeron que por razones de seguridad, el apisonamiento sería parado a 25 metros de una construcción cercana.

La velocidad vertical de partícula del suelo, V_x , en mm/s, para una distancia x del impacto, es descrita como:

Ecuación 2.46.
$$v_x = k \left(\frac{\sqrt{E}}{x} \right)^{0.75}$$

Donde: E = la energía de impacto en Joule

x = la distancia en metros

En general los valores de velocidad de partícula para residuos son más bajos que los valores para arena y arcilla.

2.4.3.8.- Casos históricos

A continuación se presentan algunos casos históricos de compactación dinámica en vertederos de residuos urbanos.

Charles et al. (1981), presentan observaciones de campo de cinco sitios del Reino Unido, donde la compactación dinámica fue usada. Tres de ellos eran vertederos de residuos urbanos:

a) Antiguo vertedero a leste de Londres:

En el área de ensayo existían 6,5 metros de relleno de residuos sobre una capa de arcilla rígida. Se creyó que el vertido había sido concluido hacia unos 40 años. El asiento provocado medio producido por la compactación dinámica fue 0,58 metros. Esto representó una consolidación vertical media de 9% sobre los 6,5 metros de profundidad del terraplén. Ocurrió algún levantamiento alrededor de esta área, de este modo el volumen medio de reducción fue cerca de 8%. Las mediciones de asiento mostraron que la cantidad de compresión vertical no fue constante con la profundidad, pero fue cerca de 13% próximo al nivel del terreno y realmente mucho menor en el metro inferior del terraplén.

Después de la compactación dinámica fueron registrados altos niveles de agua, a pesar de que no existía anteriormente nivel de agua dentro del terraplén. Cerca de 60% del asiento ocurrió arriba del nivel de agua. Casi mitad del exceso de poropresión fue disipada durante los 3 meses que continuó la observación y se estimó que serían necesarios un año y medio para ocurrir 90% de la disipación. La alta poropresión podría ser evitada si fuera tratada una grande área del terraplén y la energía fuera aplicada en un número de etapas separadas por varias semanas.

b) Antiguo vertedero en Redditch:

El relleno de residuos, el cual poseía 6m de profundidad, fue hecho unos 15 años antes de realizarse el tratamiento del terreno. El relleno era muy variable y incluía ceniza negras y arcilla con fragmentos de ladrillo, madera, trapos, plásticos, botellas y metales. La magnitud típica de la densidad fue de 18 kN/m^3 y la

humedad, 30%. El SPT indicó que la densidad del relleno era de suelta a media. Subyacente al residuo estaba una capa de marga Keuper rígida.

La compactación dinámica duró tres meses. Las mediciones antes y después del tratamiento mostraron un asiento provocado medio de 0,5 metros, correspondiendo a un volumen de reducción en el relleno de residuo de cerca de 10%. El asiento inmediato del residuo no tratado bajo un peso similar de relleno fue cerca de tres veces mayor, que el asiento inmediato del residuo tratado por compactación dinámica. El tratamiento del terreno redujo substancialmente la consolidación del relleno de residuo, pero no eliminó el asiento por creep a largo plazo.

c) Antiguo vertedero en Hertfordshire:

Este vertedero era una cantera que fue rellena con residuo doméstico, y sellado con arcilla. El tratamiento fue realizado durante tres meses. La mayoría del residuo (profundidad máxima de 8 metros) fue colocada entre 15 y 20 años. El residuo era mucho alterado, blando y compresible, contenía cenizas negras y escombros de ladrillo con botellas, papel, madera, plástico y metal. El asiento provocado medio fue cerca de 0,5 metros, equivalente a una consolidación vertical media menor de 10%.

Fueron instalados tres medidores de asiento, en diferentes profundidades. Y dos años después de instalados, en el medidor A3 existió una pequeña cantidad de levantamiento. Un asiento significativo fue medido en el medidor A1, pero la consolidación es limitada a los 2 metros del topo del relleno. Un grande asiento ocurrió en el medidor A2 y el asiento máximo está a 4 metros por debajo del nivel del terreno. Ocurrió algún arqueamiento del relleno por encima de este nivel. En rellenos heterogéneos de este tipo, no es inesperado que ocurran asientos no uniformes con la profundidad y arqueamiento local.

Welsh (1983), presenta el caso de un vertedero no cubierto de 170 000 m³, con 10 metros de profundidad que fue instalado entre 1977 y 1978, en Arkansas. El patrón de trabajo se estableció del siguiente modo:

Pasada primaria:	Se lanzó 18 toneladas desde 28 metros, 10 veces por local en intervalos de 4,5 metros.
Pasada secundaria:	Se lanzó 18 toneladas desde 28 metros, 10 veces en un punto central a 4,5 metros de la malla primaria.
Pasada terciaria	Repetición de la primera pasada.
Pasada de "planchado"	Se lanzó 18 toneladas desde 18,3 metros, 1-4 veces por local, limitado para la calzada y el carril de parada, de los carriles norte y límite sur propuestos.

Para determinar la consolidación antes y después del tratamiento, se utilizó un ensayo de carga estática en grande escala. Antes de la compactación dinámica, la medida de asientos después de siete días de ensayo de carga, totalizó 292 mm. Mientras que el ensayo de carga realizado después del esfuerzo de compactación totalizó solamente 14,3 mm, en el mismo periodo de siete días.

El trabajo realizado en este sitio con la compactación dinámica profunda, creó una placa continua de cimentación superficial muy rígida con 3 metros de espesor y resultó en una malla de consolidación del vertedero de unos 1,6 a 2,5 metros, o 20 a 25% de su profundidad original.

Olinden Jiménez (1987), presenta el caso de un tramo de unos 300 metros de longitud de una autopista en Barcelona, sobre un vertedero. Inicialmente el terreno fue sometido a un tratamiento de precarga por el periodo de un año. Después se realizó la compactación dinámica con una maza de 15 toneladas, y altura de caída de 20 metros y en algunas zonas llegando a 25 metros. El padrón de trabajo establecido fue:

- 1ª pasada en retícula de 8 X 8 m², con cuatro impactos por punto.
- 2ª pasada en retícula de 4 x 4 m², con cuatro impactos por punto.
- 3ª pasada en retícula de 4 x 4 m², con cuatro impactos por punto, intercalados en los anteriores.

- 4ª pasada adicional, similar a las anteriores en la zona en la que bajo la sobrecarga se habían producido los mayores asientos y en algunas en las que se habían producido bajo los impactos, cráteres de dimensiones algo superiores a lo habitual.

La profundidad de los cráteres, que se han producido en cada punto de impacto, después de cada serie de cuatro golpes ha sido, en general, de 0,60 a 0,80 metros. En algunos puntos esta profundidad llegó hasta 1,0 metro, pero coincidían con zonas superficialmente muy humedecidas por vertido de agua desde el lavadero de áridos adyacentes. El descenso general de la superficie fue superior a 0,50 metros, esta reducción adicional del índice de huecos se puede estimar en un 15 al 20%. Por otra parte, después de cada serie de impactos no se midió prácticamente ningún levantamiento en los sectores adyacentes a los cráteres; en algunos puntos en los que se produjo algún reducido levantamiento, coincidían con espesores del recubrimiento de suelos sobre los residuos inferiores a 1,0 metros.

Van Impe (1994) y Van Impe & Bouazza (1996), presentan el caso del vertedero de Maldegem, Bélgica, donde muestran que los vertederos jóvenes se comportan diferente de los antiguos. Este fenómeno resulta de la biodegradación de los residuos. Además, comprueban que la profundidad de influencia, la profundidad del cráter, el asiento provocado y la velocidad máxima de partículas son directamente afectadas por este proceso de envejecimiento.

El local consiste de un vertedero de residuos municipales y industriales del inicio de los setenta, con componentes orgánicos, plásticos, papel, goma y en alguna ocasión, restos de construcción. El espesor del relleno variaba de 4,5 a 8 metros, estaba cubierto con suelo natural de 0,5 a 2 metros de espesor, el cual fue removido o mezclado con residuos durante la ejecución del perfil del sitio. La rehabilitación del local fue realizada en cuatro etapas:

- a) Remoción de los restos de construcción, cuando posible.
- b) Reconstrucción del perfil del local a través de la compactación dinámica.

c) Aislamiento del local del vertedero.

d) Clausura del local con una nueva cobertura.

La elección de la mejora del suelo por apisonamiento fue hecha con el objeto de disminuir el volumen de residuos y sobre todo reducir el posible asiento diferencial en la nueva cobertura. Por razones de práctica local, el peso del martillo fue limitado en 12,9 toneladas y la altura de queda fue de 10 metros. Fueron dados dos golpes y un único pase, en una malla cuadrada con espaciamiento de 2 metros entre los puntos de impacto. Después de la compactación el local fue nivelado y los cráteres rellenados con residuos. Se realizó una pasada final con un grande rolo vibratorio para compactar la superficie antes de clausurar el local.

La evaluación de la compactación de la superficie fue realizada a través de los ensayos SASW. La profundidad de influencia fue de por lo menos 4 metros, y en algunas veces llegó a cerca de 6 a 8 metros.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA Y TÉCNICAS

APLICADAS EN EL ESTUDIO

3. METODOLOGÍA Y TÉCNICAS APLICADAS EN EL ESTUDIO

3.1. Características generales del vertedero estudiado

3.1.1.- Introducción

Los trabajos fueron realizados en el vertedero de rechazos y otros RU del Centro Las Dehesas que hace parte del Parque Tecnológico de Valdemingómez.

Este complejo se encuentra situado al sureste del municipio de Madrid, en el distrito de Villa de Vallecas, y está integrado por cuatro grandes Centros: La Paloma, Las Lomas, Las Dehesas y La Galiana. En él son tratados la totalidad de los residuos domiciliarios de Madrid, así como los que, aun no perteneciendo a dicha categoría, contienen materiales recuperables, a través de una amplia variedad de técnicas de procesamiento de residuos (Figura 3.1).

Fuente: Ayuntamiento de Madrid

Figura 3.1. Instalaciones de tratamiento de residuos del Parque Tecnológico de Valdemingómez

Presenta los siguientes servicios de tratamiento y valorización de RU:

- Tres plantas de separación y clasificación.
- Dos plantas de biometanización.
- Tres plantas de compostaje.
- Una planta de incineración con recuperación energética.
- Una planta de tratamiento de plásticos.
- Una planta de tratamiento de residuos voluminosos.
- Una planta de incineración de animales muertos.
- Una planta de tratamiento de biogás
- Una planta de valorización energética de biogás.
- Un vertedero de residuos no valorizables.

3.1.1.1.- Características del área de emplazamiento

El área del emplazamiento está situada en el distrito de Villa de Vallecas, en la zona sureste del municipio de Madrid en el límite de su término municipal, al sur de la autopista de circunvalación M-50, colindante a Rivas-Vaciamadrid y Getafe (Figura 3.2).

Las condiciones climatológicas del sur de Madrid se caracterizan por un déficit hídrico importante (ET_0 superior a los 1.000 mm/año y una pluviometría inferior a los 500 mm/años) (Escolano Sánchez, 2005).

Madrid se encuentra en la Meseta Sur y presenta el tipo de clima Mediterráneo-continental: régimen pluviométrico estacional (máximo invernal o primaveral y mínimo estival) y temperaturas máximas estivales altas (Martín-Vide y Olcina, 2001 *apud* De Castro et al., 2005).

Fuente: Madrid-Área de Gobierno de Urbanismo y Vivienda, 2013

Figura 3.2. Localización

La Agencia Estatal de Meteorología (AEMET) presenta series de datos climatológicos normales para el periodo 1981-2010 y series de datos de valores extremos absolutos que para la variable temperatura es del periodo 1951-2015. En la Comunidad de Madrid estos datos pueden ser obtenidos en siete estaciones: Colmenar Viejo, Getafe, Retiro, Cuatro Vientos, Aeropuerto, Puerto de Navacerrada y Torrejón de Ardoz. De estas siete estaciones la más próxima del área del emplazamiento es la estación Getafe (coordenadas geográficas $40^{\circ}17'58''N$ $3^{\circ}43'20''O$, 620 metros de altitud).

La Tabla 3.1 presenta los valores climatológicos normales del periodo 1981-2010 en la estación Getafe, mientras que la Tabla 3.2 presenta los valores extremos de temperatura en el periodo 1951-2015. Los valores extremos absolutos son el máximo o el mínimo absolutos de los datos de la serie de la variable considerados desde el año 1920.

Tabla 3.1. Valores climatológicos normales en la estación Getafe (1981-2010)

Valores climatológicos normales. Estación Getafe. 1981-2010					
Mes	Temperatura media (°C)	Media de las temperaturas máximas diarias (°C)	Media de las temperaturas mínimas diarias (°C)	Precipitación media (mm)	Número medio de horas de sol
Enero	5,9	10,5	1,2	30	150
Febrero	7,5	12,7	2,4	32	172
Marzo	10,8	16,8	4,9	24	222
Abril	12,7	18,6	6,9	38	237
Mayo	16,8	23,0	10,5	39	279
Junio	22,4	29,3	15,6	19	326
Julio	25,9	33,2	18,5	9	368
Agosto	25,4	32,5	18,2	9	339
Septiembre	21,1	27,5	14,6	22	256
Octubre	15,3	20,6	9,9	50	202
Noviembre	9,8	14,5	5,0	48	152
Diciembre	6,5	10,7	2,4	45	124
Año	15,0	20,8	9,2	365	2.850

Fuente: AEMET (www.aemet.es)

Tabla 3.2. Valores extremos de temperatura en la estación Getafe (1951-2015)

Valores extremos de temperatura anual (°C) en la estación Getafe. 1951-2015	
Temperatura máxima absoluta de la serie	41,6
Media de la temperatura máxima del mes más cálido	35,5
Temperatura media máxima	27,9
Temperatura media mínima	1,5
Media de la temperatura mínima del mes más frío	-3,2
Temperatura mínima absoluta de la serie	-12,0

Fuente: AEMET (www.aemet.es)

Según las mediciones de la estación Getafe los valores más elevados de precipitación se encuentran en los meses de octubre a diciembre, siendo octubre el mes más lluvioso con 50 mm. Mientras que los valores más bajos son en los meses de junio a agosto con 9 mm. Los meses de verano presentan aproximadamente un 10% de la precipitación total. La media anual es de 365 mm.

En cuanto a la temperatura se observa una variación anual media de unos 20 °C. La temperatura media anual es de 15 °C. El periodo estival se caracteriza por la

existencia de temperaturas superiores a los 30 °C, con máximas absolutas superiores a 41 °C y media en julio y agosto superiores a 25 °C. Mientras que la mínima absoluta es de -12 °C y la temperatura media de los meses de enero es de 5,9 °C. La insolación es de unas 2.850 horas al año.

Con relación a las características de los sedimentos, la zona está formada por sedimentos terciarios neógenos (sedimentos químicos y evaporíticos, correspondiente con la serie blanca y serie gris) y sedimentos cuaternarios (lecho del río y terrazas bajas). Los sedimentos terciarios están formados por yesos y arcillas yesíferas, y los cuaternarios están formados por sedimentos detríticos, terrazas, sedimentos aluviales y coluviales. La permeabilidad de la zona es baja (Madrid - Área de Gobierno de Urbanismo y Vivienda, 2013) (Figura 3.3).

Fuente: Madrid-Área de Gobierno de Urbanismo y Vivienda, 2013

Figura 3.3. Identificación de los sedimentos de la zona

Arnaiz Ronda (2003) presenta la siguiente descripción de las características geológicas del sureste de Madrid:

“El terreno de Madrid está formado por depósitos Terciarios, detríticos que se atribuyen al Plioceno y Mioceno, de naturaleza arenosa en los niveles superiores

y más arcillosas en los inferiores (facies Madrid). Estos materiales Terciarios están recubiertos por sedimentos Cuaternarios asociados a los ríos y a sus afluentes, y también frecuentemente a rellenos antrópicos. Al moverse de dirección noreste a sureste de la ciudad las formaciones detríticas van pasando progresivamente a las formaciones arcillosas, conocidas como pañuelas (facies de Transición), y finalmente a las evaporíticas, yesos (facies Central).

El nivel superior de la facies Madrid se conoce como *arena de miga*, en él son frecuentes las intercalaciones arcillosas, el inferior se trata de una arcilla firme denominada *tosco* en la que suelen encontrarse niveles más arenosos.

El terreno tiene una pendiente suave que varía desde cotas de +700 m.s.n.m. al noroeste hasta los +550 m.s.n.m. en el sureste de la ciudad. El contacto de la arena de miga y el tosco al sur, en la vaguada del río Manzanares se sitúa a la cota + 630.

La facies de Transición (pañuela) es una arcilla margosa que presenta lentejones con cementación por carbonatos e incluso, en ocasiones, niveles calcáreos. También puede tener intercalados niveles de pequeño espesor con carácter expansivo debido a presencia de montmorillonita y sepiolita. A los niveles calco-margosos y calcáreos de tonos blanquecinos que aparecen inmersos en las pañuelas se les denomina *cayuela*.

La facies evaporítica está formada por margas yesíferas y yesos masivos, se distingue tres tramos: yesífero inferior, intermedio arcilloso y superior calcáreo.

Los afloramientos del tramo yesífero aparecen al sureste hacia la cota +560 y se presentan de forma masiva hacia su base con alternancias de capas cristalizadas. En el tramo intermedio, que se presenta hacia la cota +620, se observa la transición desde los yesos tableados y nodulares con arcillas hacia niveles predominantemente arcillosos. El tramo superior formado por calizas grisáceas y color crema, compactas, con abundantes nódulos de yesos, que en la vertical pasan a carbonatos masivos y arcillas verdosas, tiene sus afloramientos en la zona del sureste de Vallecas.

Los materiales Cuaternarios están representados por depósitos aluviales vinculados con los cauces fluviales que pasan por la ciudad y con las terrazas de los ríos Manzanares y Jarama.”

3.1.2.-Centro de Tratamiento de Residuos Urbanos Las Dehesas

El Centro Las Dehesas entró en funcionamiento en febrero de 2000, en una superficie de 98,2 hectáreas. Dispone de las siguientes instalaciones:

- Planta de separación y clasificación de bolsas amarillas y de restos
- Área de tratamiento de residuos voluminosos
- Planta de tratamiento de plásticos recuperados
- Planta de biometanización y de compostaje de la materia orgánica
- Planta de incineración de restos de animales muertos
- Estación de transferencia de rechazos
- Plantas de tratamiento de lixiviados
- Vertedero controlado

Fuente: Ayuntamiento de Madrid

Figura 3.1. Centro Las Dehesas: sistema de tratamiento de residuos

En el vertedero controlado se depositan los rechazos de todos los centros del Parque Tecnológico de Valdemingómez, así como otros residuos de origen urbano no aprovechables. El Centro recibe también los residuos urbanos generados en los municipios vecinos de Arganda del Rey y Rivas-Vaciamadrid. La Figura 3.1 presenta un esquema del sistema de tratamiento del Centro.

3.1.3.- Vertedero controlado de rechazos y otros residuos urbanos

3.1.3.1.- Características generales

El vertedero ha sido diseñado y es explotado según las exigencias de la Directiva 1999/31/CE y los requisitos establecidos en el Real Decreto 1481/2001, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero. Tiene como objetivo recibir los rechazos generados en los diversos procesos de tratamiento y los RU producidos en el municipio de Madrid cuya naturaleza hace inviable su tratamiento.

Su capacidad de vertido es de 22,7 millones de m³, sobre una superficie 82,5 hectáreas y una vida útil prevista de 25 años. Está organizado en siete celdas, construidas a medida que el llenado de cada una (estimado de 3 a 5 años) demanda la necesidad de la siguiente.

El vaso está impermeabilizado con una barrera artificial compuesta por una capa de arcilla de 0,5 m de espesor, sobre la que se extiende sucesivamente un geotextil de poliéster, una lámina de polietileno de 1,50 mm de espesor, un geotextil de polipropileno antipunzonamiento que protege a la lámina anterior, y una capa de grava de 0,50 metros de espesor para el drenaje de los lixiviados, que son enviados a la planta de tratamiento del centro.

Los lixiviados son recogidos a través de una red de drenaje conectada a un conjunto de pozos estancos, además de una red de drenaje de seguridad por debajo de la barrera artificial y dispuesta en forma de espina de pez, con separaciones de 25 m. La Figura 3.2 presenta el esquema de una celda.

Fuente: Ayuntamiento de Madrid

Figura 3.2. Celda del vertedero controlado de rechazo y otros RU

3.1.3.2.- Explotación

La explotación, según el sistema de gestión de tipo media densidad, presenta las operaciones de depósito, extendido y compactación de los residuos en tongadas de 2,5 a 3 metros, que se compactan a media densidad y se cubren diariamente con tierras extraídas de la regularización del fondo de la celda siguiente.

El sellado de cada celda, cuando alcanzada la cota de coronación, se realiza por recubrimiento en cuatro capas sucesivas. La primera es una capa de grava de 25 cm de espesor para drenaje de gases, sobre ella una capa de arcillas del mismo espesor, con la función de barrera contra el escape de estos gases y la entrada de agua hacia los residuos, seguida de otra capa de gravas de 0,50 metros para drenaje de pluviales y por último una cubierta de tierra de 1 metro de espesor que actúa como sustrato a la cubierta vegetal.

En cada celda sellada se construye una red de pozos de desgasificación, con el fin de extraer el biogás generado en su interior con vistas a un futuro aprovechamiento energético (Fuente: Folleto Las Dehesas, [www. Madrid.es](http://www.Madrid.es)).

La Figura 3.3 presenta actividad de explotación.

Figura 3.3. Actividades de explotación

3.2. Técnicas de reconocimiento utilizadas

El reconocimiento geotécnico fue realizado en base a ejecución de sondeos mecánicos, técnicas geofísicas basadas en Ondas Superficiales y ensayos de penetración dinámica continua. Estas técnicas son descritas a continuación.

3.2.1.- Sondeos mecánicos

Los sondeos mecánicos a rotación son perforaciones realizadas con diámetros habituales entre 65 y 140 mm, que sirven para la extracción y reconocimiento del terreno (testigos), para la obtención de muestras del terreno mediante útiles apropiados (tomamuestras) y para la realización de algunos ensayos in situ, como el ensayo de penetración estándar (SPT). Este ensayo que es ejecutado con la caída de una maza de 63,5 Kg de una altura de 76 cm, utiliza cuchara bipartida ($D_i=35$ mm) o puntaza (para el caso de gravas) y tiene aplicación en suelos granulares (Sopeña, 1999). Se cuenta el número de golpes necesarios para hincar 60 cm, en tramos de 15 cm. Con la suma de los golpes de los dos tramos

centrales de 15 cm se obtiene N_{SPT} , lo que permite obtener los parámetros de resistencia mediante correlaciones empíricas. Con el tomamuestras se obtiene una muestra alterada del terreno.

Para la ejecución de sondeos, ensayos y obtención de muestras del terreno se dispone de la norma tecnológica NTE-CEG 1975 “Estudios Geotécnicos”, a parte de la siguiente normativa extranjera:

- DIN 4020: Investigación del terreno. Normativa general.
- DIN 4021: Investigación del terreno mediante calicatas y sondeos. Toma de muestras.
- DIN 4022: Denominación y descripción de suelos y rocas.
- DIN 4023: representación gráfica de terrenos.
- DIN 4094: Ensayos de penetración.
- CP 2001: Código de práctica británico para reconocimiento del terreno.

3.2.2.- Análisis espectral de las ondas superficiales (AESO)

3.2.2.1.- Introducción

Según Valerio (1990) el Análisis Espectral de Ondas Superficiales (AESO) es un método no destructivo para la obtención de la velocidad de las ondas S del terreno (V_S). Debido a rapidez de ejecución y a su carácter global, su utilización presenta ventajas en relación a técnicas que exigen la perforación de sondeos, como es el caso de cross-hole, in-hole, y down-hole.

Esta técnica geofísica es especialmente adecuada para los casos en los que no es posible utilizar los métodos tradicionales de refracción debido a existencia de capas superficiales más rígidas.

Mediante el AESO es posible determinar el perfil de velocidades de propagación de las ondas Rayleigh, permitiendo tener con la profundidad en el terreno ese parámetro básico (Figura 3.4) que a su vez se pone en correspondencia con el “estado geomecánico” del material ensayado (el relleno o terraplén). Siendo

posible encontrar correlaciones con los parámetros clásicos, como compactación, la deformación, índice CBR, etc. (Sopeña, 2007).

Fuente: Valerio, 1997 apud Sopeña, 2007

Figura 3.4. Relación entre longitud de onda y espesor de las capas

Figura 3.5. Dispositivo de impacto para realización de ensayos de laboratorio

El ensayo se realiza originando vibraciones en el terreno en el rango de frecuencia deseado y con magnitud que pueda ser medida. La fuente vibratoria puede ser de varios tipos:

- Barrido lineal de frecuencia mediante un vibrador;
- Caída de una masa desde una determinada altura, con el objetivo de generar energía de baja frecuencia (gran longitud de onda) para determinar las propiedades del terreno a la mayor profundidad posible;
- Dispositivo de impacto análogo a los Falling Weight Deflectometer (FWD) (Figura 3.5).

De acuerdo con Sopeña (2007) el procedimiento general, en el que se obtiene la curva de dispersión-profundidad, y a continuación la relación profundidad-velocidad tangencial (V_S), se ha venido aplicando para evaluar el estado global de una masa de terreno (y comparar la posible evolución de distintas fases, lo que ha permitido su aplicación, por ejemplo, al siempre difícil caso de los tratamientos de mejora en masa de terrenos) y sus resultados han sido muy satisfactorios.

3.2.2.2.- Metodología

La velocidad de propagación de las ondas superficiales en la vertical de un punto determinado (P), es medida colocándose dos transductores de aceleración o de velocidad (A y B), uno a cada lado de P y equidistantes del mismo. En la Figura 3.6 se puede ver un esquema de ejecución del ensayo.

La fuente vibratoria actuando en la superficie del terreno (C) genera en los puntos A y B dos señales temporales: $A(t)$ y $B(t)$.

Con estas señales, un Analizador de Espectros (o un ordenador) calcula en tiempo real la función de coherencia, $\gamma^2(f)$, y la fase, $\theta_{AB}(f)$, de la función densidad espectral cruzada de energía $G_{AB}(f)$, en función de la frecuencia (f). Ambas funciones quedan almacenadas para su posterior análisis. La Figura 3.7 presenta ejemplos de funciones de coherencia y fase, y de curvas de dispersión.

Fuente: Cuellar, 1994 apub Sopeña, 2007

Figura 3.6. Esquema de ejecución del ensayo AESO

Las funciones $\gamma^2(f)$ y $\theta_{AB}(f)$ tienen las siguientes expresiones:

Ecuación 3.1.
$$\gamma^2(f) = \frac{|G_{AB}(f)|^2}{G_A(f) G_B(f)}$$

Ecuación 3.2.
$$G_{AB}(f) = A(f) B^*(f)$$

Ecuación 3.3.
$$G_A(f) = A(f) A^*(f)$$

Ecuación 3.4.
$$G_B(f) = B(f) B^*(f)$$

Donde: $A(f)$ y $B(f)$ son las Transformadas de Fourier de $A(t)$ y $B(t)$, respectivamente

El asterisco (*) indica el complejo conjugado

$G_A(f)$ o $G_B(f)$, es la función densidad espectral de energía de $A(t)$ o $B(t)$.

$G_{AB}(f)$ es una función de variable compleja, por lo tanto tiene módulo y argumento, este último fue llamado de $\theta_{AB}(f)$.

En la función $\theta_{AB}(f)$ a cada valor de frecuencia f , le corresponde un valor de desfase $\theta_{AB}(f)$, que está relacionado con el tiempo de recorrido (t_{AB}) de una onda de frecuencia f entre ambos transductores mediante la expresión:

Ecuación 3.5.
$$t_{AB} = \frac{\theta_{AB}(f)}{360 f}$$

Donde: $\theta_{AB}(f)$ está expresado en grados

f está en Hz

t_{AB} está en segundos.

Conociéndose t_{AB} se determina la velocidad de fase, V_r , a través de la ecuación:

Ecuación 3.6.
$$V_r = \frac{x}{t_{AB}}$$

Donde x es la distancia entre transductores, como mostrado en la Figura 3.6. La velocidad V_r calculada corresponde a una longitud de onda, λ , de valor:

Ecuación 3.7.
$$\lambda = \frac{V_r}{f}$$

Se obtiene la *Curva de Dispersión Experimental*, o sea, la velocidad de fase (V_r) en función de la frecuencia (f) o en función de la longitud de onda (λ), cuando se repite el proceso para diferentes frecuencias.

Se utiliza la función de coherencia, $\gamma^2(f)$, para seleccionar el rango de frecuencias en las que se aplica el proceso de cálculo comentado, debido a que $\gamma^2(f)$ es una función, en el dominio de la frecuencia, análoga a la del cuadrado del coeficiente de correlación, de forma que:

Ecuación 3.8.
$$0 \leq \gamma^2(f) \leq 1$$

En esta expresión la función de coherencia valdrá 0 cuando las señales $A(t)$ y $B(t)$ no estén relacionadas y valdrá 1 cuando haya una dependencia lineal entre ellas. En general se exige un valor igual o mayor de 0,90.

Figura 3.7. Ejemplo de funciones de coherencia y fase registradas en uno de los ensayos, y curvas de dispersión experimentales obtenidas

3.2.3.- Ensayos de penetración dinámica continua

Este ensayo es realizado hincando un cono en el terreno a través de golpeo de una maza. De acuerdo con el número de golpes necesarios para introducir el cono en el terreno se puede deducir aproximadamente su resistencia.

La herramienta que se hince suele ser cónica, con un ángulo que puede variar de 60 a 90° en el vértice del cono y su diámetro está comprendido entre 35,7 y 110 milímetros. El cono tiene un mango en su base que se introduce por presión en el extremo del varillaje, de modo que al término del ensayo se queda en el fondo del agujero lo que facilita sacar el tren de varillas.

El peso de la maza y su altura de caída son determinados según sea el diámetro y ángulo del cono empleado. El diámetro del varillaje, que transmite el golpeo de la maza, debe ser sensiblemente inferior al diámetro de la base del cono para evitar el rozamiento lateral del tren de varillas con las paredes del agujero. En España es muy empleado un penetrómetro de punta cónica y ángulo de 60° cuya base es un cuadrado de 40 x 40 mm (Figura 3.8).

Fuente: Puy Huarte, 1977

Figura 3.8. Esquema del ensayo de penetrómetro dinámico

La maza pesa 65 kg y su altura de caída es de 50 cm. Se cuenta el número de golpes para hincar la puntaza cónica 20 cm en el terreno. Las varillas son de 32 mm de diámetro y pesan 6,3 kg/m. La superficie de la puntaza es de 4 x 4 cm (16 cm²). La puntaza, en su mango cuadrado y hueco para su unión con las varillas, tiene unas ranuras laterales, en las cuales encaja un pasador de la varilla. De esta forma girando el varillaje gira la puntaza, lo cual ayuda a desviar un bolo con el que haya tropezado y no avance.

La resistencia de un suelo, con un coeficiente de seguridad igual a la unidad, es calculada por la fórmula:

Ecuación 3.9.

$$R_d = \frac{M^2 H}{e(P + M)A}$$

Donde: M = peso de la maza en kilogramos

P = peso de las varillas en kilogramos

e = penetración en centímetros / número de golpes

A = sección de la punta en centímetros cuadrados

3.3. Instrumentación utilizada

La instrumentación utilizada para verificar la temperatura generada en el interior del vertedero y para el control de los asientos reales producidos y su evolución con el tiempo, está compuesta de termistancias, micrómetro deslizante, inclinómetro, líneas continuas de asientos y elementos topográficos, cuyas metodologías se describen a continuación.

3.3.1.- Termistancias

Las termistancias son elementos de circuito eléctricos formados de materiales semiconductores sólidos que están caracterizados por un coeficiente de temperatura negativo elevado. A cualquier temperatura dada, una termistancia actúa como un resistor; si la temperatura cambia debido a disipación interna o a variaciones de temperatura ambiente, la resistencia cambia en un modo

reproducibile como función de la temperatura. El equipo utilizado está formado por los dos siguientes componentes:

a) Sondas múltiples, con las características:		b) Medidor portátil para conexión de las sondas PT 100:	
Número de sensores:	5	Sensor tipo:	PT 100
Distancia entre sensores:	1 m	Rango de escalas:	0 a 100 °C
Tipo de sensor:	PT 100	Display digital:	3,5d
Rango de medición:	0 a 100 °C	Sensibilidad:	1 °C / 0,1 °C
Precisión:	0,1%	Precisión:	0,5%
Diámetro de sonda:	según sondeo	Conexión para sensores:	5
Longitud de sonda:	5 m	Alimentación:	Baterías
Protección caja conexión especial según acuerdo			

3.3.2.- Micrómetro deslizante

El micrómetro deslizante es utilizado para determinar movimientos verticales en profundidad, es instalado en el interior de un sondeo y la componente z se identifica con el eje del sondeo. El equipo (Figura 3.9) se compone de:

a) Sonda de alta precisión y base calibradora:

- Sonda de alta precisión con cabezales esféricos e medida y sensor de compensación y medición de temperatura, para un rango de medida de ± 50 mm respecto a la base de medida nominal de 1 metro, resolución de 10^{-2} mm y precisión de 15 bares (150 m de columna de agua). Incluye caja de transporte y accesorios de servicio y mantenimiento.
- Base de calibración en acero Invar con referencia de calibración a 975 mm y 1.025 mm que permiten ajustar el cero de referencia y desviaciones de ± 50 % del valor fondo de escala.

b) Cabestrante:

- Sobre carro de transporte, con 50 metros de cable reforzado equipado con conectores herméticos hasta la profundidad de 250 metros.

c) Módulo de control y adquisición de datos:

- Permite la captación de las señales de deformación procedentes de la sonda, su presentación en la pantalla CCD incorporada, el almacenamiento en memoria y la transmisión, mediante interface RS232 a un ordenador, incluyendo la medición de temperatura necesaria para la corrección de los valores registrados.

d) Accesorios:

- Barras de guía e introducción de la sonda, realizadas en redondo de aluminio con longitud de 2 metros y acoples en acero inoxidable de alta resistencia a la torsión.
- Tubo especial en PVC para el entubado del sondeo con marcas cónicas de alta precisión, con separación de 1 metro.
- Cadena de orientación de material ligero de 1 metro de longitud.

Figura 3.9. Micrómetro deslizante: esquema de funcionamiento

En el interior del sondeo se instala la tubería provista de las marcas de medida con separación de 1 metro que permiten un pequeño movimiento. Las marcas deben estar perfectamente solidarias al terreno circundante en el sondeo inyectando una lechada de cemento. Cuando la lechada ha endurecido se realiza una medida cero o de referencia bajando la sonda por la tubería midiendo entre cada dos marcas los valores de referencia z . En medidas sucesivas se determinan los cambios relativos de z . La suma de estas diferencias da como resultado los desplazamientos espaciales a lo largo del sondeo.

En la instalación de la tubería de PVC se hace la unión de los tramos de 1 metro mediante manguitos en los que se colocan 4 tornillos. Para evitar la entrada de lechada en la tubería se protege la unión de los manguitos con el tubo de PVC mediante una cinta adhesiva especial, añadiéndose después otra cinta más convencional de refuerzo, con el objetivo de impedir la entrada de impurezas en la tubería, ya que estas se depositarían en las marcas que sobresalen en su interior alterando las medidas.

Los 4 tornillos no atraviesan completamente la unión tubo-manguito realizando la doble función de sujetar ambos elementos, pero permiten un pequeño movimiento entre los dos de acortamiento-alargamiento que corresponde a las medidas del eje z , o sea las medidas de asientos.

La tubería se va bajando a lo largo del sondeo cuando se va uniando sus tramos. Durante este procedimiento se introduce el macarrón sujeto al tubo de PVC con cinta adhesiva, para posterior inyección de la lechada. Hay que tener en cuenta la orientación de la tubería porque todos los tramos de 1 metro tienen una marca de medida que es un anillo metálico con cuatro resaltes que tienen la función de servir de tope a la sonda en el momento de la lectura. También tiene cuatro acanaladuras por las que el torpedo desliza para subir o bajar.

Después de concluida la instalación de la tubería se realiza una lectura de comprobación verificando que los datos obtenidos se encuentran dentro del rango adecuado. A continuación se realiza la inyección de la lechada a través del macarrón.

Las medidas son hechas introduciéndose la sonda con la cadena de orientación incorporada en el interior de la tubería con la ayuda del varillaje guía y se va moviendo, primero en el sentido descendiente hasta llegar al fondo de la tubería y luego en el sentido ascendiente, entre los diferentes puntos de lectura separados 1 metro.

La sonda tiene una cabeza cono-esférica que se desliza a través de la tubería hasta el punto de lectura. Rotando 45° la sonda pasa a través de los puntos de medida hasta llegar al siguiente par de puntos. El procedimiento es repetido a cada metro hasta el final del tubo. El transductor de desplazamiento del sensor de cabeza mide la variación de longitud entre manguitos de unión y los valores son transmitidos a través de cable al módulo de control.

La medida cero, o de referencia, es realizada cuando la lechada endurece. Con medidas sucesivas se determinan los cambios relativos de z . Siendo el desplazamiento acumulado de z el resultado de la suma de estas diferencias.

3.3.3.- Inclinómetro

El inclinómetro se emplea para medir desplazamientos horizontales en profundidad. Se mide el cambio de inclinación de un tubo colocado en una perforación dentro del talud para calcular la distribución de los movimientos laterales (Figura 3.10 y Figura 3.11). Está formado por cuatro componentes principales:

- a) Tubo guía de aluminio para alinear el conjunto en la dirección de medida requerida:
 - Longitud del tubo=3 metros; $\varnothing$ interior=50 mm; $\varnothing$ exterior=53 mm y con las guías 57 mm; peso=0,9 kg/m
 - Manguitos: longitud=0,30 metros; $\varnothing$ interior=53 mm; $\varnothing$ exterior=57 mm y con las guías 63 mm; peso=325 gr
 - Tapones de cierre: de fondo $\varnothing$ interior=57 mm; de cabeza $\varnothing$ interior= 57mm

- b) Sensor portátil montado sobre un sistema de ruedas que se mueve sobre la guía del tubo. La sonda es del tipo biaxial, que permite lecturas simultáneas en dos direcciones. Está formada por:
- Un cilindro de acero inoxidable de 70 cm de longitud y 5 cm de diámetro, completamente estanco para evitar la entrada de agua en su interior, donde van alojados dos sensores de inclinación tipo servo-acelerómetro que permitan la medida según dos componentes ortogonales de la inclinación, con rango de medida de $\pm 30^\circ$.
 - Sensibilidad de 0,01 mm y variaciones por efecto de la temperatura, inferiores a 0,15 mm por grado centígrado.
 - Peso de la sonda = 3 kg.
- c) Cable de control que baja y sube el sensor y transmite señales eléctricas a la superficie. Tiene unas marcas para medir profundidades. Estas medidas están relacionadas hasta la mitad de la altura del torpedo.
- Es del tipo manguera, tiene un núcleo de acero para minimizar las deformaciones. Los cables eléctricos se encuentran espaciados alrededor y unidos al núcleo.
 - Es multiconductor, resistente a la humedad, con marcas cada 0,5 metros, diámetro no superior a los 10 mm y peso inferior a 180 gramos por metro.
 - Se aloja en un tambor con capacidad de almacenar 100 metros y construido en materiales rígidos, cuyas dimensiones máximas no superarán las siguientes: longitud de 500 mm, altura de 600 mm, anchura de 275 mm y peso inferior a 6 kg.
- d) Unidad de lectura digital, incorpora un circuito de medida y dos voltímetros digitales bipolares de 4 dígitos cada uno (tres para indicar las unidades y uno para decimales) con escala graduada en milímetros, además del indicador del signo. Debe poder funcionar correctamente entre -10°C y $+5^\circ\text{C}$.
- Alimentación por batería de 12 V.c.c recargable.

- Rango de medida de ± 500 mm y resolución de 0,1 mm.
- Sus dimensiones son: longitud de 350 mm, altura de 150 mm, anchura de 250 mm y peso de aproximadamente 5 kg.

Fuente: Hanna, 1985 apub Suarez, 2012

Figura 3.10. Esquema de un incliómetro

Los tubos del inclinómetro son normalmente instalados en perforaciones de sondeos. El fondo del inclinómetro es la base para la medición de la deformación, por ello la base del tubo debe estar perfectamente anclada.

La curva de deformación del inclinómetro muestra la diferencia entre la zona profunda que no se mueve y la que presenta movimiento (Figura 3.12). El espacio anular entre el tubo y la perforación debe ser relleno con inyección de lechada de cemento para asegurar que los movimientos del ducto reflejen realmente los desplazamientos del terreno.

Fuente: Cornforth, 2005 apub Suarez, 2012

Figura 3.11. Sistema del inclinómetro

Fuente: Cornforth, 2005 apub Suarez, 2012

Figura 3.12. Ejemplo de datos del inclinómetro

Antes de realizar la primera lectura o lectura de origen, se introduce un torpedo falso para verificar si no hay obstrucciones dentro del tubo. Las mediciones iniciales son muy importantes porque todas las mediciones subsecuentes se basan en las primeras. Por ello se recomienda tomar inicialmente, dos o tres grupos de medición para comprobar que la medición inicial es correcta y así evitar errores posteriores.

Para realizar las lecturas se establece una orientación del sector móvil, bajándolo entonces por los carriles que definen la dirección A-B hasta el fondo. Debe dejarse el equipo en el fondo de 10 a 15 minutos, para que se normalice con la temperatura del agua dentro del tubo, evitando errores por temperatura. Después de realizar la lectura en el fondo se asciende el torpedo registrando las lecturas a intervalos de 50 cm. Cuando el torpedo salga a la superficie, se gira 180° y se vuelve a introducirlo hasta el fondo repitiéndose el procedimiento anterior.

3.3.4.- Línea Continua de Asientos (LCA)

La línea continua de asientos es un aparato que permite conocer la magnitud y la distribución de asientos en una línea bajo un terraplén. Se basa en el principio de los vasos comunicantes y en la medición de la presión hidrostática por aplicación de una contrapresión (Figura 3.13).

Figura 3.13. Esquema de la Línea Continua de Asientos

La Línea Continua de Asientos está constituida de:

a) Manguera: tubo flexible de doble pared, suficientemente flexible longitudinalmente para adaptarse a la deformada del terreno, y suficientemente rígida y resistente transversalmente para no permitir aplastamiento debido a presión de sobrecarga y compactación. Habitualmente se usan mangueras de plástico rigidizadas mediante espirales metálicas de diámetro interior 85-100 mm.

b) Arquetas: su objetivo es proteger los extremos de la manguera para evitar la manipulación del extremo de la misma y su obstrucción desde el exterior. En su interior se dispone de un punto de referencia con respecto al que se realizarán las medidas. Sus dimensiones aconsejables son 2 x 2 x 0,6 metros y se sitúan a unos 2 - 3 metros medidos a partir de la arista del talud del terraplén.

c) Dispositivo de lectura, consta de tres partes:

- Tubo de poliamida de 14 mm de diámetro exterior, relleno de agua y con una longitud suficiente para atravesar transversalmente el terraplén de arqueta a arqueta.
- Sonda piezométrica con sistema de cuerda vibrante que emite una señal eléctrica para indicar la presión dentro del tubo por efecto del agua. Esta sonda está acoplada a uno de los extremos del tubo de poliamida. Con las siguientes características:
 - Efecto combinado de no linealidad/histéresis: $\pm 0,06\%$ B.S.L.
 - Efecto de temperatura: $\pm 0,3\%$ error total entre $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$
 - Rango de medida: 0-1 bar (0-100 kPa)
 - Sobrepresión máxima tolerable: x 4
 - Alimentación: 9-30 V, c.c.
 - Salida: 4-20 mA, c.c.
- Unidad de adquisición de datos (UAD) que recibe la señal y la traduce en valor numérico de presión, generalmente en mm de columna de agua. La lectura se presenta en una pantalla LCD que indica valores entre 0 y 10.000 mm. La unidad de lectura incluye el interruptor de puesta en marcha, el potenciómetro de ajuste de cero, el ajuste de calibrado, doce

baterías de 1,5 V del modelo normalizado IECL14 y un indicador del estado de las baterías. Sus características son:

- Precisión de la unidad de lectura: $0,01\% \pm 2$ unidades
- Coeficiente de temperatura: 50 ppm/°C

La instalación de la LCA se hace colocando la manguera perpendicular al eje del terraplén en una pequeña zanja con arena, excavada en la misma cimentación del terraplén. Éste se va construyendo encima de la línea de forma que cuando el terreno deforme, lo haga solidariamente con el instrumento.

El sistema incorpora un gas que rellena la sonda, ésta a su vez está conectada al tubo de poliamida que comunica con el transductor de presión montado en el tambor de lectura. El tubo de poliamida y el torpedo están llenos con una solución anticongelante. El segundo tubo corrige la presión del gas en la sonda y en la parte opuesta del transductor del diafragma de presión diferencial. Los dos tubos están recubiertos juntos formando un ensamblaje perfecto.

El dispositivo mide la diferencia de presión entre el extremo del torpedo, donde se encuentra alojado el sensor piezométrico, y un pequeño nivel situado en la UAD. Cuando se mide diferencias de nivel entre un punto fijo exterior y puntos interiores a la línea de asiento se obtiene el perfil de la deformada del terraplén, pues las lecturas de presión pueden traducirse en valores de lectura de carga o de diferencia de nivel.

Antes de iniciar las lecturas el nivel de la superficie del líquido deberá ser igual a cero, considerándose como tal cuando coincide con la señal de referencia gravada en el aparato. Este cero de la columna corresponde al máximo nivel del punto de referencia.

El extremo libre de la manguera exterior termina en un recipiente dentro del cual está la membrana del transmisor de presión rodeada de líquido. La presión en la sonda corresponderá en cada momento a la diferencia de altura entre ésta y la superficie libre del líquido en la columna. Esta presión es captada por el transmisor de presión y enviada su señal al instrumento de lectura (Figura 3.14).

Figura 3.14. Esquema de la unidad de medida de la LCA

El nivel de la sonda se obtiene de:

Ecuación 3.10.
$$h_z = (h_0 + d) - h_1$$

Donde: h_z = cota del nivel de la sonda

h_0 = cota del punto de referencia

d = distancia entre el hito de referencia y nivel de la superficie del líquido (cero)

h_1 = lectura del aparato (presión hidrostática)

Las medidas se repiten en tantos puntos como se desee dentro de la manguera bajo el terraplén, por ejemplo a cada metro. El tubo de poliamida que se introduce por la manguera de la LCA posee marcas a cada metro de longitud. Los cambios de nivel de la manguera, o asientos, se calculan realizando las medidas de tiempo en tiempo.

Se hace el calibrado del aparato colocado en un trípode adecuado para este fin, antes de empezar las lecturas. Las lecturas se realizan introduciéndose la sonda hasta el punto más distante dentro de la manguera, tirando de la cuerda atada a la sonda. A continuación se posiciona la sonda en cada uno de los puntos de medida (cada metro), tirando del tubo y enrollando otra vez en el carrete la parte que va quedando libre después de cada medida, pues se debe tener en cada momento la mínima longitud expuesta, con el objeto de facilitar la estabilización de las lecturas. En cada punto se aconseja esperar unos segundos hasta conseguir la estabilización de lectura.

En la toma de las lecturas se debe observar, de vez en cuando, el nivel de referencia, ya que las diferencias creadas por el cambio de temperatura entre la parte libre del tubo y la enrollada en el carrete pueden provocar ligeros cambios en el nivel de referencia.

Antes de cada lectura se debe tomar la cota del hito de referencia, porque debido a la proximidad de su base al pie del terraplén es necesario cuantificar esta influencia para hacer la corrección necesaria y conseguir el asiento neto.

3.3.5.- Elementos topográficos de referencia

En las nivelaciones topográficas para determinar los asentamientos superficiales se utiliza nivel de precisión, mira de invar, punto de referencia fijo y puntos de medida.

- Nivel de precisión Zeiss Ni-2 con micrómetro de placa plana incorporado:
 - Permite ajustar el trazo horizontal sencillo del campo visual del anteojo en el centro de una división de 5 mm de la mira de invar, gracias al micrómetro de placa plana.
 - Al girar el tambor micrométrico, se acciona el movimiento de inclinación de la placa plana. Este tambor está subdividido en once trazos numerados. Cada uno de los intervalos comprendidos entre estos trazos está dividido por un corto trazo central, que permite apreciarse 1/100 del intervalo de la mira.

- El micrómetro de placa plana permite alcanzar la exactitud de $\pm 0,05$ mm, y debido a la gran rapidez de medición se evita en alto grado los errores sistemáticos que pudieran producirse.

➤ Mira de invar con doble escala y longitud de dos metros.

3.4. Ensayo de carga in situ

Para la realización de ensayo de carga in situ, se procedió a la ejecución de un terraplén experimental, con la correspondiente instrumentación, para comprobar de modo fehaciente el comportamiento geomecánico de los residuos tras la aplicación del procedimiento de mejora por compactación dinámica.

3.5. Tecnología de mejora del terreno aplicada

El tipo de mejora empleado fue la compactación dinámica por impacto, tipo “Menard”. La técnica implica la caída de una maza (15-20 toneladas) sobre la superficie del vertedero de una altura de 10 a 20 metros siguiendo un modelo de rejilla seleccionado, utilizando una grúa de mínimo de 100 toneladas. Los impactos de gran energía producen ondas de choque que se propagan a grandes profundidades (Figura 3.15). Por consiguiente, la densidad del vertedero es aumentada y como resultado la capacidad de almacenaje del terraplén también lo es (Yee, 1999).

Fuente: Yee, 1999

Figura 3.15. Ondas de choque de la compactación dinámica

CAPÍTULO 4

TRABAJOS REALIZADOS

4. TRABAJOS REALIZADOS

4.1. Introducción

El objetivo de este estudio es avanzar en el conocimiento de diversos aspectos acerca del comportamiento mecánico de los residuos sólidos urbanos. En este sentido abarca tanto las técnicas de reconocimiento de los mismos, mediante ensayos in situ, ensayos geofísicos y sondeos, como las técnicas de mejora del terreno y la construcción de un terraplén experimental de carga para observar los procesos de deformación de los residuos.

Los trabajos fueron realizados en cinco fases. En la primera (fase de reconocimiento) fueron realizados ensayos que permitieron conocer las características de los residuos, estos ensayos fueron usados como referencia para comparación con los resultados obtenidos en la tercera fase (ensayos para control de la mejora).

En la segunda fase fue realizada la compactación dinámica por impacto como método para la mejora del terreno.

La cuarta fase comprendió la aplicación de sobrecarga a través de construcción de un terraplén, y finalmente, como quinta fase, el seguimiento de las deformaciones.

4.1.1.- Área de prueba

Los trabajos de esta investigación fueron desarrollados en un área de aproximadamente de 900 m² (30 x 30), localizada en la coronación de la Celda 1, sin su sellado definitivo (Figura 4.1). Esta celda fue clausurada en noviembre de 2002, después de 2,5 años de vertido de residuos, llegando a alcanzar una altura máxima en la zona elegida, de 45 metros. El vertido de residuos fue realizado mediante tongadas, por lo general, de 3 metros de basura y material de sellado de 0,30 a 0,50 metros de espesor.

Para elegir el área de trabajo se utilizó las informaciones cartográficas de la disposición del vertedero antes de iniciarse el vertido de residuos en la Celda 1 y

después de finalizado este vertido (Anexo 1), lo que permitió dibujar los perfiles longitudinal y transversal de la celda (Figura 4.2 y Figura 4.3) y definir un lugar cuyo espesor de residuos garantizara que la lámina de impermeabilización no fuera perforada por los sondeos

Figura 4.1. Vista del área de prueba

Figura 4.2. Perfil Longitudinal de la Celda 1

Figura 4.3. Perfil Transversal de la Celda 1

4.1.2.- Plan de trabajos

El plan de trabajo fue desarrollado en las siguientes fases (Figura 4.4, Tabla 4.1):

- 1) Reconocimiento: realización de sondeos mecánicos con recuperación completa de testigo; ensayos de penetración estándar (SPT); ensayos de penetración dinámica; ensayos geofísicos de propagación de ondas superficiales.
- 2) Mejora: compactación dinámica por impacto.
- 3) Control de la mejora producida en los residuos: mediante una segunda campaña de ensayos de penetración dinámica y de ensayos de ondas superficiales; ensayos SPT.
- 4) Construcción del terraplén experimental y su instrumentación con línea continua de asientos, inclinómetro, micrómetros deslizantes, control topográfico, líneas de termistancias.

5) Seguimiento de las deformaciones debido a sobrecarga del terraplén.

Figura 4.4. Sondeos de reconocimiento, tratamiento y ensayos penetrométricos

Tabla 4.1. Actuaciones en cada fase

Fase	Reconocimiento	Mejora	Control de la mejora	Terraplén experimental e instrumentación	Seguimiento de deformaciones
Sondeos	2 sondeos	-		2 sondeos	-
Penetrómetros dinámicos	Campaña 1	-	Campaña 2	-	-
Ondas superficiales	Campaña 1	-	Campaña 2	-	-
Tratamiento	-	Compactación dinámica	-	-	-
Instrumentación	-	-	-	LCA Inclinómetro Micrómetro deslizante Topografía	Lectura de toda la instrumentación durante y después de la construcción del terraplén
Construcción del terraplén	-	-	-	Construcción del terraplén	-

4.2. Ensayos de reconocimiento

4.2.1.- Sondeos

Como sondeos de reconocimiento se han utilizado, por la información que aportan, los cuatro sondeos realizados para la instalación de otros tantos equipos empleados en la instrumentación (uno para termistancias, otro para inclinómetro, y dos para micrómetro deslizante, siendo uno de ellos alejado de la zona afectada y el otro en el centro geométrico del terraplén de carga). Estos sondeos se hicieron a rotación, con tubería de revestimiento debido a la inestabilidad de las paredes, y extracción continua de testigo. A los niveles exigidos se realizaron ensayos de SPT para evaluar la resistencia de los materiales.

4.2.1.1.- Sondeos a rotación

En la fase de reconocimiento fueron ejecutados dos sondeos mecánicos (S1 y S2), con extracción continua de testigo, empleando una sonda tipo Mobile Drill B-31, instalada sobre camión (Figura 4.5). La perforación fue realizada a rotación con diámetros de 86 mm y batería de tubo sencillo tipo B. Para impedir el derrumbamiento de las paredes fueron usados revestimientos con diámetros de

98 y 113 mm, según los requerimientos de los trabajos de instrumentación posteriores. Todos los sondeos se realizaron a la misma cota. Los sondeos quedaron tapados con arquetas de metal en su cajetín. La Tabla 4.2 presenta un resumen de los sondeos S1 y S2.

Figura 4.5. Ejecución de sondeos de reconocimiento

Tabla 4.2. Resumen de los sondeos a rotación – fase de reconocimiento

Sondeos	Longitud de perforación (m)	Φ utilizado de revestimiento/perforación		Aplicación
S1	22,0	0,0 – 22,0 m	98 mm	Termistancias
S2	22,0	0,0 – 3,0 m	113 mm	Micrómetro deslizante (punto de referencia)
		3,0 – 22,0 m	98 mm	

En el sondeo S1 se colocó cables que alojan los sensores de temperatura en el interior de 21,0 metros de PVC de diámetro de 63 mm, de modo que al quitar la tubería de revestimiento no se cerrara inmediatamente el sondeo por la inestabilidad de las paredes, asegurándose así que los cables quedasen en contacto con el terreno en toda la profundidad del sondeo.

En el interior del sondeo S2 se introdujo tubería de PVC (tubo cego), para alojar el micrómetro deslizante posteriormente, y a la previamente se amarraron dos mangueras ($\varnothing$: 20 mm) una en el fondo del sondeo y otra aproximadamente a la mitad del tubo de PVC, por las que se inyectó la lechada. Antes de la inyección la tubería de PVC se llenó de agua limpia para contrarrestar el empuje de la bentonita. Finalmente se inyectó la lechada de cemento + bentonita + agua (990 litros, aproximadamente), y se rellenó el sondeo mientras que la tubería de revestimiento se fue retirando con cuidado. El sondeo quedó tapado con una arqueta de metal en su cajetín.

4.2.1.2.- Ensayos Standard de Penetración Dinámica

En los sondeos fueron realizados ensayos estándar de penetración dinámica (SPT), por percusión con la cuchara normalizada, de dos pulgadas de diámetro exterior, mediante golpeo del terreno con una maza de 63,5 kg y altura de caída de 75 cm, con registro de la resistencia a la hincada, anotándose el número de golpes necesario para las sucesivas tandas correspondientes a 15 cm.

4.2.1.3.- Medición del límite inferior de explosividad

Figura 4.6. Control de concentración de gases en un sondeo

Durante la perforación de los sondeos fue medido el límite inferior de explosividad, o sea, la concentración mínima de gas en el aire, que puede explotar o incendiarse con la presencia de una fuente de ignición, debido al gas metano proveniente del interior del terraplén (Figura 4.6). Para controlar que se pudieran producir chispas, se evitaron las reducciones de diámetro de la tubería de revestimiento y se empleó agua durante las maniobras con la tubería, pese a que la perforación se realizó en seco.

4.2.2.-Análisis Espectral de Ondas Superficiales

Los ensayos de ondas superficiales en la fase de reconocimiento (campaña 1) fueron realizados en la cuadrícula de 20 x 24 metros en el coronamiento de la Celda 1, con el objetivo de determinar las características originales del material.

Figura 4.7. Croquis de la cuadrícula y definición de los puntos y orientaciones para los ensayos AEOS

Para conseguir un número de ensayos representativo del terreno fueron seleccionados cinco puntos de ensayo en el área de la cuadrícula citada, que están presentados Figura 4.7. El punto PS-1 se localiza en el punto medio de la cuadrícula. Los puntos PS-2 y PS-3 están situados dentro de la zona en la que la compactación dinámica se realizó con una densidad mayor de puntos de caída de la masa (parte superior de la cuadrícula); y los puntos PS-4 y PS-5 están en la zona de menor densidad.

Estos ensayos fueron realizados utilizando dos tipos de fuentes vibratorias:

- Barrido lineal de frecuencias a través de un vibrador electrodinámico modelo 812E/50LP de 500 Newton (Figura 4.8)
- Por impacto mediante un dispositivo análogo al FWD, mostrado en la Figura 4.9.

Para obtener valores representativos del entorno de cada uno de los cinco puntos, un total de 249 ensayos fueron realizados con seis separaciones entre transductores (0,5; 1; 2; 4; 8 y 12 metros) y en cuatro orientaciones perpendiculares entre sí (Tabla 4.3):

- Según los sentidos longitudinal (L) y transversal (T) de la cuadrícula
- Orientaciones derecha (D) e izquierda (I)

Tabla 4.3. Número de ensayos AEOS según cada orientación

Punto	Número de ensayos según orientación				Número total
	Longitudinal		Transversal		
	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	
P1	12	12	12	12	48
P2	12	12	12	12	48
P3	12	12	12	10	46
P4	15	14	12	12	53
P5	13	13	17	11	54
Número total de ensayos en los cinco puntos					249

Figura 4.8. Ensayo AEOS con vibrador electrodinámico

Figura 4.9. Ensayo con dispositivo de impacto similar al FWD

4.2.3.- Ensayos de penetración dinámica continua

Se realizaron nueve ensayos de penetración dinámica continua, para determinar la resistencia del material antes de la realización del tratamiento de mejora por compactación dinámica. Los resultados de estos ensayos fueron usados como referencia para comparación con los resultados obtenidos en ensayos realizados después del tratamiento. La Figura 4.10 muestra la realización del ensayo y en la Figura 4.11 se puede ver las puntazas utilizadas.

Figura 4.10. Realización de ensayo de penetración dinámica

Figura 4.11. Puntazas utilizadas en el ensayo de penetración dinámica

4.3. Tratamiento de mejora realizado: Compactación Dinámica por Impacto

Después de la campaña de reconocimiento geotécnico realizado en base a ejecución de sondeos mecánicos, ensayos de penetración dinámica continua y técnicas de geofísica basadas en ondas superficiales y tras su análisis, se fijó un tratamiento de compactación dinámica por impacto (tipo “Menard”).

La compactación dinámica por impacto trata de mejorar las características iniciales del terreno mediante la energía que se transmite al dejar caer libremente una determinada masa desde una determinada altura.

4.3.1.1.- Cálculo de la energía de compactación

Energía por golpe:

Ecuación 4.1.
$$E_{golpe} = W * H$$

Energía aplicada por punto:

Ecuación 4.2.
$$E_{punto} = N * E_{golpe}$$

Energía específica aplicada:

Ecuación 4.3.
$$E = \frac{E_{punto}}{e * d}$$

Donde: E = energía

W = peso de la maza

H = altura de caída libre

N = número de golpes por punto

e y d = distancias de la malla de puntos, en dos direcciones.

Se efectuaron seis impactos por punto. Las distancias de la malla son de 4 x4 metros como se puede ver en la Figura 4.4. En la Tabla 4.4 se presenta el cálculo de la energía para cada una de las 4 fases de la compactación.

Tabla 4.4. Energía de compactación

Fase	Área (e*d) (m ²)	Nº de golpes por punto	Peso de la maza (t)	Altura de caída (m)	Energía por punto (tm)	Energía aplicada (tm/m ²)
1	16	6	10,897	12,5	817,275	51,08
2	16	6	10,897	12,5	817,275	51,08
3	16	6	10,897	15,0	980,73	61,3
4	16	6	10,897	15,0	980,73	61,3

Para un tercio del área inicial, donde se aplicaron las cuatro fases la energía aplicada fue de 224,76 tm/m², y para los otros dos tercios fue de 102,16 tm/m².

4.3.1.2.- Ejecución de los ensayos

Se estableció un área a compactar de 20 x 24 metros, dentro del enclave de 900 m² de superficie elegidos en la coronación de la celda 1. La compactación fue realizada en dos fases distintas. Se estableció la energía a suministrar al terreno, limitando la profundidad de los cráteres (peso de maza=10.897 kg, altura de caída=12,5 metros y malla inicial de 4 x 4 metros).

Después de la segunda fase, a la vista de la profundidad de los cráteres producidos, y del efecto de rebote o rechazo que se percibió durante las dos primeras fases, después de rellenar y compactar los huecos, se decidió repetir el tratamiento en un área de 20 x 8 metros (un tercio del área inicial), también en dos fases (Figura 4.4), pero imprimiendo en este segundo caso una mayor energía de compactación. Para ello se ha dado una mayor altura de caída a la maza (peso de maza=10.897 kg, altura de caída=15 metros y malla de 4 x 4 metros).

En la Figura 4.12 se puede ver la ejecución de la compactación dinámica, la Figura 4.13 muestra detalles de la maza utilizada y la Figura 4.14 los cráteres formados tras el golpeo.

Figura 4.12. Ejecución de la compactación dinámica por impacto

Figura 4.13. Maza utilizada en la compactación dinámica

Figura 4.14. Cráteres formados tras el golpeo

4.4. Ensayos posteriores al tratamiento

4.4.1.- Sondeos

Como en la fase anterior al tratamiento los sondeos mecánicos fueron utilizados para instalación de instrumentación.

4.4.1.1.- Sondeos a rotación

En la fase posterior al tratamiento se ejecutaron dos sondeos mecánicos (S3 y S4), siguiendo el mismo procedimiento adoptado para los ensayos de la fase de reconocimiento. Para el sondeo S3 fue empleada una sonda tipo Mobile Drill B-31, instalada sobre camión, mientras que para el sondeo S4 fue utilizada una sonda tipo TP 50-D, instalada sobre orugas, hasta la profundidad de 17,40 m, a partir de la cual fue usada la sonda Mobile Drill B-31 hasta fin de sondeo.

El procedimiento para el montaje de la tubería del inclinómetro en el sondeo S3 fue similar al del micrómetro deslizante, con la misma metodología a la hora de introducir la tubería de PVC donde se alojará el inclinómetro y realizar la inyección de lechada. El sondeo se revistió con tubería de Ø 113 mm hasta 15 metros y desde 15 hasta el final con tubería de Ø 98 mm. El diámetro de perforación desde los 15 metros fue de Ø 86 mm. Finalmente se cubrió con una arqueta de ladrillo y cemento con tapa metálica.

Para el sondeo S4 se siguió el mismo procedimiento utilizado en el sondeo S2. Se echaron cerca de 5.000 litros de lechada (Figura 4.15) y se cubrió con una tubería de saneamiento de PVC ($\phi=116$ mm) de altura 1,5 metros aproximadamente, para posterior utilización una vez realizado el terraplén. La Tabla 4.5 presenta un resumen de estos sondeos.

Tabla 4.5. Resumen de los sondeos a rotación – fase posterior al tratamiento

Sondeos	Longitud de perforación (m)	Φ utilizado de revestimiento/perforación		Aplicación
S3	26,3	0,0 – 15,0 m	113 mm	Inclinómetro
		15,0 – 26,3 m	98 mm	
S4	26,2	0,0 – 26,2 m	113 mm	Micrómetro deslizante

Figura 4.15. Esquema de sección del sondeo S4

4.4.1.2.- Ensayos *Standard de Penetración Dinámica*

En los sondeos S3 y S4 fueron realizados ensayos SPT, como descrito en 4.2.1.2.

4.4.2.- Análisis Espectral de Ondas Superficiales

Los ensayos de ondas superficiales en esta fase (campaña 2) se ensayaron de acuerdo con el procedimiento descrito en la fase de reconocimiento. Fueron ensayados los puntos P2, P3, P4 y P5 mostrados en la Figura 4.7, en un total de 191 ensayos conforme mostrado en la Tabla 4.6

Tabla 4.6. Número de ensayos AEOS según cada orientación

Punto	Número de ensayos según orientación				Número total
	Longitudinal		Transversal		
	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	
P2	12	12	12	12	48
P3	12	12	12	10	46
P4	12	12	12	12	48
P5	12	15	12	10	49
Número total de ensayos en los cinco puntos					191

4.4.3.- Ensayos de Penetración Dinámica Continua

En esta fase se repitieron los nueve ensayos de penetración dinámica continua, realizados en la fase de reconocimiento para, comparando los resultados, poder medir la mejora conseguida con el tratamiento.

4.5. Control de temperatura

Para obtener los perfiles de las temperaturas generadas en el cuerpo del vertedero, fueron instalados en el interior del sondeo S1 tres series de sondas con cinco sensores cada una. La instalación de las termistancias en el interior del sondeo, se hizo con el auxilio de una tubería de PVC de Ø 63 mm, en cuyo interior se introdujeron los cables y las termistancias para protegerlos durante la maniobra de extracción de la tubería de revestimiento. Los cables con las células, en el extremo inferior, llevaban un contrapeso para que a la hora de extraer también la tubería de PVC, los sensores se quedaran en el interior del sondeo de una forma adecuada a las profundidades correspondientes.

Se emplearon tres cables con cinco sensores cada uno, separados entre sí, en principio a 2 metros, en el tramo de 0 a 12 metros y a 1 metro en el tramo de 13 a 21 metros, debido a que la profundidad del sondeo se redujo hasta los 22 metros. Cada cable con su correspondiente conector lleva un número identificativo y una anilla en color que coincide con la posición primera de cada quinteto de sensores. La Figura 4.16 muestra la distribución de los sensores. Los sensores correspondientes al cable con el conector-3 van intercalados entre los sensores del cable del conector-2.

		SENSORES	PROF. (m)
CONECTOR-1 (señal Blanco)	 ▲	B-1	2
		B-2	4
		B-3	6
		B-4	8
		B-5	10
CONECTOR-2 (señal Azul)	 ▲	A-1	12
		A-2	14
		A-3	16
		A-4	18
		A-5	20
CONECTOR 3 (señal Rojo)	 ▲	R-1	21
		R-2	19
		R-3	17
		R-4	15
		R-5	13

Figura 4.16. Distribución de las termistancias

Después se recuperó la tubería de revestimiento, quedando las termistancias en contacto con la basura por derrumbamiento de las paredes del sondeo. Terminada esta operación se procedió a la ejecución de una protección en la boca del sondeo que consistía en una boquilla de PVC en cuyo interior se alojaban los tres cables con sus conectores identificados, rodeada de una arqueta de ladrillo con tapa metálica (Figura 4.17). Las medidas se hacen conectando el cable cuyo grupo de termistancia se vaya a medir con la unidad de lectura (Figura 4.18). La lectura inicial se hizo en fecha anterior a la del comienzo del terraplén de carga.

Figura 4.17. Protección en la boca del sondeo con termistancias

Figura 4.18. Toma de lecturas de termistancias

4.6. Estudio de las características tensodeformacionales: asientos

Para conocer la deformabilidad de los materiales del vertedero de residuos urbanos con el tiempo, después del tratamiento de mejora mediante compactación dinámica por impacto (tipo “Menard”), se realizó un ensayo de carga *in situ* a gran escala.

Para la realización del ensayo de carga, por no ser posible emplear los medios habituales, se construyó un terraplén de características definidas sobre la zona elegida y debidamente instrumentada.

4.6.1.- Terraplén experimental: características básicas y ejecución

La zona para la construcción del terraplén fue sometida a un reconocimiento geotécnico previo, a través de sondeos mecánicos, ensayos geofísicos (ondas superficiales) y ensayos de penetración dinámica continua, como descrito en los apartados 4.2 y 4.3.

El terraplén de carga fue construido después de realizados los ensayos de reconocimiento, la compactación dinámica, la instalación de la instrumentación y la toma de lectura cero o de referencia de cada uno de los elementos de la instrumentación.

Su construcción fue realizada en 2 días, en cinco tongadas de tierra, con una altura media de 0,50 metros hasta alcanzar una altura máxima en la plataforma central de 2,5 metros. Las tongadas de tierra fueron vertidas por los camiones, extendidas con una pala y refinadas con una motoniveladora, sin la utilización de máquinas compactadoras.

El procedimiento de construcción está mostrado en la Figura 4.19.

Sus características geométricas son presentadas en planta y en secciones en la Figura 4.20, Figura 4.22 y Figura 4.22, respectivamente. La instrumentación instalada está indicada en estas figuras.

Figura 4.19. Construcción del terraplén de carga

Figura 4.20. Características del terraplén y instrumentación: planta

Figura 4.21. Características del terraplén y instrumentación: sección A-A'

Figura 4.22. Características del terraplén y instrumentación: sección B-B'

4.6.2.- Instrumentación del terraplén de prueba

Para obtener una completa información de los asentos y desplazamientos horizontales, originados por el peso del terraplén de carga sobre el vertedero, durante y después de su ejecución, se instaló la siguiente instrumentación (Figura 4.20, Figura 4.22 y Figura 4.22):

- 2 micrómetros deslizantes:
 - uno en el centro de la zona más activa del terraplén de carga
 - y otro situado lo más lejos posible de esta zona del terraplén, con el objetivo de poderlo aprovechar como punto de referencia topográfica.
- 1 inclinómetro
- 2 líneas continuas de asientos
- Elementos topográficos para la medición de asientos superficiales

4.6.2.1.- Micrómetro deslizante

Fueron instalados dos micrómetros: uno en el interior del sondeo S2, con 22,00 metros de profundidad, situado a 12 metros del borde más próximo de la zona central del terraplén de carga, con el objetivo de aprovecharlo como punto de referencia topográfica, y el otro en el sondeo S4 perforado en el centro geométrico de la zona más activa del terraplén, con 26,30 metros de profundidad y 3 metros de recredido para superar en 0,50 metros la cota de coronación del terraplén que es de 2,50 de altura en esta zona (Figura 4.20 y Figura 4.22).

Para bajar al largo del sondeo los tramos del tubo especial de PVC unidos con manguitos, se usó una cuerda unida a su extremo para poder detener el descenso en cualquier momento dejando colgada la tubería para proceder a la unión de nuevos tramos.

El macarrón utilizado para inyectar la lechada de cemento se sujetó a la tubería con cinta adhesiva. La lechada fue elaborada con 80 litros de agua, 50 kg de cemento y 5 kg de bentonita y se usó una mezcladora eléctrica que al permitir un correcto batido evitó la formación de grumos que pudieron taponar los macarrones de inyección. Con una bomba se envió la lechada desde la mezcladora hacia el fondo del sondeo, inyectándola a través del macarrón. En el sondeo S2 se echaron 990 litros de lechada aproximadamente, mientras que el sondeo S4 admitió 5.000 litros.

Terminada la inyección de la lechada, se dejó que reposara hasta el día siguiente cuando se volvió a llenar el sondeo con la cantidad que descendió. Después de su estabilización se ejecutó la arqueta, que consistía en una boquilla para recibir la parte superior de la tubería embutida en un pequeño macizo de mortero de cemento, y con una tapadera para protección del interior de la tubería.

En el micrómetro deslizante instalado en el centro del área de cimentación del terraplén de carga (sondeo S4), el trozo de tubería de 0,60 metros que quedó libre, se fue prolongando en tramos de 1 metro a medida que aumentaba la altura del relleno hasta conseguir los 2,50 metros establecidos. La parte superior o boca del tubo quedó 0,50 metros de la coronación del terraplén. Para evitar que esta tubería sufriera daño alguno durante la construcción del mismo, se protegió con un tubo de PVC de mayor diámetro y grosor de pared de 10 mm.

La medida cero, o de referencia, se realizó una vez que la lechada había endurecido.

La Figura 4.23, Figura 4.24 y Figura 4.25 muestran la toma de lecturas, detalles del micrómetro y los trabajos de su instalación, respectivamente.

Figura 4.23. Micrómetro deslizante: toma de lecturas

Figura 4.24. Micrómetro deslizante: detalles

Figura 4.25. Micrómetro deslizante: trabajos de instalación

4.6.2.2.- *Inclinometría*

Se instaló un inclinómetro para medir los posibles movimientos horizontales originados por la influencia de la carga del terraplén de experimental sobre el relleno de la celda 1 en la zona estudiada (Figura 4.22, Figura 4.26 y Figura 4.27).

La instalación de la tubería inclinométrica fue realizada por simple introducción de la misma en el interior del sondeo S3 con el diámetro y profundidad adecuados, rellenándose la zona anular entre la tubería y el terreno, mediante inyección de lechada de cemento. La longitud total del inclinómetro fue de 26,30 metros.

El tipo de relleno utilizado en el taladro se hizo procurando que fuese compatible con las propiedades técnicas del material circundante.

Para unir los tubos de 3 metros de longitud se utilizaron acoplamientos o manguitos sujetos con remachados colocados en posiciones equidistantes entre las guías con el objetivo de asegurar la libre circulación de la sonda inclinométrica. Un elemento de terminación fue colocado al final de la entubación de acceso. Se aplicó a las juntas y remaches un mastic de sellado y varias vueltas de cinta adhesiva con la finalidad de evitar la introducción de inyección o relleno en la tubería de acceso. También se colocó un tapón de cabeza en el extremo superior de la tubería y para impedir la entrada de elementos extraños. Este tramo libre de la tubería se protegió con una arqueta con tapadera metálica dotada de cierre.

Antes de realizar la primera lectura o lectura de origen se introdujo un torpedo falso para asegurar que el verdadero no se quedara atrapado.

Se estableció una orientación del sector móvil que fue bajado por los carriles de la dirección A-B hasta llegar al fondo. Se permaneció en esta posición de 10 a 15 minutos hasta la estabilización de la temperatura. Pasado este tiempo se ascendió el torpedo, hasta llegar a la boca del tubo, en intervalos de 0,50 metros, tomándose las lecturas. Después de concluidas las lecturas en la dirección A-B, se giró el torpedo 180° y se repitió todo el proceso en la dirección C-D.

Figura 4.26. Inclínómetro: toma de lecturas

Figura 4.27. Inclínómetro: arqueta de protección de la cabeza de la tubería

4.6.2.3.- Línea continua de asientos

La instalación de las dos secciones de la línea continua de asiento en la zona central del emplazamiento del terraplén de carga, se efectuó mediante los siguientes procedimientos:

- Excavación de una zanja de 1,00 metro de ancho y ,50 metros de profundidad sobre la capa de sellado de la celda 1. En el fondo y a lo largo de la misma se colocaron con una separación de 0,80 metros las dos mangueras de plástico reforzado con un diámetro interior de 100 mm y 15 metros de longitud, apoyadas sobre una capa de 0,20 metros de arena, con el objetivo de protegerlas de las irregularidades del terreno. Una vez colocadas las dos mangueras se protegieron con otra capa de arena, con un espesor mínimo de 0,30 metros, sobre la que se vertió el material procedente de la excavación de la zanja, para que de esta forma las mangueras no sufrieron daño al paso de la maquinaria durante la construcción del terraplén de carga. El la Figura 4.28 se muestra la excavación de la zanja y la colocación de las mangueras.

- Realización de un solo hito de medida para las dos LCA, con un tocho de acero inoxidable con las dimensiones adecuadas donde colocar el aparato durante la toma de lecturas. La Figura 4.29 presenta la ejecución del hito de medida.
- Construcción de dos arquetas para las dos líneas. Una para proteger el hito de medida y otra de dimensiones algo menores, para proteger el final de la manguera y la cuerda de tiro de la sonda alojada en el interior de cada una de las mangueras. La Figura 4.30 muestra la ejecución de una arqueta.

Figura 4.28. Instalación de las LCA: zanjas

Antes de empezar la toma de lecturas se calibró el aparato colocado en un trípode adecuado para este fin. Para la toma de lectura se introdujo la sonda hasta el punto más distante dentro de la manguera, tirando de la cuerda atada a ella. Después se posicionó la sonda en cada uno de los puntos de medida (a cada metro), tirando de la tubería y enrollando otra vez en el carrete la parte que se iba quedando libre tras cada medida. En cada punto se esperaba unos segundos para hacer la lectura.

Figura 4.29. Instalación de las LCA: construcción del hito de medida

Figura 4.30. Instalación de las LCA: construcción de arqueta y aparato colocado sobre el hito de medida

En la realización de las lecturas se observaba, de vez en cuando, el nivel de referencia y antes de cada lectura se tomó la cota del hito. En la Figura 4.31 se muestra el aparato colocado sobre el hito de medida y la toma de lecturas. En la Figura 4.32 se observa la unidad de adquisición de datos (UAD).

Figura 4.31. Líneas continuas de asiento: toma de lecturas

Figura 4.32. LCA: unidad de adquisición de datos

4.6.2.4.- Referencias topográficas

Para conocer la influencia del terraplén de carga en zonas próximas, se realizaron mediciones de los movimientos verticales, de una serie de 20 puntos de referencia, situados a ambos lados del terraplén (10 en cada lado).

Las nivelaciones topográficas se realizaron con un nivel de precisión Zeiss Ni-2 con micrómetro de placa plana incorporado y una mira de invar con doble escala y longitud de dos metros. Las nivelaciones fueron efectuadas partiendo de un punto de referencia instalado en el sondeo S2.

- Punto de referencia fijo:

Para la instalación correcta de un punto de referencia fijo, habría que realizar un sondeo que sobrepasara la profundidad del sustrato al menos 3 metros, para introducir en su interior una tubería de PVC de diámetro apropiado en cuyo interior se alojaría una varilla metálica de la misma longitud y un diámetro aproximado de 30 mm, cuyo espacio anular, una vez sacada la tubería de revestimiento, se pudiera cementar y hacerla solidaria al sustrato en esos 3 metros. Pero debido al peligro que conlleva una perforación tan profunda tanto en relación a los riesgos de explosión o ignición, como el de la perforación de la lámina de impermeabilización, se decidió reducir las profundidades de las perforaciones de tal manera que no sobrepasaran los 30 metros.

Por este motivo se utilizó como punto de referencia el micrómetro deslizante instalado en el sondeo S2 (alejado lo más posible del área de influencia del terraplén de carga).

En este caso, al no ser totalmente fijo el punto de referencia topográfico, lo que se hace es corregirlo con los asientos acumulados registrados en la cabeza de la tubería inclinométrica instalada en este sondeo.

En la Figura 4.33 se observa la realización de medición, una vista general de los puntos de medida instalados en dos filas paralelas al terraplén de carga y detalle de uno de ellos.

Figura 4.33. Hitos topográficos: medición de asientos y hitos topográficos

- Puntos de medida

Los puntos de medida instalados para el control de asientos, son formados de trozos de acero corrugado de Ø12 mm clavados en torno a los 0,40 metros en la capa de sellado de la celda 1 y embutidos en un tubo de $\varnothing$ interior de 100 mm relleno de hormigón.

Fueron contruidos 20 puntos en total, 10 en el lado Norte y 10 en el lado Sur. Los 10 puntos de cada lado fueron colocados en dos filas de cinco elementos cada una, con una separación entre ellas de 3 metros. Se hizo coincidir los elementos centrales con el eje transversal del terraplén y los otros cuatro de cada fila alineados a éstos, dos a la derecha y dos a la izquierda, separados dos metros, como se puede ver en planta en la Figura 4.20.

CAPÍTULO 5

**RESULTADOS OBTENIDOS EN EL
RECONOCIMIENTO Y PRUEBAS
EFECTUADAS**

5. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS RECONOCIMIENTOS Y PRUEBAS EFECTUADAS

En este capítulo se presentan los resultados de los ensayos, de la compactación dinámica y de las mediciones de asientos.

5.1. Ensayos de reconocimiento

5.1.1.- Sondeos a rotación

Se presenta el corte litológico de los sondeos S1 y S2 realizados con extracción continua de testigo, antes de los trabajos de compactación dinámica, y de los sondeos S3 y S4 realizados después del tratamiento. También se presentan algunas fotos de los testigos recuperados en los sondeos S1, S3 y S4.

En estos sondeos se observó que los residuos sólidos presentes en el vertedero están formados principalmente de plásticos, papeles, materia orgánica y aglomerado de madera. Encontrándose también alambre, material esponjoso, telas y trozos de metal y en pequeñas cantidades otros materiales como estropajo, cuerda, trozos de vidrio y briq. También fue observada la presencia de hongos. En todos los sondeos se verificó la existencia de suelo arcilloso referente a las capas de cobertura diarias.

En la Figura 5.1 y la Figura 5.2 se presentan el corte litológico y algunas de las cajas de testigo del sondeo S1. En Figura 5.3 se observa el corte litológico del sondeo S2. La Figura 5.4 y la Figura 5.5 muestran el corte litológico y cajas de testigo del sondeo S3, respectivamente. Mientras que para el sondeo S4 el corte litológico se presenta en la Figura 5.6 y en la Figura 5.7 algunas cajas de testigo.

CORTE LITOLÓGICO	
LOCALIZACIÓN: VERTEDERO LAS DEHESAS	
FECHA: 13 a 16 / 01 / 2003	
SONDEO N°: 01	
PROFUNDIDAD (m)	NATURALEZA DEL TERRENO (Descripción)
0.0 3.0	Relleno arcilloso y basura formada por papeles, telas, plásticos y aglomerado de madera (presencia de hongos)
3.0 3.6	SPT (4, 4, 5, 8) muestra n° 1
3.6 5.7	Basura formada por papeles, telas, plásticos y aglomerado de madera
5.7 6.3	Basura formada por plásticos y material esponjoso
6.3 6.9	SPT (4, 6, 12, 57) muestra n° 2
6.9 9.1	Basura formada por plásticos, alambre, material esponjoso, trozos de metal y papeles. Material arcilloso de sellado (presencia de hongos)
9.1 9.6	SPT (8, 6, 10, 100) muestra n° 3 (fecha: 14/01/2003)
9.6 12,0	Basura formada por papeles, plásticos, materia orgánica, alambres y madera (presencia de hongos)
12,0 12,6	SPT (4, 6, 7, 10) muestra n° 4
12.6 15.0	Material arcilloso de sellado. Basura formada por papeles, plásticos, material esponjoso y trozos de material metálico (presencia de hongos)
15.0 15.6	SPT (18, 22, 17, 23) muestra n° 5 (fecha: 15/01/03)
15.6 16.0	Basura formada por telas, plásticos y materia orgánica
16.0 18.0	Basura formada por papeles, plásticos y aglomerado de madera. Material arcilloso de sellado (presencia de hongos)
18.0 18.6	SPT (4, 5, 8, 11) muestra n° 6
18.6 19.5	Basura formada por plásticos, papeles y materia orgánica
19.5 21.0	Basura formada por plásticos, papeles y materia orgánica. Material arcilloso de sellado
21.0 21.6	SPT (4, 6, 7, 14) muestra n° 7 (fecha: 16/01/03)
21.6 22.0	Basura formada por plásticos y materia orgánica.

Figura 5.1. Sondeo S1: corte litológico

Figura 5.2. Cajas de testigos del sondeo S1

CORTE LITOLÓGICO	
LOCALIZACIÓN: VERTEDERO LAS DEHESAS	
FECHA: 20 a 22 / 01 / 2003	
SONDEO N°: 02	
PROFUNDIDAD (m)	NATURALEZA DEL TERRENO (Descripción)
0.0 2.4	Basura formada por plásticos, estropajo y aglomerado de madera (presencia de hongos)
2.4 3.0	Basura formada por plásticos
3.0 3.6	SPT (3, 5, 7, 8) muestra n° 1
3.6 5.8	Basura formada por plásticos, telas, aglomerado de madera, materia orgánica y material esponjoso (presencia de hongos)
5.8 6.0	Basura formada por material esponjoso
6.0 6.4	SPT (4, 9, 100) muestra n° 2
6.4 7.5	Basura formada por plásticos, materia orgánica, alambre y aglomerado de madera
7.5 9.0	Basura formada por plásticos, "brik", aglomerado de madera y materia orgánica
9.0 9.6	SPT (7, 7, 8, 9) muestra n° 3
9.6 10.5	Basura formada por plásticos, alambre. Material arcilloso de sellado
10.5 12.0	Basura formada por plásticos, papeles, alambre y materia orgánica
12.0 12.6	SPT (6, 8, 10, 21) muestra n° 4 (fecha: 21/01/03)
12.6 13.1	Basura formada por plásticos y madera
13.1 15.0	Basura formada por plásticos y madera. Material arcilloso de sellado
15.0 15.6	SPT (3, 5, 9, 11) muestra n° 5 (fecha: 21/03/03)
15.6 16.5	Material arcilloso de sellado. Basura formada por plásticos, alambre y madera
16.5 18.0	Basura formada por plásticos, alambre y madera
18.0 18.6	SPT (6, 6, 10, 13) muestra n° 6 (fecha: 22/01/03)
18.6 20.1	Basura formada por plásticos, alambre y materia orgánica. Material arcilloso de sellado
20.1 21.0	Basura formada por plásticos, y materia orgánica. Material arcilloso de sellado
21.0 21.6	SPT (4, 7, 7, 10) muestra n° 7
21.6 22.0	Basura formada por plásticos, madera, material esponjoso y trozos de vidrio

Figura 5.3. Sondeo S2: corte litológico

CORTE LITOLÓGICO	
LOCALIZACIÓN: VERTEDERO LAS DEHESAS	
FECHA: 14 / 03 / 2003	
SONDEO N°: 03	
PROFUNDIDAD (m)	NATURALEZA DEL TERRENO (Descripción)
0.0 1.0	Material arcilloso de sellado
1.0 2.4	Basura formada por plásticos, papeles y aglomerado de madera
2.4 3.0	Basura formada por plásticos, papeles y aglomerado de madera. Material arcilloso de sellado
3.0 3.45	SPT (6, 9, 9)
3.45 4.8	Basura formada por plásticos y papeles
4.8 6.0	Basura idéntica a la anterior. Material arcilloso de sellado
6.0 6.45	SPT (7, 10, 8)
6.45 7.2	Basura formada por plásticos y papeles.
7.2 8.0	Basura formada por madera, trozos de metal y plásticos. Material arcilloso de sellado
8.0 9.0	Basura formada por materia orgánica, plásticos, trozos de alambre y aglomerado de madera
9.0 9.45	SPT (13, 12, 10)
9.45 9.6	Basura idéntica a la anterior
9.6 10.0	Basura formada por plásticos y papeles. Material arcilloso de sellado
10.0 12.0	Basura formada por materia orgánica, papeles y aglomerado de madera. Material arcilloso de sellado
12.0 12.45	SPT (7, 9, 10)
12.45 14.4	Basura formada por plásticos, papeles, material esponjoso y materia orgánica
14.4 15.0	Material arcilloso de sellado. Basura formada por papeles
15.0 15.45	SPT (10, 9, 9)
15.45 16.8	Material arcilloso de sellado. Basura formada por plásticos y materia orgánica
16.8 18.0	Material arcilloso de sellado. Basura formada por plásticos, alambre de molle y estropajo
18.0 18.45	SPT (7, 9, 12)
18.45 19.2	Material arcilloso de sellado. Basura formada por plástico, aglomerado de madera y materia orgánica

Figura 5.4. Sondeo S3: corte litológico

CORTE LITOLÓGICO	
LOCALIZACIÓN: VERTEDERO LAS DEHESAS	
FECHA: 14 / 03 / 2003	
SONDEO N°: 03	
PROFUNDIDAD (m)	NATURALEZA DEL TERRENO (Descripción)
19.2 21.0	Basura formada por plásticos y materia orgánica
21.0 21.45	SPT (10, 9, 10)
21.45 22.2	Material arcilloso de sellado. Basura formada por plásticos y materia orgánica
22.2 24.0	Basura formada por plásticos y materia orgánica
24.0 24.45	SPT (7, 9, 14)
24.45 25.2	Material arcilloso de sellado. Basura formada por plásticos y materia orgánica
25.2 26.3	Basura formada por plásticos, aglomerado de madera y materia orgánica. Material arcilloso de sellado

Figura 5.4 (continuación). Sondeo S3: corte litológico

Figura 5.5. Caja de testigos del sondeo S3

CORTE LITOLÓGICO	
LOCALIZACIÓN: VERTEDERO LAS DEHESAS	
FECHA: 10 / 03 / 2003	
SONDEO N°: 04	
PROFUNDIDAD (m)	NATURALEZA DEL TERRENO (Descripción)
0.0 2.4	Relleno arcilloso. Basura formada por papeles y material de plástico de diversos colores
2.4 3.0	Igual tipo de basura
3.0 3.45	SPT (10, 24, 14)
3.45 4.8	Basura de las mismas características y material de sellado arcilloso
4.8 6.0	Basura formada por papeles, plásticos y algo de materia orgánica
6.0 6.45	SPT (19, 15, 12)
6.45 9.0	Basura formada por aglomerado de madera, plásticos, papeles y algo de materia orgánica. Material arcilloso de sellado.
9.0 9.45	SPT (7, 8, 7)
9.45 9.6	Basura formada por madera.
9.6 10.0	Material arcilloso de sellado
10.0 12.0	Basura formada por plásticos, papeles de diversos colores, algo de aglomerado de madera y alambre. Material arcilloso de sellado
12.0 12.45	SPT (8, 6, 5)
12.45 13.0	Basura formada por papeles, plásticos, y materia orgánica
13.0 14.4	Material arcilloso de sellado. Basura formada por plásticos, papeles, cuerda, material esponjoso y materia orgánica
14.4 15.0	Basura idéntica a la anterior con alambre procedente de molles
15.0 15.45	SPT (9, 7, 8)
15.45 16.8	Basura formada por papeles de distintos colores, alambre y plásticos
16.8 18.0	Basura formada por aglomerado de madera, papeles y materia orgánica
18.0 18.45	SPT (7, 10, 8)
18.45 19.2	Basura formada por Papeles, aglomerado de madera, alambre y materia orgánica
19.2 21.0	Material arcilloso de sellado. Basura formada por plásticos, telas, madera y trozos metálicos

Figura 5.6. Sondeo S4: corte litológico

CORTE LITOLÓGICO	
LOCALIZACIÓN: VERTEDERO LAS DEHESAS	
FECHA: 10 / 03 / 2003	
SONDEO N°: 04	
PROFUNDIDAD (m)	NATURALEZA DEL TERRENO (Descripción)
21.0 21.45	SPT (9, 10, 8)
21.45 21.6	Basura idéntica a la anterior
21.6 24.0	Basura con abundante materia orgánica. Material arcilloso de sellado con incrustaciones de yeso
24.0 24.5	SPT (10, 10, 11)
24.5 26.0	Basura formada por papeles y plásticos. Material arcilloso de sellado

Figura 5.6 (continuación). Sondeo S4: corte litológico

Figura 5.7. Caja de testigos del sondeo S4

5.1.2.- Ensayos Standard de Penetración Dinámica

En los sondeos a rotación S1, S2, S3 y S4 se realizaron ensayos de penetración dinámica (SPT) a cada 3 metros de perforación, cuyos gráficos están representados en la Figura 5.8. Durante la perforación de los sondeos S1 y S2 se midió el Límite Inferior de Explosividad. En la Tabla 5.1 se recogen estos datos expresados en porcentaje de gases.

Figura 5.8. Ensayos SPT realizados en los sondeos antes y después del tratamiento por compactación dinámica

Tabla 5.1.Límite Inferior de Explosividad: sondeos S1 y S2

Sondeo 1		Sondeo 2	
Profundidad de medida (m)	Límite inferior de explosividad (% de gases)	Profundidad de medida (m)	Límite inferior de explosividad (% de gases)
3,0	10	3,0	10
8,0	32	6,0	13
12,0	10	9,1	20
18,0	10	12,0	20
21,0	10	15,0	16
		18,0	18
		21,0	16

5.1.3.-Análisis Espectral de Ondas Superficiales

En la Figura 5.9 y la Figura 5.10 se presentan las estructuras de capas horizontales equivalentes obtenidas en los puntos ensayados, antes y después de la compactación dinámica, respectivamente.

La Figura 5.11 muestra las curvas medias de los ensayos realizados antes y después del tratamiento.

Figura 5.9. Estructuras de capas antes de la compactación dinámica

Figura 5.10. Estructuras de capas después de la compactación dinámica

Figura 5.11. Curvas medias de las estructuras de capas

5.1.4.- Ensayos de Penetración Dinámica Continua

En la Figura 5.12 se observan las curvas medias de los nueve ensayos de penetrómetro dinámico, realizados antes y después del tratamiento por compactación. Los gráficos de los nueve ensayos se encuentran en el Anexo 2.

Figura 5.12. Penetrómetros: curvas medias de los ensayos antes y después de la compactación dinámica

5.2. Seguimiento del tratamiento: Compactación Dinámica por Impacto

La Figura 5.13 presenta las mallas de localización de los puntos de impacto para cada una de las cuatro fases del tratamiento. Las huellas producidas en cada nodo después de todos los golpes son mostradas en la Figura 5.14 .

Figura 5.13. Mallas de puntos de impacto de la compactación dinámica: Fases 1, 2, 3 y 4

Figura 5.14. Representación de las huellas de la compactación dinámica

5.3. Medición de temperatura

Las mediciones de temperatura son presentadas en la Figura 5.15 y Anexo 3.

Figura 5.15. Medidas de temperatura en profundidad mediante termistancias

5.4. Medidas de deformaciones: asientos y desplazamientos laterales

En este epígrafe se presentan las mediciones de los movimientos provocados por el ensayo de carga *in situ*, realizadas en los micrómetros deslizantes, en las dos secciones de la línea continua de asientos y en los hitos topográficos.

5.4.1.- Micrómetro deslizante: asientos relativos

La Figura 5.16 presenta las mediciones en el micrómetro M-S2, instalado fuera de la zona cargada. El primer gráfico muestra la deformación diferencial por profundidad, donde los valores negativos indican tracción y los positivos, compresión. El segundo gráfico presenta la deformación acumulada por profundidad, cuyos valores negativos indican prolongación y los positivos, acortamiento.

La Figura 5.17 presenta los gráficos de las deformaciones diferencial y acumulada, respectivamente, medidas en el micrómetro M-S4, ubicado en el centro del terraplén de carga.

Debido a los grandes movimientos verticales registrados sólo se pudo leer el micrómetro M-S2 completo hasta el día 23/04. En la lectura del día 24/07 el torpedo no superó los 5 metros. Mientras que el M-S4 se pudo leer completo hasta el día 23/04. En la lectura del día 13/05 el torpedo no pasó de 9 metros. Las tablas con las medidas de asiento obtenidas con los micrómetros M-S2 y M-S4 están presentadas en los Anexos 4 y 5, respectivamente.

Figura 5.16. Micrómetro deslizante M-S2: deformaciones medidas (mm)

Figura 5.17. Micrómetro deslizante M-S4: deformaciones medidas (mm)

5.4.2.- Línea continua de asientos

Figura 5.18. LCA – Sección 1: asientos del terraplén de carga

Figura 5.19. LCA – Sección 1: asientos con el tiempo

Figura 5.20. LCA – Sección 2: asientos del terraplén de carga

Figura 5.21. LCA – Sección 2: asientos con el tiempo

La Figura 5.18 presenta los asientos en cada uno de los puntos y la Figura 5.19 el asiento con el tiempo de algunos de los puntos más representativos (normalmente los situados más en el centro) para la Sección 1. Mientras que la Figura 5.20 y la Figura 5.21 presentan las mismas curvas para la Sección 2, respectivamente.

La primera lectura para cada una de las dos secciones de la línea continua de asiento fue realizada antes de la construcción del terraplén de carga.

Las tablas con las medidas de asiento obtenidas con las dos secciones de la línea continua de asiento están presentadas en el Anexo 6.

5.4.3.- Referencias topográficas

Para el control de los movimientos en los hitos topográficos se tomó como origen la lectura realizada el día anterior al comienzo de la construcción del terraplén de carga.

Los movimientos verticales en cada uno de los puntos fueron obtenidos restando de los valores de las cotas tomadas en distintas fechas el valor de la cota obtenida en el origen. Los movimientos negativos indican asientos y los positivos, levantamiento.

En el lado Norte del terraplén de carga se localizan los puntos del p1 al p10 y en el Sur del p11 al p20.

Para cada fila formada por dos puntos corresponde dos gráficos, uno donde se representa los movimientos verticales en cada punto y el otro donde se representan estos mismos movimientos de los dos puntos considerados con el tiempo.

En la Figura 5.22 y Figura 5.23 se observa los movimientos verticales en cada punto y los movimientos con el tiempo para los puntos centrales del lado norte (p3 y p8), respectivamente. Mientras que para los puntos centrales del lado sur (p13 y p18) estos movimientos están representados en la Figura 5.24 y Figura 5.25.

La tabla con las medidas de asiento obtenidas con los hitos topográficos se encuentra en el Anexo 7, mientras que los gráficos se presentan en el Anexo 8.

Figura 5.22. Lado Norte (p3 y p8): control de movimientos verticales

Figura 5.23. Lado Norte (p3 y p8): control de movimientos con el tiempo

Figura 5.24. Lado Sur (p13 y p18): control de movimientos verticales

Figura 5.25. Lado Sur (p13 y p18): control de movimientos con el tiempo

5.4.4.-Inclinómetro: desplazamientos horizontales

Se consideró el extremo más profundo del inclinómetro como punto de referencia con movimiento horizontal nulo y se tomó como fecha de origen un día antes de comenzar la construcción del terraplén de carga, a partir de la cual se miden por diferencia los desplazamientos horizontales a distintas profundidades.

Figura 5.26. Inclinómetro: dirección AB – medidas acumuladas

La Figura 5.26 y la Figura 5.27 presentan las medidas acumuladas y relativas para la dirección AB (perpendicular al eje del terraplén), respectivamente.

Figura 5.27. Inclínómetro: dirección AB – medidas relativas

La Figura 5.28 presenta las medidas acumuladas y la Figura 5.29 las medidas relativas para la dirección CD (paralela al eje del terraplén).

Figura 5.28. Inclínómetro: dirección CD – medidas acumuladas

Figura 5.29. Inclínómetro: dirección CD – medidas relativas

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

6. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS

6.1. Comparación de resultados de ensayos anteriores y posteriores al tratamiento

6.1.1.- Ensayos Standard de Penetración Dinámica

a) Antes del tratamiento de compactación dinámica: sondeos S1 y S2

En general los valores N_{30} medidos no son elevados, situándose en la franja entre 10 y 18 golpes, con un valor medio de 14 golpes. Los valores altos se deben a algún objeto puntual cuya presencia enmascara las propiedades mecánicas características del vertedero. De acuerdo con la literatura estos valores son indicativos de residuos jóvenes, según Jucá (2003) valores bajos (2 a 10 golpes) son típicos de residuos antiguos, donde la descomposición de la materia orgánica está muy avanzada.

Carvalho (1999), en el vertedero Bandeirantes (São Paulo, Brasil), observó una tendencia de aumento de la resistencia a la penetración con la profundidad. Obtuvo valores medios de SPT de 7 golpes en capas más superficiales llegando a 12 golpes en 10 - 30 metros de profundidad.

Jucá (2003) presenta resultados de ensayos SPT realizados en diferentes fechas (de 1994 a 2001) en el vertedero Muribeca (Recife, Brasil), con valores de 2 a 12 golpes llegando a 14 golpes a 15 metros de profundidad. En el vertedero de Aguazinha (Olinda, Brasil) el número de golpes está entre 4 y 10, en ambos vertederos el residuo es antiguo, mientras que en el vertedero Metropolitano Centro (Salvador, Brasil) los residuos tienen 1 año y presentan valores de N_{SPT} de 5 a 10 golpes hasta 4 metros de profundidad y de 10 a 20 golpes con el aumento de profundidad.

Fucale & Jucá (2003) para ensayos realizados en la celda 4 del vertedero de Muribeca (Recife, Brasil) con residuos recientes (4 años) encontraron valores de N_{SPT} que muestran un incremento con la profundidad y están en la franja de 4 a 16 golpes.

Machado et al. (2010) presentan resultados típicos de ensayos SPT en varios vertederos, obtenidos por Coumoulos et al., 1995 (Liossia, Grecia), Sánchez-Alciturri et al., 1993 (Meruelo, España), Jucá et al., 1997 (Muribeca, Brasil) y Sowers, 1968 (Georgia, Estados Unidos). Comentan que según Sowers (1968) y Jucá et al. (1997) el número de golpes raras veces excede 10, también comentan que de acuerdo con Coumoulos et al. (1995) y Sánchez-Alciturri et al. (1993) el número de golpes aumenta con la profundidad, lo que indica que la presión de confinamiento tiene algún efecto sobre el comportamiento de los vertederos.

Estos autores analizaron 10 ensayos SPT realizados en los vertederos Metropolitano Centro (Salvador, Brasil), con residuos de edades de 1 y 3 años, y Bandeirantes (São Paulo, Brasil), con residuos de 15 años, y concluyeron que los valores de N_{30} presentaban tendencia a aumentar con la profundidad, corroborando los resultados de Coumoulos et al. (1995) y de Sánchez-Alciturri et al. (1993). Encontraron que al menos 70% de los resultados estaban en la franja de 5 a 20 golpes y apenas excedían los 20 golpes. Comparando los valores medios de N_{SPT} de muestras de diferentes edades observaron que los valores tienden a disminuir con el tiempo. Estas conclusiones son compatibles con los resultados de Landva y Clark (1986) en cuanto a la disminución en la tensión de corte del relleno con el tiempo.

b) Después del tratamiento de compactación dinámica: sondeos S3 y S4

Al igual que en los otros dos sondeos, los valores N_{30} medidos no son elevados, pero presentan un pequeño incremento en relación a los anteriores, con valor medio alrededor de 20 golpes.

Es recomendable que los ensayos SPT en vertedero sean realizados en gran número para así poder disponer de tendencias medias y eliminar los resultados puntuales anómalos debido a presencia de objetos resistentes y otras irregularidades de los residuos.

6.1.2.- Análisis Espectral de Ondas Superficiales

Analizando las curvas de las estructuras de capas para antes y después de la compactación dinámica, se observa un incremento en los valores de la velocidad de ondas de corte (V_s) de los ensayos ejecutados después del tratamiento en relación a los valores medidos antes, a lo largo de toda la profundidad ensayada. Las mediciones hasta aproximadamente 1,5 metros de profundidad para antes y 2 metros para después del tratamiento, presentan valores más elevados por ser la capa de suelo de cobertura, por lo tanto no se debe considerarlos. La capa de cobertura después del tratamiento presenta mayor espesor debido a las huellas de la compactación dinámica que fueron rellenadas con material arcilloso de cobertura.

Antes de la compactación dinámica, hasta aproximadamente 1,50 metros de profundidad, el valor medio de la velocidad de onda de corte de los 5 puntos ensayados varió de 194 m/s a 85 m/s. De 1,50 metros hasta los 6 metros de profundidad la velocidad presentó un promedio de 89 m/s. De 6 a 9 metros varió de 91 a 99 m/s y a partir de los 9 metros sufrió un incremento hasta alcanzar los 114 m/s.

Carvalho (1999) comenta que varios autores mostraron que el perfil de velocidad de onda de corte en residuos municipales varía con la profundidad y con la edad de los residuos y que la velocidad de onda de corte obtenida en vertederos jóvenes, próximo a superficie, está debajo de 90 m/s mientras que para los antiguos puede alcanzar valor superior a 170 m/s. Para profundidades superiores a 20 metros en rellenos jóvenes la velocidad típica está entre 140 y 170 m/s. En los ensayos *cross-hole* que la autora realizó en el vertedero Bandeirantes (São Paulo, Brasil), la velocidad de onda de corte varió entre 93 y 228 m/s.

Después del tratamiento, hasta aproximadamente 2 metros de profundidad el valor medio de la velocidad de onda de corte para los puntos PS2, PS3, PS4 y PS5 varió de 166 a 95 m/s. De 2 hasta los 6 metros presentó un promedio de 95 m/s. De los 6 a los 9 metros varió de 99 hasta 108 m/s y a partir de los 9 metros presentó un incremento hasta alcanzar los 114 m/s.

De acuerdo con Van Impe (1994), a partir de la teoría de la elasticidad el Módulo de Rigidez (G) y el Módulo de Young (E) pueden ser calculados a partir de la velocidad de ondas de corte (V_s) y de la densidad de los residuos (ρ) por las ecuaciones:

Ecuación 6.1.
$$G = \rho * V_s^2$$

Ecuación 6.2.
$$E = 2G(1 + \nu)$$

Donde: G = módulo de rigidez

ρ = densidad de los residuos

V_s = velocidad de onda de corte

ν = coeficiente de Poisson

Para densidad de los residuos (ρ) de 5 kN/m³ (500 kg/m³), coeficiente de Poisson (ν) de 0,3 y valores medios de velocidad de onda de corte (V_s) de 94,95 m/s desde 1,5 metros de profundidad para antes del tratamiento y de 100,27 m/s desde 2 metros de profundidad para después del tratamiento, se tiene:

Para antes de la compactación dinámica: $G = 4,54$ MPa y $E = 11,79$ MPa.

Para después de la compactación dinámica: $G = 5,05$ MPa y $E = 13,12$ MPa.

Van Impe (1994) en un vertedero de residuos sólidos e industriales del inicio de los años setenta en Bélgica, cuyos residuos estaban compuestos de materiales orgánicos, plásticos, papel, goma e incluso hormigón y asfalto, con un espesor variando de 4,5 a 8 metros, realizó ensayos de Ondas Superficiales antes y después del tratamiento por compactación dinámica. Encontrando valores del Módulo de Young que, entre los diversos puntos ensayados, variaron de 7,68 MPa a 30,72 MPa para los ensayos realizados antes del tratamiento. Para los ensayos realizados después de la compactación dinámica los valores variaron entre 13,23 MPa y 48,00 MPa.

La Figura 6.1 presenta las curvas medias del Módulo de Rigidez (G) calculado para antes y después de la compactación dinámica, donde se observa que el

valor del módulo después del tratamiento presenta un incremento en relación al obtenido antes.

Figura 6.1. Módulo de Rigidez (G): antes y después de compactación dinámica

Para antes del tratamiento los valores del Módulo de Rigidez (G) presentan incrementos por tramos de profundidad, de 1,5 a 4 metros: 4 MPa, de 4 a 6 metros: 4,2 MPa, de 6 a 8,5 metros: 4,5 MPa, hasta los 12,5 metros: 5,3 MPa, a partir de los 12,5 metros se incrementa hasta alcanzar 6,5 MPa.

Después del tratamiento la curva presenta el mismo comportamiento de antes de la ejecución de la compactación dinámica, con incrementos de valores en tramos crecientes de profundidad. Sin embargo los valores son más elevados debido al

efecto de la compactación dinámica. Hasta los 6 metros presenta un crecimiento de 4,5 hasta 4,75 MPa, de 6 a 8 metros el valor es de 5 MPa, de 8 a 12,5 metros es de 5,9 MPa y a partir de los 12,5 metros se incrementa hasta los 6,3 MPa.

6.1.3.- Ensayo de penetración dinámica continua

Los resultados de los ensayos, tanto anteriores como posteriores a la compactación dinámica, presentan picos que se deben a algún objeto puntual, como también se observó en los ensayos SPT. En la elaboración de las curvas medias estos valores elevados no fueron considerados.

La curva media de los nueve ensayos penetrométricos realizados antes del tratamiento presenta valores alrededor de 10 golpes, hasta la profundidad de 5,50 metros, aproximadamente. A partir de esta profundidad presenta valores variando en la franja de 10 a 18 golpes, llegando a alcanzar los 20 golpes a mayor profundidad.

La curva que representa los valores medios de los nueve ensayos realizados después de la compactación dinámica presenta valores alrededor de 10 golpes hasta aproximadamente 4 metros de profundidad, cuando los valores se van incrementando con la profundidad, desde los 15 golpes hasta alcanzar los 40 golpes.

Se observa que la curva indica una mejora del material a partir de los 4 metros de profundidad. Según Van Impe (1994) si un material compacto está subyacente a un depósito flojo, el mejoramiento en la mitad más baja puede, sin embargo, ser más pronunciado debido a la reflexión de las ondas desde la base. Lo que puede explicar el comportamiento mostrado por las curvas de los penetrómetros y corroborado por las curvas de las ondas superficiales que también muestran que la resistencia sufre incremento para mayores profundidades. Una vez que las capas del relleno con más de 20 metros de profundidad están más consolidadas debido al peso de las capas superiores y al hecho de que los residuos depositados a más tiempo están en un estado más adelantado de descomposición, y, además, el propio terreno natural donde se apoya el relleno, propician las condiciones necesarias para la reflexión de las ondas.

6.2. Medición de temperatura

La temperatura máxima medida fue de 44°C a una profundidad de 4 metros. En la franja de 2 a 8 metros de profundidad el valor medio de la temperatura fue de 43°C. A partir de 10 metros de profundidad el valor medio presentó una pequeña disminución para 41°C.

Según Tchobanoglous et al. (1993) la degradación de la masa orgánica de los residuos es acompañada por la elevación de la temperatura. Ivanova et al. (2003) realizaron un experimento con reactor anaerobio de consolidación con el objetivo de medir el asiento de residuos sólidos e identificar y cuantificar los factores que lo afectan. Los resultados iniciales destacaron la importancia de la temperatura en promover la estabilización de los residuos.

Aragão et al. (1999), citando Mares et al. (1993), explican que muchos de los procesos que ocurren en un vertedero son acompañados por reacciones exotérmicas que poseen significado práctico. También relatan que Spokas & Bogner (1996) en el vertedero de Olinda (California, Estados Unidos) encontraron que la temperatura aumentaba hasta un máximo de 40°C a 6 metros de profundidad y que las mayores variaciones ocurrían cerca de la superficie del terraplén.

Coumoulos et al. (1995), según Manassero et al. (1996), observaron en el vertedero de Liossia (Atenas, Grecia) que las temperaturas en profundidades superficiales variaban entre 40°C y 60°C y no eran afectadas por las variaciones estacionales de la temperatura ambiente. Mientras que para grandes profundidades la temperatura de los residuos decrecía alcanzando valores entre 5°C y 15°C.

Jucá et al. (1998) en el vertedero Muribeca (Recife, Brasil) observaron que la temperatura aumentaba con la profundidad. Midieron valores de 32°C a 2 metros de profundidad, 45°C a 8 metros y de 55°C a 18 metros.

6.3. Asientos – tiempo

En este epígrafe se presentan las mediciones de los movimientos provocados por el ensayo de carga *in situ* a escala real.

La ingeniería geotécnica convencional define asiento como la deformación vertical positiva del terreno proveniente de la aplicación de cargas externas o de su peso propio. En el caso de terraplén de residuos sólidos urbanos estos asientos pueden ser definidos como desplazamientos verticales descendentes de la superficie del terraplén, provocados por cargas externas, peso propio de los residuos o capa de cobertura y principalmente debido a los complejos procesos de degradación biológica de los residuos (Jucá, 2003).

6.3.1.- Micrómetros deslizantes: asientos relativos

a) Micrómetro S2 (fuera de la zona cargada)

En el gráfico de la deformación diferencial se puede ver el comportamiento de asiento en profundidad para diferentes fechas. Se observa picos de deformación en las profundidades de 5 metros con 31 mm, 8 metros con 25 mm, 13 metros con 32 mm y 16 metros con 23 mm, lo que indica capas de material menos resistente (residuos), intercalados con menores valores de deformación en las profundidades de 6 metros (19 mm), 10 metros (10 mm) y 15 metros (14 mm), referentes a las capas de sellado compuestas de material arcilloso. Este comportamiento es análogo para todas las fechas de medición.

Como se comenta en el epígrafe 3.1.3.2, la ejecución del relleno consta de operaciones de depósito, extendido y compactación a media densidad de los residuos en tongadas de 2,50 a 3,00 metros que se cubren con una capa de material arcillo de 0,30 a 0,50 metros. La observación del corte litológico del sondeo S2 confirma que en las profundidades donde ocurren las mayores deformaciones se encuentran residuos y las menores, material arcilloso.

La deformación acumulada máxima fue de 339 mm, medida 163 días después de la lectura cero. En este gráfico se observa que a lo largo del tiempo las deformaciones sufren un incremento indicando la ocurrencia del asiento

secundario debido a procesos de *creep* y a descomposición de la materia orgánica.

Según Manassero et al. (1996) varios autores relatan asientos "de consolidación" finales en la gama de 10 a 40% del espesor del terraplén solamente por acción del peso propio, dependiendo del tipo de basura y grado de consolidación alcanzada en el momento de la colocación. En relación al desarrollo de asientos con el tiempo, los asientos absolutos no pueden ser medidos si las condiciones iniciales del terraplén no son bien definidas. En esta situación, sólo los movimientos relativos con respecto a un tiempo dado, o bien la tasa de asiento, pueden ser medidos.

La velocidad de asiento decrece con el tiempo, como se observa en la Figura 6.2. Según Sánchez-Alciturri et al. (1993c) el ritmo de producción de asientos en un vertedero es variable con la edad, presentando velocidades de asiento que disminuyen con el tiempo, pero que en todo caso se mantienen perceptibles durante años y aún decenios.

Figura 6.2. Micrómetro S2: velocidad de asiento (mm/día)

En el gráfico se verifica que la velocidad fue de 4,2 mm/día a los 22 días después de la lectura inicial, pasando a 3,2 mm/día a los 41 días. A los 43 días después de la lectura inicial que corresponde al final de la construcción del terraplén de carga, alcanzó el máximo de 12,2 mm/días, bajando a 5,9 mm/día a los 55 días después de la lectura inicial (12 días después del final de la construcción del terraplén de carga). Hasta llegar a 0,1 mm/día a los 163 días después de la lectura inicial (120 días después del final de la construcción del terraplén de carga).

Carvalho (1999) para el Vertedero Bandeirantes (São Paulo, Brasil), presenta velocidades de asiento que van de 14 mm/día hasta alcanzar 3 mm/día en cerca de 2.500 días. Mariano (1999), para la Celda 1 del vertedero Muribeca (Recife, Brasil) con residuos de edades de 4,5 a 14 años, presenta velocidades de asiento de 1,43 mm/día hasta 0,24 mm/día en 252 días. Denardin (2013), para el vertedero Central de Resíduos do Recreio (Santa Maria, Brasil), en el periodo de mediciones de 1.800 días, presenta velocidades entre 3 y 7 mm/día hasta alcanzar entre 1 y 2 mm/día.

6.3.2.- Líneas Continuas de Asiento

Las curvas de los asientos a lo largo del tiempo, provocados por el terraplén de cargas y medidos en las dos secciones de la Línea Continua de Asientos (LCA), muestran las mediciones realizadas hasta 122 días después de la lectura cero, hecha inmediatamente antes de iniciar la construcción del terraplén de carga.

Según Favaretti & Maestrini (1998), citando Wall et al. (1995), la observación y el análisis de casos reales de vertederos permiten subdividir el asiento total en tres componentes:

Ecuación 6.3.
$$\Delta H_T = \Delta H_i + \Delta H_p + \Delta H_s$$

Dónde: ΔH_T = Asiento total

ΔH_i = Asiento instantáneo, inmediato o elástico

ΔH_p = Asiento de consolidación primaria

ΔH_s = Asiento de "consolidación secundaria", que se produce durante y después de la finalización de la consolidación primaria, a tensión efectiva constante.

Los autores explican que el asiento inmediato es debido a la compresión inicial, que se desarrolla en seguida después de la aplicación de una carga exterior. Generalmente es asociado con la reducción de los vacíos provocada por la compresión instantánea de los elementos constituyentes del residuo. La componente ΔH_i es análoga a la compresión elástica de los suelos, por este motivo no se puede observarla en los gráficos de los asientos registrados en vertederos reales. Para el cálculo del asiento se utilizan los procedimientos de cálculo usados para estimar los asientos inmediatos de las fundaciones, basados en la teoría de la elasticidad:

Ecuación 6.4.
$$\Delta H_i = \frac{\Delta q * H_0}{E_{res}}$$

Dónde: Δq = Incremento de carga

H_0 = Altura inicial de la capa de residuos

E_{res} = Módulo de elasticidad del residuo

El asiento inmediato, medido luego después de terminada la construcción del terraplén de carga (2 días después de la lectura cero), para el promedio de los puntos centrales de las dos secciones (puntos 6, 7, 8, 9 y 10) fue de 12,31 cm que representa 25,87% del asiento medio de estos puntos en 120 días después de la aplicación de la carga. Mientras que para los puntos extremos 1(lado Norte) y 15 (lado Sur), fue de 5,71 cm y 5,61 cm, respectivamente. Estos valores representan 14% del último asiento medido para el punto 1 y 17% para el punto 15. El asiento inmediato medido en los puntos centrales es, prácticamente, el doble del asiento de los puntos extremos.

A partir de la Ecuación 6.4 se tiene que:

$$E_{res} = \frac{\Delta q * H_0}{\Delta H_i}$$

Dónde: q = incremento de carga (altura terraplén * $\gamma_{\text{ter}} = 2,5 \cdot 16 = 40 \text{ kN/m}^2$)

H_0 = altura de la capa de residuos = 45 metros

ΔH = asiento instantáneo en el centro del terraplén = 0,1231 m

Se obtiene que $E_{\text{res}} = 14,6 \text{ MPa}$.

El cuadro siguiente presenta los valores de los módulos elásticos calculados a partir de los datos de las Ondas Superficiales y de la LCA:

Módulo	ONDAS SUPERFICIALES		LCA (media de los puntos centrales)
	Antes CD (de 1,5 a 13 m de profundidad)	Después CD (de 2 a 13 m de profundidad)	
G (MPa)	4,54	5,05	-
E(MPa)	11,79	13,12	14,6

Sowers (1973) considera asientos primarios y secundarios separadamente. El componente de asiento primario depende del incremento de tensión y ocurre más bien rápidamente, por lo general dentro de 30 o 90 días después de la aplicación de la carga.

La Figura 6.3 presenta la curva de los valores medios de los asientos a lo largo del tiempo medidos en los puntos centrales de las dos secciones de la línea continua de asiento. De la curva se concluye que el término de la compresión primaria ocurre a los 50 días desde la lectura cero (48 días después de la aplicación de la carga).

El valor medio del asiento medido en los puntos centrales de las dos secciones de la línea continua de asiento a los 48 días después de la aplicación de la carga fue de 36,40 cm, que representa 76,5% del valor medio del asiento para estos puntos 120 días después de la aplicación de la carga (última lectura realizada).

Figura 6.3. Asientos medidos: media de los puntos centrales

Para los puntos extremos el asiento medio medido a los 48 días después de la aplicación de la carga fue de 29,11 cm para el punto 1 (lado Norte), lo que representa un 73,8% de la última lectura realizada, mientras que para el punto 15 (lado Sur) el asiento medio medido fue de 25,31 cm, un 77% de la última medición.

En media, el asiento registrado en el punto 1 y en el punto 15 fue de un 80% y de un 70% del asiento medio de los puntos centrales, respectivamente.

Los valores del asiento por consolidación primaria incluyen los valores del asiento instantáneo.

La última lectura fue realizada 122 días después de la lectura cero (120 días después de aplicada la carga). La media de los asientos medidos en los puntos centrales fue de 47,58 cm, de 39,44 cm para el punto 1 y de 32,89 cm para el punto 15.

En la Figura 6.4 se observa la velocidad de asiento calculada para la lectura media de los puntos centrales de las dos secciones, que fue de 6,16 cm/día inmediatamente después de aplicada la carga, decreciendo para 1,07 cm/día a los 12 días (17,3% de la velocidad inicial) y para 0,18 cm/día a los 48 días (3% de la velocidad inicial), hasta alcanzar 0,15 cm/día en la última lectura realizada (120 días después de aplicada la carga), lo que representa 2,5% de la velocidad inicial. En la Figura 6.5 se presenta las velocidades de asiento calculadas para la LCA y para el micrómetro M-S4.

Figura 6.4. Velocidad de asiento medio en los puntos centrales de las dos secciones

Para los puntos extremos la velocidad de asiento para la media de las dos secciones está representada en la Figura 6.6. Para el punto 1 fue de 2,86 cm/día luego después de aplicada la carga, pasando a 0,94 cm/día a los 12 días (33% de la velocidad inicial) y a 0,23 cm/día (8% de la inicial) a los 48 días, hasta alcanzar 0,15 cm/día (5% de la inicial) a los 120 días. Mientras que para el punto 15 fue de 2,81 cm/días después de aplicada la carga, pasando a 0,89 cm/día a los 12 días (32% de la velocidad inicial) y a 0,16 cm/día (6% de la inicial) a los 48 días, hasta alcanzar 0,10 cm/día (3% de la inicial) a los 120 días.

Figura 6.5. Velocidad de asiento de puntos centrales de LCA y micrómetro S4

Figura 6.6. Velocidad de asiento medio en los puntos extremos de las dos secciones

6.3.3.- Referencias topográficas

Los hitos topográficos fueron instalados en dos filas de 5, tanto para el lado Norte (fuera de la zona compactada) como para el lado Sur (dentro de la zona compactada). En la Figura 6.7 y la Figura 6.8 se observa los asientos medidos a lo largo del tiempo, para los hitos del lado Norte.

En las curvas de asientos para el lado Norte se observa que los puntos p1, p3, p4 y p5 ubicados más cercanos al terraplén de carga, presentaron asientos mayores que los puntos más lejanos, sin embargo el punto p2 aún estando más cerca del terraplén presentó asientos en la franja de los puntos más lejanos. El punto p4 fue el que presentó mayores valores de asientos para todo el intervalo de tiempo de las lecturas, llegando a 40 cm para 122 días de lectura.

El asiento medio de los puntos de p1 a p5 (ubicados a 1 metro del terraplén de carga) para la lectura realizada luego después de aplicada la carga fue de 3 cm que corresponde a un 9,2% del asiento medido a 120 días después de la aplicación de la carga que fue de 34 cm. Mientras que a los 48 días el asiento medido fue de 25 cm (un 73,7% del último asiento medido).

Los puntos p6, p7, p8, p9 y p10 que están más alejados del terraplén de carga (4 metros de distancia), presentaron prácticamente los mismos valores, excepto en las lecturas de 30 días, cuando los valores de los puntos p6 y p10 se alejaron de los valores medidos en los demás. Para 122 días de lecturas el asiento medido en estos cinco puntos fue de 29 cm, en media.

El asiento luego después de la aplicación de la carga fue de 2 cm, lo que representa un 7,8% de la última medición, mientras que el asiento medido 48 días después de la aplicación de la carga fue de 20 cm, un 70,9% de la lectura final.

El asiento medio de los puntos de p6 a p10 es aproximadamente un 79% del asiento medio de los puntos de p1 a p5.

La Figura 6.9 y Figura 6.10 presentan los asientos medidos en el lado Sur.

Figura 6.7. Lado Norte: asiento medido en los puntos de p1 a p5

Figura 6.8. Lado Norte: asiento medido en los puntos de p6 a p10

Figura 6.9. Lado Sur: asiento medido en los puntos de p11 a p15

Figura 6.10. Lado Sur: asiento medido en los puntos de p16 a p20

En el lado Sur los puntos de p11 a p15, que están más cercanos al terraplén de carga (a 1 metro de distancia), presentaron asientos mayores que los puntos de p16 a p20 (ubicados a 4 metros de distancia del terraplén de carga). Los puntos p14 y p15 fueron los que presentaron mayores valores de asientos para todo el intervalo de tiempo de las lecturas, al rededor de los 27 cm para 122 días de lectura.

El asiento medio de los puntos de p11 a p15 para la lectura realizada luego después de aplicada la carga fue de 4 cm que corresponde a un 15,4% del asiento medido a 120 días después de la aplicación de la carga que fue de 25 cm. Mientras que a los 48 días el asiento medido fue de un 21 cm (un 82,1% del último asiento medido).

Los puntos de p16 a p20 que están más alejados del terraplén de carga, presentaron prácticamente los mismos valores. Para 120 días después de aplicada la carga los asientos medidos en estos puntos fueron de 16 cm en media.

El asiento luego después de la aplicación de la carga fue de 2 cm, lo que representa un 12,9% de la última medición, mientras que el asiento medido 48 días después de la aplicación de la carga fue de 14 cm, un 90% de la lectura final.

El asiento medio de los puntos de p16 a p20 fue aproximadamente un 59,7% del asiento medio de los puntos de p11 a p15.

Como ocurre en las curvas de los asientos medidos en la línea continua de asiento, en las curvas de los asientos medidos en los hitos tipográficos también se caracteriza el final de la compresión primaria a los 50 días de medición (48 días después de aplicación de la carga).

En la Figura 6.11 y Figura 6.12 se observa la velocidad de asiento para los hitos del lado Norte y del lado Sur, respectivamente.

Para el lado Norte la velocidad de asiento inmediatamente después de aplicación de la carga fue de 1,55 cm/día para los puntos más cercanos al terraplén de carga (p1 a p5) y de 1,11 cm/día para los más alejados (p6 a p10).

Figura 6.11. Lado Norte: velocidad de asiento

Figura 6.12. Lado Sur: velocidad de asiento

A los 12 días de la aplicación de la carga fue de 0,79 cm/día y de 0,56 cm/día para los puntos más cercanos y más alejados, respectivamente. A los 48 días presentó 0,26 cm/día para los puntos de p1 a p5 y 0,23 cm/día para los puntos de p6 a p10. En la última lectura (120 días después de de aplicación de la carga) la velocidad media para los puntos de p1 a p5 fue de 0,13 cm/día, mientras que para los puntos de p6 a p10 fue de 0,12 cm/día.

Para el lado Sur la velocidad de asiento luego después de la aplicación de la carga fue de 1,93 cm/día para los puntos más cercanos al terraplén de carga (p11 a p15) y de 1,01 cm/día para los más alejados (p16 a p20).

A los 12 días de la aplicación de la carga fue de 0,65 cm/día y de 0,38 cm/día para los puntos de p11 a p15 y de p16 a p20, respectivamente. A los 48 días presentó 0,15 cm/día para los puntos de p11 a p15 y 0,14 cm/día para los puntos de p16 a p20. En la última lectura (120 días después de de aplicación de la carga) la velocidad media para los puntos de p11 a p15 fue de 0,05 cm/día, mientras que para los puntos de p16 a p20 fue de 0,03 cm/día.

La Tabla 6.1 presenta un resumen de los asientos medidos en los distintos instrumentos.

Tabla 6.1. Resumen de los asientos medidos

Resumen de los asientos medidos (mm)				
Instrumentación		Inmediatamente después de la aplicación de la carga	48 días después de la aplicación de la carga	120 días después de la aplicación de la carga
Micrómetro S4		85,92	301,74	-
Línea Continua de Asiento		123,10	364,00	475,80
Hitos Topográficos	Norte (p1 a p5)	30,90	248,50	337,00
	Norte (p6 a p10)	22,20	202,50	285,50
	Sur (p11 a p 15)	38,70	206,00	250,80
	Sur (p16 a p20)	20,20	141,20	157,10

Los mayores asientos fueron medidos en la línea continua de asiento, lo que demuestra la influencia de la sobrecarga en el asiento de los residuos. El asiento

medido inmediatamente después de la aplicación de la carga fue mucho más significativo en la línea continua de asiento.

De la observación de los asientos medidos en los hitos topográficos se puede concluir que:

- Los asientos medidos en los hitos topográficos más cercanos al terraplén de carga son mayores que los medidos en los más alejados, tanto para el lado Norte como para el Sur. A pesar de no estar ubicados en la zona bajo carga los asientos medidos en los hitos demuestran que el efecto de la carga sobre los residuos no se restringe solamente a la zona cargada, pero que tiene influencia en las zonas cercanas.
- Los asientos inmediatos no son muy significativos fuera de la zona cargada.
- Los asientos medidos en los hitos topográficos del lado Norte son mayores que los medidos en el lado Sur, donde fue aplicado el tratamiento de mejora por compactación dinámica.

6.3.4.- Inclinómetro: desplazamientos horizontales

De los gráficos de las mediciones con el inclinómetro se observa que el movimiento acumulado positivo del eje AB (hacia Norte) presentó valor máximo de 30 mm en la profundidad de 2 metros, a los 122 días después del inicio de la construcción del terraplén de la carga. Las curvas del movimiento relativo indican, para la última lectura realizada, desplazamientos de 1,8 mm a profundidad de 2,5 metros, 3 mm a 8 metros de profundidad, 1,8 mm a 12 y 14 metros y de 2 mm en la profundidad de 17,5 metros. La relación entre el desplazamiento horizontal máximo y el asiento máximo del promedio de los puntos centrales de la línea continua de asiento es de un 6%.

El movimiento acumulado positivo del eje CD (hacia el Este) presentó valor máximo de aproximadamente 13 mm en la profundidad de 3 metros, a los 122 días después del inicio de la construcción del terraplén de la carga. Mientras que las curvas del movimiento relativo indican, para la última lectura realizada, desplazamientos de 1 mm a 5 y 8 metros de profundidad, 1,8 mm a 9,5 metros de

profundidad, 4 mm a 12,5 metros y de 2,5 mm en la profundidad de 14,5 metros. La relación entre el desplazamiento horizontal máximo y el asiento máximo del promedio de los puntos centrales de la línea continua de asiento es de un 3%.

Aún que los desplazamientos del eje AB sean mayores que del eje CD, en los dos casos son movimientos muy pequeños comparados a los movimientos verticales.

6.4. Modelos de cálculo y contraste de resultados obtenidos en las pruebas *in situ*

En este epígrafe se presenta las predicciones de asientos hasta la edad del relleno de 10 años, realizados a partir de las mediciones de asiento en la LCA, en el micrómetro S2 y en los hitos topográficos. El en Anexo 9 se presenta las edades del relleno en las distintas fechas de medición.

Para el cálculo de las predicciones se utilizaron cuatro modelos: Sowers (1973), Yen & Scanlon (1975), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994). Con el modelo Sowers (1973) se realizó el cálculo de predicción con mediciones de los tres instrumentos. Con las mediciones del micrómetro deslizante se calculó predicciones por los cuatro modelos, debido a que este micrómetro fue instalado fuera de la zona cargada.

6.4.1.- Modelo de Sowers (1973)

Como relatado en el epígrafe 2.3.2 el modelo de Sowers (1973) se basa en teorías clásicas de mecánica de suelos. Utiliza dos expresiones separadas para expresar el asiento primario y el secundario. El asiento primario se relaciona con el incremento de carga de ocurrencia rápida y es definido por la Ecuación 2.10. Mientras que el asiento secundario, que es debido al comportamiento viscoso de los residuos, de cambios físico-químicos y de la biodegradación de la materia orgánica, es definido por la Ecuación 2.11.

De la Ecuación 2.10 es posible despejar el valor de C'_c :

Ecuación 6.5.
$$C'_c = \frac{\Delta H}{H \log \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma_0}{\sigma_0}}$$

Dónde: C'_c = coeficiente de compresión primaria

ΔH = asiento medido al final de la compresión primaria

H = altura de la capa de residuos

σ_0 = tensión vertical inicial en el relleno

$\Delta\sigma_0$ = incremento de tensión vertical

Análogamente, de la Ecuación 2.11 se puede despejar el valor de C'_α :

Ecuación 6.6.
$$C'_\alpha = \frac{\Delta H}{H \log \frac{t}{t_0}}$$

Donde: C'_α = coeficiente de consolidación secundaria

ΔH = asiento medido

H = altura de los residuos al tiempo t_0

t = tiempo al final de las mediciones

t_0 = tiempo al inicio de la consolidación secundaria

6.4.1.1.- Predicción de asientos a través de las mediciones de la línea continua de asiento

A partir de las mediciones realizadas en la línea continua de asiento fue posible calcular las dos componentes del asiento (primario y secundario), ya que este aparato estuvo bajo sobrecarga aplicada por el terraplén de carga. Para el cálculo fueron utilizados los valores medios de los puntos centrales (6, 7, 8, 9 y 10) de las dos secciones de la LCA.

a) Cálculo del coeficiente de compresión primaria (C'_c)

ΔH (m) = lectura de la LCA al final de la compresión primaria

H (m) = altura del relleno = 45 m

γ_{res} (kN/m³) = densidad de los residuos = 5 kN/m³

σ_0 (kN/m²) = tensión efectiva en medio de capa de residuos = $45/2 \cdot 5 = 112,5$ kN/m²

γ_{ter} (kN/m³) = densidad del material del terraplén = 16 kN/m³

$\Delta\sigma_0$ (kN/m²) = sobrecarga debido al terraplén de carga = $2,5 \cdot 16 = 40$ kN/m²

Cálculo del C'_c con las lecturas del promedio de los puntos centrales de las dos secciones de la LCA para el final de la compresión primaria						
Puntos	ΔH (m)	H (m)	γ_{res} (kN/m ³)	σ_0 (kN/m ²)	$\Delta\sigma_0$ (kN/m ²)	C'_c
6, 7, 8, 9 y 10	0,364	45	5,0	112,5	40,0	0,0612

b) Cálculo del coeficiente de consolidación secundaria (C'_α)

ΔH (m) = última lectura de la LCA

H (m) = altura del relleno

t (días) = tiempo al final de las mediciones

t_0 (días) = tiempo al inicio de la consolidación secundaria

Cálculo del C'_α con las lecturas del promedio de los puntos centrales de las 2 secciones de la LCA para la última medición realizada					
Puntos	ΔH (m)	H (m)	t (días)	t_0 (días)	C'_α
6, 7, 8, 9 y 10	0,4758	45	236	164	0,0669

c) Cálculo de los asientos hasta el relleno alcanzar 10 años de edad (considerando la media de las lecturas de los puntos centrales)

1) Cálculo del asiento primario (Ecuación 2.10)

$$\Delta H_p = C'_c H \log \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma_0}{\sigma_0}$$

El siguiente cuadro resume el cálculo del asiento primario:

Cálculo del asiento primario						
Puntos	C'_c	H (m)	σ_0 (kN/m ²)	$\Delta\sigma_0$ (kN/m ²)	ΔH_P (m)	$\Delta H_P/H$ (%)
6, 7, 8, 9 y 10	0,0612	45	112,5	40	0,364	0,81

2) Cálculo del asiento secundario (Ecuación 2.11)

$$\Delta H_S = C'_\alpha H \log \frac{t_2}{t_1}$$

ΔH_S = asiento secundario al tiempo t_2

H_0 = altura del relleno al tiempo t_1

t_2 = edad del relleno a la época de estimación del asiento

t_1 = edad del relleno al inicio de la consolidación secundaria

El siguiente cuadro resume el cálculo del asiento secundario:

Cálculo del asiento secundario para edad del relleno de 10 años						
Puntos	C'_α	H_0 (m)	t_2 (días)	t_1 (días)	ΔH_S (m)	$\Delta H_S/H$ (%)
6, 7, 8, 9 y 10	0,0669	45	3.650	1.076	1,597	3,55

3) Cálculo del asiento total

$$\Delta H_T = \Delta H_P + \Delta H_S = 1,961 \text{ m} = 1.961 \text{ mm}$$

$$\Delta H_T / H = 4,36\%$$

La Figura 6.13 presenta las curvas de los asientos medidos en la LCA y calculados con el modelo Sowers (1973) hasta el relleno alcanzar la edad de 10 años.

Figura 6.13. LCA: asientos totales medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)

6.4.1.2.- Predicción de asientos a través de las mediciones de los hitos topográficos

Con las mediciones realizadas en los hitos topográficos solo fue posible calcular la componente de asiento secundario, ya que los hitos no estaban bajo sobrecarga. Sin embargo se puede observar que, aún fuera de la zona cargada, sufren influencia de la sobrecarga. Como también se puede verificar la diferencia entre los asientos de las áreas compactada y no compactada. Como la zona no está bajo sobrecarga, al concluir la construcción del relleno la compresión primaria ya fue finalizada.

El cálculo de predicción de asiento fue realizado para cada una de las líneas de hitos topográficos separadamente: puntos de p1 a p5 (lado Norte), puntos de p6 a p10 (lado Norte), puntos de p11 a p15 (lado Sur) y puntos de p16 a p20 (lado Sur). Se utilizó el valor medio de las mediciones de los cinco hitos de cada línea.

a) Cálculo del coeficiente de consolidación secundaria (C'_α)

ΔH (mm) = media de la última lectura de los 5 hitos de cada línea

H (mm) = altura del relleno

t (días) = final de las mediciones

t_0 (días) = inicio de las mediciones

Cálculo del C'_α con el promedio de las lecturas en los hitos topográficos para la última medición realizada					
Puntos	ΔH (mm)	H (mm)	t (días)	t_0 (días)	C'_α
Norte - p1 a p5	337,04	45.000	236	114	0,0237
Norte - p6 a p10	285,50	45.000	236	114	0,0201
Sur - p11 a p15	250,82	45.000	236	114	0,0176
Sur - p16 a p20	157,09	45.000	236	114	0,0110

b) Cálculo del asiento secundario (Ecuación 2.11)

Se considera que cuando se inició las mediciones ya había finalizado la compresión primaria, así $t_1=114$ días (tiempo entre final de construcción y inicio de las mediciones) y $t_2=t_1$ +tiempo para cada lectura.

Cálculo del asiento secundario para edad del relleno de 10 años						
Puntos	C'_α	H_0 (mm)	t_2 (días)	t_1 (días)	ΔH (mm)	$\Delta H/H$ (%)
Norte - p1 a p5	0,0237	45.000	3.650	114	1.606	3,57
Norte - p6 a p10	0,0201	45.000	3.650	114	1.360	3,02
Sur - p11 a p15	0,0176	45.000	3.650	114	1.195	2,66
Sur - p16 a p20	0,0110	45.000	3.650	114	748	1,66

De la Figura 6.14 a la Figura 6.17 se presentan las curvas de los asientos medidos y calculados a 10 años, para los hitos topográficos del lado Norte de p1 a p5 y de p6 a p10, y del lado Sur de p11 a p15 y de p16 a p20, respectivamente.

Figura 6.14. Hitos Topográficos lado Norte (p1 a p5): asentamientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)

Figura 6.15. Hitos Topográficos lado Norte (p6 a p10): asentamientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)

Figura 6.16. Hitos Topográficos lado Sur (p11 a p15): asientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)

Figura 6.17. Hitos Topográficos lado Sur (p16 a p20): asientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)

Comparando los valores del asiento medido en la última lectura (122 días después del inicio de las mediciones) con los asientos calculados para la edad del relleno de 10 años (3.650 días) se verifica que:

- En el lado Norte: el asiento medio medido en los puntos de p6 a p10 para la última lectura es de aproximadamente un 15% menos que el asiento medio medido en los puntos p1 a p5. El mismo porcentaje se obtiene para los asientos calculados para 3.650 días.
- En el lado Sur: el asiento medio medido en los puntos de p16 a p20 para la última lectura es de aproximadamente un 37% menos que el asiento medio medido en los puntos p11 a p15. El mismo porcentaje se obtiene para los asientos calculados para 3.650 días.
- Para los puntos más cercanos al terraplén de carga: el asiento medio medido en los puntos p11 a p15 (lado Sur) para la última lectura es de aproximadamente un 26% menos que el asiento medio medido en los puntos p1 a p5 (lado Norte). El mismo porcentaje se obtiene para los asientos calculados para 3.650 días.
- Para los puntos más alejados del terraplén de carga: el asiento medio medido en los puntos p16 a p20 (lado Sur) para la última lectura es de aproximadamente un 45% menos que el asiento medio medido en los puntos p6 a p10 (lado Norte). El mismo porcentaje se obtiene para los asientos calculados para 3.650 días.

En el lado Sur, zona compactada, la influencia de la sobrecarga a medida que los puntos de medición se alejan del terraplén de carga se reduce más que en el lado Norte, zona no compactada.

La zona compactada (lado Sur) presenta valores más bajos de asiento, tanto medidos como calculados, y sufre menor influencia de la sobrecarga que la zona no compactada (lado Norte).

6.4.1.3.- Predicción de asientos a través de las mediciones del micrómetro deslizante S2

EL micrómetro deslizante S2 fue instalado fuera de la zona cargada, así a partir de las mediciones realizadas en este aparato sólo fue posible calcular la componente de asiento secundario, pues al concluir la construcción del relleno la compresión primaria ya estaba finalizada.

En los cálculos con el micrómetro S2 se consideró los últimos 20 metros del relleno, por ser la profundidad de lectura del equipo.

a) Cálculo del coeficiente de consolidación secundaria (C'_α)

ΔH (mm) = última lecturas del micrómetro S2

H (mm) = altura del relleno al tiempo t_0

t = final de las mediciones (73+163=236 días)

t_0 = inicio de las mediciones (73 días)

Cálculo del C'_α con la máxima lectura acumulada para la última medición realizada				
ΔH (mm)	H (mm)	t (días)	t_0 (días)	C'_α
338,992	20.000	236	73	0,0333

b) Cálculo del asiento secundario (Ecuación 2.11)

Se considera que cuando inicia las mediciones ya ocurrió la compresión primaria, así $t_1=73$ días (tiempo entre final de construcción y inicio de las mediciones) y $t_2=t_1$ +tiempo para cada lectura.

Cálculo del asiento secundario para edad del relleno de 10 años					
C'_α	H_0 (mm)	t_2 (días)	t_1 (días)	ΔH (mm)	$\Delta H/H$ (%)
0,0333	20.000	3.650	73	1.130	5,65

La Figura 6.18 presenta las curvas de los asientos medidos y calculados a 10 años.

Figura 6.18. Micrómetro S2: asientos medidos y estimados con el modelo Sowers (1973)

6.4.1.4.- *Modelo Sowers (1973): comparación de los asientos a 10 años*

La Tabla 6.2 presenta un resumen de los cálculos de la predicción de asientos a 10 años, realizados a partir de las mediciones de asientos en los distintos equipos instalados en la zona ensayada.

Se observa que el asiento calculado por el método de Sowers varía entre un 1,66% y un 5,65% de la altura inicial del relleno, según el equipo utilizado y la zona en que está instalado (bajo sobrecarga o no). La Figura 6.19 presenta las curvas del asiento unitario a 10 años, para todos los equipos.

El mayor valor de asiento calculado ocurre con los datos de la línea continua de asiento (1.961 mm), ya que sufre la influencia directa de la sobrecarga. Sin embargo el mayor asiento unitario se observa en el cálculo con los datos del micrómetro S2 (5,65%). En cuanto a los asientos calculados con los datos de los hitos topográficos, como comentado en el epígrafe 6.4.1.2, la zona no compactada presenta mayor asiento y sufre mayor influencia de la sobrecarga.

Tabla 6.2. Modelo Sowers (1973): Comparación de los asientos calculados

Modelo Sowers (1973): comparación de los asientos a 10 años							
Instrumentación			C' _C	C' _α	ΔH (mm)	H (mm)	ΔH/H (%)
Micrómetro S2			-	0,0333	1.130	20.000	5,65
LCA (media puntos centrales: 6 a 10)			0,0612	0,0669	1.961	45.000	4,36
Hitos Topográficos	Lado Norte	p1 a p5	-	0,0237	1.606	45.000	3,57
		p6 a p10	-	0,0201	1.360	45.000	3,02
	Lado Sur	p11 a p15	-	0,0176	1.195	45.000	2,66
		p16 a p20	-	0,0110	748	45.000	1,66

Notas: HT-Lado norte (zona no compactada): de p1 a p5: puntos más cercanos al terraplén de carga
 de p6 a p10: puntos más alejados del terraplén de carga
 HT-Lado sur (zona compactada): de p11 a p15: puntos más cercanos al terraplén de carga
 de p16 a p20: puntos más alejados del terraplén de carga

Figura 6.19. Modelo Sowers (1973): Deformación unitaria

Como mostrado en la Tabla 6.2 el valor del coeficiente de compresión primaria (C'_c) calculado a partir de los datos de la línea continua de asiento fue de 0,0612, mientras que el coeficiente de consolidación secundaria (C'_α), calculado a partir de los datos de la línea continua de asiento, micrómetro deslizante S2 y hitos topográficos presentó valores que variaron entre 0,0110 y 0,0669 según esté bajo sobrecarga o no.

Keene (1977) para la construcción de la carretera Interstate Highway 84 en Connecticut (Estados Unidos) realizó mediciones de asientos por cerca de 50 meses que permitieron calcular valores para C'_α entre 0,014 y 0,034.

Marques (2001) cita que Drushel & Wardwell (1991) en el vertedero Central New England (Estados Unidos) analizaron seis meses de mediciones de asiento y calcularon valores del C'_α entre 0,14 y 0,95 y que Espinace et al. (1991) con datos de seis años de mediciones del vertedero Limache (Chile), con residuos formados de un 89% de materia orgánica, un 3,9% de plásticos, un 3,9% de papeles y un 3,2% de otros materiales, calcularon valores del C'_c entre 0,05 y 0,13 y del C'_α entre 0,08 y 0,26. También comenta las mediciones realizadas por Sharma (2000) en tres vertederos en California (Estados Unidos). En el primero, constituido de un 80% de residuos sólidos urbanos y un 20% de cenizas, fue aplicada una sobrecarga y los asientos medidos durante dos años, resultando en un valor del C'_α de 0,02, mientras que los asientos de los otros dos fueron debido al peso propio, con valores calculados del C'_α entre 0,19 y 0,28.

Palma (1995) para el vertedero Meruelo (Cantabria, España), con residuos formados por un 52% de materia orgánica, un 21,9% de papeles, un 8,3% de plásticos, un 3,2% de metales, un 4,1% de vidrio y un 10,5% de otros materiales, calculó valores del C'_α entre 0,02 y 0,16.

Mariano (1999) para el vertedero Muribeca (Recife, Brasil) calculó para la Celda 1 el C'_c de 0,4. Considerando edades iguales de los residuos el valor del C'_α varió entre 0,15 y 0,63 para la Celda 1 y entre 0,13 y 0,89 para la Celda 2, mientras que considerando distintas edades para las capas de residuos el valor del C'_α varió entre 0,10 y 0,36 para la Celda 1 y entre 0,06 y 0,36 para la Celda 2.

6.4.2.- Modelo Yen & Scanlon (1975)

El modelo descrito en el epígrafe 2.3.3 se aplica para predicción de asientos a largo plazo, a través de la Ecuación 2.14:

$$m = a - b \log t_1$$

Los valores de a y b son definidos por las ecuaciones propuestas por Sohn & Lee (1994), donde la tasa de asiento (m) está en pies/mes, la altura del relleno (H_f) está medida en pies y la edad media del relleno está medida en meses:

$$a = 0,00095 H_f + 0,0323 \quad y \quad b = 0,00035 H_f + 0,0167$$

Las velocidades de asiento obtenidas con los valores medidos en el micrómetro S2 (Figura 6.20), fueron calculadas en pies/mes en dos series: una considerando el tiempo cero como el tiempo del inicio de las mediciones y la otra como el tiempo del inicio de la construcción de los 20 metros finales del relleno.

Figura 6.20. Micrómetro S2: velocidad de asiento desde inicio de las mediciones y desde inicio de la construcción del terraplén (Yen & Scanlon, 1975)

Los coeficientes de correlación (R^2) del ajuste lineal ($a' + b' \log t$) fueron bajos para las dos series (0,4236 y 0,3321, para inicio de las mediciones y inicio de la construcción, respectivamente), pero se observa que la velocidad media presenta decrecimiento con el tiempo.

La Tabla 6.3 presenta los valores de los parámetros a y b calculados por medio de las ecuaciones de Sohn & Lee (1994), y los parámetros obtenidos por ajuste lineal de los gráficos de velocidad de asiento elaborados a partir de los datos de medición del micrómetro S2 (a' y b' para la velocidad de asiento calculada desde el inicio de las mediciones y a'' y b'' desde el inicio de la construcción del terraplén).

Los parámetros encontrados por ajuste lineal fueron muy superiores a los calculados a partir de las ecuaciones propuestas.

Carvalho (1999) para el vertedero Bandeirantes (São Paulo, Brasil) encontró parámetros por ajuste lineal variando de 0,336 a 0,965 para a' y de 0,146 a 0,446 para b' , mientras que los calculados a partir de las ecuaciones del modelo variaron de 0,097 a 0,1923 para a y de 0,037 a 0,723 para b .

Tabla 6.3. Micrómetro S2: parámetros a y b del modelo de Yen & Scanlon (1975)

Modelo Yen & Scanlon (1975): valores de los parámetros a y b calculados a partir de las lecturas del micrómetro S2		
Altura de la capa de residuos (H) en pies		65,62
Yen & Scanlon (1975)		
$a = 0,00095 H + 0,0323$	$b = 0,00035 H + 0,0167$	R^2
0,095	0,040	-
Desde el inicio de las mediciones		
a'	b'	R^2
0,7813	0,1577	0,4236
Desde el inicio de construcción del terraplén		
a''	b''	R^2
0,7895	0,1404	0,3321

6.4.3.- Modelo Gandola et al. (1992)

El modelo, descrito en el epígrafe 2.3.6, es utilizado para predicción de asientos a largo plazo sin influencia de sobrecarga. Los cálculos fueron realizados a partir de las lecturas del micrómetro S2, instalado fuera de la zona cargada.

Los asientos son calculados a partir de la Ecuación 2.21:

$$\frac{\Delta H}{H} = a(1 - e^{-kt})$$

Donde: ΔH = asientos

H = espesor inicial del relleno

a = constante

k = constante

t = tiempo de estimación de los asientos

a) Valores de las constantes k y a

El valor de k fue determinado mediante ajuste por mínimos cuadrados de la curva teórica con la curva real asiento-tiempo. El valor de k que mejor se ajusta a la curva experimental es $k = 0,0077$, con coeficiente de correlación $R^2 = 0,64$.

De la Ecuación 2.21 se obtiene la expresión que permite determinar el valor de la constante a partiendo del valor de k y del asiento medido en un punto desde el tiempo t_0 hasta el tiempo t :

Ecuación 6.7.
$$a = \frac{\Delta H}{H(e^{-kt_0} - e^{-kt})}$$

Donde: ΔH (mm) = asientos medidos

H (mm) = espesor inicial del relleno

k = coeficiente para el mejor ajuste de la curva teórica con la curva real asiento-tiempo

t (días) = edad del relleno al término de las mediciones

t_0 (días) = edad del relleno al inicio de las mediciones

a = coeficiente que indica el asiento unitario que alcanzará el relleno en tiempo infinito

Cálculo de la constante a con la máxima lectura acumulada para la última medición realizada					
ΔH (mm)	H (mm)	k	t (días)	t_0 (días)	a
338,992	20.000	0,0077	236	73	0,0416

b) Cálculo del asiento

El siguiente cuadro resume el cálculo del asiento y la Figura 6.21 presenta las curvas de los asientos medidos y calculados a 10 años.

Cálculo del asiento a 10 años					
a	k	t (días)	H (mm)	ΔH (mm)	$\Delta H/H$ (%)
0,0416	0,0077	3.650	20.000	832	4,16

Figura 6.21. Micrómetro S2: asientos medidos y estimados con el modelo Gandola et al. (1992)

6.4.4.- Modelo Meruelo (1994)

El modelo, descrito en el epígrafe 2.3.8, es válido solamente para la predicción de los asientos a largo plazo debido a la biodegradación de los residuos. Los asientos para todo el periodo posterior a la etapa de explotación del vertedero son calculados a partir de la Ecuación 2.25:

$$\Delta H = \alpha H COD \left[1 - \frac{1}{k_h T_c} (e^{-k_h(t-T_c)} - e^{-k_h t}) \right]$$

Donde: ΔH = asientos (mm)

α = coeficiente de pérdida de masa transformada en asientos

H = espesor del relleno (mm)

COD = contenido de materia orgánica biodegradable de los residuos sólidos (tanto por uno)

T_c = tiempo de construcción del relleno (días)

k_h = coeficiente de hidrólisis (días⁻¹)

t = tiempo al cual se quiere predecir los asientos (días)

Según Palma (1995) el valor del parámetro $COD=0,25$ definido para el vertedero de Meruelo es aplicable a los vertederos de España debido a que la composición de los residuos sólidos en Cantabria es muy semejante a la típica del país.

A partir de la Ecuación 2.25 se obtiene el coeficiente α como:

Ecuación 6.8.
$$\alpha = \frac{\Delta H * k_h * T_c}{H * COD (e^{-k_h T_c} - 1)(e^{-k t} - e^{-k t_0})}$$

Donde: α = coeficiente de pérdida de masa transformada en asientos

ΔH = asientos medidos (mm)

k_h = coeficiente de hidrólisis (días⁻¹) = modelo Gandola et al. (1992)

COD = contenido de materia orgánica biodegradable de los residuos sólidos (tanto por uno)

T_c = tiempo de construcción del relleno (días)

H = espesor del relleno (mm)

t = edad del relleno al final de las mediciones (días)

t_0 = edad del relleno al inicio de las mediciones (días)

a) Cálculo de α

El siguiente cuadro resume el cálculo del coeficiente α . Se consideró T_c como el tiempo desde el final de la construcción de los últimos 20 metros del relleno y las edades del relleno t y t_0 desde el inicio de las mediciones

Cálculo del coeficiente α					
ΔH (mm)	k_h	T_c (días)	t (días)	t_0 (días)	α
338,992	0,0077	73	163	0	0,12

b) Cálculo del asiento

El siguiente cuadro resume el cálculo del asiento y la Figura 6.22 presenta las curvas de los asientos medidos y calculados a 10 años.

Cálculo del asiento para edad del relleno de 10 años			
T_c (días)	t (días)	$\Delta H_{10\text{años}}$ (mm)	$\Delta H/H$ (%)
73	3650	600	3,00

La Figura 6.23 presenta las curvas de los asientos a 10 años calculados con los modelos Sowers (1973), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994) y los asientos medidos en el micrómetro S2.

Figura 6.22. Micrómetro S2: asientos medidos y estimados con el modelo Meruelo (1994)

Figura 6.23. Micrómetro S2: asientos medidos y estimados con los modelos Sowers (1973), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994)

6.4.5.-Micrómetro S2: comparación de los asientos a 10 años por los modelos Sowers (1973), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994)

En la Tabla 6.4 se presenta la predicción de los asientos a 10 años, partiendo de las mediciones del micrómetro S2. La comparación entre los asientos calculados demuestra que el modelo Sowers es el que da lugar a asientos mayores, mientras que el Meruelo presenta los menores asientos.

Tabla 6.4. Comparación de la predicción de asientos a 10 años por los modelos Sowers (1973), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994) a partir de las mediciones del micrómetro S2

Micrómetro S2: comparación de los asientos a 10 años			
Modelo	ΔH (mm)	H (mm)	$\Delta H / H$ (%)
Sowers (1973)	1.130	20.000	5,65
Gandola et al. (1992)	832	20.000	4,16
Meruelo (1994)	600	20.000	3,00

Los asientos calculados con el modelo Gandola et al. corresponden a un 74% de los asientos calculados por Sowers, mientras que los asientos calculados por el Meruelo resultan en un 53% de los de Sowers.

Comparando los modelos Gandola et al. y Meruelo, se tiene que los asientos del Meruelo representan un 72% de los calculados por Gandola et al.

Palma (1995) encontró para el vertedero de Meruelo (Cantabria, España) que la aplicación del modelo Sowers da lugar a asientos mucho mayores que utilizando los modelos Gandola et al. y Meruelo. La proporción de los asientos fue del orden del 55% al comparar la predicción del modelo Gandola con Sowers, y 45% para la comparación del modelo Meruelo con Sowers.

6.5. Efectividad del tratamiento de mejora

Para verificar la efectividad del tratamiento se debe determinar cuánto descendió la superficie del terreno. Las profundidades de los cráteres formados por el golpeo de la maza, presentó un valor medio de 0,64 metros. Las profundidades en la Fase 1 después de los 6 impactos fueron: mínima de 0,46 y máxima de 0,77 metros. En la Fase 2, realizada en los centros de la malla de la Fase 1, fueron: mínima de 0,48 y máxima de 0,75 metros. En las Fases 3 y 4, realizadas en un tercio del área tratada, fueron: mínima de 0,58 y máxima de 0,85 metros en la Fase 3, cuyos nodos coincidieron con los de la Fase 1 en las esquinas de la malla, y mínima de 0,55 y máxima de 0,70 metros en la Fase 4 con sus nodos coincidiendo con los de la Fase 2. El siguiente cuadro presenta un resumen de las huellas máximas y mínimas de la compactación dinámica.

Huellas	Fase 1	Fase2	Fase 3	Fase 4
Mínima (m)	0,46	0,48	0,58	0,55
Máxima (m)	0,77	0,75	0,85	0,70

La energía unitaria aplicada varió de 102,16 tm/m^2 (en dos tercios del área) a 224,76 tm/m^2 (en un tercio del área), resultando en huellas de 0,46 a 0,85 metros (media de 0,64 metros), valores que coinciden con el rango para residuos recientes mostrado por Sagaseta (1993a) en la siguiente figura (Figura 2.37).

La profundidad de influencia, considerándose las cuatro fases de la compactación dinámica fue, en media, 8 metros, calculada a través de la Ecuación 2.44:

$$D = n\sqrt{W * h}$$

Donde: D = profundidad de influencia en metros

$n = 0,65$ (vertederos jóvenes)

W = peso de la maza en toneladas (10.897 t)

h = altura de caída en metros (12,5 para fases 1 y 2, 15 para fases 3 y 4)

De acuerdo con Welsh (1986), apud Van Impe (1994), el valor máximo de la profundidad de influencia es proporcional a la energía por golpe, y dentro de la profundidad de influencia, el mejoramiento máximo ocurre entre uno y dos tercios de esta zona.

La profundidad normalizada del cráter fue calculada, a partir de las huellas apuntadas para cada golpe en algunos nodos, a través de la ecuación:

Ecuación 6.9.
$$\text{Profundidad normalizada del cráter} = \frac{D_c}{\sqrt{W * h}}$$

Figura 6.24. Profundidad normalizada del cráter

La Figura 6.24a muestra la curva de la profundidad normalizada del cráter calculada, mientras que la Figura 6.24b muestra los gráficos de Mayne et al. (1984) presentados por Van Impe (1994) (Figura 2.34). Se observa que la curva calculada se encuentra en la franja de las dos curvas superiores del gráfico de Mayne et al. (1984).

La evaluación de la mejora alcanzada con la compactación dinámica también se realiza a través de los resultados de los ensayos realizados antes y después del tratamiento. Como comentado en el apartado 6.1, los resultados de los ensayos realizados demuestran el efecto provocado en los residuos por la compactación dinámica.

Los ensayos SPT presentaron valores medios de 14 golpes antes y de 20 golpes después de la compactación.

En cuanto a los ensayos de penetración dinámica, se puede observar que la mejora más pronunciada ocurrió en la capa de residuos a partir de los 4 metros de profundidad. La curva media de los nueve ensayos realizados antes del tratamiento presenta valores en la franja de 10 a 18 golpes a partir de la profundidad de 4 metros, mientras que después del tratamiento la curva media presenta un incremento continuo con valores que van de 15 a 40 golpes.

Las curvas medias de las estructuras de capas obtenidas en los ensayos de análisis espectral de Ondas Superficiales muestran que ocurrió un incremento en los valores de la velocidad de onda de corte (V_s) después de la compactación dinámica, a lo largo de toda la profundidad.

Antes del tratamiento la velocidad de onda de corte fue en media de 89 m/s hasta los 6 metros de profundidad, aumentando hasta los 99 m/s a los 9 metros de profundidad cuando se fue incrementando hasta alcanzar los 114 m/s. Mientras que después de la compactación los valores fueron de 95 m/s hasta los 6 metros de profundidad, incrementándose hasta 108 m/s hasta llegar a 9 metros de profundidad, presentando valores crecientes a partir de esta profundidad hasta alcanzar los 114 m/s.

En la Figura 6.1 se observa que el Módulo de Rigidez (G), calculado a partir de los valores de la velocidad de onda de corte, presentan un incremento después del tratamiento. Sus valores medios fueron de 4,5 MPa y de 5 MPa para antes y después de la compactación dinámica, respectivamente.

Con la observación de las mediciones de los asientos provocados por la sobrecarga también es posible verificar la mejora debida al tratamiento, ya que el lado Sur del terraplén de carga estaba en la zona compactada, al contrario del lado Norte.

Los asientos medios de los puntos extremos de las dos secciones de la línea continua de asiento muestran pequeña diferencia entre las mediciones del punto 1 (lado Norte) y del punto 15 (lado Sur), que se tornan mayores a lo largo del tiempo (Figura 6.25).

Figura 6.25. Asiento con el tiempo de los puntos extremos de la LCA

En las mediciones realizadas en los hitos topográficos se perciben mayores diferencias entre los asientos del lado Norte y del lado Sur que las observadas en los puntos extremos de la línea continua de asiento. La Figura 6.26 presenta las curvas medias para las líneas de hitos topográficos más cercanas (1 metro de

distancia) y más alejadas (4 metros de distancia) del terraplén de carga, para el lado Norte y el lado Sur.

Los hitos ubicados en la zona compactada (lado Sur) y más alejados del terraplén de carga fueron los que presentaron menores asientos medios. Para la última lectura realizada el asiento fue de 16 cm, mientras que para los hitos más alejados de la sobrecarga en el lado Norte la última medición indicó un asiento de 29 cm.

Para los hitos más cercanos al terraplén de carga, en el lado Sur la última lectura fue de 25 cm y en el lado Norte fue de 34 cm.

Por lo tanto, se puede concluir que la zona tratada con compactación dinámica presentó menores asientos que la zona que no recibió el tratamiento.

Vale resaltar que, como comentado en el epígrafe 3.1.3.2, en las operaciones de explotación los residuos sufrieron un proceso de compactación a media densidad.

Figura 6.26. Hitos topográficos: asientos medios

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se presenta las conclusiones de los estudios realizados en el vertedero del Centro Las Dehesas del Parque Tecnológico de Valdemingómez en Madrid, en el que se han realizado todos los trabajos y ensayos de campo, así como algunas recomendaciones y sugerencias para futuras líneas de investigación y estudio.

Los trabajos efectuados en esta Tesis comprendieron tanto trabajos y ensayos *in situ*, como posteriores estudios y análisis de gabinete, mediante el análisis de resultados y cálculos de predicción de asientos a 10 años.

Los trabajos *in situ* constaron de reconocimiento geotécnico, tratamiento de mejora del terreno, realización de ensayo de carga y auscultación de los asientos a lo largo del tiempo.

Para la predicción de los asientos se han utilizado 4 modelos de la literatura técnica correspondiente: Sowers (1973), Yen & Scanlon (1975), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994).

Los ensayos de reconocimiento fueron realizados en base a ejecución de sondeos mecánicos, técnicas geofísicas de Ondas Superficiales y ensayos de penetración dinámica continua.

El tratamiento de mejora empleado fue la compactación dinámica por impacto, tipo “Menard”, que originó huellas medias de 0,64 metros.

El ensayo de carga *in situ* a escala real, fue realizado a través de la ejecución de un terraplén experimental, y para el control de los asientos provocados se utilizaron micrómetro deslizante, inclinómetro, línea continua de asiento y elementos topográficos.

Los sondeos a rotación permitieron observar la composición de los residuos sólidos presentes en el vertedero, constituidos principalmente de plásticos, papeles, materia orgánica y aglomerado de madera. Encontrándose también alambre, material esponjoso, telas y trozos de metal y en pequeñas cantidades

otros materiales como estropajo, cuerda, trozos de vidrio y brik. También se observó la presencia de hongos.

Los ensayos SPT presentaron valores medios de 14 golpes antes y de 20 golpes después del tratamiento.

Los ensayos con penetrómetros dinámicos mostraron que la mejora debida a compactación dinámica fue más pronunciada en la capa de residuos a partir de 4 metros de profundidad. Hasta los 4 metros los ensayos presentaron valores alrededor de 10 golpes, a partir de esta profundidad los valores se van incrementando desde los 15 hasta alcanzar los 40 golpes.

Los ensayos de Análisis Espectral de Ondas Superficiales indicaron un incremento en los valores de la velocidad de onda de corte (V_s) después de la compactación dinámica, a lo largo de toda la profundidad. El Módulo de Rigidez (G) y el Módulo de Young (E) calculados a partir de los valores de velocidad de onda de corte, también indican la mejora del material del relleno tras la compactación dinámica.

El efecto de la compactación dinámica en los residuos, según indican los resultados de los ensayos, fue más acentuado a partir de los 4 metros de profundidad. Lo que parece ser debido a la reflexión de las ondas de choque desde la base. Según Van Impe (1994) si un material compacto está subyacente a un depósito flojo, el mejoramiento en la mitad más baja puede, sin embargo, ser más pronunciado debido a la reflexión de las ondas desde la base.

En ese sentido, cabe decir que las capas inferiores de residuos están más consolidadas debido al peso de las capas superiores y al hecho de que los residuos depositados a más tiempo están en un estado más adelantado de descomposición, y, además, el propio terreno natural donde se apoya el relleno, propician las condiciones necesarias para la reflexión de las ondas.

El control de los asientos, provocados por el terraplén de carga, a través de la línea continua de asiento, permitió observar que el asiento inmediato medio en sus puntos centrales fue prácticamente el doble del asiento de sus puntos

extremos y que representó un 26% del último asiento medido a los 120 días después de aplicación de la carga.

El final de la compresión primaria ocurrió aproximadamente 48 días después de aplicada la carga, cuando el asiento representó cerca de un 77% del medido en la última lectura. La velocidad de asiento al final de la compresión primaria fue de 0,18 cm/día, representando 3% de la velocidad inmediatamente después de la aplicación de la carga.

Los 20 hitos topográficos, instalados en dos filas de cinco hitos al Norte y al Sur del terraplén de carga, permitieron observar y comparar el comportamiento del relleno en la zona compactada (lado Sur) con el de la zona no compactada (lado Norte). Los hitos ubicados en la zona compactada, y más alejados del terraplén de carga (4 metros de distancia) fueron los que presentaron menores asientos medios. Para la última lectura realizada el asiento fue de 16 cm, mientras que para los hitos del lado Norte más alejados de la sobrecarga la última medición indicó un asiento de 29 cm.

Las mediciones de asiento en el micrómetro S2, ubicado fuera de la zona compactada y de la zona cargada (a 12 metros del borde más próximo de la zona central del terraplén de carga) permitieron observar el incremento de las deformaciones a lo largo del tiempo indicando la existencia de asientos secundarios resultantes de procesos de *creep* y de descomposición biológica de la materia orgánica.

Las mediciones en los inclinómetros indicaron que los desplazamientos horizontales son muy pequeños comparados a los movimientos verticales. El mayor valor medido fue de 30 mm en la dirección AB (perpendicular al eje del terraplén).

A través de las mediciones de la línea continua de asiento, del micrómetro S2 y de los hitos topográficos se realizó la predicción de asientos a 10 años por el modelo Sowers (1973), resultando que el mayor valor absoluto de asiento (1.961 mm) fue el calculado con las lecturas de la LCA, y el menor (748 mm) fue calculado a partir de los valores medios de las lecturas de los hitos topográficos

instalados a 4 metros del terraplén de carga en la zona compactada. Por otra parte, el mayor asiento unitario se observó en la predicción hecha con las mediciones del micrómetro S2 ($\Delta H/H=5,65\%$).

De los asientos calculados a 10 años por el modelo Sowers con base en las mediciones de la instrumentación que no estaba bajo sobrecarga (micrómetro S2 y hitos topográficos) los mayores valores fueron deducidos a partir de las lecturas de los hitos topográficos instalados a 1 metro del terraplén de carga y fuera de la zona compactada (1.606 mm).

El coeficiente de compresión primaria (C'_c) calculado a partir de los datos de la línea continua de asiento fue de 0,0612, mientras que el coeficiente de consolidación secundaria (C'_α), calculado a partir de esos mismos datos, el micrómetro deslizante S2 y los hitos topográficos, presentó valores que variaron entre 0,0110 y 0,0669 según esté bajo sobrecarga o no.

La predicción de los asientos a 10 años a partir de las mediciones del micrómetro S2 permitió hacer una comparación entre los modelos Sowers (1973), Gandola et al. (1992) y Meruelo (1994). El modelo Sowers es el que da lugar a asientos mayores (1.130 mm), mientras que el Meruelo presenta los menores asientos, un 53% del asiento calculado por Sowers (600 mm), y los resultados del Gandola et al. representan un 74% del Sowers (832 mm). En el cálculo de la predicción con el modelo Meruelo se observó la gran influencia de las definiciones de los parámetros de tiempo.

La aplicación del modelo de Yen & Scanlon (1975) a los datos de medición del micrómetro S2 presentó resultados no coherentes entre los valores de los parámetros a y b calculados con las ecuaciones propuestas por Sohn & Lee (1994) y los calculados a partir del ajuste lineal de la curva de velocidad de asiento x tiempo.

Varios son los factores que pueden haber influido en esos resultados: los bajos valores del coeficiente de correlación (R^2) para los ajustes lineales indican la necesidad de un número mayor de mediciones que permitiera la obtención de una ecuación más representativa; el modelo fue desarrollado con valores de

observaciones de 3 vertederos con espesor entre 6 y 38 metros; la relación lineal entre los parámetros a y b y la altura del relleno fue constatada para una determinada franja de altura; la importancia de la definición de los parámetros de tiempo; la composición de los residuos, y la aplicación de la sobrecarga.

Es recomendable que ensayos SPT y de penetración dinámica continua en vertederos sean realizados en gran número para poder disponer de tendencias medias y eliminar los resultados puntuales anómalos provocados por la presencia de objetos resistentes y otras irregularidades de los residuos.

Para la realización de la compactación dinámica por impacto es recomendable que se extienda una capa de suelo granular sobre la superficie, para facilitar el drenaje, proporcionar confinamiento al vertedero sobre el impacto de la compactación, disminuir el levantamiento y los asientos localizados.

Sugerencias para estudios y líneas de investigación futuras:

La alta heterogeneidad de este tipo de materiales antrópicos conlleva que, para determinar valores considerables como característicos, se deba disponer de un número de datos suficiente para conformar una población estadísticamente representativa, que permita definir valores medios, desviaciones, etc.

Por ello, se debe realizar reconocimientos más detallados y exhaustivos para caracterizar adecuadamente el comportamiento geotécnico de los residuos *in situ*, con la ejecución de un mayor número de ensayos como SPT y penetrómetros dinámicos continuos, así como con determinaciones de sus propiedades físicas, tales como el peso específico a lo largo de la profundidad.

Los estudios de los asientos *in situ*, con mediciones y auscultación, deben plantearse a un plazo suficientemente largo, permitiendo así definir con más precisión los asientos secundarios. También es recomendable efectuar mediciones a distintas profundidades, con objeto de cuantificar la influencia de la edad de los residuos.

Los modelos de comportamiento desarrollados hasta la fecha son la expresión mediante fórmulas deducidas por métodos empíricos del análisis de las mediciones efectuadas en casos reales o pruebas experimentales *in situ*, a escala más o menos real, y en menor medida, de ensayos de laboratorio. En muchos casos, se trata de estudios deducidos de casos muy concretos en lo que respecta a composición del material del vertedero, sistema constructivo seguido, espesores y edades del material, así como condiciones meteorológicas del emplazamiento (temperaturas medias, pluviometría, etc.), que conducen a que las expresiones y fórmulas propuestas como modelos sean escasamente generalizables y extrapolables a otros casos.

Sería deseable estudiar, de cara al futuro, la viabilidad de definir simulaciones matemáticas de los asientos y deformaciones con el tiempo por medio de la aplicación de métodos numéricos, a través de determinados códigos disponibles en la actualidad, con las oportunas modificaciones o introducción de otras variables típicamente asociadas al comportamiento mecánico de los materiales tipo vertedero.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

AEMET – Agencia Estatal de Meteorología, www.aemet.es

Alcântara, P.B. & Jucá, J.F.T. (2010). *Recalque en aterros: influencia da composição dos resíduos sólidos urbanos, do clima e da biodegradação*, Geotecnia nº 118, pp. 15-42, SPG, ABMS; ABGE

Aragão, J.M.S., Jucá, J.F. & Mariano, M.O. (1999). *Temperatura como um dos parâmetros no monitoramento ambiental do aterro da Muribeca em Recife—PE*, 20º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitaria e Ambiental, ABES, Rio de Janeiro.

Arnaiz Ronda, M. (2003). *Sobre la inestabilidad de terrenos arenosos en túneles de Madrid perforados con tuneladora*, Tesis Doctoral. ETSI Caminos, Canales y Puertos, UPM, Madrid.

Ayuntamiento de Madrid, Área de Gobierno de Urbanismo y Vivienda (2013). *Revisión del Plan General – Informe de Sostenibilidad Ambiental, Tomo III, Anexo 4*, www.madrid.es/revisionplangeneral

Ayuntamiento de Madrid, Área de Gobierno y Medio Ambiente, *Parque Tecnológico de Valdemingómez, Centro de Tratamiento Las Dehesas*, http://www.madrid.es/UnidadesDescentralizadas/Valdemingomez/07_Publicaciones/DEHESAS_baja_ESP.pdf

Ayuntamiento de Madrid, Área de Medio Ambiente, Dirección de Servicios de Gestión de Residuos y Calidad Ambiental, *Infraestructuras Medioambientales de la Ciudad e Madrid: El Complejo Medioambiental de Valdemingómez y Otras Infraestructuras de Tratamiento de residuos Sólidos Urbanos*

Ayuntamiento de Rivas Vaciamadrid, Concejalía de Política Territorial (2003). *Plan General de Ordenación Urbana: Rivas-Vaciamadrid, Análisis Ambiental*,

<http://sit.rivasciudad.es/oitr/cartografia/descargas/pgou/analisisAmbiental.pdf>

- Baró López, L. (2007). *Cálculo de Asientos Mediante Ensayos "in situ". Aplicación a la Nueva Área Terminal del Prat*, Minor Thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona
- Beigl, P., Wassermann, G., Schneider, F. & Salhofer, S. (2003). *Municipal waste generation trends in european countries and cities*, Proc. Sardinia 2003, Ninth International Waste Management and Landfill Symposium, CISA, Environmental Sanitary Engineering Center, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy
- Beynen, R.L. (2003). *Re-use of landfill sites in North-Brabant, Netherlands*, Proc. Sardinia 2003, Ninth International Waste Management and Landfill Symposium, CISA, Environmental Sanitary Engineering Center, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy
- Bjarngard, A. & Edgers, L. (1990). *Settlement of municipal solid waste landfill*. Proc. 13th Annual Madison Waste Conference, University of Wisconsin, Madison, USA, pp.192-205
- Bouazza, A. & Van Impe, W.F. (1997). *Ground modification methods applied to municipal solid waste landfills*, Australian Geomechanics, pp.73-83.
- Boutwell, G.P. & Fiore, N.A. (1995). *Settlement of Clay Cover on Saturated Garbage*, Proc. International Conference The Geoenvironmental 2000, ASCE GSP n° 46, New York
- Bruzzi, D. & Cerretti, R. (1992). *The use of instrumentation in sanitary landfill*, Environmental Geotechnology, pp.173-176, Usman & Acar (eds), Balkema, Rotterdam
- Bueno, J.L., Sastre, H. & Lavín, A.G. eds. (1997). *Contaminación e ingeniería ambiental, Tomo .VI: Degradación del suelo y tratamiento de residuos*. FICYT. Oviedo.

- Cabral, J.J.S.P., Bastos, E.G. & Perrier Jr., G.S. (1996). *Monitoramento de impactos ambientais em depósitos de resíduos sólidos municipais*. Seminário de Resíduos Sólidos: Biorremediação de Áreas Degradadas, Petrolina, Brasil.
- Carvalho, M.F. & Vilar, O.M. (1998). *Comportamento de residuos sólidos urbanos em compressão confinada*, XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v.3, pp.1717-1724, Brasília.
- Carvalho, M.F. (1999). *Comportamento geotécnico de resíduos sólidos urbanos*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 300 p., São Carlos, Brasil
- Casanovas, J. S. (1989). *Mejora de un relleno de vertidos de residuos urbanos*. Revista de Obras Públicas, nº 3286, pp. 909-916, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, España.
- CEDEX. *Asistencia técnica en temas de calidad y evaluación ambiental (período 2002-2004)*
- CEMPRE (1999), *Pesquisa Ciclossoft 99*, Informe nº 43, Año VII, Jan-feb/1999, São Paulo, Brasil
- Charles, J.A. (1984). *Settlement of fill*. In: Ground Movements and Their Effects on Structures, Attewell, P.B. & Taylor, R.K. (eds.), Chapman and Hall, New York, pp. 26-45
- Charles, J.A., Burford, D. & Watts, K.S. (1981). *Field Studies of the Effectiveness of "Dynamic Consolidation"*, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Rotterdam, Balkema, 1981, Vol.3, 617-622.
- Chen, W.W.H., Zimmerman, R.E. & Franklin, A.G. (1977). *Time settlement characteristics of milled urban refuse*, Proc., Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Waste Materials, Ann Arbor, Michigan, pp.136-156.
- Comunidad Europea (1999). *DIRECTIVA 1999/31/CE del Consejo, de 26 de abril de 1999*.

- Conduto, D.P. & Huitric, R. (1990). *Monitoring landfill movements using precise instruments*. Geotechnics of waste fills – theory and practice, ASTM STP nº 1070, 358-370, Philadelphia.
- Coumoulus, D.G., Koryalos, T.P., Metaxas, I.L. & Gioka, D.A. (1995). *The main landfill of Athens – Geotechnical investigation*. Proc., 5th International Landfill Symposium, Sardinia '95, S. Margherita di Pula, CISA; Cagliari.
- Cuéllar, V. (1988). *Análisis Espectral de Ondas Superficiales*, Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, MOPU, Madrid.
- Daniel, D.E. (1993). *Geotechnical Practice for Waste Disposal*. Chapman and Hall, London, 683 p.
- Daniel, D.E. (1998). *Landfills for solid and liquid waste*. In: Proc. of the third International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa, Sêco e Pinto ed., Balkema, Rotterdam, Vol.4, 1231-1246.
- De Castro, M., Martín-Vide, J. & Alonso S. (2005). *El clima de España: pasado, presente y escenarios de clima para el siglo XXI*, In: Evaluación preliminar de los impactos en España por efecto del cambio climático (ed. Moreno Rodríguez JM), pp. 1–65. Ministerio de Medio Ambiente, Madrid.
- Del Greco, O. & Oggeri, C. (1993). *Geotechnical parameters of sanitary wastes*. Proc., 4th International Landfill Symposium – Sardinia 93, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, 1993 CISA, pp.1421-1431.
- Del Greco, O. & Oggeri, C. (1994). *Shear resistance tests on solid municipal wastes*. Proc., 1st ICEG; BiTech Publishers, Edmonton.
- Denardin, G.P. (2013). *Estudo dos Recalques do Aterro Sanitário da Central de Resíduos do Recreio – Minas do Leão/RS*, Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil.
- Dunn, R.J. (1995) *Design and construction of foundations compatible with solid wastes*, in: Landfill Closures: Environmental Protection and Land Recovery, ASCE, Geotechnical Special Publication nº 53, pp.139-159.

- Edil, T.B. Ranguette, V.J & Wuellner, W.W. (1990). *Settlement of municipal refuse*. Geotechnics of waste fills – Theory and Practice. Landva and Knowles, eds. ASTM STP 1070, 225-239, Philadelphia.
- Escolano Sánchez, F. (2005). *Caracterización geológico-geotécnica de las facies de transición y evaporíticas de la cuenca de Madrid en el interfluvio Manzanares-Jarama*. Tesis Doctoral. E.T.I.C.C.P. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid
- España. *Ley 22/2011, de 28 de julio, de residuos y suelos contaminados*. Boletín Oficial del Estado, 29 de julio de 2011, nº 181, pp. 85650-85705
- España. *Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero*. Boletín Oficial del Estado, 29 de enero 2002, nº 25, pp. 3507-3521
- España. *Resolución de 13 de enero de 2000*. Boletín Oficial del Estado, 2 de febrero de 2000, nº 28, pp. 4810-829
- Espinace, R. (2000). *La geotecnia ambiental aplicada a los vertederos sanitarios*, Curso XX: Vertederos controlados de residuos sólidos urbanos: una perspectiva internacional, Aula de Medio Ambiente de Suances, Universidad de Cantabria, Suances, España
- Espinace, R., Olaeta, J.A., Prado, O., Palma, J. & Díaz, I. (1990). *Problemas geotécnicos de los rellenos sanitarios*, Revista de Ingeniería Civil, CEDEX, nº 77, pp. 77 - 83
- Espinace, R., Palma, J. & Szanto, N. (1997). *Asentamientos en un vertedero controlado a escala con recirculación de líquidos lixiviados*. 4º Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
- Espinace, R., Palma, J.H. & Sánchez-Alciturri, J.M. (1999). *Experiencias de aplicación de modelos para la determinación de los asentamientos de rellenos sanitarios*. XI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Foz do Iguaçu, Brasil

- Ettala, M., Sormunen, K., Englund, M., Hyvönen, P., Laurila, T., Karhu, K. & Rintala, J. (2003). *Instrumentation of a landfill*, Proc. Sardinia 2003, Ninth International Waste Management and Landfill Symposium, CISA, Environmental Sanitary Engineering Center, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy
- European Commission, *Eurostat*,
<http://ec.europa.eu/eurostat/web/environment/waste/database>
- Favaretti, M. & Maestrini, S. (1998). *Fenomeni di assestamento dei rifiuti solidi urbani: effetti e possibilità di controllo*, Convengno Nazionale “Chiusura e post-chiusura delle discriche controllate”, Castelfranco Veneto, Treviso, CISA - Centro di Ingegneria Sanitaria Ambientale, Cagliari
- Frantzis, I. (1991). *Settlement in the landfill site of Schisto*. Proc., Sardinia 91, 3rd International Landfill Symposim, CISA, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy
- Fucale, S.P. & JUCÁ, J.F.T. (2003). *Geotechnical Investigation in a Brazilian MSW Landfill*, Proc., Ninth International Waste Management and Landfill LL Symposium, 2003, Sardinia, v. 1. p. 21-30.
- Gallego, J. & Trilla, J. (1997). *Sobre la estabilidad de vertederos*. Revista Residuos, nº 34, revista técnica, Bilbao, España.
- Gifford, G., Landva, A. & Hoffman, V. (1990). *Geotechnical considerations when planning, construction on a landfill*. In: Geotechnics of waste fills - Theory and Practice, Landva & Knowles eds. ASTM STP 1070, 41-56, Philadelphia.
- Gourc, J.P., Nousheen Arif, K. & Olivier, F. (2007). *Long Term Settlement of Domestic Waste in Landfill: ISPM Method*, 18^{ème} Congrès Français de Mécanique, Grenoble
- Grisolia, M. & Luciani, D. (1995). *Considerazioni sulla stabilità e sui cedimenti di una discarica di RSU*. Atti Convegno “La progettazione delle discariche”, Bergamo, 1995, 9 pp.

- Grisolia, M., Napoleoni, Q. & Tancredi, G. (1995). *Modelli di comportamento geotecnico di una discarica di RSU: scelta dei parametri di progetto*. Atti Convegno "La progettazione delle discariche", Bergamo, 10 pp.
- Hassini, S. (1992). *Some aspects of landfill design*, Environmental Geotechnology, pp.137-144, Usmen & Acar (eds), Balkema, Rotterdam
- Heiss-Ziegler, C. & Fehrer, K. (2003). *Geotechnical behavior of mechanically-biologically pre-treated municipal solid waste (MSW)*, Proc. Sardinia 2003, Ninth International Waste Management and Landfill Symposium, CISA, Environmental Sanitary Engineering Center, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy
- Hettiarachchi, H., Meegoda, J. & Hettiaratchi, P. (2009). *Effects of gas moisture on modeling of bioreactor landfill settlement*, Waste Management, n° 29, pp. 1018-1025, Elsevier, www.elsevier.com/locate/wasman
- Huitric, R. (1981). *Sanitary landfill settlement rates*. Technical University of Berlin
- Hyun Il, P., Borinara, P. & Hong, K.D. (2011). *Geotechnical considerations for end-use of old municipal solid waste landfills*, International Journal of Environmental Research, v.5(3), pp.573-584
- Institute for Solid Wastes of American Public Works Association (1970), *Tratamiento de los residuos urbanos* (1976), Edición en español 1976, traducido al español por Francisco Sanabria Celis, Instituto de Estudios de Administración Local, Madrid.
- Ivanova, L.K., Richards, D.J. & Smallman, D.J. (2003), *An investigation into the factors affecting secondary settlement of waste*, Proc. Sardinia 2003, Ninth International Waste Management and Landfill Symposium, CISA, Environmental Sanitary Engineering Center, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy

- Jiménez Salas, J.A., De Justo Alpañes, J.L. & Serrano González, A.A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II – Mecánica del Suelo y de las Rocas*, Editorial Rueda, Madrid, 1188 pp.
- Johannessen, L.M. & Boyer, G. (1999). *Observations of Solid Waste Landfills in Developing Countries: Africa, Asia and Latin America*, 47 p., The World Bank, Washington, D.C., USA
- Jover, R., Payá, A., Marchal, J., Morante, C. & Gadea, I. (2002). *Seguimiento Geotécnico de Terraplenes Mediante Líneas Continuas de Asiento en la Vega Baja del Segura. Alicante*, XIV Congreso Internacional de Ingeniería Gráfica, Santander, España.
- Jucá, J.F.T. (2003). *Disposição Final dos Resíduos Sólidos Urbanos no Brasil*, 5º Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental – REGOE'2003, Porto Alegre, Brasil.
- Jucá, J.F.T., Cabral, J.J.P.S., Monteiro, V.E.D., Santos, S.M. & Perrier Junior, G.S. (1997). *Geotechnics of a Municipal Solid Waste Landfill in Recife, Brasil*, In: Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, Balkema, p. 429-436.
- Jucá, J.F.T., Machado Santos, S. & Bastos, E.G. (1998). *Site Characterization Performed to Support a Municipal Solid Waste Environment Recuperation in Recife, Brazil*, Proceedings of the First International Conference on Site Characterization–ISC'98, Atlanta, USA, In: Geotechnical Site Characterization, Robertson & Mayne (eds), 1998, v.1, p.699-704, Balkema, Rotterdam
- Jucá, J.F.T., Melo, V.L.A., Machado Santos, S. & Oliveira, F.J.S. (1998). *Monitoramento ambiental do aterro de resíduos sólidos de Aguazinha, Olinda-Pe*, II Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental, Porto Alegre, Brasil
- Jucá, J.F.T., Mariano, M.O.H., Melo, V.L.A. & Bastos, E.G. (1998). *Monitoring of Environmental Recuperation of Muribeca Municipal Solid Waste Landfill*.

- Proceeding of the Third International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa, In: Environmental Geotechnics, Sêco e Pinto (ed.), 1998, v.2. p.485-490., Balkema, Rotterdam
- Kamon, M. (1997). *Geotechnical properties of waste landfill*, Geoenvironmental Engineering, London, Thomas Telford (ed.).
- Keech, M.A. (1995). *Design of Civil Infrastructure Over Landfills*, In: Landfill Closures-Environmental Protection and Land Recovery, pp.160-183, ASCE, GSP n° 53
- Keene, P. (1977). *Sanitary landfill treatment, Interstate Highway 84*. Proc., Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, Ann Arbor, Michigan, p.632-644.
- Kick, J.F. (1989). *Landfill investigations in New England using gravity methods*, Proc. Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems, pp. 339-353
- Lamborn, J.M. & Frecker, G.B. (2003), *A review of landfill decomposition modeling*, Proc. Sardinia 2003, Ninth International Waste Management and Landfill Symposium, CISA, Environmental Sanitary Engineering Center, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy
- Landva, A.O. & Clark, J.I. (1990). *Geotechnics of waste fill*. In Geotechnics of waste fills – Theory and Practice. ASTM STP 1070, Aavid Landva, G. David Knowles editors, ASTM, Philadelphia.
- Langer, U. (2005). *Shear and Compression Behaviour of Undegraded Municipal Solid Waste*. Doctoral Thesis, 292 p., Loughborough University, United Kingdom.
- Ling, H.I., Leshchinsky, D., Mohri, Y. & Kawabata, T. (1998). *Estimation of municipal solid waste landfill settlement*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v.124, n°1, pp.21-28.

- Lo, K.W, Ooi, P.L. & Lee, S-L (1990). *Unified approach to ground improvement by heavy tamping*. Journal of Geotechnical Engineering, v 116, nº 3, pp.514-527.
- Mabry, E.R. (1977). *Building development on a municipal refuse fill*, Proc. Conf. on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Material, Univ. of Michigan, ASCE.
- Machado Santos, S. (1997). *Propiedades geotécnicas de un aterro de resíduos sólidos*. Disertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil.
- Machado Santos, S., Jucá, J.F.T. & Aragão, J.M.S. (1999). *Geotechnical properties of a solid waste landfill: Muribeca's case*, Proc. of the Third International Congress on Environmental Geotechnics, Lisboa, In: Environmental Geotechnics, Sêco e Pinto (ed.), 1998, v.2. p.181-184., Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 006 X
- Machado Santos, S., Mariano, M.O.H., Jucá, J.F.T. & Aragão, J.M.S. (1998). *Monitoramento das propriedades físicas e mecânicas de um aterro de resíduos sólidos*, VIII Simposio Luso-Brasileiro de Engenharia Ambiental, João Pessoa, Brasil.
- Machado, S.L., Karimpour-Fard, M., Shariatmadari, N., Carvalho, M.F. & Nascimento, J.C.F. (2010). *Evaluation of the geotechnical properties of msw in tow brazilian landfills*, In: Waste Management 30, 2579-2591, Elsevier, www.elsevier.com/locate/wasman.
- Manassero, M., Van Impe, W.F. & Bouazza, A. (1996). *Waste disposal and containment – State of the arte lecture*, In: *Environmental Geotechnics*, A.A. Balkema, Second International Congres on Environmrntal Geotechnics, Osaka, Japan, pp 50, p 193-242.
- Mariano, M.O.H. & Jucá, J.F.T. (1998). *Monitoramento de Recalques no Aterro de Resíduos Sólidos da Muribeca*, XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 1671-1678, Brasília, Brasil

-
- Mariano, M.O.H. (1999). *Recalques no aterro de residuos sólidos da Muribeca–PE*, Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife, Brasil
- Marques, A.C.M. (2001). *Compactação e compressibilidade de resíduos sólidos urbanos*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidad de São Paulo, São Carlos, Brasil.
- Mateos García, T. (2000a). *Capas de impermeabilización y Sellado*. In: Master Internacional en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones – Módulo de Geotecnia Ambiental, CEDEX, Madrid.
- Mateos García, T. (2000b). *Características geotécnicas de los residuos sólidos urbanos (RSU)*. In: Master Internacional en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones – Módulo de Geotecnia Ambiental, CEDEX, Madrid.
- Ménard, L. & Broise, Y. (1975). *Theoretical and practical aspects of dynamic consolidation*, The Institution of Civil Engineers, Thomas Telford (ed.), London.
- Ministerio del Medio Ambiente (1999). *Medio Ambiente en España 1998*, Centro de Publicaciones, Madrid
- Muñoz, F., Cuéllar, V. & Valerio, J. (1995). *Evaluación de la mejora del terreno en ingeniería civil mediante el análisis de ondas superficiales*, Física de la Tierra, nº 7, pp.259-280, Servicio de Publicaciones, Universidad Complutense, Madrid.
- Needham, A., Fowmes, G.J., McDougall, J. & Braithwaite, P. (2008). *Predicting long-term settlement of landfills using a fundamental model of waste behavior*, Proc. Waste 2008: Waste and Resource Management – a Shared Responsibility, Golder Associates, Stratford-upon-Avon, Warwickshire, England.
- Olalla, C. (1993). *Problemática geotécnica de basureros y vertederos*. Curso de Geotecnia Ambiental, CEDEX, MOPT; Madrid

-
- Olinden Jiménez, J. (1987). *Vertederos de basuras y escombros. Problemas y tratamientos*. In: Curso sobre obras de materiales sueltos no convencionales. CEDEX, Madrid.
- Otero de Peral, L.R. (1992). *Residuos sólidos urbanos*. Ministerio de Obras Públicas y Transportes, Centro de Publicaciones. 198 pp. Madrid
- Othman, M.A. Bonaparte, R., Gross, B.A. & Schmertmann, G.R. (1995). *Landfill Closures: Environmental Protection and Land Recovery*, ASCE, Geotechnical Special Publication nº 53, pp.218-257.
- Oweis, I.S., Smith, D.A., Ellwood, R.B. & Greene, D.S. (1990). *Hydraulic Characteristics of municipal refuse*, Journal of Geotechnical Engineering, v. 116, nº 4, pp.539-553, ASCE
- Palma, J.H. (1995). *Comportamiento geotécnico de vertederos controlados de residuos sólidos urbanos*. Tesis Doctoral, Universidad de Cantabria, Santander, España.
- Pauzi, N.I.M., Omar, H., Huat, B.K. & Misran, H. (2010). *Settlement Model of Waste Soil for Dumping Area in Malaysia*, The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 15, 15/R, pp. 1917-1929.
- Puy Huarte, J. (1977). *Procedimientos de sondeos: Teoría, práctica y aplicaciones*, Publicaciones Científicas de la Junta de Energía Nuclear, Madrid.
- Rao, S.K., Moulton, L.K. & Seals, R.K. (1977). *Settlement of refuse landfills*, Proc. Conf. on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Material, ASCE GPS nº 13, Ann Arbor, Michigan, USA.
- Reddy, K.R., Hettiarachchi, H., Gangathulasi, J. & Bogner, J.E. (2011). *Geotechnical properties of municipal solid waste at different phases of biodegradation*, Waste Management, nº 31, pp. 2275-2286, Elsevier, www.elsevier.com/locate/wasman.

- Rodríguez Ortiz, J.M. (1982). *Construcciones sobre rellenos*, In: Curso de Estructuras de Tierra, Instituto Agustín de Bethencourt, ETSICCP, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- Sagaseta, C. (1993a). *Waste disposal by landfill*. General Report, Session 5 - Old landfill sites treatment. International Symposium on Geotechnics Related to the Environment (GREEN'93), Bolton, U.K.
- Sagaseta, C. (1993b). *Rellenos Sanitarios: Construcción y Capacidad Portante a Largo Plazo*, Curso sobre Geotecnia Ambiental, CEDEX, MOPT, Madrid.
- Salinas, C.N.A. & Salinas, L.M. (2007). *Estimación de asentamientos en residuos sólidos municipales del relleno sanitario de Cochabamba, Bolivia*, Congreso Internacional sobre Desarrollo, Medio Ambiente y Recursos Naturales: Sostenibilidad a Múltiples Niveles y Escalas, V.1, pp.86-94, Feyen, J., Aguirre, L.F. & Moraes, M. (eds.), Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia.
- Sánchez-Alciturri, J.M. (2000a). *Vertederos: características de los residuos urbanos*. In: Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones – Módulo de Geotecnia Ambiental, CEDEX, Madrid.
- Sánchez-Alciturri, J.M. (2000b). *Vertederos: selección de aplazamientos*. In: Máster en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones – Módulo de Geotecnia Ambiental, CEDEX, Madrid.
- Sánchez-Alciturri, J.M. (2000c). *Construcción sobre vertederos*. In: Master Internacional en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones – Módulo de Geotecnia Ambiental, CEDEX, Madrid.
- Sánchez-Alciturri, J.M., Palma, J., Sagaseta, C. & Cañizal, J. (1993a). *Mechanical properties of waste in a sanitary landfill*. Proc., International Conference Gree'93, Bolton University, Bolton, A.A. Balkema, Róterdam, 357-363.
- Sánchez-Alciturri, J.M., Palma, J., Sagaseta, C. & Cañizal, J. (1993b). *Three years of deformation monitoring at Meruelo landfill*. Proc., International

- Conference Gree'93, Bolton University, Bolton; A.A. Balkema, Róterdam, 357-363.
- Sánchez-Alciturri, J.M., Palma, J., Sagasetta, C. & Cañizal, J. (1993c). *Geotecnia en vertederos sanitarios controlados*. Residuos: Revista Técnica, año III, nº 2, marzo-abril, Bilbao, España.
- Sharma, H., Dukes, M. & Olsen, D. (1990). *Field measurements of dynamic moduli and Poisson's ratios of refuse and underlying soils at a landfill site*. In: Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice. Ed. Landva & Knowlea, ASTM STP-1070.
- Sharma, H.D., Settepani, F.W. & Burns, P.F. (2003), *Design and construction of a foundation system for an industrial building above a closed sanitary landfill*, Proc. Sardinia 2003, Ninth International Waste Management and Landfill Symposium, CISA, Environmental Sanitary Engineering Center, S. Margherita di Pula, Calgliari, Italy
- Simões, G.F. & Catapreta, C.A.A. (2010). *Assessment of long-term settlement prediction models for municipal solid wastes disposed in an experimental landfill*, Soils and Rocks, v.33, nº 2, pp.55-67, ABMS, ABGE, SPG, São Paulo, Brasil
- Simões, G.F., Carvalho, S.N. & Almeida, L.L. (2005). *Desenvolvimento de uma ferramenta computacional para avaliação de recalques em aterros de disposição de residuos sólidos urbanos*, 23º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Campo Grande, Brasil.
- Simpson, P.T., Zimmie, T.F. & Komisar, S.J. (1997). *Laboratory Analysis of Dolid Waste Consolidation Due to Mechanical Compression and Biodegradation*, Proceedings 13º International Conference on Solid Waste Technology and Management, v.1, Philadelphia, USA.
- Singh, M.K. (2008). *Characterization of stress-deformation behavior of municipal solid waste*, Thesis Doctor of Philosophy, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada

- Sivakumar Babu, G.L., Reddy, K.R., Chouskey, S.K. & Kulkarni, H.S. (2010). *Prediction of Long-Term Municipal Solid Landfill Settlement Using Constitutive Model*, Practice Periodical of Hazardous, Toxic and Radioactive Waste Management, v.14, n°2, pp. 139-150, ASCE.
- Sopeña, L. (1999). *Nuevas técnicas en la concepción, proyecto y ejecución de terraplenes*, Máster de Mecánica del Suelo e Ingeniería de cimentaciones, Gabinete de Promoción y Documentación, CEDEX, Madrid
- Sopeña, L. (2007). *Control de compactación y ensayos in situ*, II Jornada sobre Materiales Marginales en Obras Viarias, Sevilla, España.
- Sowers, G.F. (1973) *Settlement of waste disposal fills*. Proc., 8th ICSMFE, Vol. 2-2, 207-210, Moscow.
- Spalding, R.J.; Lubking. P. & Wrightman, N. (1991). *Roads on waste deposits*, XIXth PIARC Road Congress - Marrakesh 1991, Committee TC 12 - Earthworks, Drainage, Subgrade. Question P3. N. Wrightman (ed.), Marrakesh
- Suárez, J. (2012). *Deslizamientos. Tomo I: Análisis Geotécnico*. Bucaramanga, Colombia, <http://www.erosion.com.co/>
- Tapahuasco, W.F.C. (2005). *Avaliação de Modelos de Previsão de Recalques dos Resíduos Sólidos Urbanos do Aterro Jockey Club de Brasília*, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil
- Tchobanoglous, G., Theisen, H. & Vigil, S.A. (1993). *Integrated Solid Waste Management Engineering Principles and Management Issues*, New York, McGraw-Hill, 978 p.
- Tomas, W. (1992). *Problemas Geotécnicos en la Construcción de Vertederos de Resíduos Sólidos Urbanos en Alemania*. III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables, La Coruña, España, pp.771-779.

- Turcumán, M. & Ibañez, J.P. (2013). *Sensibilidad paramétrica de los modelos de Sowers, Meruelo y Gandola*, V Simposio Iberoamericano de Ingeniería de Residuos Sólidos, V SIIR – REDISA, Mendoza, Argentina
- Turcumán, M., Fiore, J.M. & Vázquez, G. (2009). *Estudio de un vertedero controlado. Análisis de su estabilidad a través de la estimación de la compresibilidad*, II Simposio Iberoamericano de Ingeniería de Residuos, REDISA, Universidad del Norte, Barranquilla, Colombia.
- Turcumán, M.H, Fiore, J.M. & Ibañez, J.P. (2010a). *Análisis de la compresibilidad de los rellenos sanitarios, comparación de modelos teóricos*. 3º Simposio Iberoamericano de ingeniería de Residuos, 2º Seminario da Região Nordeste sobre Resíduos Sólidos, UFPB, ABES, REDISA, João Pessoa, Brasil.
- Turcumán, M.H, Fiore, J.M. & Ibañez, J.P. (2010b). *Aplicación de modelos teóricos al análisis de la compresibilidad de los rellenos sanitarios*, XX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, Mendoza, Argentina.
- U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (1995). *Geotechnical Engineering Circular N° 1: Dynamic Compaction*, Publication N° FHWA-SA-95-037, Washington, D.C.
- Valerio, J. (1990). *Estudio de sistemas multicapa mediante la propagación de ondas superficiales (2ª Fase)*, Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, MOPU, Madrid.
- Van Impe, W.F. & Bouazza, A. (1996). *Densification of domestic waste fills by dynamic compaction*. Canadian Geotechnical Journal, v.33, pp. 879-887.
- Van Impe, W.F. (1994). *Municipal and industrial waste improvement by heavy tamping*. Proc. Geotechnical Aspects in the Design and Control of Waste Containment Systems. Milazzo, pp.99-125.

- Van Impe, W.F., De Cock, F., Van Der Cruyssen, J.P. & Maertens, J. (1997). *Soil improvement experiences in Belgium: part I. Overview and dynamic compaction*. Ground Improvement (1997) 1, pp. 147-155.
- Watts, K.S. & Charles, J.A. (1990). *Settlement of recently placed domestics refuse landfill*. Proc. Institute of Civil Engineering. Part 1, Vol. 88.
- Welsh, J.P. (1983). *Dynamic deep compaction of sanitary landfill to support superhighway*. Proc. 8th European Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki, vol.1, 319-321.
- Yee, I.K. (1999). *Upgrading of existing landfills by dynamic consolidation a geotechnical aspect*. Master Builders Journal, sept. 1999.
- Yen, B.C. & Scanlon, B.S. (1975). *Sanitary landfill settlement rates*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.101, n° GT5, pp.475-487.
- Yesiller, n. & Hanson, J.L. (2003). *Analysis of temperatures at a municipal solid waste landfill*, Proc. Sardinia 2003, Ninth International Waste Management and Landfill Symposium, CISA, Environmental Sanitary Engineering Center, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy
- Yuen, S.T. & Styles, J.R. (2000). *Settlement and characteristics of waste at a municipal solid waste landfill in Melbourne*, GEOENG 2000,: an International Conference on Geotechnical & Geological engineering, International Society for Rock Mechanics, Melbourne, Australia.

ANEXOS

ANEXO 1: CARTOGRAFÍA DE LA CELDA 1

Cartografía de la Celda 1 antes de verter basura

ANEXO 1: CARTOGRAFÍA DE LA CELDA 1

Cartografía de la Celda 1 después de clausurada

ANEXO 2: PENETRÓMETROS DINÁMICOS

ANEXO 3: TERMISTANCIAS

CONTROL DE TEMPERATURA EN PROFUNDIDAD MEDIANTE TERMISTANCIAS									
Identificación	Prof. (m)	TEMPERATURAS (°C)							
		Fecha: 20/1/03	Fecha: 12/2/03	Fecha: 05/3/03	Fecha: 24/3/03	Fecha: 26/3/03	Fecha: 07/4/03	Fecha: 23/4/03	Fecha: 13/5/03
		Hora: 11:00	Hora: 11:30	Hora: 12:00	Hora: 11:35	Hora: 12:05	Hora: 11:20	Hora: 11:20	Hora: 11:30
B-1	2	41	42	42	42	42	42	42	43
B-2	4	41	43	43	43	43	44	44	44
B-3	6	39	41	42	42	42	43	43	43
B-4	8	39	41	42	42	42	43	43	43
B-5	10	37	40	40	41	41	41	41	41
A-1	12	36	38	40	41	41	41	41	42
R-5	13	36	40	40	40	40	41	41	41
A-2	14	36	38	40	40	40	41	41	41
R-4	15	36	40	40	41	41	41	41	41
A-3	16	33	38	40	40	40	41	41	42
R-3	17	34	40	40	40	40	41	41	41
A-4	18	38	38	40	40	40	41	41	41
R-2	19	39	41	41	41	41	41	41	42
A-5	20	38	40	40	41	41	42	42	42
R-1	21	37	40	41	41	41	41	41	41

ANEXO 4: MICRÓMETRO DESLIZANTE S2

M-S2: Deformación diferencial - DZ (mm)									
Prof. (m)	Fecha: 11/02/03	Fecha: 05/03/03	Fecha: 24/03/03	Fecha: 26/03/03	Fecha: 07/04/03	Fecha: 23/04/03	Fecha: 13/05/03	Fecha: 24/06/03	Fecha: 24/07/03
	Días: 0	Días: 22	Días: 41	Días: 43	Días: 55	Días: 71	Días: 91	Días: 133	Días: 163
1	0,000	0,020	-0,105	0,059	0,094	-0,261	-0,291	-0,230	-0,334
2	0,000	1,179	1,416	2,422	3,938	4,665	5,456	6,285	6,572
3	0,000	3,005	3,856	6,035	9,315	10,610	11,598	12,727	13,235
4	0,000	2,458	3,461	5,472	11,231	13,375	14,936	17,454	18,579
5	0,000	5,340	9,388	12,085	16,118	19,928	23,389	28,278	30,696
6	0,000	6,054	7,981	9,675	12,314	14,392	16,262	19,115	19,115
7	0,000	6,680	10,723	12,349	17,021	20,610	20,676	20,676	20,676
8	0,000	8,521	12,345	13,793	19,099	24,742	24,808	24,808	24,808
9	0,000	2,623	5,474	7,666	11,716	14,440	14,504	14,504	14,504
10	0,000	2,642	4,745	5,522	8,200	10,224	10,287	10,287	10,287
11	0,000	6,486	9,612	10,669	14,047	17,649	17,714	17,714	17,714
12	0,000	5,283	11,923	13,286	17,381	20,777	20,842	20,842	20,842
13	0,000	7,385	13,332	14,891	22,812	31,507	31,575	31,575	31,575
14	0,000	6,812	10,917	11,880	15,407	19,263	19,328	19,328	19,328
15	0,000	5,460	8,538	9,226	11,659	14,304	14,368	14,368	14,368
16	0,000	7,284	12,567	13,717	18,334	23,346	23,412	23,412	23,412
17	0,000	5,519	10,567	11,498	16,310	21,849	21,915	21,915	21,915
18	0,000	4,270	7,452	7,914	10,406	13,460	13,524	13,524	13,524
19	0,000	3,646	6,411	6,713	8,313	10,768	10,831	10,831	10,831
20	0,000	1,896	3,295	3,634	5,614	6,952	7,014	7,014	7,014

ANEXO 4: MICRÓMETRO DESLIZANTE S2

M-S2: Deformación acumulada - VZ (mm)									
Prof. (m)	Fecha: 11/02/03	Fecha: 05/03/03	Fecha: 24/03/03	Fecha: 26/03/03	Fecha: 07/04/03	Fecha: 23/04/03	Fecha: 13/05/03	Fecha: 24/06/03	Fecha: 24/07/03
	Días: 0	Días: 22	Días: 41	Días: 43	Días: 55	Días: 71	Días: 91	Días: 133	Días: 163
1	0,000	92,543	154,004	178,447	249,236	312,860	322,436	334,654	338,992
2	0,000	91,364	152,588	176,025	245,298	308,195	316,980	328,369	332,420
3	0,000	88,359	148,732	169,990	235,983	297,585	305,382	315,642	319,185
4	0,000	85,901	145,271	164,518	224,751	284,210	290,446	298,188	300,606
5	0,000	80,561	135,883	152,433	208,634	264,282	267,058	269,910	269,910
6	0,000	74,507	127,902	142,758	196,320	249,890	250,796	250,796	250,796
7	0,000	67,826	117,179	130,410	179,299	229,280	230,120	230,120	230,120
8	0,000	59,305	104,834	116,617	160,200	204,538	205,312	205,312	205,312
9	0,000	56,682	99,360	108,951	148,484	190,098	190,808	190,808	190,808
10	0,000	54,040	94,615	103,429	140,284	179,874	180,521	180,521	180,521
11	0,000	47,554	85,003	92,759	126,237	162,225	162,808	162,808	162,808
12	0,000	42,272	73,080	79,474	108,856	141,448	141,966	141,966	141,966
13	0,000	34,887	59,748	64,583	86,044	109,941	110,392	110,392	110,392
14	0,000	28,075	48,831	52,703	70,637	90,678	91,064	91,064	91,064
15	0,000	22,615	40,293	43,476	58,977	76,374	76,695	76,695	76,695
16	0,000	15,331	27,726	29,760	40,643	53,028	53,284	53,284	53,284
17	0,000	9,812	17,159	18,262	24,333	31,179	31,369	31,369	31,369
18	0,000	5,542	9,707	10,347	13,927	17,719	17,845	17,845	17,845
19	0,000	1,896	3,295	3,634	5,614	6,952	7,014	7,014	7,014
20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

ANEXO 5: MICRÓMETRO DESLIZANTE S4

M-S4: Deformación diferencial - DZ (mm)					
Profundidad (m)	Fecha: 24/03/03	Fecha: 26/03/03	Fecha: 07/04/03	Fecha: 23/04/03	Fecha: 13/05/03
	Días: 0	Días: 2	Días: 14	Días: 30	Días: 50
1	0,000	1,078	1,456	1,624	1,207
2	0,000	6,679	9,920	10,323	10,421
3	0,000	12,718	16,102	17,243	17,945
4	0,000	13,028	20,541	24,103	26,982
5	0,000	10,095	18,308	23,244	27,069
6	0,000	5,180	12,221	15,568	18,536
7	0,000	6,660	14,051	18,507	23,270
8	0,000	2,948	11,757	16,224	19,197
9	0,000	4,278	10,385	13,995	17,276
10	0,000	4,921	10,811	15,357	15,420
11	0,000	2,094	11,068	17,214	17,278
12	0,000	3,674	11,041	17,041	17,105
13	0,000	3,283	9,645	13,295	13,359
14	0,000	0,652	3,099	7,615	7,678
15	0,000	2,755	8,912	12,478	12,542
16	0,000	0,929	3,324	6,839	6,901
17	0,000	1,356	4,655	9,843	9,906
18	0,000	1,071	5,934	9,852	9,915
19	0,000	0,716	2,813	5,411	5,473
20	0,000	0,631	2,575	4,359	4,421
21	0,000	0,803	4,482	8,258	8,321
22	0,000	0,859	3,393	7,390	7,453
23	0,000	0,281	1,654	2,464	2,525
24	0,000	0,311	1,595	2,692	2,754

ANEXO 5: MICRÓMETRO DESLIZANTE S4

M-S4: Deformación acumulada - VZ (mm)					
Profundidad (m)	Fecha: 24/03/03	Fecha: 26/03/03	Fecha: 07/04/03	Fecha: 23/04/03	Fecha: 13/05/03
	Días: 0	Días: 2	Días: 14	Días: 30	Días: 50
1	0	86	198	279	302
2	0	79	188	269	291
3	0	67	172	252	273
4	0	53	152	228	246
5	0	43	133	204	219
6	0	38	121	189	201
7	0	32	107	170	178
8	0	29	95	154	158
9	0	24	85	140	141
10	0	19	74	125	126
11	0	17	63	108	108
12	0	14	52	90	91
13	0	10	42	77	78
14	0	10	39	70	70
15	0	7	30	57	58
16	0	6	27	50	51
17	0	5	22	40	41
18	0	4	17	31	31
19	0	3	14	25	25
20	0	2	11	21	21
21	0	1	7	13	13
22	0	1	3	5	5
23	0	0	2	3	3
24	0	0	0	0	0

ANEXO 6: LÍNEA CONTINUA DE ASIENTO

Control de asientos en el terraplén de carga: LCA - Sección 1								
Puntos	Distancia (m)	Fecha: 24/03/2003	Fecha: 26/03/2003	Fecha: 07/04/2003	Fecha: 23/04/2003	Fecha: 13/05/2003	Fecha: 24/06/2003	Fecha: 24/07/2003
		Días: 0	Días: 2	Días: 14	Días: 30	Días: 50	Días: 92	Días: 122
		Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)
1	5	0,00	-5,26	-16,17	-22,85	-24,96	-33,52	-38,79
2	6	0,00	-6,66	-17,67	-24,65	-27,16	-35,72	-40,19
3	7	0,00	-9,06	-21,77	-29,45	-31,16	-41,12	-45,29
4	8	0,00	-10,56	-23,67	-30,45	-31,96	-41,92	-46,39
5	9	0,00	-11,26	-24,67	-32,15	-34,46	-43,32	-48,39
6	10	0,00	-12,56	-26,17	-33,45	-35,36	-41,82	-49,29
7	11	0,00	-12,26	-25,17	-32,05	-34,66	-42,32	-47,49
8	12	0,00	-12,16	-24,67	-32,55	-33,56	-42,82	-46,99
9	13	0,00	-12,46	-25,17	-32,95	-34,06	-43,42	-47,19
10	14	0,00	-12,46	-24,47	-32,35	-33,83	-42,22	-46,19
11	15	0,00	-12,96	-25,77	-32,35	-33,96	-41,32	-45,89
12	16	0,00	-11,76	-23,47	-31,05	-31,56	-40,82	-43,99
13	17	0,00	-9,26	-21,87	-28,25	-29,16	-38,42	-39,59
14	18	0,00	-7,26	-17,77	-25,05	-26,96	-34,52	-36,79
15	19	0,00	-5,26	-15,17	-22,55	-23,86	-28,02	-31,49

ANEXO 6: LÍNEA CONTINUA DE ASIENTO

Control de asientos en el terraplén de carga: LCA - Sección 2								
Puntos	Distancia (m)	Fecha: 24/03/2003	Fecha: 26/03/2003	Fecha: 07/04/2003	Fecha: 23/04/2003	Fecha: 13/05/2003	Fecha: 24/06/2003	Fecha: 24/07/2003
		Días: 0	Días: 2	Días: 14	Días: 30	Días: 50	Días: 92	Días: 122
		Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)	Variación (cm)
1	5	0,00	-6,16	-17,87	-26,15	-33,26	-36,52	-40,09
2	6	0,00	-7,56	-19,67	-26,95	-33,06	-37,92	-43,99
3	7	0,00	-9,56	-23,07	-30,75	-35,96	-41,62	-47,59
4	8	0,00	-9,95	-23,57	-31,75	-38,06	-43,02	-47,79
5	9	0,00	-11,46	-24,27	-32,05	-37,96	-43,72	-48,39
6	10	0,00	-12,76	-25,87	-33,45	-38,66	-44,32	-49,49
7	11	0,00	-12,06	-26,57	-33,75	-38,76	-43,82	-47,59
8	12	0,00	-11,46	-24,87	-31,85	-38,46	-43,32	-47,29
9	13	0,00	-12,56	-24,47	-32,45	-38,16	-43,42	-48,29
10	14	0,00	-12,36	-23,77	-32,75	-38,46	-42,72	-45,99
11	15	0,00	-11,66	-24,57	-30,25	-35,96	-41,22	-43,49
12	16	0,00	-11,46	-23,07	-27,75	-35,06	-39,82	-42,79
13	17	0,00	-9,56	-20,37	-28,85	-34,76	-39,82	-41,49
14	18	0,00	-7,76	-19,77	-27,95	-33,76	-34,82	-36,09
15	19	0,00	-5,96	-17,37	-21,65	-26,76	-31,92	-34,29

ANEXO 7: HITOS TOPOGRÁFICOS – TABLAS

CONTROL DE MOVIMIENTOS VERTICALES MEDIANTE NIVELACIÓN TOPOGRÁFICA									
Puntos	Situación	COTAS Y MOVIMIENTOS VERTICALES							
		Fecha: 24/03/2003		Fecha: 26/03/2003		Fecha: 07/04/2003		Fecha: 23/04/2003	
		cota (cm)	movim. (cm)	cota (cm)	movim. (cm)	cota (cm)	movim. (cm)	cota (cm)	movim. (cm)
P-1	NORTE	53,300	0,000	49,515	-3,785	41,100	-12,200	34,325	-18,975
P-2		38,730	0,000	37,545	-1,185	30,130	-8,600	23,090	-15,640
P-3		71,310	0,000	67,555	-3,755	58,945	-12,365	52,065	-19,245
P-4		41,645	0,000	38,610	-3,035	24,100	-17,545	16,865	-24,780
P-5		36,150	0,000	32,455	-3,695	23,875	-12,275	17,035	-19,115
P-6		45,285	0,000	42,990	-2,295	36,155	-9,130	26,265	-19,020
P-7		35,675	0,000	33,425	-2,250	26,530	-9,145	19,535	-16,140
P-8		44,740	0,000	42,475	-2,265	35,775	-8,965	29,415	-15,325
P-9		48,270	0,000	46,075	-2,195	39,425	-8,845	32,330	-15,940
P-10		41,270	0,000	39,155	-2,115	32,535	-8,735	29,760	-11,510
P-11	SUR	66,760	0,000	63,175	-3,585	56,525	-10,235	50,955	-15,805
P-12		66,145	0,000	62,585	-3,560	55,300	-10,845	49,520	-16,625
P-13		43,150	0,000	38,885	-4,265	31,235	-11,915	25,270	-17,880
P-14		56,135	0,000	51,585	-4,550	43,660	-12,475	37,570	-18,565
P-15		42,510	0,000	39,125	-3,385	29,890	-12,620	23,765	-18,745
P-16		69,535	0,000	67,785	-1,750	63,765	-5,770	59,060	-10,475
P-17		58,050	0,000	56,025	-2,025	51,530	-6,520	46,745	-11,305
P-18		55,430	0,000	53,395	-2,035	48,705	-6,725	43,820	-11,610
P-19		51,975	0,000	49,800	-2,175	44,890	-7,085	39,935	-12,040
P-20		51,485	0,000	49,350	-2,135	44,775	-6,710	39,820	-11,665

ANEXO 7: HITOS TOPOGRÁFICOS – TABLAS

CONTROL DE MOVIMIENTOS VERTICALES MEDIANTE NIVELACIÓN TOPOGRÁFICA									
Puntos	Situación	COTAS Y MOVIMIENTOS VERTICALES							
		Fecha: 24/03/2003		Fecha: 13/05/2003		Fecha: 24/06/2003		Fecha: 24/07/2003	
		cota (cm)	movim. (cm)	cota (cm)	movim. (cm)	cota (cm)	movim. (cm)	cota (cm)	movim. (cm)
P-1	NORTE	53,300	0,000	29,065	-24,235	24,095	-29,205	20,365	-32,935
P-2		38,730	0,000	17,815	-20,915	12,480	-26,250	8,690	-30,040
P-3		71,310	0,000	46,755	-24,555	41,695	-29,615	37,920	-33,390
P-4		41,645	0,000	11,525	-30,120	6,465	-35,180	2,725	-38,920
P-5		36,150	0,000	11,745	-24,405	6,675	-29,475	2,915	-33,235
P-6		45,285	0,000	24,765	-20,520	19,980	-25,305	16,310	-28,975
P-7		35,675	0,000	15,140	-20,535	10,430	-25,245	6,775	-28,900
P-8		44,740	0,000	24,440	-20,300	19,605	-25,135	15,900	-28,840
P-9		48,270	0,000	28,205	-20,065	23,640	-24,630	20,100	-28,170
P-10		41,270	0,000	21,435	-19,835	16,920	-24,350	13,405	-27,865
P-11	SUR	66,760	0,000	47,645	-19,115	46,050	-20,710	44,540	-22,220
P-12		66,145	0,000	45,980	-20,165	44,095	-22,050	42,465	-23,680
P-13		43,150	0,000	24,520	-18,630	19,390	-23,760	17,565	-25,585
P-14		56,135	0,000	33,680	-22,455	31,350	-24,785	29,405	-26,730
P-15		42,510	0,000	19,865	-22,645	16,370	-26,140	15,315	-27,195
P-16		69,535	0,000	56,530	-13,005	55,925	-13,610	55,115	-14,420
P-17		58,050	0,000	44,155	-13,895	43,685	-14,365	42,740	-15,310
P-18		55,430	0,000	41,105	-14,325	40,490	-14,940	39,515	-15,915
P-19		51,975	0,000	37,130	-14,845	36,380	-15,595	35,365	-16,610
P-20		51,485	0,000	36,955	-14,530	36,200	-15,285	35,195	-16,290

ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS – GRÁFICOS

ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS - GRÁFICOS

ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS - GRÁFICOS

ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS - GRÁFICOS

ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS - GRÁFICOS

ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS - GRÁFICOS

ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS - GRÁFICOS

ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS - GRÁFICOS

ANEXO 8: HITOS TOPOGRÁFICOS – GRÁFICOS

ANEXO 9: EDAD DEL RELLENO

EDAD DEL RELLENO (días)

	Inicio de construcción del relleno	Final de construcción del relleno	Inicio lecturas de M-S2		Inicio lecturas de M-S4, HT y LCA				Final lecturas de M-S4		Final lecturas de M-S2, HT, LCA
Días	0	912	985	1.007	1.026	1.028	1.040	1.056	1.076	1.118	1.148
Fechas			11/02/2003	05/03/2003	24/03/2003	26/03/2003	07/04/2003	23/04/2003	13/05/2003	24/06/2003	24/07/2003
M-S2 (días)			LECTURA CERO	22	41	43	55	71	91	133	163
HT, LCA y M-S4 (días)					LECTURA CERO	2	14	30	50	92	122
Terraplén de carga (días)					Inicio de construcción	Final de construcción					