

UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

Dpto. de Ciencia y Tecnología del Terreno y de los Materiales



## TESIS DOCTORAL

---

CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO RESISTENTE DE  
VERTEDEROS DE RESIDUOS SÓLIDOS URBANOS CONVENCIONALES (R.S.U.) Y  
SOMETIDOS A PRE-TRATAMIENTO (R.S.U.-M.B.T.)

---

EXPERIMENTAL CHARACTERIZATION OF THE SHEAR STRENGTH OF RAW  
(MSW) AND PRE-TREATED (MBT-MSW) MUNICIPAL SOLID WASTE  
LANDFILLS

---

Autor:

**Pablo Lapeña Mañero**

Directores:

**César Sagaseta Millán**

**Jorge Cañizal Berini**

Santander, 2017



Esta tesis doctoral ha sido financiada por las siguientes instituciones:

- Proyecto de investigación “Estudio para el establecimiento de la metodología y las condiciones más adecuadas en la realización de ensayos de caracterización geotécnica de residuos en depósitos controlados” financiado por Ferrovial Servicios S.A.
- Proyecto de investigación del Plan Nacional de I+D+i “Propiedades mecánicas de los residuos sólidos urbanos (R.S.U.) para el diseño y explotación de vertederos” (Ref. BIA2012-34956). Otorgado al Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria por el Ministerio de Economía y Competitividad.
- Ayuda predoctoral para la Formación de Profesorado Universitario (F.P.U.) (Ref. FPU12/05530) concedida por el Ministerio de Educación, Cultura y Deporte dentro del Programa Nacional de Formación de Recursos Humanos de Investigación.
- Beca predoctoral concedida por la Universidad de Cantabria dentro del Programa de Personal Investigador en Formación predoctoral del año 2012
- Ayuda de movilidad para estancia breve concedida por el Banco Santander a través de Santander Universidades dentro del programa Becas Iberoamérica. Santander Investigación 2016/2017.



GOBIERNO  
DE ESPAÑA

MINISTERIO  
DE ECONOMÍA, INDUSTRIA  
Y COMPETITIVIDAD



GOBIERNO  
DE ESPAÑA

MINISTERIO  
DE EDUCACIÓN, CULTURA  
Y DEPORTE

**ferrovial**  
servicios





# AGRADECIMIENTOS

El desarrollo de una tesis doctoral es un proceso largo y difícil, que no sería posible sin el apoyo de multitud de personas e instituciones. Por eso me hace especial ilusión comenzar este documento con estas líneas de agradecimientos.

En primer lugar, deseo expresar mi más profundo agradecimiento a mis directores de tesis, los profesores César Sagaseta Millán y Jorge Cañizal Berini por el esfuerzo y el tiempo dedicados a guiarme en esta investigación. Sin sus ideas, aportaciones y sabios consejos esta tesis no sería lo que es.

Del mismo modo, quiero transmitir mi agradecimiento al resto de profesores del Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, Almudena da Costa y Jorge Castro, por su ayuda y consejos.

Esta tesis no habría sido posible sin el apoyo y la ayuda de los técnicos de laboratorio del grupo, Javier de la Fuente y Fernando del Puerto, de los que he aprendido y con los que he pasado muchos buenos momentos. También quiero dar las gracias a mis compañeros de doctorado Jota, Marina y Fernando con los que he pasado buenos momentos y me han servido de apoyo cuando lo he necesitado.

Me gustaría también agradecer al profesor Juan H. Palma González de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, responsable de mi estancia en Chile. Su ayuda me hizo la estancia en Chile mucho más agradable, tanto en lo personal como en lo profesional. Agradecer también la ayuda, consejos y los buenos momentos disfrutados con el resto de compañeros en la PUCV: Pamela, Bonny y Luis. De igual manera, agradecer a todas las personas que hicieron de mi estancia en Chile una experiencia difícil de superar, en especial a Jota, Priscila y Javier.

A mis amigos, a los que veo mucho, a los que veo poco y a los que hace tiempo que solo hablamos de vez en cuando por teléfono, por servirme de refugio cuando quería pensar en algo diferente al doctorado y por soportar las charlas interminables

sobre un tema que no les interesa lo más mínimo cuando no podía dejar de pensar en la tesis.

Me gustaría expresar mi más sincera gratitud a mi familia. Mis padres, José Luis y María Pilar, mi hermano Miguel, mis abuelos y el resto de mi familia, por estar siempre ahí cuando los he necesitado y por haber hecho de mí la persona que soy.

Por último, no se me ocurre la forma de agradecer suficientemente a Carmen su ayuda, tanto en el laboratorio como en el resto de los aspectos de mi vida. El desarrollo de esta tesis habría sido imposible sin ella.

¡Muchas gracias a todos!

Pablo Lapeña Mañero  
Mayo de 2017

# ÍNDICE

<b>Lista de figuras</b> .....	<b>VII</b>
<b>Lista de tablas</b> .....	<b>XV</b>
<b>Resumen</b> .....	<b>XVII</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>XIX</b>
<b>Presentación del documento</b> .....	<b>XXI</b>
<b>Notación</b> .....	<b>XXIII</b>
<b>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1. Motivación</b> .....	<b>1</b>
<b>1.2. Estado del conocimiento</b> .....	<b>5</b>
1.2.1. Residuos convencionales (R.S.U.).....	5
1.2.1.1. Experiencias previas .....	6
1.2.1.2. Características generales .....	33
1.2.2. Residuos sometidos a pre-tratamiento (R.S.U.-M.B.T.) .....	35
1.2.2.1. Experiencias previas .....	37
1.2.2.2. Características generales .....	48
1.2.3. Técnicas para la obtención de la resistencia .....	49
1.2.3.1. Ensayos de laboratorio .....	50
1.2.3.2. Ensayos de campo .....	53
1.2.3.3. Análisis de roturas de taludes (back-analysis) .....	62
<b>1.3. Objetivos</b> .....	<b>63</b>
<b>CAPÍTULO 2 ENSAYOS DE CAMPO SOBRE RESIDUOS CONVENCIONALES (R.S.U.)</b> .....	<b>65</b>
<b>2.1. Elección de las técnicas de ensayo</b> .....	<b>66</b>
<b>2.2. Campaña realizada</b> .....	<b>67</b>
2.2.1. Vertedero de Can Mata (CM) .....	68
2.2.2. Vertedero de Alcalá del Río (AR) .....	70
2.2.3. Vertedero de Cañada Hermosa (CH) .....	72
<b>2.3. Ensayos PBP</b> .....	<b>75</b>
2.3.1. Metodología de ejecución.....	79
2.3.1.1. Ejecución del sondeo .....	79

2.3.1.2. Ejecución del ensayo presiométrico .....	81
2.3.2. Elección de la camisa.....	83
2.3.3. Calibrado de la camisa.....	84
2.3.3.1. Corrección por rigidez de la camisa.....	85
2.3.3.2. Corrección por aplastamiento de la camisa .....	89
2.3.3.3. Corrección por disminución de espesor de la pared de la camisa.....	89
2.3.4. Metodología de análisis .....	90
2.3.4.1. Obtención de parámetros deformacionales.....	90
2.3.4.2. Obtención de parámetros resistentes .....	91
<b>2.4. Ensayos CPTu .....</b>	<b>95</b>
2.4.1. Metodología de ejecución.....	98
2.4.1.1. Equipos utilizados .....	98
2.4.2. Metodología de análisis .....	100
2.4.2.1. Identificación del tipo de comportamiento .....	101
2.4.2.2. Parámetros resistentes.....	103
2.4.3. Ensayos de disipación.....	104
<b>2.5. Obtención del peso específico y tensiones en el terreno .....</b>	<b>105</b>
<b>2.6. Resultados .....</b>	<b>107</b>
2.6.1. Identificación del tipo de comportamiento (SBT) .....	107
2.6.2. Parámetros resistentes .....	112
2.6.2.1. Vertedero nuevo de Can Mata .....	112
2.6.2.2. Vertedero antiguo de Can Mata .....	123
2.6.2.3. Vertedero de Alcalá del Río .....	129
2.6.2.4. Vertedero de Cañada Hermosa .....	134
2.6.2.5. Propuesta de parámetros de diseño .....	140
2.6.3. Parámetros deformacionales .....	143
<b>2.7. Relación entre parámetros resistentes y deformacionales .....</b>	<b>147</b>
<b>CAPÍTULO 3 ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE RESIDUOS PRE-TRATADOS (R.S.U.-M.B.T).....</b>	<b>149</b>
<b>3.1. Implementación de un laboratorio para la caracterización resistente de residuos</b>	<b>150</b>
3.1.1. Diseño del laboratorio.....	150
3.1.2. Ensayos de corte directo .....	153
3.1.2.1. Modificaciones realizadas al equipo de corte directo .....	153
3.1.3. Ensayos de compresión triaxial .....	155
3.1.3.1. Modificaciones realizadas al equipo triaxial.....	157
3.1.4. Adquisición de datos .....	158
3.1.4.1. Sensores.....	158
3.1.4.2. Hardware .....	159

3.1.4.3. Software .....	161
<b>3.2. Materiales estudiados .....</b>	<b>168</b>
3.2.1. Tratamiento M.B.T. en la planta de Meruelo .....	168
3.2.2. Características del rechazo de afino.....	170
3.2.3. Características de las escorias de planta de incineración .....	176
3.2.4. Mezclas.....	179
<b>3.3. Elección del método de compactación .....</b>	<b>180</b>
<b>3.4. Elección del peso específico de preparación de las probetas .....</b>	<b>182</b>
<b>3.5. Muestreo y preparación de las mezclas.....</b>	<b>185</b>
<b>3.6. Ensayos de corte directo.....</b>	<b>186</b>
3.6.1. Metodología de ejecución.....	186
3.6.1.1. Preparación de la probeta .....	186
3.6.1.2. Fase de consolidación .....	188
3.6.1.3. Fase de rotura.....	189
3.6.2. Metodología de análisis .....	190
<b>3.7. Ensayos de compresión triaxial .....</b>	<b>191</b>
3.7.1. Metodología de ejecución.....	191
3.7.1.1. Preparación de la probeta .....	191
3.7.1.2. Descongelado .....	195
3.7.1.3. Fase de saturación .....	195
3.7.1.4. Fase de consolidación .....	196
3.7.1.5. Fase de rotura.....	196
3.7.2. Metodología de análisis .....	198
<b>3.8. Resultados .....</b>	<b>201</b>
3.8.1. Ensayos de corte directo .....	201
3.8.1.1. Rechazo de afino (M-R100E0) .....	202
3.8.1.2. Escorias de incineradora (M-ROE100).....	208
3.8.1.3. Mezclas .....	211
3.8.1.4. Comparación de resultados.....	212
3.8.2. Ensayos triaxiales CD.....	215
3.8.2.1. Rechazo de afino (M-R100E0) .....	216
3.8.2.2. Escorias de incineradora (M-ROE100).....	219
3.8.2.3. Mezclas .....	225
3.8.2.4. Comparación de resultados.....	225
<b>CAPÍTULO 4 BACK-ANALYSIS DE UN DESLIZAMIENTO EN UN VERTEDERO DE R.S.U. EN CHILE .....</b>	<b>235</b>
<b>4.1. Fuentes de información .....</b>	<b>236</b>
<b>4.2. Características del relleno.....</b>	<b>237</b>

<b>4.3. Características del accidente .....</b>	<b>240</b>
4.3.1. Antecedentes .....	241
4.3.2. Geometría del deslizamiento .....	242
4.3.3. Geometría de la superficie del vertedero en la zona afectada .....	243
4.3.4. Peso específico de los residuos .....	244
4.3.5. Altura del nivel freático .....	248
4.3.6. Co-disposición de lodos.....	250
<b>4.4. Determinación del comportamiento resistente .....</b>	<b>251</b>
4.4.1. Metodología de análisis .....	251
4.4.2. Hipótesis 1 (Material homogéneo).....	252
4.4.3. Hipótesis 2 (Ampliación frontal).....	254
4.4.3.1. Back-analysis terremoto 2010 .....	255
4.4.3.2. Back-analysis accidente 2016 .....	262
<b>4.5. Comparación con la propuesta de parámetros .....</b>	<b>263</b>
<b>4.6. Posibles causas del accidente.....</b>	<b>264</b>
<b>CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>267</b>
<b>5.1. Conclusiones .....</b>	<b>267</b>
5.1.1. Relativas a los ensayos de campo sobre residuos convencionales (R.S.U.) .....	267
5.1.2. Relativas a los ensayos de laboratorio sobre residuos pre-tratados (M.B.T.-R.S.U.) ...	270
5.1.2.1. Ensayos de corte directo .....	271
5.1.2.2. Ensayos de compresión triaxial consolidados drenados .....	272
5.1.3. Relativas al análisis del deslizamiento.....	274
<b>5.2. Futuras líneas de investigación .....</b>	<b>275</b>
5.2.1. Respecto a la caracterización mediante técnicas de campo .....	275
5.2.2. Respecto a la caracterización mediante técnicas de laboratorio.....	275
<b>CAPÍTULO 6 SUMMARY, CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH.....</b>	<b>277</b>
<b>6.1. Thesis summary .....</b>	<b>277</b>
6.1.1. Aim and scope .....	277
6.1.2. State of the knowledge .....	278
6.1.2.1. Shear strength of non-treated MSW .....	278
6.1.2.2. Shear strength of pre-treated waste .....	279
6.1.3. In-situ testing of Municipal Solid Waste (MSW) .....	280
6.1.3.1. PBP testing.....	280
6.1.3.2. CPTu testing .....	281
6.1.3.3. Results .....	281
6.1.4. Laboratory testing of pre-treated wastes (MBT-RSU).....	285

6.1.4.1. Results .....	285
6.1.5. Back-analysis of a slope failure on a MSW landfill .....	290
<b>6.2. Conclusions .....</b>	<b>292</b>
6.2.1. Conclusions on in-situ testing of Municipal Solid Waste.....	292
6.2.2. Conclusions on laboratory testing of pre-treated wastes (MBT-MSW) .....	294
6.2.2.1. Direct shear tests .....	295
6.2.2.2. Consolidated – Drained Triaxial Compression tests .....	296
6.2.3. Conclusions on the slope failure .....	297
<b>6.3. Future research .....</b>	<b>297</b>
6.3.1. About in-situ techniques .....	297
6.3.2. About laboratory techniques .....	298
<b><i>Bibliografía</i> .....</b>	<b>299</b>



# LISTA DE FIGURAS

## Capítulo 1

Figura 1.1.- Posibles modos de rotura en vertederos (Dixon y Jones, 2005) .....	3
Figura 1.2.- Resultados de ensayos de corte directo sobre R.S.U. en Canadá (Modificado a partir de Landva y Clark, 1990) .....	7
Figura 1.3.- Propuesta de parámetros (Sánchez Alciturri et al., 1993).....	9
Figura 1.4.- Comportamiento del refuerzo en la fase de corte (Modificado a partir de Kölsch, 1995).....	10
Figura 1.5.- Envoltente propuesta por Kavazanjian et al. (1995).....	11
Figura 1.6.- Representación esquemática de las fases de deformación de una muestra de R.S.U. (Grisolia y Napoleoni, 1996) .....	12
Figura 1.7.- Envoltentes obtenidas usando ensayos de corte directo (Kavazanjian et al. 1999) .....	14
Figura 1.8.- Resumen de los parámetros medidos y obtenidos por back-analysis (Eid et al, 2000) .....	15
Figura 1.9.- Propuestas de envoltentes de diseño (Dixon y Jones, 2005).....	19
Figura 1.10.- Módulo de corte inicial frente a la profundidad (Dixon et al., 2006).....	21
Figura 1.11.- Comparación de la respuesta de los R.S.U. con diferentes orientaciones de fibras en el ensayo de corte directo (Zekkos, 2007b) .....	22
Figura 1.12.- Respuesta de los R.S.U. frente a dos velocidades de aplicación de carga en un ensayo de corte directo (Zekkos, 2007b).....	23
Figura 1.13.- Envoltente recomendada para diseño (Bray et al., 2009) .....	24
Figura 1.14.- Resumen de los parámetros resistentes movilizados encontrados en la bibliografía (Zhan et al., 2008).....	26
Figura 1.15.- Comparación de los parámetros resistentes encontrados en la bibliografía y resultados para basuras sintéticas (Dixon et al., 2008).....	27
Figura 1.16.- Curvas tensión-desplazamiento en ensayos de corte directo sobre R.S.U. (Stark et al., 2008) .....	29
Figura 1.17.- Curvas tensión-deformación en ensayos de compresión triaxial sobre R.S.U. (Stark et al., 2008).....	29
Figura 1.18.- Envoltentes de diseño recomendadas encontradas en la bibliografía .....	35
Figura 1.19.- Resultados de ensayos Próctor normales sobre M.B.T. (Pimolthai, 2010) .....	38
Figura 1.20.- Resultados de ensayos de corte directo sobre M.B.T. (Pimolthai, 2010).....	38
Figura 1.21.- Permeabilidad de residuos M.B.T. (Pimolthai, 2010) .....	39
Figura 1.22.- Curvas relación entre tensiones - desplazamiento de residuos M.B.T. en ensayos de corte directo (Fernando, 2011).....	40

Figura 1.23.- Esquema de un Reactor Anaeróbico con Consolidación (C.A.R.) (Siddiqui et al., 2012) .....	41
Figura 1.24.- Curvas tensión-desplazamiento y ajuste de la envolvente en rotura en el plano de Mohr para ensayos de corte directo en residuos de incineradora (Zekkos et al., 2013) .....	42
Figura 1.25.- Curvas tensión-deformación y ajuste de la envolvente en rotura en el plano de Lambe para ensayos de compresión triaxial en residuos de incineradora (Zekkos et al., 2013) .....	43
Figura 1.26.- Comparación entre el comportamiento en ensayos de compresión triaxial de residuos de incineradora secos y saturados (Zekkos et al., 2013) .....	43
Figura 1.27.- Ensayo de compresión triaxial con velocidad de aplicación de carga variable sobre residuos de incineradora (Zekkos et al., 2013) .....	44
Figura 1.28.- Compactación estática de muestras de M.B.T. (Bhandari y Powrie, 2013).....	45
Figura 1.29.- Curvas de rotura de probetas normalmente consolidadas y sobre-consolidadas de residuos M.B.T. (Bhandari y Powrie, 2013).....	46
Figura 1.30.- Curvas tensión-deformación y ajuste de parámetros en el plano de Mohr de ensayos de corte directo sobre residuos M.B.T. (Sivakumar Babu et al., 2015) .....	47
Figura 1.31.- Curvas tensión-deformación y variación del ángulo de rozamiento con la deformación de ensayos de compresión triaxial CU sobre residuos M.B.T. (Sivakumar Babu et al., 2015).....	48
Figura 1.32.- Curvas tensión-deformación y variación del ángulo de rozamiento con la deformación de ensayos de compresión triaxial CD sobre residuos M.B.T. (Sivakumar Babu et al., 2015).....	48
Figura 1.33.- Determinación del tipo de comportamiento usando el ábaco de Schmertmann (1978) (Palma, 1995) .....	59
Figura 1.34.- Prototipo de cono-presiómetro (Houlsby y Whithers, 1988).....	60
Figura 1.35.- Resultado de un back-analysis. Plano de Mohr vs diagrama $c-\phi$ .....	63

## Capítulo 2

Figura 2.1.- Localización de los vertederos .....	68
Figura 2.2.- Imagen aérea del vertedero de Can Mata.....	69
Figura 2.3.- Imagen aérea del vertedero de Alcalá del Río.....	71
Figura 2.4.- Imagen aérea del vertedero de Cañada Hermosa.....	73
Figura 2.5.- Esquema del ensayo presiométrico en sondeo (PBP) .....	75
Figura 2.6.- Máquina de sondeo utilizada .....	76
Figura 2.7.- Ejemplo de curva presiométrica.....	78
Figura 2.8.- Esquema de un sondeo profundo .....	80
Figura 2.9.- Sonda presiométrica Elastometer-2 HQ 4180.....	82
Figura 2.10.- Bomba para ensayo presiométrico .....	82
Figura 2.11.- Sistema de adquisición de datos para ensayo presiométrico .....	83
Figura 2.12.- Ejemplo de curva de calibración de una camisa blanda.....	86
Figura 2.13.- Curva de calibración de una camisa con los puntos medidos .....	88
Figura 2.14.- Forma en "S" de la camisa.....	88

Figura 2.15.- Curva presiométrica típica.....	92
Figura 2.16.- Punta CPTu .....	96
Figura 2.17.- Camión IASA 6x6 de 17 t .....	99
Figura 2.18.- Camión GINAF 6x6 de 20 t.....	99
Figura 2.19.- Resultados típicos de un ensayo CPTu .....	101
Figura 2.20.- Ábaco de Schmertmann (1978).....	102
Figura 2.21.- Ábaco de Robertson (2010).....	103
Figura 2.22.- Ábaco de Robertson y Campanella.....	104
Figura 2.23.- Ejemplo de curva de disipación (Özocak et al. 2013) .....	105
Figura 2.24.- Ábacos de Robertson (2010) y Schmertmann (1969) para Can Mata .....	108
Figura 2.25.- Distribución de los puntos en el ábaco de Robertson (2010) para Can Mata .....	108
Figura 2.26.- Histograma para el vertedero nuevo de Can Mata .....	109
Figura 2.27.- Histograma para el vertedero antiguo de Can Mata.....	109
Figura 2.28.- Ábacos de Robertson (2010) y Schmertmann (1969) para Alcalá del Río .....	110
Figura 2.29.- Distribución de los puntos en el ábaco de Robertson (2010) para Alcalá del Río .....	110
Figura 2.30.- Ábacos de Robertson (2010) y Schmertmann (1969) para Cañada Hermosa .....	111
Figura 2.31.- Distribución de los puntos en el ábaco de Robertson (2010) para Cañada Hermosa .....	111
Figura 2.32.- Resistencia por punta frente a la profundidad (vertedero nuevo de Can Mata) .....	113
Figura 2.33.- Ábaco de Robertson y Campanella (vertedero nuevo de Can Mata) .....	114
Figura 2.34.- Evolución de $\phi$ con la tensión normal (vertedero nuevo de Can Mata) .....	115
Figura 2.35.- Evolución de $\tau$ con la tensión normal (vertedero nuevo de Can Mata) .....	116
Figura 2.36.- Ajuste Mohr-Coulomb para el vertedero nuevo de Can Mata.....	117
Figura 2.37.- Ajuste potencial (vertedero nuevo de Can Mata) .....	118
Figura 2.38.- Ajuste con $\phi$ variable para el vertedero nuevo de Can Mata .....	121
Figura 2.39.- Ajustes obtenidos para el vertedero nuevo de Can Mata.....	122
Figura 2.40.- Resistencia por punta frente a la profundidad (vertedero antiguo de Can Mata) .....	124
Figura 2.41.- Ábaco de Robertson y Campanella (vertedero antiguo de Can Mata).....	125
Figura 2.42.- Evolución de $\phi$ con la tensión normal (vertedero antiguo de Can Mata) .....	125
Figura 2.43.- Evolución de $\tau$ con la tensión normal (vertedero antiguo de Can Mata).....	126
Figura 2.44.- Ajuste Mohr-Coulomb (vertedero antiguo de Can Mata) .....	126
Figura 2.45.- Ajuste potencial (vertedero antiguo de Can Mata).....	127
Figura 2.46.- Ajuste con $\phi$ variable (vertedero antiguo de Can Mata).....	127
Figura 2.47.- Ajustes obtenidos para el vertedero antiguo de Can Mata .....	128
Figura 2.48.- Resistencia por punta frente a la profundidad (vertedero de Alcalá del Río).....	129
Figura 2.49.- Ábaco de Robertson y Campanella (vertedero de Alcalá del Río) .....	130
Figura 2.50.- Evolución de $\phi$ con la tensión normal (vertedero de Alcalá del Río) .....	130
Figura 2.51.- Evolución de $\tau$ con la tensión normal (vertedero de Alcalá del Río) .....	131
Figura 2.52.- Ajuste Mohr-Coulomb (vertedero de Alcalá del Río) .....	131

Figura 2.53.- Ajuste potencial (vertedero de Alcalá del Río) .....	132
Figura 2.54.- Ajuste con $\phi$ variable (vertedero de Alcalá del Río) .....	132
Figura 2.55.- Ajustes obtenidos para el vertedero de Alcalá del Río .....	133
Figura 2.56.- Resistencia por punta frente a la profundidad (vertedero de Cañada Hermosa) .....	134
Figura 2.57.- Ábaco de Robertson y Campanella (vertedero de Cañada Hermosa) .....	135
Figura 2.58.- Ábaco de Robertson para $\phi < 30^\circ$ en el vertedero de Cañada Hermosa .....	136
Figura 2.59.- Evolución de $\phi$ con la tensión normal (vertedero de Cañada Hermosa) .....	136
Figura 2.60.- Evolución de $\tau$ con la tensión normal (vertedero de Cañada Hermosa) .....	137
Figura 2.61.- Ajuste Mohr-Coulomb (vertedero de Cañada Hermosa) .....	137
Figura 2.62.- Ajuste potencial (vertedero de Cañada Hermosa) .....	138
Figura 2.63.- Ajuste con $\phi$ variable (vertedero de Cañada Hermosa) .....	138
Figura 2.64.- Ajustes obtenidos para el vertedero de Cañada Hermosa .....	139
Figura 2.65.- Propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011) .....	141
Figura 2.66.- Ampliación de la zona de interés de la Figura 2.66 .....	141
Figura 2.67.- Comparación para $\phi$ variable entre los resultados de la campaña y los valores propuestos por Cañizal et al. (2011) .....	142
Figura 2.68.- Evolución de $G_L$ y $G_R$ con la profundidad en Can Mata Nuevo .....	145
Figura 2.69.- Evolución de $G_L$ y $G_R$ con la profundidad en Alcalá del Río .....	145
Figura 2.70.- Evolución de $G_L$ y $G_R$ con la profundidad en Cañada Hermosa .....	146
Figura 2.71.- Evolución de la relación $G_L/G_R$ con la profundidad en los vertederos de R.S.U. ....	146
Figura 2.72.- Relación entre $G_L/G_R$ y $\phi$ .....	147

### Capítulo 3

Figura 3.1.- Exterior del laboratorio .....	151
Figura 3.2.- Planta del laboratorio .....	152
Figura 3.3.- Interior del laboratorio .....	152
Figura 3.4.- Esquema de la caja de corte con el suplemento .....	154
Figura 3.5.- Esquema de la caja de corte y el sistema de aplicación de carga vertical .....	155
Figura 3.6.- Esquema de conexiones de la célula triaxial .....	156
Figura 3.7.- Esquema del sistema de presión para ensayos triaxiales .....	157
Figura 3.8.- Esquema del cabezal y el vástago modificados .....	158
Figura 3.9.- Esquema del sistema de adquisición .....	161
Figura 3.10.- Esquema del software de adquisición .....	161
Figura 3.11.- Diagrama del programa del chip FPGA .....	162
Figura 3.12.- Diagrama del programa principal del RTC .....	164
Figura 3.13.- Diagrama del programa testControl del RTC .....	165
Figura 3.14.- Programa visualización y control del ensayo de compresión triaxial .....	166
Figura 3.15.- Programa de configuración del ensayo de corte directo .....	167

Figura 3.16.- Programa de tarado de sensores de desplazamiento .....	168
Figura 3.17.- Esquema de los tratamientos que componen el tratamiento mecánico-biológico (Modificado a partir de Molleda, 2017) .....	170
Figura 3.18.- Muestra de rechazo de afino.....	173
Figura 3.19.- Curva granulométrica obtenida en el muestreo previo .....	173
Figura 3.20.- Curva tensión - deformación en el ensayo de compresión axial sobre rechazo de afino ...	174
Figura 3.21.- Curva peso específico - tensión vertical en el ensayo de compresión axial sobre rechazo de afino.....	175
Figura 3.22.- Curva granulométrica del rechazo de afino antes y después del cambio de tratamiento ..	176
Figura 3.23.- Muestra de escorias .....	178
Figura 3.24.- Curva granulométrica de las escorias.....	178
Figura 3.25.- Curva granulométricas del rechazo de afino y de las escorias .....	179
Figura 3.26.- Curvas granulométricas de las escorias antes y después del ensayo Próctor .....	181
Figura 3.27.- Curvas granulométricas de las escorias antes y después de la preparación de la probeta para el ensayo de compresión triaxial.....	182
Figura 3.28.- Curvas tensión – deformación para las diferentes mezclas. ....	184
Figura 3.29.- Acopio de rechazo de afino (izquierda) y escorias (derecha) en la planta .....	185
Figura 3.30.- Esquema del aparato de corte antes y después de la compactación.....	188
Figura 3.31.- Sistema de recogida de lixiviado en el aparato de corte.....	189
Figura 3.32.- Obtención de la dilatancia en ensayos de corte directo .....	191
Figura 3.33.- Molde bipartido y espaciadores para la fabricación de probetas triaxiales.....	192
Figura 3.34.- Esquema del molde triaxial antes y después de la compactación .....	193
Figura 3.35.- Probeta compactada antes de la congelación.....	194
Figura 3.36.- Probeta congelada, desmoldada y con membrana.....	195
Figura 3.37.- Ejemplo de obtención de los parámetros resistentes en un ensayo triaxial.....	199
Figura 3.38.- Curva desviador – deformación axial teórica en ensayos triaxiales.....	200
Figura 3.39.- Curva deformación volumétrica – deformación axial teórica en ensayos triaxiales .....	200
Figura 3.40.- Curva tensión tangencial – desplazamiento horizontal de la muestra M-R100E0.....	202
Figura 3.41.- Curva desplazamiento vertical – desplazamiento horizontal de la muestra M-R100E0 .....	203
Figura 3.42.- Puntos de rotura de la muestra M-R100E0 representados en el plano de Mohr .....	204
Figura 3.43.- Ajuste de Mohr-Coulomb para la mezcla M-R100E0 .....	205
Figura 3.44.- Ajuste potencial para la muestra M-R100E0 .....	206
Figura 3.45.- Ajuste con $\phi$ variable para la mezcla M-R100E0 .....	207
Figura 3.46.- Curva tensión tangencial – desplazamiento horizontal de la muestra M-ROE100, indicando la rotura de pico (o) y crítica (*) .....	208
Figura 3.47.- Ajustes para la mezcla M-ROE100 (rotura de pico) .....	209
Figura 3.48.- Ajustes para la mezcla M-ROE100 (rotura crítica) .....	210
Figura 3.49.- Curva desplazamiento vertical – desplazamiento horizontal de la muestra M-ROE100 .....	211

Figura 3.50.- Evolución de la cohesión con el porcentaje de escoria (Mohr-Coulomb) .....	213
Figura 3.51.- Evolución de $\phi$ con el porcentaje de escoria (Mohr-Coulomb) .....	214
Figura 3.52.-Comparación de los valores obtenidos con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011) .....	215
Figura 3.53.- Curva tensión desviadora – deformación axial de la muestra M-R100E0.....	216
Figura 3.54.-Trayectorias de tensiones durante el ensayo y ajustes de resistencia en el plano de Lambe de la muestra M-R100E0 .....	217
Figura 3.55.- Curva cambio de volumen – deformación axial de la muestra M-R100E0.....	218
Figura 3.56.- Curva tensión desviadora – deformación axial de la muestra M-R0E100S .....	220
Figura 3.57.-Trayectorias de tensiones durante el ensayo y ajuste de resistencia en el plano de Lambe de la muestra M-R0E100S .....	221
Figura 3.58.- Curva cambio de volumen – deformación axial de la muestra M-R0E100S.....	222
Figura 3.59.- Curva tensión desviadora – deformación axial de la muestra M-R0E100H .....	223
Figura 3.60.- Curva cambio de volumen – deformación axial de la muestra M-R0E100S.....	224
Figura 3.61.-Trayectorias de tensiones durante el ensayo y ajuste de resistencia en el plano de Lambe de la muestra M-R0E100H.....	224
Figura 3.62.-Parámetros resistentes movilizados en cada muestra según la deformación .....	226
Figura 3.63.-Parámetros resistentes movilizados en las muestras con menor contenido de escorias de incineradora .....	227
Figura 3.64.- Cohesión movilizada frente a la deformación en las muestras con menor contenido de escorias de incineradora .....	228
Figura 3.65.- Ángulo de rozamiento movilizado frente a la deformación en las muestras con menor contenido de escorias de incineradora .....	228
Figura 3.66.- Líneas de isodeformación para las muestras con menor contenido de escorias de incineradora .....	229
Figura 3.67.- Comparación de los valores obtenidos con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011) .....	230
Figura 3.68.-Parámetros resistentes movilizados en las muestras con mayor contenido de escorias de incineradora .....	231
Figura 3.69.- Cohesión movilizada frente a la deformación en las muestras con mayor contenido de escorias de incineradora .....	232
Figura 3.70.- Ángulo de rozamiento movilizado frente a la deformación en las muestras con mayor contenido de escorias de incineradora .....	232
Figura 3.71.- Comparación de los valores obtenidos con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011) .....	233

## Capítulo 4

Figura 4.1.- Vista general del relleno el 12/02/2017 (Google Earth).....	237
Figura 4.2.- Vista aérea de la zona del accidente (Superintendencia del Medio Ambiente, 2016).....	240
Figura 4.3.- Imagen de satélite del 30/01/2016 tras la extinción del incendio (Google Earth).....	241
Figura 4.4.- Imagen satelital del 10/01/2016 con la grieta resaltada (Google Earth) .....	242
Figura 4.5.- Posición de la entrada y la salida de la superficie de rotura .....	243
Figura 4.6.- Perfil del vertedero antes del deslizamiento.....	244
Figura 4.7.- Evolución del peso específico superficial con la altura del relleno (Datos de enero de 2011) .....	246
Figura 4.8.- Niveles de lixiviados medidos durante 2014 y 2015 .....	249
Figura 4.9.- Perfil considerado en la hipótesis 1.....	252
Figura 4.10.- Resultados de la hipótesis 1 .....	253
Figura 4.11.- Operaciones de vertido y retaluzado en el año 2013 (Google Earth) .....	254
Figura 4.12.- Epicentro (estrella roja) y réplicas del terremoto de 2010 (Barrientos, 2010) .....	257
Figura 4.13.- Ubicación de los sismógrafos cercanos y del relleno .....	258
Figura 4.14.- Relación entre la velocidad de desplazamiento del pie del talud y el factor de seguridad (datos obtenidos de Leroueil, 2001).....	260
Figura 4.15.- Perfil para el cálculo de la estabilidad durante el terremoto de 2010.....	260
Figura 4.16.- Resultados de los cálculos pseudo-estáticos.....	261
Figura 4.17.- Perfil de la hipótesis 2 .....	262
Figura 4.18.- Resultados de la hipótesis 2 .....	263
Figura 4.19.- Comparación de los resultados con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011) .	264



# LISTA DE TABLAS

## Capítulo 1

Tabla 1.1.- Parámetros resistentes obtenidos (Reddy et al. 2008 y 2009).....	28
Tabla 1.2.- Descripción de los distintos tratamientos (Pimolthai, 2010).....	37
Tabla 1.3.- Resultados de los ensayos (Pimolthai, 2010).....	38
Tabla 1.4.- Aplicaciones de técnicas de ensayo in-situ a R.S.U. (Modificado de Kavazanjian, 2003) .....	55

## Capítulo 2

Tabla 2.1.- Distribución de ensayos en los vertederos .....	68
Tabla 2.2.- Presiómetros realizados en Can Mata .....	70
Tabla 2.3.- CPTu realizados en Can Mata .....	70
Tabla 2.4.- Presiómetros realizados en Alcalá del Río .....	72
Tabla 2.5.- CPTu realizados en Alcalá del Río .....	72
Tabla 2.6.- Presiómetros realizados en Cañada Hermosa .....	74
Tabla 2.7.- CPTu realizados en Cañada Hermosa .....	74
Tabla 2.8.- Diámetros de las coronas de perforación y de la entubación .....	80
Tabla 2.9.- Ajustes obtenidos para el vertedero nuevo de Can Mata .....	123
Tabla 2.10.- Ajustes obtenidos para el vertedero antiguo de Can Mata.....	129
Tabla 2.11.- Ajustes obtenidos para el vertedero de Alcalá del Río .....	133
Tabla 2.12.- Ajustes obtenidos para el vertedero de Cañada Hermosa .....	139
Tabla 2.13.- Parámetros deformacionales de Can Mata .....	143
Tabla 2.14.- Parámetros deformacionales de Alcalá del Río .....	144
Tabla 2.15.- Parámetros deformacionales de Cañada Hermosa .....	144
Tabla 2.16.- $G_L/G_R$ de los vertederos de R.S.U.....	147

## Capítulo 3

Tabla 3.1.- Tipos de sensores usados en el laboratorio.....	159
Tabla 3.2.- Contenido de humedad y sólidos volátiles en el rechazo de afino (Molleda, 2017) .....	171
Tabla 3.3.- Tamaño de partícula en el rechazo de afino (Molleda, 2017) .....	171
Tabla 3.4.- Composición del rechazo de afino (Molleda, 2017) .....	171
Tabla 3.5.- Análisis de la forma de las partículas rechazo de afino (Molleda, 2017).....	172
Tabla 3.6.- Contenido de humedad y sólidos volátiles en las escorias (Molleda, 2017) .....	176

Tabla 3.7.- Tamaño de partícula en las escorias (Molleda, 2017) .....	176
Tabla 3.8.- Composición de las escorias (Molleda, 2017).....	177
Tabla 3.9.- Mezclas estudiadas.....	180
Tabla 3.10.- Peso específico inicial de las mezclas. ....	184
Tabla 3.11.- Ajustes obtenidos para la muestra M-R100E0 .....	207
Tabla 3.12.- Dilatación de la muestra M-R100E0 .....	208
Tabla 3.13.- Ajustes obtenidos para la muestra M-R0E100 (rotura de pico) .....	209
Tabla 3.14.- Ajustes obtenidos para la muestra M-R0E100 (rotura crítica) .....	210
Tabla 3.15.- Dilatación de la muestra M-R0E100 .....	211
Tabla 3.16.- Valores de los parámetros resistentes de las diferentes muestras .....	212
Tabla 3.17.- Valores de los parámetros resistentes de la muestra M-R100E0.....	217
Tabla 3.18.- Valores del módulo de Young secante de la muestra M-R100E0.....	218
Tabla 3.19.- Valores del coeficiente de Poisson y el ángulo de dilatación de la muestra M-R100E0.....	219
Tabla 3.20.- Valores del módulo de Young secante de la muestra M-R0E100S.....	221
Tabla 3.21.- Valores del coeficiente de Poisson y el ángulo de dilatación de la muestra M-R0E100S. ....	222
Tabla 3.22.- Valores del módulo de Young secante de la muestra M-R0E100H .....	223
Tabla 3.23.- Valores de los parámetros resistentes de las diferentes muestras .....	226

#### **Capítulo 4**

Tabla 4.1.- Tasa de ingreso de residuos (Superintendencia del Medio Ambiente, 2016) .....	238
Tabla 4.2.- Peso específico obtenido en la campaña de 2011.....	245
Tabla 4.3.- Peso específico obtenido en la campaña de 2016.....	247
Tabla 4.4.- Lodos depositados en el vertedero en el periodo 2010-2014 .....	250
Tabla 4.5.- Parámetros geotécnicos del terreno de apoyo .....	252
Tabla 4.6.- Aceleraciones medidas en los sismógrafos cercanos durante el terremoto de 2010 .....	259

# RESUMEN

La gestión de los residuos sólidos urbanos (R.S.U.) es un problema relevante para las sociedades modernas. En las últimas décadas se ha hecho un esfuerzo importante en la reducción tanto de los residuos generados como de su peso y volumen. Sin embargo, una fracción importante de los mismos tiene como destino final un vertedero.

Por otro lado, la creciente sensibilización medioambiental hace cada vez más complicada la creación de nuevos vertederos, por lo que los que se encuentran actualmente en operación tienen que asumir una cantidad de residuos para los que, en algunos casos, no estaban diseñados. Esto hace que se intente aumentar su capacidad, llegando en ocasiones a situaciones de estabilidad límites. El conocimiento de las características resistentes de los residuos permite realizar diseños seguros, maximizando la capacidad.

Con el objetivo de obtener de forma sencilla y económica las características mecánicas de la masa de residuo en un vertedero, se ha realizado una campaña de ensayos de campo utilizando pruebas presiométricas y de penetración estática. Esto ha permitido la obtención de los valores de los parámetros resistentes y deformacionales de los vertederos estudiados.

En los últimos años, se han introducido los Tratamientos Mecánicos y Biológicos (M.B.T.) en la gestión de residuos. Los objetivos fundamentales de estos son la disminución de la actividad de la materia orgánica en los materiales depositados en el vertedero, así como la reducción de la masa y volumen de residuos vertidos. Actualmente no es suficientemente conocido el efecto que estos tratamientos tienen en la resistencia, por lo que se ha realizado un estudio mediante ensayos de laboratorio de los materiales generados en la planta de tratamiento del vertedero de Meruelo (Cantabria). Para el estudio se han realizado ensayos de corte directo sobre probetas de base cuadrada de 300 mm de lado y ensayos de compresión triaxial consolidados drenados sobre probetas de 100 mm de diámetro. La campaña ha permitido obtener las

características mecánicas de los dos materiales generados en la planta, así como de muestras con proporciones variables de los mismos.

Por último, se ha realizado el análisis retrospectivo de un accidente real (Back-analysis) ocurrido en un vertedero de R.S.U. sin tratar, lo que ha permitido determinar las posibles causas y las características resistentes de los residuos involucrados.

# ABSTRACT

Waste management has become a relevant issue in modern societies. In the last decades, many efforts have been made on developing new strategies and processes to valorize those materials, by reusing, recycling or obtaining energy (EfW, energy from waste) from them, and to reduce their weight and volume, by composting or burning, there is still a significant amount of those residues which have a sanitary landfill as their final destination.

Due to environmental constrains, the installation of new landfills is problematic, and so the existing facilities have to deal with an amount of waste higher than it was originally expected. This forces the existing landfills to increase their capacity, reaching, in some cases, situations of critical stability. An appropriate knowledge of the mechanical properties of the waste is key on developing safer designs, for the needed capacities.

With the aim of characterizing in a simple and economic way the waste disposed in a landfill, a field campaign, using pressuremeter and cone penetration test, was undertaken to determine the shear strength and the stiffness of the studied landfills.

In the last years, Mechanical and Biological Treatments (MBT) have been introduced in waste management. The main purposes of these treatments are to decrease the activity of the organic matter within the waste mass and to reduce the weight and volume of the landfilled waste, but it is not clear how these treatments affect the shear strength of the residues. The materials generated in the Meruelo's landfill treatment facilities have been studied in the laboratory using large scale Direct Shear (300 x 300 m) and large scale Triaxial ( $\varnothing$ 100 m) tests. As the materials generated are disposed together, several mixtures with variable proportions of each of them have also been studied.

Finally, the accident occurred in a real non-treated MSW sanitary landfill has been studied. The possible causes of the accident along with the shear strength of the involved wastes have been determined.



# PRESENTACIÓN DEL DOCUMENTO

La presente tesis doctoral se estructura en seis capítulos, precedidos de una serie de elementos: índices, resumen y resumen de la notación empleada. Adicionalmente, se incluye un breve resumen en inglés (abstract).

En el primer capítulo se expone la motivación y objetivos de la tesis y se realiza un análisis del estado del conocimiento sobre la resistencia de los residuos sólidos urbanos, tratados y sin tratar, y los diferentes métodos para su determinación.

En el segundo capítulo se presenta la propuesta de metodología para la caracterización mecánica de vertederos de R.S.U. convencionales utilizando únicamente ensayos de campo. Así mismo, se muestran los resultados de una campaña experimental llevada a cabo en tres vertederos españoles, comparándolos con los encontrados en la bibliografía.

En el tercer capítulo se presenta la metodología empleada para la caracterización mecánica de R.S.U. sometidos a pre-tratamiento mecánico y biológico (M.B.T.) usando ensayos de laboratorio. Se detallan las características de las instalaciones necesarias para la realización de los ensayos y se muestran los resultados obtenidos de una campaña experimental sobre los residuos obtenidos de una planta de pre-tratamiento.

En el cuarto capítulo se muestra el estudio realizado sobre un caso real de deslizamiento del talud de un vertedero.

Los capítulos 5 y 6 incluyen las principales conclusiones alcanzadas durante la realización de la tesis y una propuesta de futuras líneas de investigación en castellano e inglés respectivamente. Adicionalmente, en el capítulo 6 se incluye un resumen en inglés de la tesis.

Por último se enumeran las diferentes fuentes bibliográficas consultadas.

Además del presente documento, la tesis incluye una serie de apéndices que, dada su extensión, se incluyen de forma digital en el disco adjunto.



# NOTACIÓN

A continuación se presenta la notación específica utilizada en el documento. No obstante, cuando se hace referencia a otros trabajos o publicaciones usando la notación original se especifica su significado en el texto.

$\phi$	Ángulo de rozamiento interno
$\phi_{\varepsilon}$	Ángulo de rozamiento interno movilizado a una deformación $\varepsilon$
$\phi_0$	Ángulo de rozamiento interno en superficie
$c$	Cohesión
$c_{\varepsilon}$	Cohesión movilizada a una deformación $\varepsilon$
$c_u$	Resistencia al corte sin drenaje
$\zeta$	Ángulo de esfuerzo axil interno
$\sigma$	Tensión normal
$\sigma_{h0}$	Tensión horizontal antes del ensayo (presiómetro)
$\tau$	Tensión tangencial
$p, q$	Parámetros de Lambe
$u$	Presión intersticial
$E$	Módulo de Young
$E_{\varepsilon}$	Módulo de Young movilizado a una deformación $\varepsilon$
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\psi$	Dilatancia
$\varepsilon$	Deformación
$G$	Módulo de corte
$G_L$	Módulo de corte en la rama de carga (presiómetro)
$G_R$	Módulo de corte en la rama de recarga (presiómetro)
$\gamma$	Peso específico
$k$	Coefficiente de permeabilidad de Darcy
$K_0$	Coefficiente de empuje en reposo

$\emptyset$	Diámetro
$p_a$	Presión atmosférica
B	Coeficiente B de Skempton
R	Radio
P, p	Presión
$p_L$	Presión límite
$p_f$	Presión de fluencia
V	Volumen
$q_c$	Resistencia por punta (CPTu)
$f_s$	Resistencia por fuste (CPTu)
$R_f$	Razón de fricción (CPTu)
$\alpha$	Parámetro corrector de área (CPTu)
z	Profundidad
$k_h$	Coeficiente sísmico
a	Aceleración
F	Factor de seguridad

#### Subíndices / Superíndices

n	Normal
t	Total
c	Corregido
o	inicial, superficial
v	Vertical
h	Horizontal
a	Axial
max	Máximo
p	Plástico

#### Convenio de signos

Como es habitual en mecánica de suelos se consideran positivas las tensiones y deformaciones de compresión.

El cambio de volumen se considera positivo para el hinchamiento.

Los desplazamientos siempre son positivos en las direcciones de los ejes respectivos.

# Capítulo 1

## INTRODUCCIÓN

### **1.1. Motivación**

Un problema relevante de las sociedades modernas es la gestión de la creciente cantidad de residuos que se generan. A pesar de los esfuerzos realizados en las últimas décadas en el desarrollo de nuevos procesos para valorizar dichos residuos, bien mediante su reutilización, reciclado o su uso para la generación de energía (EfW, energy from waste) y en la reducción tanto de su peso como de su volumen sometiéndolos a diversos procesos de tratamiento físico y biológico (M.B.T.), una fracción significativa de los materiales que se desechan tienen como destino final un vertedero.

Por otro lado, la creciente sensibilización medio-ambiental de la sociedad hace cada vez más complicada la creación de nuevos vertederos, que lógicamente deben ubicarse cercanos a donde se generan los residuos, es decir, en zonas habitadas. Esto hace que los que se encuentran actualmente en operación tengan que asumir un volumen de residuos para los que, en algunos casos, no estaban diseñados. Este aumento de la cantidad de residuos recibidos en los vertederos provoca que su vida útil

se vea reducida significativamente. Para paliar estos efectos, en algunas ocasiones se han llevado a cabo rediseños de los mismos con el fin de aumentar su capacidad. Esta situación ha hecho que algunas instalaciones se hayan visto forzadas a situaciones de estabilidad límites, llegando algunos a la rotura, movilizándose enormes masas de residuos que, además de suponer un enorme impacto ambiental y económico, en algunos casos incluso se ha cobrado vidas humanas.

Un diseño adecuado de estas instalaciones es fundamental para reducir su impacto, tanto medioambiental como económico. El conocimiento de las características de los materiales que conforman un vertedero permite diseños más seguros, reduciendo la posibilidad de ocurrencia de accidentes y con mayores capacidades, reduciendo la necesidad de nuevas instalaciones.

Las propiedades mecánicas de los materiales que conforman un vertedero son fundamentales para conocer su comportamiento, por lo que su caracterización desde este punto de vista es necesaria para un correcto diseño. Hay varios factores que influyen en las características mecánicas de los residuos, tales como su edad, composición, los métodos operativos del vertedero, el material de cobertura, etc.

La rama de la Geotecnia denominada “Geotecnia ambiental” trata, entre otros objetivos, de asimilar el comportamiento de los elementos que componen un vertedero a modelos geotécnicos clásicos. En el presente estudio se realiza la caracterización geotécnica de la masa de residuo de un vertedero, con el fin de analizar la estabilidad tanto en fase de diseño como de explotación de las instalaciones y aumentar tanto la capacidad como la seguridad de las mismas.

Dixon y Jones (2005) describen distintos tipos de fallo de vertederos, considerando como tal, no solo un accidente catastrófico en el que se produce la rotura completa del vertedero, sino cualquier circunstancia que haga que la normal operación no sea posible (Figura 1.1).

En lo referente a la masa de residuo, los fallos descritos en la figura se pueden dividir en 4 grandes grupos:

- Fallos producidos en otros elementos (sellado, impermeabilización, terreno de apoyo o circundante, etc.) por la carga generada por la masa de residuo.

- Fallos producidos por la falta de resistencia de los residuos.
- Fallos producidos por la incompatibilidad entre las deformaciones del residuo y las de alguno del resto de elementos del vertedero.
- Fallos no achacables al residuo.

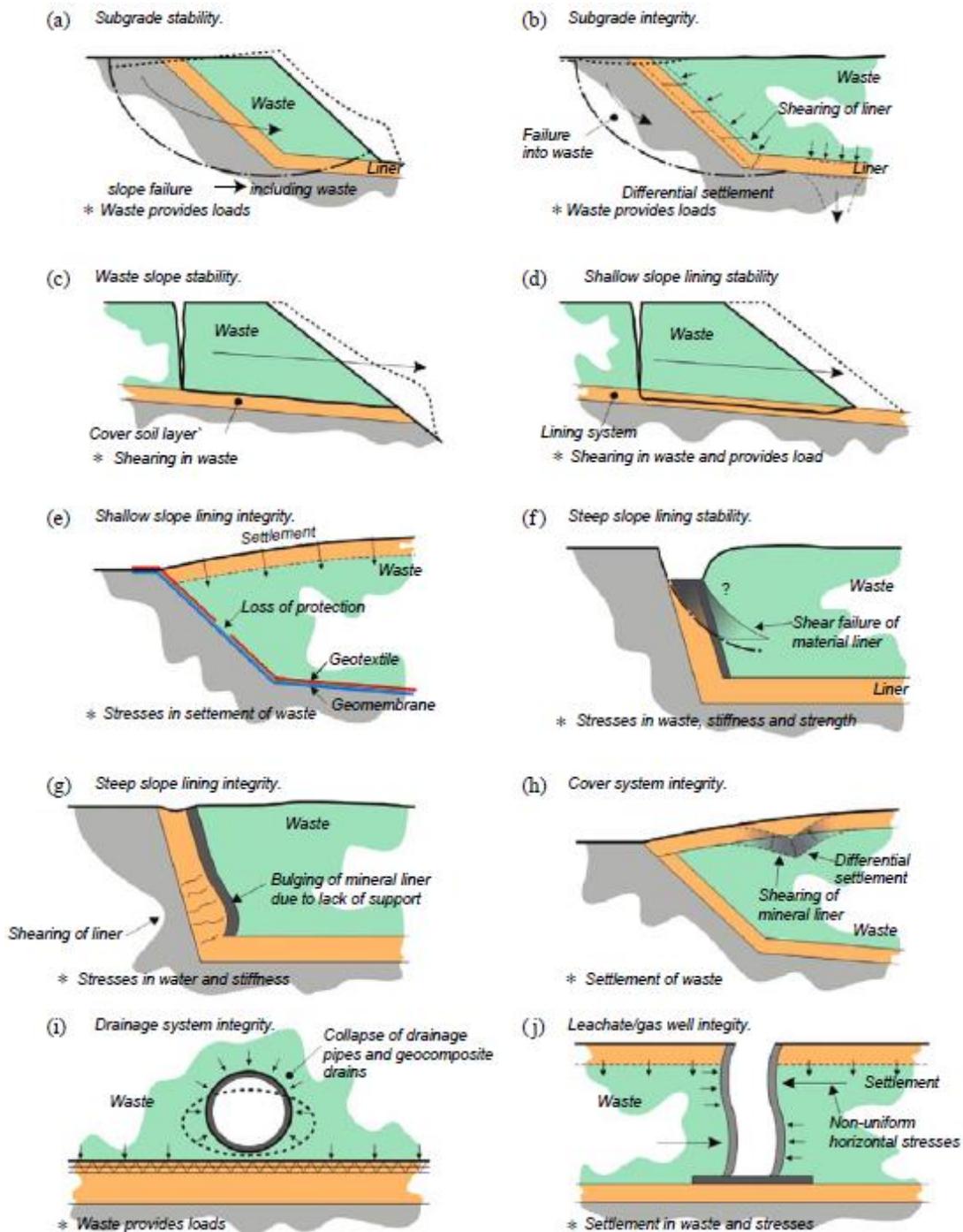


Figura 1.1.- Posibles modos de rotura en vertederos (Dixon y Jones, 2005)

La carga producida por la disposición de residuos sobre el material de cimentación de un vertedero puede provocar el fallo del mismo por deslizamiento (tipo a) o la aparición de asentamientos que comprometan la estabilidad futura o la operación del vertedero (tipo b). El diseño para prevenir este tipo de roturas se realiza con métodos convencionales, ya que el material resistente es un terreno convencional. El único aporte de la geotecnia ambiental a estos análisis es el establecimiento del peso específico de los residuos.

Por otro lado, la carga producida por la masa de residuos también puede afectar a los elementos contenidos en la misma (tipo i), principalmente conducciones para la extracción de gas y lixiviados. Si bien este tipo de fallos puede considerarse como de menor importancia, la importancia del control de estos fluidos es crucial para la estabilidad de los vertederos y puede producir accidentes graves en el futuro.

En otras ocasiones, la geometría del talud de un vertedero puede ser incompatible con el valor de la resistencia disponible en la masa de residuo y producirse el deslizamiento a través de la misma (tipo c). En estas circunstancias, el análisis se realiza normalmente haciendo uso de los métodos habituales de estabilidad de taludes, para lo que es necesario determinar los valores de los parámetros resistentes y de estado de los residuos. El deslizamiento generalizado del vertedero también puede producirse a través de la capa de sellado inferior (tipo d). En estas circunstancias se debe tener en cuenta tanto la resistencia de la masa de residuos como la de las interfaces entre los diferentes elementos del sistema de sellado entre sí y con los residuos.

La gran deformabilidad en rotura de los residuos hace que en el interior de los vertederos se puedan producir grandes asentamientos y desplazamientos laterales sin que se produzca la rotura en la masa de residuos. Normalmente, la deformación necesaria para que se produzca la rotura del resto de elementos que componen un vertedero es muy inferior. Así pues, la incompatibilidad de deformaciones entre los elementos puede dar lugar al fallo de los sistemas de cobertura (tipo h) y sellado inferior (tipo e) del vertedero, de las conducciones del sistema de drenaje (tipo i) y de los pozos de extracción de gas y lixiviado (tipo j) sin que se produzca la rotura generalizada del vertedero.

De entre las roturas no achacables al residuo, las más usuales son las producidas por las capas de sellado e impermeabilización y su interacción tanto con el terreno natural como con la masa de residuos. El comportamiento resistente de los contactos entre dichas capas, que no es objeto de la presente investigación, ha sido abordado por diversos estudios, de entre los que podría citarse el trabajo de Martínez-Bacas (2009)

De lo anterior se deduce la gran importancia de caracterizar mecánicamente los residuos depositados en vertederos con el fin de asegurar su estabilidad, tanto en fase de proyecto como durante el tiempo de gestión, en el que los aportes de material se mantienen y se producen cambios en la geometría del vertedero y en las características de los residuos vertidos, y en la fase post-clausura, en la que si bien no se realizan nuevas aportaciones de material, siguen produciéndose cambios en la geometría y en las características del material. La determinación de la resistencia al corte de los R.S.U. es pues necesaria para poder analizar la estabilidad de los rellenos. Por las condiciones que los residuos presentan, dicha determinación es, posiblemente, la que mayor complejidad presenta respecto a otros elementos y componentes del vertedero y de su entorno.

## **1.2. Estado del conocimiento**

A continuación se realiza una revisión del estado del conocimiento sobre la resistencia de los distintos tipos de residuos, así como de las técnicas usadas en la caracterización de los mismos.

### **1.2.1. Residuos convencionales (R.S.U.)**

Como se ha dicho en el apartado anterior, la estabilidad de un vertedero de R.S.U. depende de la resistencia al corte de los materiales que lo componen: el propio residuo, los terrenos o elementos que conforman las capas de cobertura, sellado e impermeabilización, así como la resistencia de las interfaces entre ellos. Las características resistentes limitan la inclinación que se puede dar a los taludes del vertedero, la necesidad o no de establecer bermas así como la altura máxima que puede tener el relleno, por lo que determina en gran medida la capacidad final del vertedero. Respecto a la masa de residuo depositado, su resistencia está influenciada por gran cantidad de factores, tales como su composición, su edad y grado de degradación, los

procedimientos de explotación del vertedero (compactación, incorporación de capas de cobertura, recirculación de líquidos lixiviados, etc.), los sistemas de extracción y control de lixiviados y biogás, etc.

La obtención de la resistencia de la masa de residuo es fundamental para el correcto diseño y operación de un relleno sanitario, permitiendo maximizar su capacidad, reduciendo el impacto, tanto medioambiental como social, de este tipo de instalaciones.

Si bien los residuos sólidos urbanos poseen características que los diferencian claramente de los suelos en cuanto a su comportamiento, el estudio de este tipo de materiales se realiza, generalmente, asimilando su comportamiento al de suelos convencionales y, por lo tanto, haciendo uso de los modelos geotécnicos tradicionales. Así, se plantea el estudio del estado último en rotura y se establecen valores de los coeficientes de seguridad que reduzcan la probabilidad de fallo a un límite aceptable. Normalmente en la práctica se considera como criterio de rotura el de Mohr-Coulomb. Adicionalmente, en los últimos años se ha avanzado en la definición de modelos constitutivos que consideran otros factores de influencia en el comportamiento del material, pero cuya complejidad hace muy difícil su uso en la práctica.

Pese a que en los últimos 30 años se han hecho avances significativos en la comprensión de las características de los R.S.U. y en su correcta caracterización, la bibliografía revisada muestra una gran dispersión, tanto en los parámetros reportados como en la metodología utilizada para su obtención. Los métodos para la obtención de las propiedades geotécnicas de los residuos, al igual que los utilizados en cualquier otro material estudiado por la geotecnia, pueden dividirse en tres categorías: ensayos de laboratorio, ensayos de campo y análisis retrospectivos de accidentes (back-analysis).

#### **1.2.1.1. Experiencias previas**

A continuación se presenta una revisión bibliográfica de investigaciones previas en la caracterización geotécnica de residuos sólidos urbanos llevadas a cabo en los últimos 30 años.

Landva y Clark (1986 y 1990) estudiaron los residuos de varios vertederos canadienses utilizando ensayos de corte directo de grandes dimensiones en laboratorio.

En algunos casos se compararon los resultados obtenidos con el material fresco (antes de ser dispuesto en el vertedero) con otros que habían sufrido un proceso de envejecimiento. Dicho proceso se realizó en unos contenedores plásticos, no en el propio vertedero. Los valores de los parámetros resistentes que obtuvieron se encontraban entre 10 y 23 kPa para la cohesión y 24° y 42° para el ángulo de rozamiento. Durante la realización de los ensayos observaron que el ángulo de rozamiento obtenido estaba influenciado por la cantidad de láminas plásticas que contenía el residuo, disminuyendo su valor para cantidades altas de láminas. Los autores atribuyeron este fenómeno a que el deslizamiento se producía principalmente en el contacto entre las láminas plásticas, lo que reducía significativamente la resistencia al corte. Por otro lado, consideraron que la cohesión que presentaba el material se debía a la trabazón entre las partículas. Los resultados publicados se resumen en la Figura 1.2.

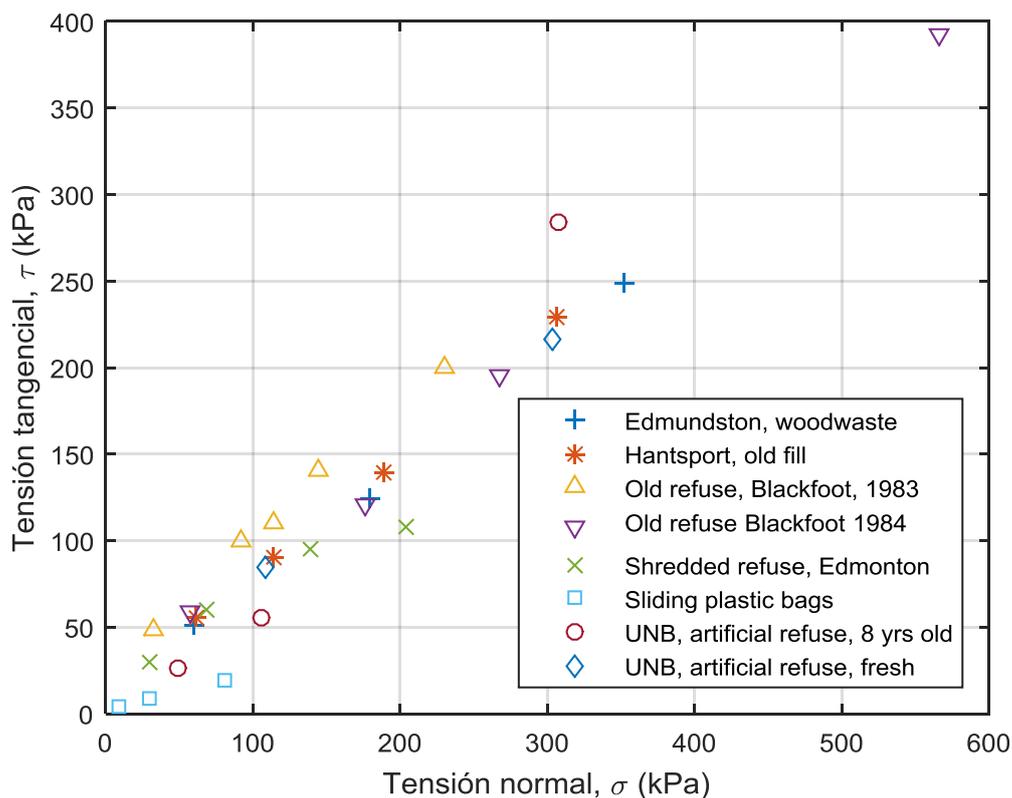


Figura 1.2.- Resultados de ensayos de corte directo sobre R.S.U. en Canadá (Modificado a partir de Landva y Clark, 1990)

En la recopilación realizada por Singh y Murphy (1990) (citado por Bray et al., 2008) se recogen principalmente ensayos sobre muestras de pequeño tamaño. Los

resultados obtenidos presentaban una gran variabilidad con cohesiones en el rango de 0 a 70 kPa y ángulos de rozamiento entre 19 y 42°.

Sánchez Alciturri et al. (1993) y Palma (1995) pusieron de manifiesto la dificultad de realizar ensayos de laboratorio en R.S.U. debido a la problemática toma de muestras inalteradas y a la falta de representatividad de estas respecto al conjunto del vertedero. Por ello, el objetivo de su investigación consistió en la caracterización del material usando diversos ensayos de campo: Penetrómetro dinámico tipo DPSH, penetrómetro estático CPT y placa de carga. Los resultados obtenidos usando el ensayo dinámico muestran que la resistencia aumenta con la profundidad, con valores de 10 golpes cada 20 cm en profundidades entre 5 y 10 m. Por otro lado, de los resultados del CPT identificaron el tipo de comportamiento del material con el observado en mezclas arenosas, estimando que su ángulo de rozamiento variaba entre 28° y 35°, considerando nula su cohesión. Por último, utilizando el ensayo de placa de carga obtuvieron módulos de Young equivalentes en el rango de 1 – 2 MPa, observando que gran parte del asiento no se recuperaba en la descarga, y definiendo el comportamiento del material en la compresión inicial como elasto-plástico de naturaleza rigidizable. Los autores ponen de manifiesto algunas diferencias entre los R.S.U. y los suelos, tales como el elevado volumen de huecos que presentan los residuos frente a los suelos y la gran deformabilidad y heterogeneidad de las partículas que componen el vertedero. Tras incorporar a los valores obtenidos en su investigación los recopilados en la bibliografía existente (ensayos de laboratorio, ensayos de campo y back-analysis), observaron que en la mayoría de los casos el valor de la cohesión era inferior a 30kPa y los valores del ángulo de rozamiento se encontraban en el rango de 25° - 35°. A partir de ello realizaron una propuesta de parámetros de diseño que puede verse en la Figura 1.3.

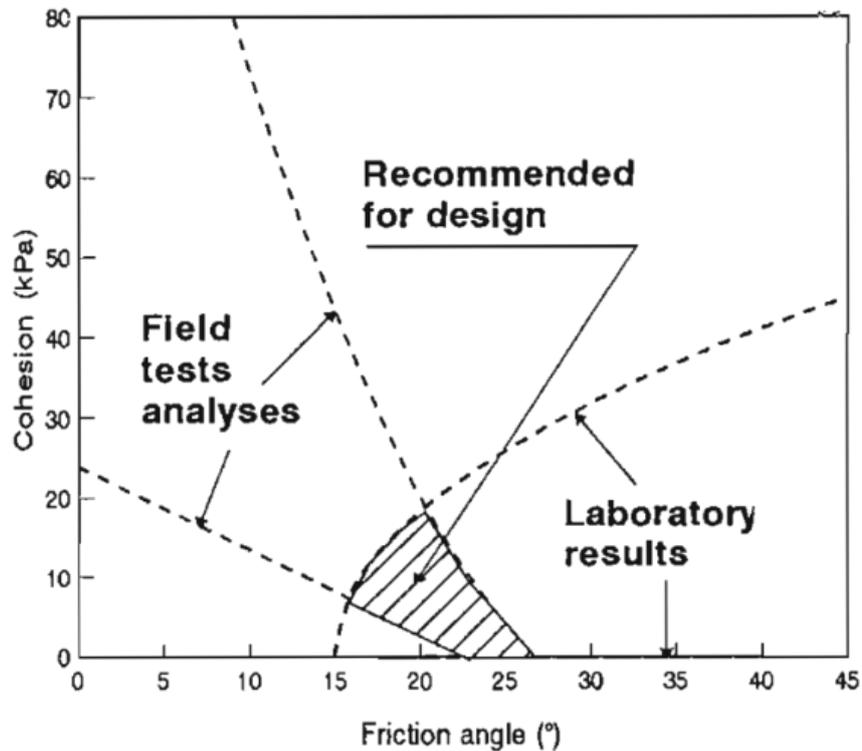


Figura 1.3.- Propuesta de parámetros (Sánchez Alciturri et al., 1993)

Kölsch (1995) (citado por Bray et al., 2008) introdujo el concepto de “cohesión fibrosa” estableciendo la analogía entre el comportamiento de los R.S.U. y los suelos reforzados con fibras. Al deformarse el material, los esfuerzos axiales a los que son sometidos los materiales fibrosos que se encuentran en el interior de la masa de residuo son los responsables de esta cohesión aparente, que depende de la tensión normal (ver Figura 1.4). Definió el concepto de “ángulo de esfuerzo axial interno” ( $\zeta$ ) y desarrolló un aparato para su determinación. Estimó el valor de  $\zeta = 35^\circ$  para residuos frescos,  $\zeta = 14^\circ$  para residuos descompuestos y  $\zeta = 0^\circ$  para residuos sin componente fibrosa.

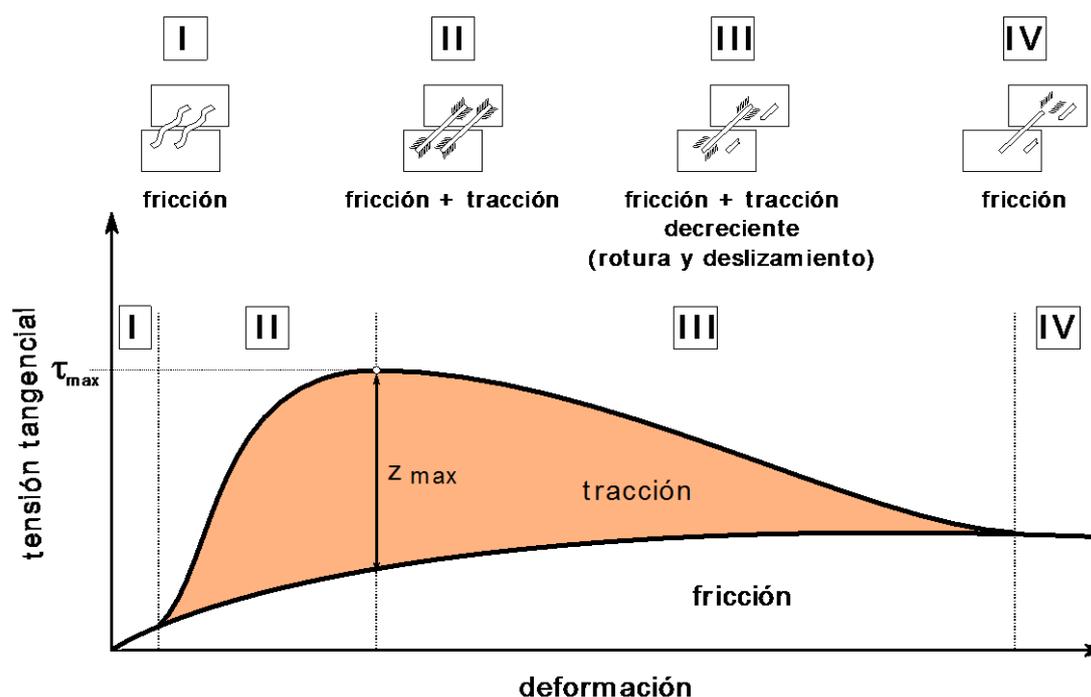


Figura 1.4.- Comportamiento del refuerzo en la fase de corte (Modificado a partir de Kölsch, 1995)

Kavazanjian et al. (1995) evaluaron las características mecánicas de los residuos sólidos frente a acciones sísmicas. Si bien la respuesta frente a acciones sísmicas no es el objeto de la presente tesis, muchas de las observaciones y de los resultados obtenidos se consideran relevantes para la misma. En la investigación se establece un rango de pesos específicos para los residuos antes del vertido entre 8,6 y 10,2 kN/m<sup>3</sup>, y que este aumenta rápidamente con la profundidad, sin llegar a valorar de forma cuantitativa dicho ratio de aumento. Los autores ponen de manifiesto que, si la rotura del vertedero se produce por fallo en el cimiento, los residuos no llegan a desarrollar toda su resistencia, ya que dicha rotura se produce para deformaciones muy inferiores a las que requieren los residuos para movilizar su resistencia máxima.

Tras una recopilación de valores de parámetros de Mohr-Coulomb obtenidos mediante ensayos de campo, ensayos de laboratorio y back-analysis de vertederos en operación, establecieron una ley bilineal como recomendación de los parámetros de diseño para un vertedero de R.S.U. Esta recomendación considera el material como puramente cohesivo para tensiones normales inferiores a 30 kPa con  $c = 24$  kPa y puramente friccional para tensiones mayores con  $\phi = 33^\circ$ . Como puede verse en la Figura 1.5, estos parámetros constituyen prácticamente una cota inferior de los

resultados obtenidos en la bibliografía, por lo que dicha recomendación es conservadora, aunque razonable dada la gran dispersión de los valores de la resistencia que pueden encontrarse en la bibliografía.

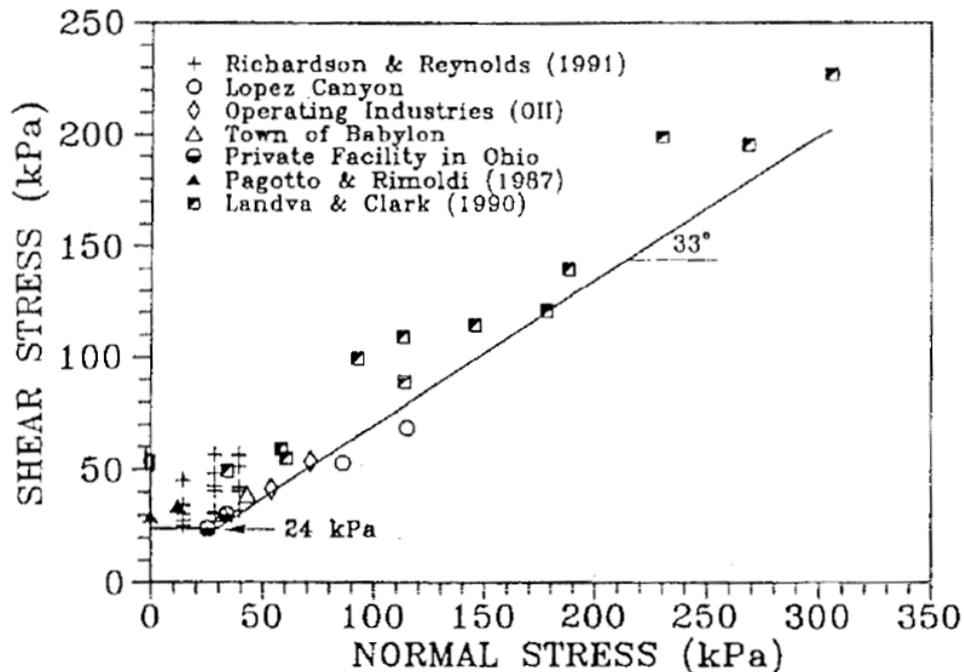


Figura 1.5.- Envoltura propuesta por Kavazanjian et al. (1995)

Grisolia y Napoleoni (1996) diferenciaron dentro de los residuos tres tipos distintos de materiales de acuerdo a su comportamiento (ver Figura 1.6):

- A. Materiales inertes estables
- B. Materiales muy deformables
- C. Materiales biodegradables

El grupo A está formado principalmente por materiales cerámicos, metálicos o procedentes de residuos de construcción. Por su comportamiento pueden asimilarse a materiales naturales de granulometría gruesa.

El grupo B lo forman telas, plásticos y papeles. Estos materiales son altamente deformables y provocan grandes asentamientos en los depósitos incluso para cargas moderadas. Por otro lado, dado que en las partículas de estos materiales, dos de las dimensiones son mucho mayores que la tercera, su orientación dentro de la masa de residuo hace que el comportamiento del conjunto sea anisótropo.

Por último, el grupo C está formado por materia orgánica, cuyas propiedades varían con el tiempo debido a la descomposición.

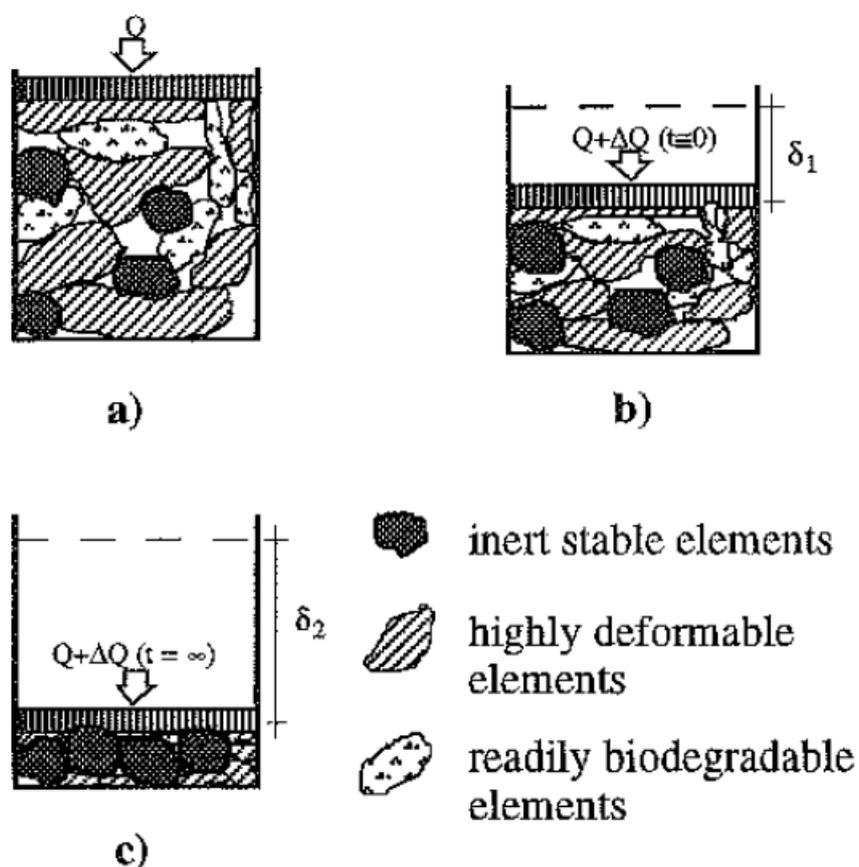


Figura 1.6.- Representación esquemática de las fases de deformación de una muestra de R.S.U. (Grisolia y Napoleoni, 1996)

En la investigación se realizan ensayos de compresión triaxial consolidados drenados (CD) en los que no se alcanza la rotura debido a la gran deformabilidad del material y a fenómenos de rigidización inherentes. Al igual que en la mayoría de las investigaciones consultadas, pusieron de manifiesto que no hay que plantear valores máximos de los parámetros resistentes, sino los que correspondan a deformaciones admisibles en el conjunto del vertedero. Por eso no ofrecen valores de  $c$  y  $\phi$  en rotura sino los valores movilizados a una determinada deformación. En este caso fijan la deformación admisible entre el 10% y 15%, y obtienen un ángulo de rozamiento ( $\phi$ ) de  $22^\circ$ . Asumieron que el material no tiene cohesión, ya que según los autores dicha cohesión se debe al efecto de refuerzo de las fibras y la deformación necesaria para movilizarlo es superior a la admisible. Con independencia de lo anterior, el valor del

ángulo de rozamiento que obtuvieron crece con la deformación hasta un valor máximo que se mantiene constante, lo que atribuyeron al aumento de los contactos de los elementos de tipo A con la deformación. Según los autores, para grandes deformaciones estos contactos hacen que el comportamiento del residuo se asemeje más al de un suelo convencional reforzado con fibras.

Así mismo, observaron que la deformación instantánea estaba gobernada por la deformación de los materiales tipo B, mientras que la diferida en el tiempo lo estaba por la degradación de los materiales tipo C, que generaba fluencia en el material. Por otro lado, ponen de manifiesto que tras producirse grandes deformaciones, las partículas del material tipo A entran en contacto, haciendo que aumente la resistencia del material.

En otra investigación desarrollada por Kavazanjian et al. (1999) se realizaron ensayos edométricos, de corte directo y de corte simple sobre probetas reconstruidas de gran diámetro. Pese a que el objetivo inicial del estudio era realizar una correlación entre la velocidad de la onda de corte en unos ensayos previos de análisis espectral de ondas superficiales (SASW) y la composición y características mecánicas del material, los autores concluyeron que no hay una relación clara entre ellas. De igual manera, determinaron que la humedad del material no influye de manera apreciable en su comportamiento mecánico.

Con independencia de lo anterior, tras la realización de ensayos edométricos de gran diámetro ( $\varnothing 460$  mm) y 460 mm de altura, los autores observaron un comportamiento similar al descrito por Grisolia y Napoleoni (1996), si bien la nomenclatura de los diferentes componentes del material no es la misma.

Igualmente realizaron ensayos de corte directo sobre muestras de sección circular de 460 mm de diámetro y 460 mm de altura con el fin de obtener los parámetros resistentes de Mohr-Coulomb. En la Figura 1.7 se muestra el resultado de los ensayos en el plano de Mohr, así como un ajuste lineal de estos que proporciona los valores de  $c = 43$  kPa y  $\phi = 31^\circ$ . Los autores observaron que el valor del peso específico inicial antes de la consolidación no influye en los resultados obtenidos, ya que al aplicar la tensión vertical previa a la rotura, la probeta alcanza un peso específico que solo depende del valor de la carga aplicada.

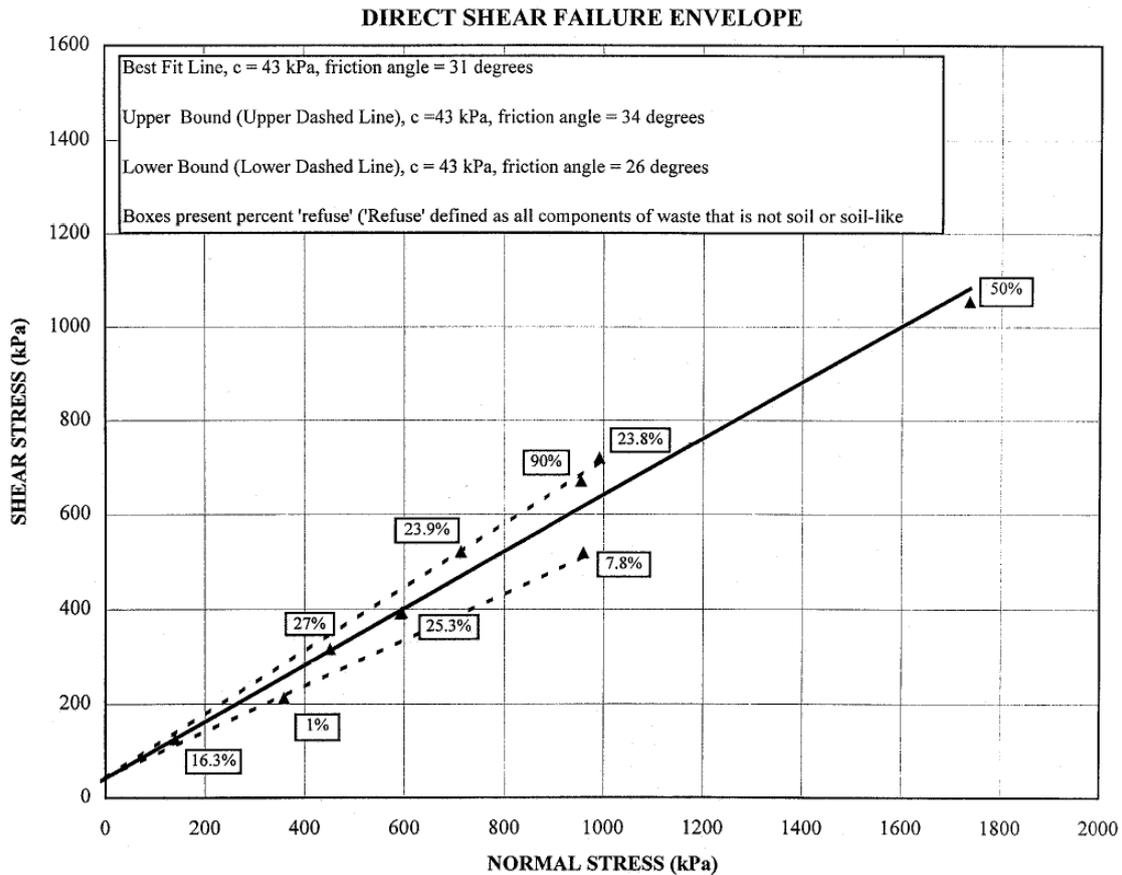


Figura 1.7.- Envolventes obtenidas usando ensayos de corte directo (Kavazanjian et al. 1999)

Eid et al. (2000) investigaron el deslizamiento ocurrido en un vertedero en Ohio al fallar el terreno de apoyo, lo que se corresponde a un fallo de tipo b de los descritos en el apartado anterior. Para la obtención del rango de parámetros apropiados para la caracterización de los residuos realizaron una revisión bibliográfica, teniendo en cuenta únicamente ensayos de corte directo sobre muestras grandes. Del ajuste de los resultados considerados, determinaron que los parámetros de Mohr-Coulomb del material se encontraban en el intervalo definido por  $\phi = 35^\circ$  y  $0 < c < 50$  kPa (ver Figura 1.8), considerando el valor medio, es decir  $\phi = 35^\circ$  y  $c = 25$  kPa, un criterio razonable de diseño. Una vez obtenido el rango, este fue validado utilizando datos de 3 back-analysis, encontrándose todos ellos dentro de la franja obtenida (ver Figura 1.8) y se determinó el valor de  $c$  y  $\phi$  del relleno estudiado, que se fijó en  $\phi = 35^\circ$  y  $c = 40$  kPa. Los autores atribuyeron la alta resistencia observada en los residuos analizados al refuerzo proporcionado por las fibras internas y apuntaron que, en consecuencia, el valor de la resistencia de los residuos sólidos urbanos es muy sensible al contenido en plástico. Por

otro lado, dada la gran deformabilidad de los residuos, creyeron necesaria la utilización de parámetros equivalentes movilizados a deformaciones compatibles con las del resto del vertedero en lugar de parámetros en rotura, coincidiendo con lo indicado con la mayoría de las publicaciones consultadas.

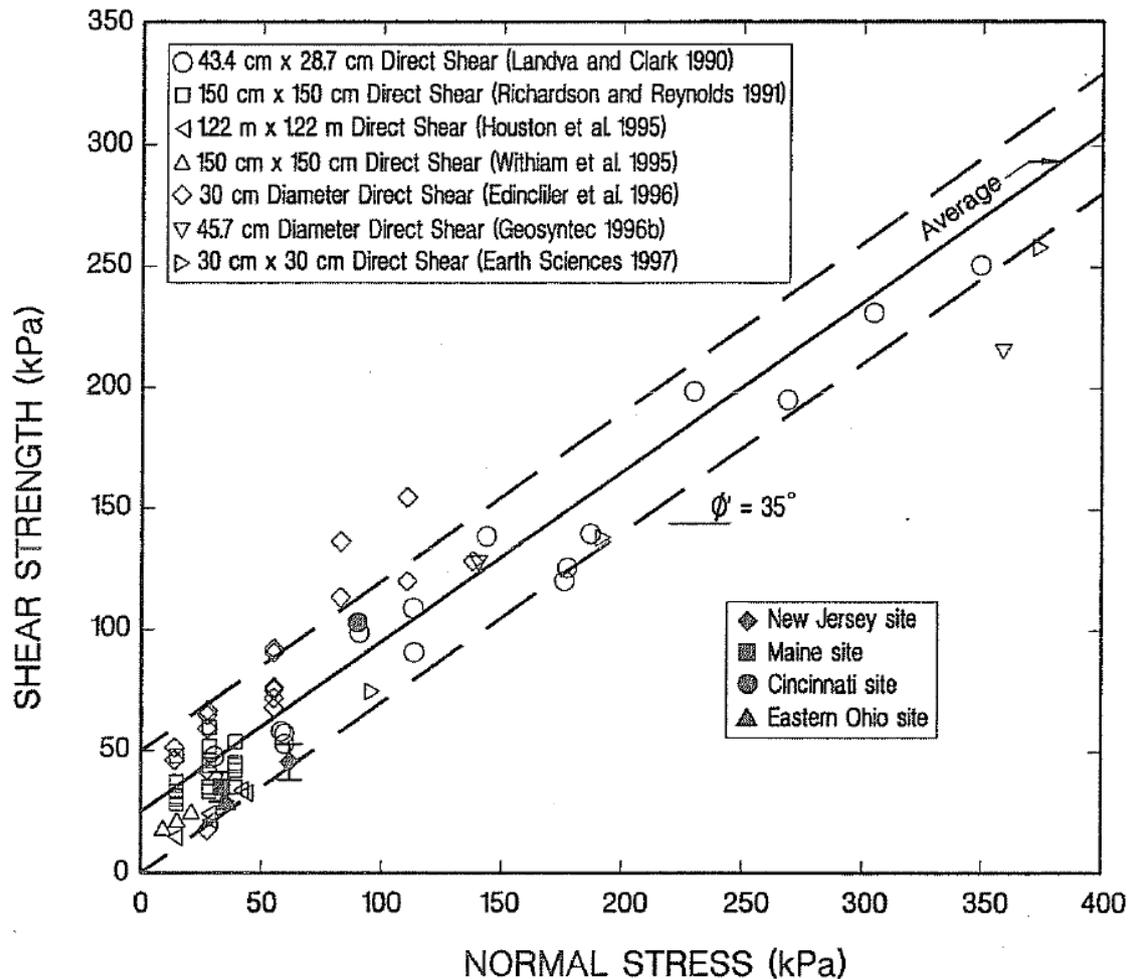


Figura 1.8.- Resumen de los parámetros medidos y obtenidos por back-analysis (Eid et al, 2000)

Respecto a la problemática en la realización de ensayos de laboratorio, los autores realizan las siguientes observaciones de carácter general:

- La determinación de la resistencia es difícil por la heterogeneidad del material que dificulta la toma de muestra representativa.
- La resistencia del material varía con el tiempo debido a la degradación.
- El valor de la resistencia obtenida en ensayos de laboratorio puede ser inferior a la real, ya que la manipulación del material para formar la

probeta puede disminuir la trabazón existente entre las partículas en el vertedero.

Kavazanjian (2001) y Kavazanjian et al. (2001), en un estudio sobre la estabilidad de vertederos sometidos a recirculación de lixiviados (bio-reactores), observaron que el impacto principal de la recirculación es el aumento del peso específico de los residuos y la aceleración de su descomposición. A partir de sus experiencias anteriores y de una revisión bibliográfica, determinaron que el peso específico de los residuos en vertederos secos sin presencia de lixiviados ni recirculación, determinado a partir de ensayos de campo, varía entre 8 - 12 kN/m<sup>3</sup> en superficie hasta 15-18 kN/m<sup>3</sup> en profundidad, mientras que en las instalaciones en las que existen lixiviados con recirculación, el peso específico puede alcanzar los 9-16 kN/m<sup>3</sup> en superficie y 18-22 kN/m<sup>3</sup> en profundidad. En el segundo tipo de vertederos, los máximos pesos específicos se consiguen en las zonas en las que los líquidos fluyen libremente y la degradación de la materia orgánica es casi completa.

A diferencia de los vertederos convencionales en los que el grado de saturación del material suele ser bajo, en los bio-reactores el nivel de saturación está cerca del 100%. Hay que tener en cuenta, que la presión de poro en el interior de la masa de residuo incluye la presión del gas generado en la descomposición de la materia orgánica, que puede llegar a ser muy elevada, por lo que en el cálculo de la presión intersticial hay que tener en cuenta tres factores:

- Presión hidrostática de los lixiviados.
- Presión debida a la filtración de los lixiviados.
- Presión del gas generado.

Por otro lado, mientras que en el diseño de vertederos convencionales la situación es corto plazo y, por ello, el valor de la resistencia al corte sin drenaje no tiene importancia desde un punto de vista práctico, el aumento del grado de saturación y la disminución de la permeabilidad en vertederos tipo bio-reactor hace que la situación sin drenaje sea crítica en el diseño sísmico o frente a sollicitaciones rápidas.

Respecto a la resistencia de los residuos depositados en vertederos de tipo bio-reactor, los autores concluyeron que los valores de los parámetros de Mohr-Coulomb no se veían afectados de forma significativa ni por el aumento del peso específico ni por

el aumento de la degradación que provocaba la recirculación de lixiviados. El único efecto atribuible al incremento del peso específico era una mayor importancia de la componente friccional frente a la cohesiva, debido al aumento del valor de las tensiones normales.

Por otra parte, de la revisión bibliográfica realizada, dedujeron que el coeficiente de empuje en reposo ( $K_0$ ) para R.S.U., tanto en vertederos convencionales como en bio-reactores, podía valorarse en 0,4.

Respecto a la determinación de la deformabilidad de los residuos, observaron que los ensayos de laboratorio infravaloraban los efectos de la compresión secundaria ya que no tenían en cuenta la degradación, al ser este proceso lento y cuya duración supera la de los ensayos convencionales.

Dixon y Jones (2005) enumeraron una serie de características que consideraron fundamentales para analizar el comportamiento del material desde un punto de vista geotécnico. De entre ellas cabe destacar:

- El material es muy heterogéneo y el rango de tamaños de partícula muy amplio.
- La composición del material que se recibe en el vertedero varía con el tiempo y la ubicación geográfica, debido a las costumbres, el desarrollo económico, la legislación, etc.
- Pese a la heterogeneidad del material, los residuos tienen propiedades mecánicas que varían de forma consistente y previsible.
- Las propiedades mecánicas del material varían con el tiempo, debido a la degradación de la materia orgánica.
- El material está compuesto por tres fases: sólido, líquido y gas. El líquido a su vez puede dividirse en líquido libre, líquido atrapado en los poros y líquido atrapado dentro de los propios elementos que conforman el residuo.
- La energía de compactación determina el peso específico inicial, pero con el tiempo y el vertido de sucesivas capas de residuo este efecto pierde importancia y el peso específico pasa a depender principalmente de la

tensión normal existente propiciada por el espesor de la capa de residuos suprayacente.

- El comportamiento geotécnico de los residuos difiere del de los suelos naturales, debido a la existencia de partículas deformables.
- La degradación de la materia orgánica produce pérdida de masa, cambio en la granulometría y en las propiedades mecánicas. Además, durante el proceso de descomposición se reduce el volumen de huecos, por lo que aumenta el peso específico.

Los autores plantearon el criterio de rotura de Mohr-Coulomb para definir la resistencia del material. Por otro lado, explicaron que la fracción de la resistencia no proporcional al nivel de tensión normal podría deberse a una cohesión real entre las partículas pero es más probable que respondiera a la disminución del ángulo de rozamiento con la profundidad (curvatura de la envolvente), al refuerzo de los materiales fibrosos o a errores producidos por la variabilidad de las muestras.

En el artículo se recogen 3 propuestas de parámetros de diseño (ver Figura 1.9), entre las que se encuentra la propuesta por Kavazanjian et al (1995) que se ha descrito con anterioridad. Otra de las propuestas recogidas es la de Manasero et al. (1996), en este caso el criterio es trilineal con los tramos descritos en la ecuación 1.1. Como puede apreciarse en la Figura 1.9 ambas propuestas son muy similares. Por último, la propuesta de parámetros de Jones et al. (1997) es lineal con  $c = 5 \text{ kPa}$  y  $\phi = 25^\circ$ . Como puede verse en la Figura 1.9, esta propuesta es la más conservadora de las recogidas en el artículo.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ kPa} \leq \sigma_v \leq 20 \text{ kPa} \rightarrow c = 20 \text{ kPa} \\ 20 \text{ kPa} \leq \sigma_v \leq 60 \text{ kPa} \rightarrow c = 0 \text{ kPa}, \phi = 33^\circ \\ \sigma_v \geq 60 \text{ kPa} \rightarrow c \geq 20, \phi = 30^\circ \end{array} \right. \quad (1.1)$$

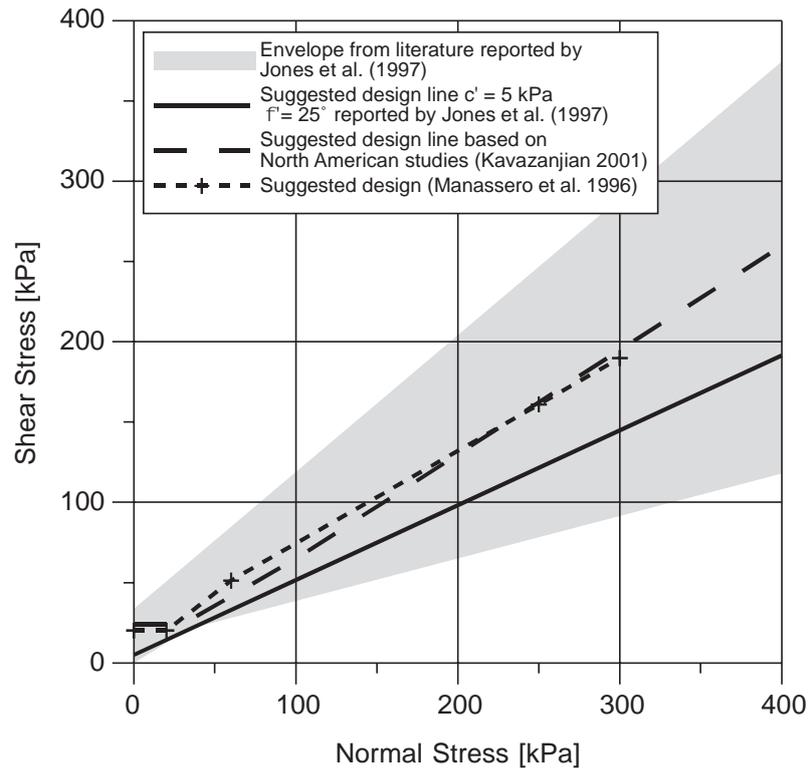


Figura 1.9.- Propuestas de envolventes de diseño (Dixon y Jones, 2005)

Respecto a la problemática asociada a la obtención de los parámetros de Mohr-Coulomb realizaron las siguientes afirmaciones:

- La imposibilidad de obtener muestras inalteradas del material obliga a realizar los ensayos de laboratorio usando muestras recompactadas.
- La gran heterogeneidad del material complica la obtención de muestras representativas.
- El elevado tamaño de alguno de los componentes de los residuos hace necesaria la utilización de probetas de gran tamaño.
- Las condiciones medioambientales e higiénico-sanitarias durante la toma de muestra y la realización de los ensayos de laboratorio son problemáticas.
- En los ensayos de laboratorio no suele ser posible llegar a rotura, entendiéndolo esta como alcanzar un valor máximo de la tensión.
- La realización de ensayos de campo sería preferible a la de ensayos de laboratorio, ya que elimina la problemática asociada a la toma de

muestra. Es necesario el establecimiento de un procedimiento que permita la caracterización usando ensayos de campo.

Merry et al. (2005) analizaron el accidente ocurrido en el vertedero de Payatas en Quezon City (Filipinas). De acuerdo con los autores, las causas del accidente, ocurrido tras un periodo de fuertes lluvias, fueron un inadecuado, más bien inexistente, control de los lixiviados y del gas en el interior de la masa de residuo así como la excesiva pendiente del talud deslizado. Para la realización del back-analysis utilizaron como peso específico del material por encima del nivel freático  $10,2 \text{ kN/m}^3$  y  $13,9 \text{ kN/m}^3$  para la zona saturada. Del análisis obtienen que el ángulo de rozamiento del material es  $28^\circ$  y la cohesión  $19 \text{ kPa}$ .

Dixon et al. (2006) realizaron una campaña de ensayos presiométricos en vertederos de R.S.U. del Reino Unido. En una primera aproximación utilizaron un presiómetro auto-perforante (SBP por sus siglas en inglés) de  $83 \text{ mm}$  de diámetro con membrana de  $1,5 \text{ mm}$  de espesor protegida por unas lamas metálicas (lámpara china), capaz de producir deformaciones de hasta el  $10\%$ . A partir de la experiencia anterior, diseñaron una nueva campaña utilizando otro tipo de ensayo presiométrico, en este caso un dilatómetro de alta presión (HPD) sobre las paredes de un sondeo. Este aparato tiene una membrana de mayor espesor,  $6 \text{ mm}$ , y es capaz de producir deformaciones muy superiores al SBP, del orden del  $50\%$ . La posibilidad de incrementar la deformación es fundamental para el estudio de R.S.U. ya que, como han resaltado otros autores, su deformación hasta alcanzar la rotura es muy elevada. Por otro lado, dada la longitud de los aparatos presiométricos, se minimiza el efecto de la heterogeneidad del material, al ser el resultado una presión media en la longitud de la membrana del aparato utilizado, lo que hace a este tipo de ensayos una opción atractiva para la caracterización de la masa de residuo.

De forma análoga a lo descrito por otros autores, observaron que el comportamiento del material puede asimilarse al de un material drenante reforzado con fibras y que experimenta rigidización con la deformación. Por otro lado, pese a la utilización de dilatómetros capaces de producir hasta un  $50\%$  de deformación, en ninguno de los ensayos se pudo llegar a la situación de rotura, por lo que sólo se obtuvieron parámetros deformacionales, en concreto valores del módulo de corte

transversal. Con respecto a la resistencia del material, solamente pueden concluir que la relación entre el nivel de tensión octaédrica y la resistencia es lineal.

Los ensayos se realizaron con una fase de carga inicial, seguidos de dos fases de descarga y recarga posteriores. De forma general, los módulos de corte obtenidos oscilaban entre 1 y 4 MPa, si bien en algunos ensayos obtuvieron módulos de hasta 19 MPa. Observaron una ligera tendencia a aumentar con la profundidad, aunque la dispersión de los resultados obtenidos era alta. En la Figura 1.10 se representan los resultados obtenidos respecto al módulo de corte inicial ( $G_L$ ) frente a la profundidad.

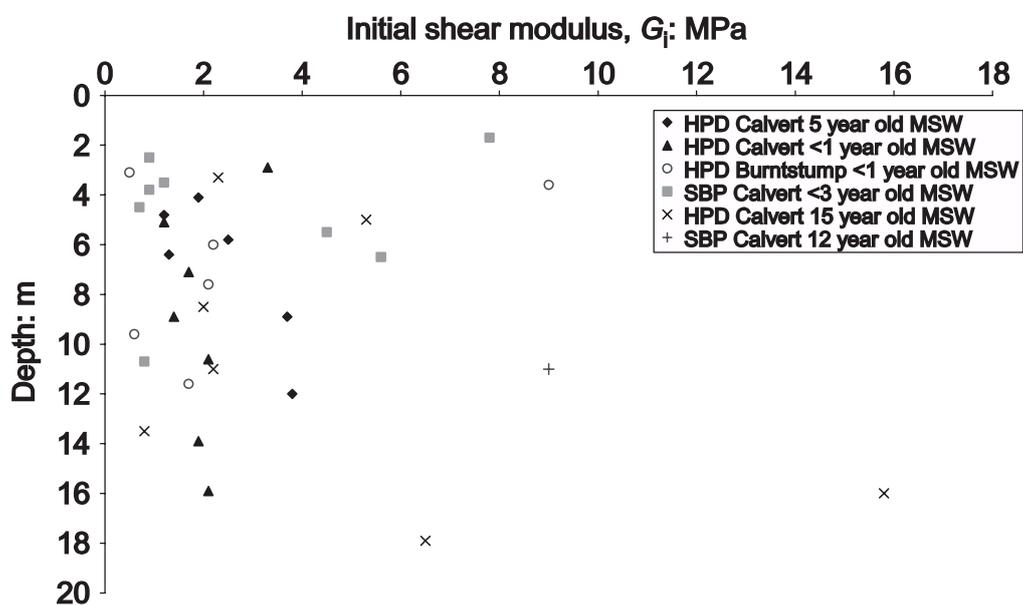


Figura 1.10.- Módulo de corte inicial frente a la profundidad (Dixon et al., 2006)

El módulo de corte observado para los residuos más antiguos y por lo tanto más degradados es, de media, inferior al observado en los residuos frescos para un mismo nivel tensional. Aunque no pudieron precisar si este efecto se debe a la degradación o al cambio en la composición de los residuos con el tiempo.

Zekkos et al. (2007a, 2007b, 2010) y Bray et al. (2009) investigaron la influencia de la composición de los residuos y la velocidad de aplicación de la carga en su resistencia al corte. Para ello realizaron ensayos de compresión triaxial, de corte directo y de corte simple. Durante la realización de los ensayos triaxiales, observaron que las curvas tensión-deformación muestran concavidad hacia arriba, por lo que el comportamiento de los residuos fue considerado como rigidizable, y lo achacaron al

refuerzo proporcionado por los elementos fibrosos. Para comprobar dicho efecto, realizaron ensayos de corte directo sobre probetas fabricadas controlando la orientación de los materiales fibrosos, obteniendo diferencias considerables en la resistencia obtenida cuando las fibras se orientaban de forma perpendicular al plano de corte, ya que de esta forma el efecto de refuerzo de las fibras es mayor, incrementando la resistencia del material. En la Figura 1.11 se muestran dos ejemplos de ensayos con orientación de las fibras paralela al plano de corte (UP-10) y perpendicular (UP-15).

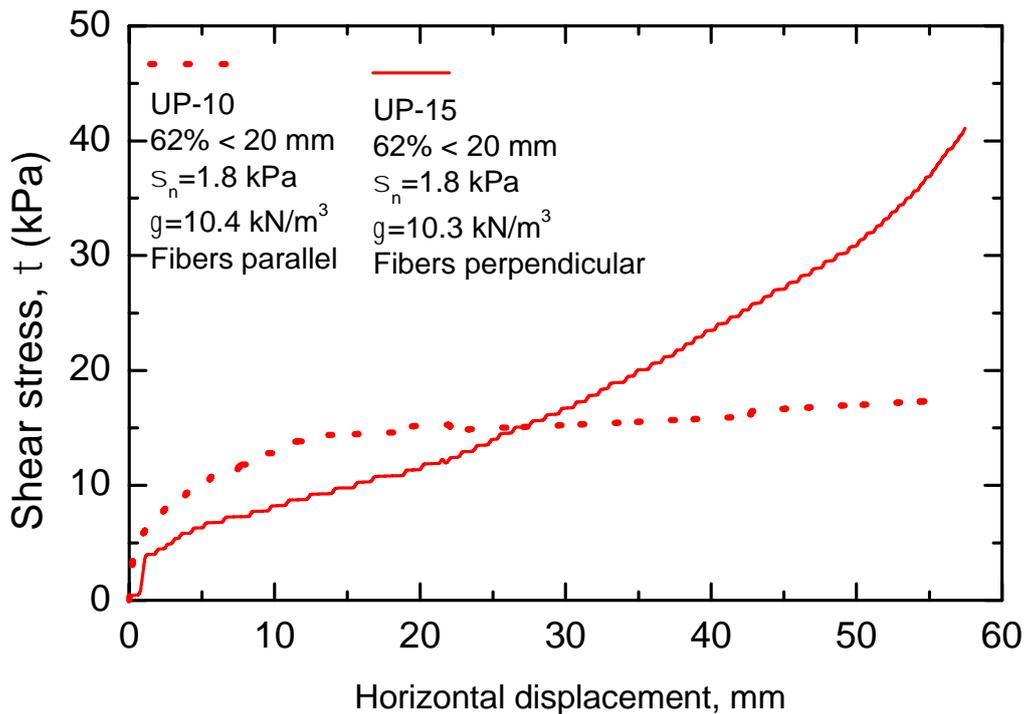


Figura 1.11.- Comparación de la respuesta de los R.S.U. con diferentes orientaciones de fibras en el ensayo de corte directo (Zekkos, 2007b)

Respecto a la velocidad de aplicación de la carga, comprobaron que la respuesta de los residuos se ve afectada de forma significativa por ella. Para ello realizaron ensayos, tanto de corte directo como triaxiales, variando la velocidad de desplazamiento a lo largo del ensayo, con el fin de cuantificar esta diferencia sin que su determinación se viera afectada por la variabilidad de la muestra. En la Figura 1.12 se muestra un ejemplo de ensayo de corte directo realizado con distintas velocidades. Como puede verse en la figura, el material muestra mayor resistencia al incrementar la velocidad de aplicación de la carga. En el caso de los ensayos de compresión triaxial los resultados

también mostraron un incremento de la resistencia con el aumento de la velocidad de deformación, pero de menor magnitud.

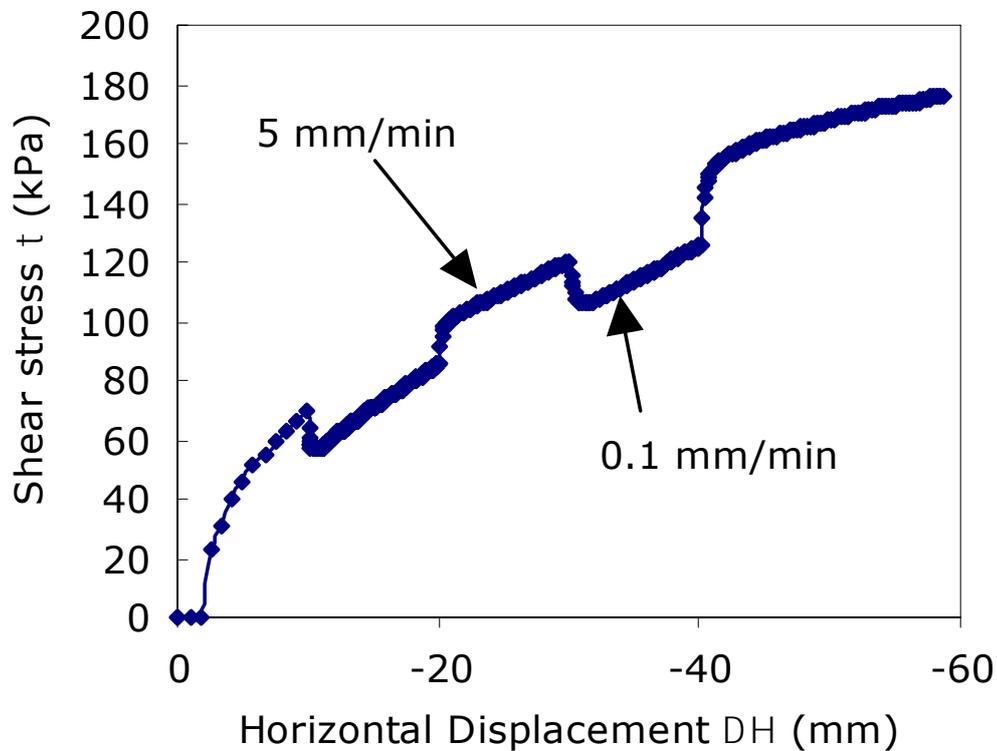


Figura 1.12.- Respuesta de los R.S.U. frente a dos velocidades de aplicación de carga en un ensayo de corte directo (Zekkos, 2007b)

Igual que la mayoría de los autores, adoptaron el criterio de Mohr-Coulomb y fijaron un criterio de deformación para establecer el valor de sus parámetros. Los autores afirmaron que la elección de este criterio tiene gran influencia en los resultados obtenidos, y que dada la gran deformación necesaria para alcanzar la rotura de los residuos en comparación con el resto de elementos que conforman un vertedero, debía plantarse la elección de una deformación máxima admisible, lo que debe hacerse de forma conservadora. Para su estudio, en lugar de establecer una deformación a partir del inicio del ensayo, cuando la probeta ha sido sometida a una consolidación isótropa, la fijaron en el punto del ensayo en el que se llega al estado tensional real en el interior de la masa de residuo, en la que la tensión vertical y horizontal no coinciden. Esto implica asumir un valor para el coeficiente de empuje al reposo ( $K_0$ ) distinto a 1, que es el que corresponde a la consolidación isótropa. En el estudio utilizaron  $K_0 = 0,3$  y  $K_0 = 0,6$ , tras obtener de la bibliografía el rango  $0,2 \leq K_0 \leq 0,8$ . A partir de las anteriores premisas,

obtuvieron que una cota inferior del ángulo de rozamiento del vertedero estudiado podía situarse en el rango  $36^\circ \leq \phi \leq 41^\circ$  para presiones de célula inferiores a 200 kPa, con tendencia a reducirse con el aumento de dicha presión.

Para el estudio de la resistencia a partir de los ensayos de corte directo, establecieron una envolvente en rotura única y lo compararon con otros resultados obtenidos de la bibliografía (ver Figura 1.13), teniendo en cuenta la reducción del ángulo de rozamiento con la profundidad, variación que expresaron de la siguiente forma:

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \tan(\phi) \tag{1.2}$$

Donde

$$c = 15 \text{ kPa}$$

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \cdot \log\left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right) = 41^\circ - 12^\circ \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right)$$

$$p_a = \text{presión atmosférica} = 101,3 \text{ kPa}$$

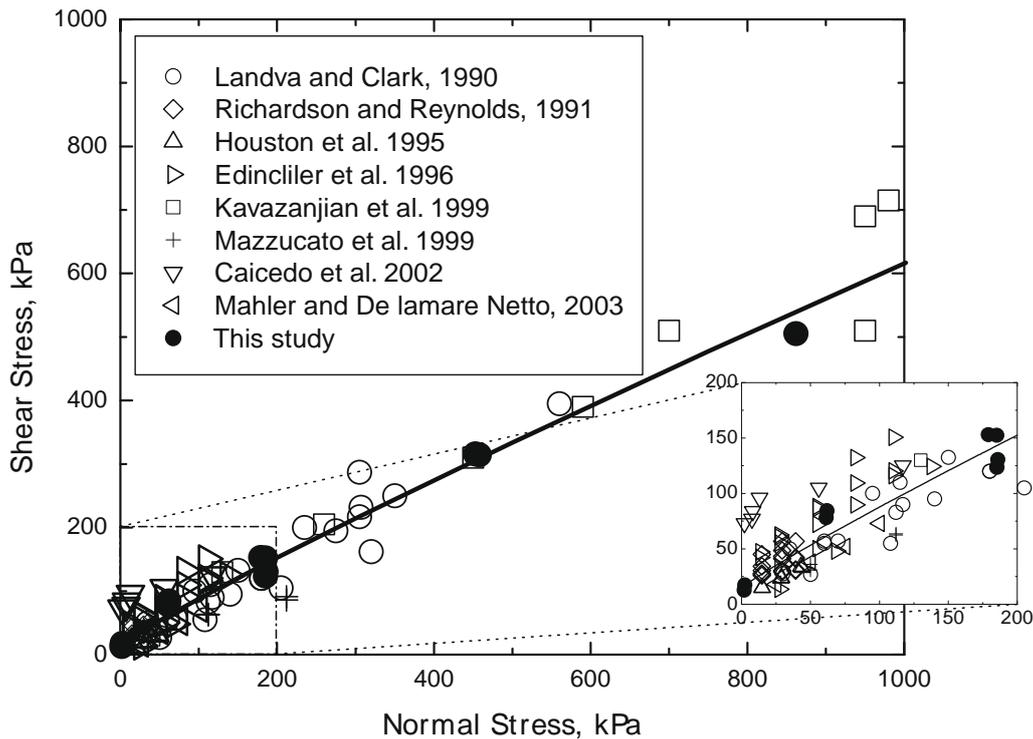


Figura 1.13.- Envolvente recomendada para diseño (Bray et al., 2009)

Zhan et al. (2008) realizaron ensayos de campo y de laboratorio con la finalidad de obtener la influencia de la edad y de la profundidad de enterramiento en los valores de los parámetros resistentes de los residuos. Los ensayos de laboratorio consistieron

en ensayos de compresión triaxial drenados sobre muestras inalteradas obtenidas mediante sondeo de 82 y 96 mm de diámetro. Para la realización de estos ensayos tuvieron que llevar a cabo modificaciones en el equipo de laboratorio convencional, aumentando la longitud del vástago para permitir mayores deformaciones, así como la capacidad del sensor de cambio de volumen. De la realización de los ensayos de laboratorio observaron que el comportamiento del material es rigidizable y contractante. Para ensayos con presiones de célula superiores a 200 kPa experimentaron roturas en las membranas del triaxial, sin especificar el grosor de las membranas utilizadas.

Además de los ensayos triaxiales, realizaron ensayos in-situ de penetración estática con medida de la presión intersticial (CPTu), y los sondeos necesarios para extraer las muestras para los ensayos de laboratorio. Los valores medidos de presión intersticial mostraron acumulaciones de lodo en capas intermedias de sellado y en el fondo.

Los autores determinaron que la cohesión del material disminuía con la degradación hasta hacerse nula, mientras que el valor del ángulo de rozamiento aumentaba con ella. Por otro lado, observaron que, para el mismo nivel de presión de célula, obtenían menor resistencia en los residuos nuevos que en los antiguos, lo que es consistente con lo observado en los ensayos de penetración estática. También determinaron que el peso específico aumentaba con la profundidad, lo que explicaron en base al aumento de la tensión octaédrica y el cambio de composición del residuo con el tiempo, debido a cambios en los residuos aceptados por el vertedero y a la degradación.

Establecieron el concepto de deformación máxima admisible como criterio de rotura y obtuvieron los valores de los parámetros de Mohr-Coulomb movilizados a distintas deformaciones, observando que tanto la cohesión como el ángulo de rozamiento aumentaban con la deformación. El efecto de refuerzo de los materiales fibrosos solo aparece para deformaciones muy grandes. En la Figura 1.14 se muestra un resumen de los parámetros en rotura obtenidos en el estudio, comparándolos con otros encontrados en la bibliografía.

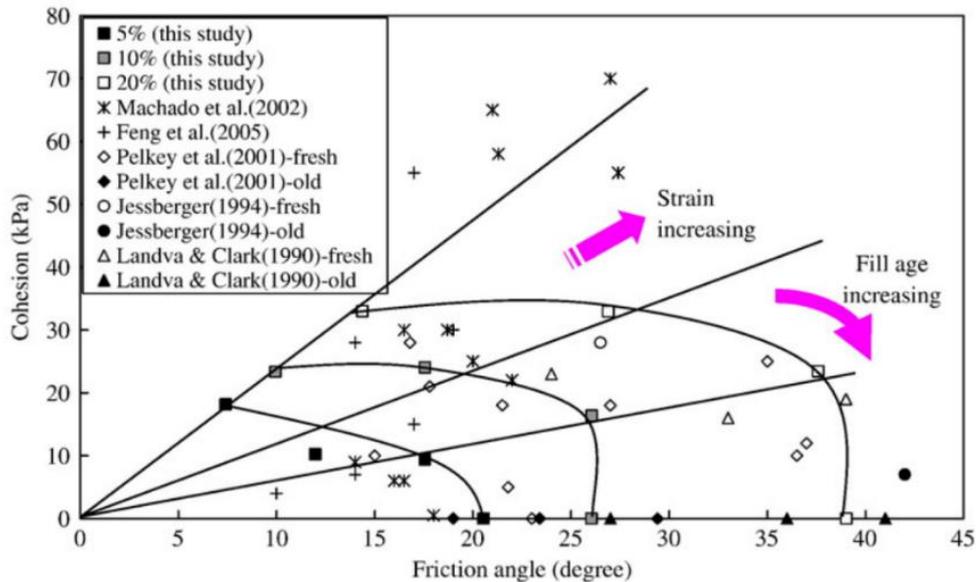


Figura 1.14.- Resumen de los parámetros resistentes movilizados encontrados en la bibliografía (Zhan et al., 2008)

Dixon et al. (2008) realizaron ensayos de laboratorio sobre basuras sintéticas. En este estudio el término sintéticas se utiliza para denominar muestras obtenidas de la mezcla de los diversos componentes de los residuos en proporciones variables con el fin de controlar la composición. Utilizan ensayos de compresión axial confinada y ensayos de corte directo con caja de grandes dimensiones. La caja de corte utilizada es la descrita en Gotteland et al. (2000), cuyas dimensiones son 1 m x 1 m y 0,8 m de espesor.

Para la determinación de los valores de los parámetros de Mohr-Coulomb establecen una deformación máxima del 25 % obteniendo la envolvente para diferentes composiciones, obteniendo los rangos:  $0 \leq c \leq 30,8 \text{ kPa}$  y  $28,7^\circ \leq \phi \leq 43,3^\circ$ . Pese al establecimiento del criterio de deformación máxima, los autores afirman que en alguno de los ensayos se alcanza la tensión de rotura, mientras que en otros la pendiente de la curva estaba prácticamente horizontal al final del ensayo, lo que indicaría que estaba tendiendo asintóticamente a la rotura. Observaron comportamiento contractante en todos los ensayos excepto en los realizados a tensiones normales bajas, lo que puede achacarse a una sobreconsolidación producida por el proceso de preparación de la probeta. En la Figura 1.15 se muestra el resultado de los ensayos en comparación con diversas recomendaciones de parámetros recogidas en la bibliografía.

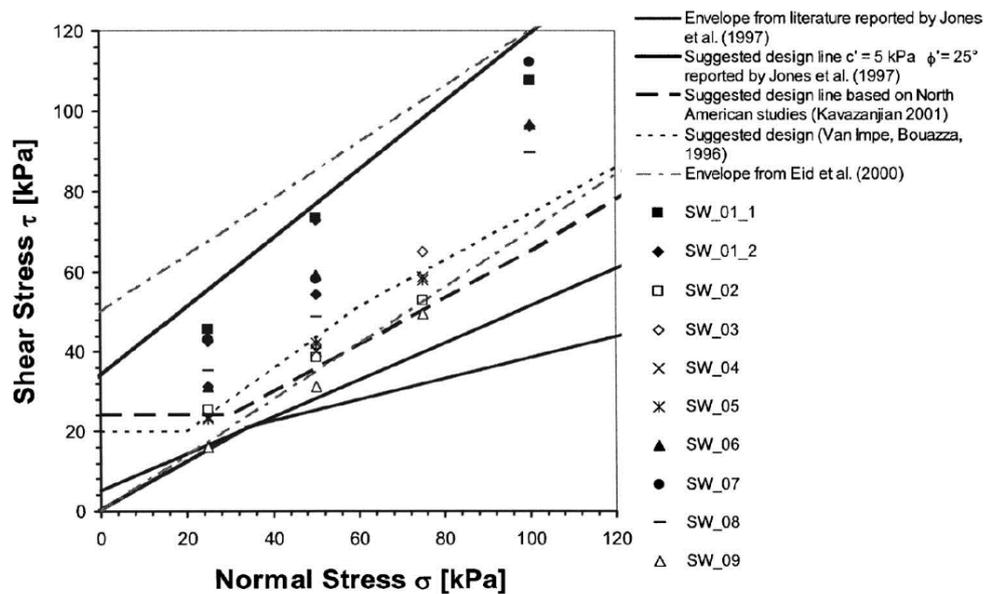


Figura 1.15.- Comparación de los parámetros resistentes encontrados en la bibliografía y resultados para basuras sintéticas (Dixon et al., 2008)

Reddy et al. (2008 y 2009) estudiaron las características mecánicas de los residuos dispuestos en vertederos sujetos a recirculación de lixiviados (bio-reactores) utilizando ensayos de laboratorio sobre muestras trituradas de R.S.U. obtenidas del vertedero de Orchard Hills (Illinois, Estados Unidos). Para la caracterización geotécnica del material realizaron ensayos de compactación Próctor, ensayos de permeabilidad en permeámetros de pared rígida tanto de carga constante como variable, edómetros, ensayos de corte directo y triaxiales C-U.

Obtuvieron una densidad máxima en el ensayo Próctor de  $0,42 \text{ t/m}^3$ , si bien la densidad aumenta hasta los  $0,62 \text{ t/m}^3$  tras la consolidación para realizar los ensayos de resistencia. También observaron que con la degradación se producía un aumento de los finos y del peso específico, e indicaron que este fenómeno tiene mayor incidencia en vertederos sujetos a recirculación de lixiviados, ya que en ellos la degradación es mucho más rápida que en vertederos convencionales. Por otro lado, obtuvieron que la conductividad hidráulica se encuentra en el rango entre  $10^{-4} \text{ m/s} < k < 10^{-8} \text{ m/s}$ , observando que la permeabilidad disminuye al aumentar el peso específico y, por lo tanto, con la profundidad. Respecto a la compresibilidad, determinaron que no estaba relacionada con el grado de humedad de la muestra pero sí con su composición.

Al igual que otros autores, observaron que la resistencia de los residuos dependía del valor fijado para la deformación máxima admisible, que establecieron en el 15% y que dicha resistencia, al igual que la compresibilidad, no dependía de la humedad. De la realización de ensayos de corte directo y triaxiales C-U obtuvieron los valores de los parámetros que se muestran en la Tabla 1.1.

<b>Ensayo</b>	<b>Tipo de residuo</b>	<b>c (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
<b>Corte directo</b>	Fresco	31-64	26-30
	Obtenido del vertedero	12-64	31-35
<b>Triaxial C-U (efectivas)</b>	Fresco	34	23
	Obtenido del vertedero	32	16

Tabla 1.1.- Parámetros resistentes obtenidos (Reddy et al. 2008 y 2009)

Los autores recomiendan realizar ensayos sobre probetas de mayor tamaño y evitar, en la medida de lo posible, el triturado del material, ya que varía las propiedades estudiadas.

Ali et al. (2009) detallaron el diseño y construcción de un aparato de corte de grandes dimensiones (1,22 m x 1,22 m x 0,75 m) para la realización de ensayos en R.S.U. procedentes de un vertedero en Islamabad (Pakistán), para los que obtuvieron una cohesión de 6,63 kPa y un ángulo de rozamiento de 25,07°. Durante los procesos de consolidación de las probetas, observaron que la permeabilidad del material era elevada, sin llegar a cuantificarla. Manifestaron que la realización de ensayos de grandes dimensiones permite realizar probetas con mayor representatividad y la inclusión en las mismas de partículas de gran tamaño, que normalmente son eliminadas o trituradas en los ensayos con dimensiones convencionales.

Stark et al. (2008) realizaron una revisión bibliográfica de la resistencia al corte de los R.S.U., en la que utilizan valores obtenidos tanto de ensayos de campo y laboratorio como de back-analysis de accidentes.

De la revisión bibliográfica obtienen algunos puntos en los que parece haber consenso entre las diversas investigaciones:

- Normalmente se utiliza Mohr-Coulomb como criterio de rotura.
- El análisis se realiza a largo plazo, ya que la permeabilidad de los residuos es muy alta.

- La resistencia de los R.S.U. aumenta con la deformación. Normalmente no se llega a rotura durante los ensayos (ver Figura 1.16 y Figura 1.17), achacándose al efecto de refuerzo de los elementos fibrosos.

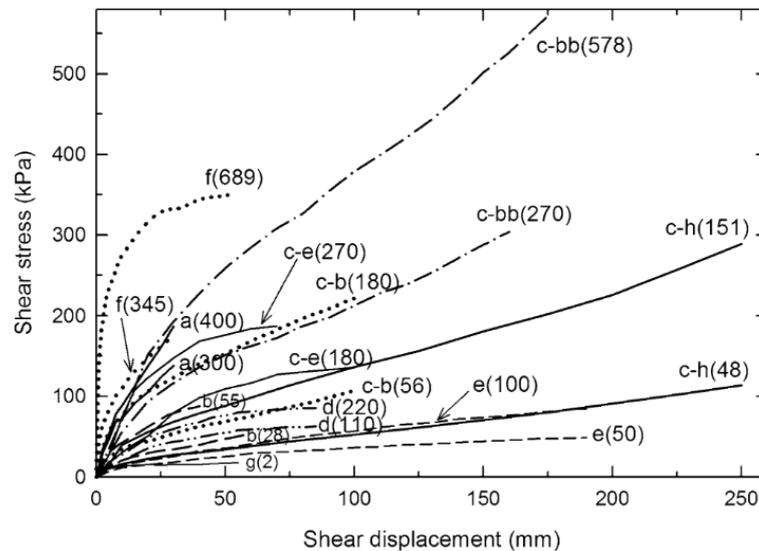


Figura 1.16.- Curvas tensión-desplazamiento en ensayos de corte directo sobre R.S.U. (Stark et al., 2008)

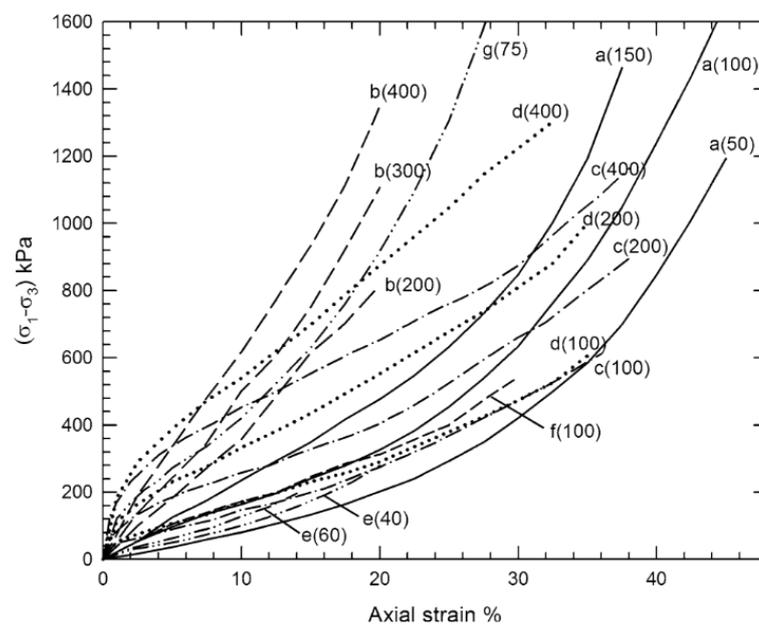


Figura 1.17.- Curvas tensión-deformación en ensayos de compresión triaxial sobre R.S.U. (Stark et al., 2008)

- La dispersión en los valores de la resistencia aportados por los diferentes autores se debe a un proceso de toma de muestra no normalizado, a la

utilización de probetas demasiado pequeñas y a la insuficiente deformación aplicada durante los ensayos. En la bibliografía se encuentran estudios cuyos parámetros de resistencia se encuentran en el rango:

$$10^\circ < \phi' < 53^\circ$$

$$0 < c' < 63 \text{ kPa}$$

- La resistencia depende de las características del vertedero, tanto de su composición como de su operación.
- Al no llegarse a la rotura en los ensayos, la mayoría de los autores utilizan los parámetros de Mohr-Coulomb movilizados a una determinada deformación. Dado que esta deformación máxima no está normalizada, el criterio no es único, por lo que es recomendable la utilización de subíndices que indiquen la deformación considerada en cada caso.
- La mayoría de los modelos de comportamiento propuestos por los diferentes autores establecen unas características diferentes para los residuos más superficiales respecto a las del resto del vertedero. Sin embargo, generalmente los deslizamientos se desarrollan a profundidades superiores a las consideradas superficiales, por lo que esta diferenciación no afecta de forma apreciable al cálculo de la estabilidad de los taludes del vertedero.
- La pendiente del ajuste de los puntos en el diagrama resistencia – tensión normal disminuye con el aumento de la tensión normal.

En su estudio establecieron como deformación admisible el 10% y obtuvieron los valores de los parámetros de Mohr-Coulomb para dos rangos de tensión normal, obteniendo un modelo bilineal:

$$\begin{aligned} \sigma'_n < 200 \text{ kPa} &\rightarrow c' = 6 \text{ kPa} \quad \phi' = 35^\circ \\ \sigma'_n > 200 \text{ kPa} &\rightarrow c' = 30 \text{ kPa} \quad \phi' = 30^\circ \end{aligned} \quad (1.3)$$

Adicionalmente obtuvieron un modelo parabólico para la resistencia:

$$\tau = 15 + 0,61\sigma'_n - 0,00002\sigma_n'^2 \quad (1.4)$$

Machado et al. (2010) analizaron dos vertederos brasileños. Incidieron en la necesidad de realizar la caracterización en cada vertedero si es posible o, por lo menos,

utilizar las características de vertederos similares en cuanto a operación, condiciones meteorológicas, composición y ubicación geográfica.

Realizaron ensayos de permeabilidad al material, obteniendo que el valor del coeficiente de permeabilidad disminuye con la profundidad, desde  $10^{-5}$  m/s hasta  $10^{-8}$  m/s. Concluyendo que eso se debe a la descomposición de la materia orgánica, que provoca una disminución del tamaño de partícula y del tamaño de poro.

Por otro lado, a partir de sondeos realizados en los vertederos, establecieron que el peso específico de los residuos se encuentra entre  $13 \text{ kN/m}^3$  y  $17,5 \text{ kN/m}^3$ , sin apreciar una tendencia clara a aumentar con la profundidad.

Para determinar la resistencia, realizaron ensayos de penetración dinámica (SPT) y estática (CPT). En el caso de los SPT, pese a la gran dispersión de los resultados obtenidos, observaron una tendencia al aumento del número de golpes con la profundidad. La tendencia en el caso del ensayo CPT era similar, pero no pudieron establecer la relación entre ambos ensayos.

Karimpour-Fard et al. (2011) realizaron ensayos triaxiales tanto C-U como C-D sobre probetas de gran tamaño ( $\varnothing = 200 \text{ mm}$ ), observando un comportamiento rigidizable similar al descrito por otros autores. Estudiaron la influencia de la edad de los residuos, de la velocidad de aplicación de la carga, del peso específico del material, de la sobreconsolidación y del contenido de fibras. Durante la realización de los ensayos con drenaje, midieron el cambio de volumen tanto en el interior de la probeta, midiendo el agua que se expulsa por el drenaje durante el ensayo, como de la cámara. En todos los ensayos comprobaron que el cambio de volumen medido en el exterior de la probeta era superior al medido en el interior de la probeta. Achacando este fenómeno a la compresibilidad de las partículas del material.

Respecto a influencia de la edad, tras revisar la bibliografía determinaron que el mayor impacto de la misma en el comportamiento resistente se debe a la degradación. Las diferentes velocidades de degradación de los componentes de los residuos hacen que las proporciones de los mismos varíen con el tiempo. Sin embargo, no existe consenso sobre el efecto que esta variación tiene en la resistencia de los residuos, habiendo autores que afirman que la resistencia aumenta (Zhan et al., 2008; Machado

et al., 2008, 2010b; Reddy et al. 2009a, b) y otros que indican lo contrario (Landva y Clark, 1986; Harris et al., 2006; Gabr et al., 2007; Kavazanjian, 2008).

Para estudiar la influencia de la velocidad de aplicación de la carga, realizaron ensayos triaxiales C-U a distintas velocidades (0,8, 2,5 y 7,5 mm/min), obteniendo que la resistencia aumentaba con la velocidad de aplicación de la carga, siendo más pronunciado el aumento entre los ensayos realizados a 0,8 mm/min y 2,5 mm/min que entre las dos velocidades más altas. El aumento de la velocidad hasta los 7,5 mm/min producía un incremento en la resistencia de hasta un 15%.

Los autores indicaron que el peso específico de los residuos es una de las propiedades del material que más varía dependiendo de la composición y, por lo tanto, de la localización del vertedero. Así mismo, afirmaron que los cambios de peso específico producidos en los vertederos por una inadecuada compactación o por la variación de la composición influyen de forma notable en la resistencia, indicando que una reducción de peso específico de 8 a 5,5 kN/m<sup>3</sup> produce una reducción de la resistencia al corte de hasta un 40%.

Un primer efecto de la sobreconsolidación de las probetas es el aumento de su peso específico inicial, lo que según se ha comentado en el párrafo anterior, provoca un aumento de su resistencia. Los autores comprobaron mediante ensayos de laboratorio que se producía este efecto, pero no observaron cambios en el comportamiento del material, es decir, sigue comportándose como un material rigidizable y durante el ensayo no se alcanza la rotura, ni asintótica ni de pico.

Para estudiar la influencia de los elementos fibrosos en la resistencia del material, realizaron ensayos con diferentes contenidos de fibras (0, 6,25%, 12,5%, 25%) tanto en condiciones drenadas como sin drenaje. Obtuvieron que un aumento del contenido de fibras de 0 a 25% producía un incremento de la resistencia al corte del 103% en condiciones con drenaje y del 85% en condiciones sin drenaje.

### 1.2.1.2. Características generales

A partir de la revisión bibliográfica realizada, se han identificado las características comunes en cuanto al comportamiento mecánico de los residuos sólidos urbanos que presentan las diversas investigaciones consultadas. Dichas características se enumeran a continuación:

- Pese a no ser el más adecuado desde un punto de vista conceptual, el criterio de rotura de Mohr-Coulomb es ampliamente utilizado en la práctica debido a su gran sencillez.
- Los residuos sólidos urbanos poseen una gran deformabilidad. Dicha característica hace que las deformaciones necesarias para producir la rotura de la masa de residuo no sean compatibles con el resto de elementos del vertedero, por lo que carece de sentido utilizar para el diseño de las instalaciones los valores resistentes correspondientes a la rotura del material. En lugar de esto, los diferentes autores utilizan como criterio de diseño la resistencia de la masa de residuos movilizada a diferentes niveles de deformación.
- Adicionalmente, la gran deformabilidad de los residuos hace que en general no se alcance la rotura en los ensayos, tanto de laboratorio como de campo. Esto hace más necesaria todavía la utilización de un criterio de deformación máxima para establecer la resistencia en lugar del tradicional criterio de rotura.
- El comportamiento de los residuos sólidos urbanos es el esperable de un material friccional, aumentando su resistencia con el aumento de la tensión media octaédrica.
- Los materiales fibrosos (plásticos, telas, papeles, etc.) que pueden encontrarse en el interior de los residuos dan lugar a una cohesión aparente, lo que hace que el material tenga resistencia incluso con niveles muy pequeños de tensión octaédrica. A diferencia del comportamiento cohesivo que presentan en otros materiales, dicha resistencia se consigue tras deformaciones elevadas, lo que hace que los elementos fibrosos entren en carga y aporten resistencia.

- La resistencia al corte depende de la cantidad relativa de elementos de tipo fibra que contenga el residuo, ya que el material se comporta como un suelo reforzado con fibras. Este aumento en la resistencia del material debido a la existencia de fibras tiene un máximo, a partir del cual, debido fundamentalmente a la aparición del fenómeno de deslizamiento entre láminas plásticas cuando estas son muy abundantes, un incremento en el contenido de elementos fibrosos hace que la resistencia disminuya.
- El peso específico de los residuos no parece tener influencia en su resistencia.
- Pese a que la resistencia aumenta con la tensión octaédrica y, por lo tanto con la profundidad, dicho aumento no es lineal. La relación entre la profundidad y la resistencia puede representarse como una curva cuya pendiente disminuye a medida que aumenta la profundidad, lo que implica que el ángulo de rozamiento disminuye con ella.

En un vertedero este fenómeno se suma al de la afección a la resistencia producida por la degradación y envejecimiento del material que también aumenta con la profundidad.

- La resistencia del material aumenta con la deformación. La curva tensión deformación en los ensayos de corte y compresión triaxial muestra un comportamiento de rigidización y, en la mayoría de los casos, no se llega a un valor límite de la tensión, no mostrando rotura de pico ni asintótica.
- La masa de residuos presenta una gran permeabilidad, en torno a  $10^{-5}$  m/s, similar a la que se puede encontrar en un suelo arenoso. El coeficiente de permeabilidad en un vertedero disminuye con la profundidad, tiene gran variabilidad espacial y no puede considerarse isótropo.
- Debido a estructura interna de los vertederos, la elevada heterogeneidad de los materiales depositados en los mismos y a los procesos biológicos que se producen en su interior, las características mecánicas tienen gran variabilidad espacial y no son, por lo general, isótropas. Sin embargo, las propiedades mecánicas medias de la masa de residuo en su conjunto varían de forma consistente y previsible, por lo que puede hacerse el

estudio de un vertedero considerándolo como un material prácticamente homogéneo a escala real.

- La mayoría de los autores inciden en que la determinación de las características mecánicas de los residuos a partir de ensayos de laboratorio es problemática. La representatividad de la muestra obtenida, la preparación de las probetas y las condiciones de ensayo afectan de manera muy significativa a los resultados obtenidos.
- En la Figura 1.18 se muestra una recopilación de las envolventes de Mohr-Coulomb propuestas por diversos autores encontradas en la revisión bibliográfica.

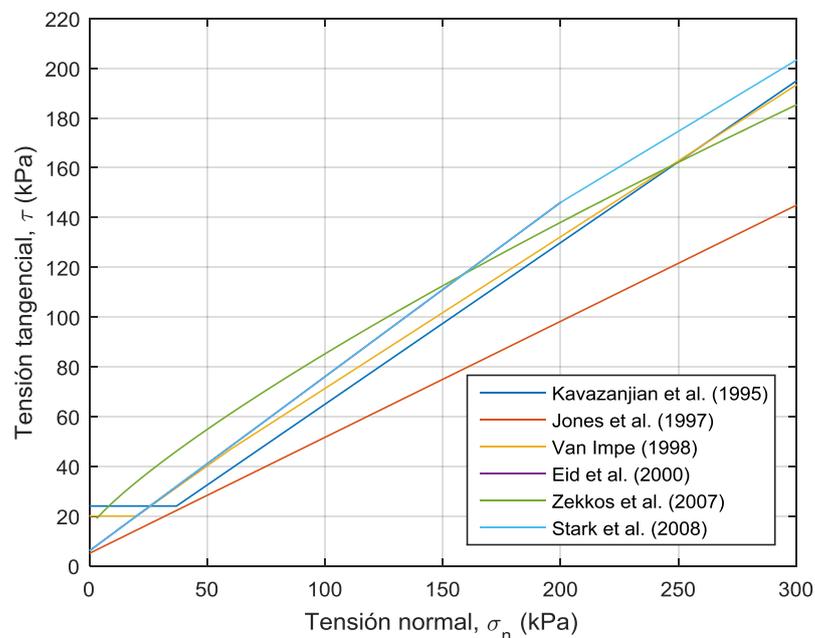


Figura 1.18.- Envolventes de diseño recomendadas encontradas en la bibliografía

### 1.2.2. Residuos sometidos a pre-tratamiento (R.S.U.-M.B.T.)

El Tratamiento Mecánico y Biológico (M.B.T. por sus siglas en inglés) es un conjunto de tecnologías utilizadas en el pre-tratamiento de Residuos Sólidos Urbanos (R.S.U.) previo a su disposición en el vertedero.

Los objetivos principales de este tratamiento son por un lado la disminución de la masa y el volumen del material que se envía a vertedero y, por otro, la minimización

de los efectos asociados a la descomposición de la materia orgánica en el interior del mismo.

La primera fase de un tratamiento M.B.T. es la clasificación del residuo al ser aceptado en la estación de pretratamiento. En esta fase, se separan todos los elementos valorizables que se encuentren en el residuo (metales, plásticos, vidrio, etc.) para su reciclado. Una vez extraídos todos los elementos susceptibles de reciclado, se deriva el resto a la línea correspondiente dentro de la planta de tratamiento.

El tratamiento mecánico puede utilizarse antes del tratamiento biológico, después del mismo, o en ambas situaciones. Algunos autores denominan B.M.T. al proceso en el que la fase biológica precede a la mecánica, pero está ampliamente aceptada la utilización de la nomenclatura M.B.T. para referirse a este tipo de tratamientos, sea cual sea el orden de los mismos. Este tratamiento consiste en el triturado y cribado de material, con el fin de separarlo por componentes.

La línea principal dentro de un tratamiento M.B.T. es la de tratamiento biológico, en ella se somete a los residuos con materia orgánica a procesos biológicos, normalmente compostaje, digestión anaeróbica o bio-secado, con el fin de acelerar el proceso de descomposición de la fracción orgánica evitando los problemas asociados a su lenta degradación en el interior del vertedero (generación de gas y lixiviado, grandes asentamientos, etc.). En este proceso puede generarse compost como subproducto, lo que conlleva otra reducción de la cantidad de residuos a gestionar en el vertedero, en el caso de ser utilizado como mejorador de suelos.

Si bien no es un tratamiento M.B.T. desde el punto de vista estricto, ya que no se realiza tratamiento biológico alguno, otra de las líneas de uso frecuente en plantas M.B.T. es la de incineración. Como su propio nombre indica, este proceso consiste en usar una fracción de los residuos como combustible. Esto produce una reducción notable en términos de masa y volumen de los materiales, además de poder utilizarse para la generación de energía.

Cuando el tratamiento M.B.T. viene acompañado de incineración los materiales que finalmente son depositados en el vertedero son los rechazos del proceso biológico,

las cenizas y escorias provenientes de la incineradora y el compost en el caso de no ser utilizado como mejorador de suelos.

Para simplificar, en adelante se denominará M.B.T. a los residuos sobre los que se ha realizado este tratamiento.

### 1.2.2.1. Experiencias previas

Debido a la relativa novedad del tratamiento, las experiencias documentadas sobre la caracterización de este tipo de materiales son escasas. Además, dada la gran variedad de tratamientos que pueden realizarse bajo el nombre de M.B.T., la utilización de los resultados del estudio de los residuos de un vertedero para el estudio de otro tiene que realizarse con especial cautela. Ya no es necesario únicamente que el residuo y la operación del vertedero sean similares para poder asimilar el comportamiento de un vertedero a otro, si no que el tipo pre-tratamiento al que se han sometido antes del vertido es otro factor a considerar.

A continuación se presentan algunas de las experiencias que se han encontrado en la bibliografía sobre residuos que habían sido sometidos a un pretratamiento M.B.T. antes de su colocación en el vertedero.

Pimolthai (2010) comparó las características de residuos sometidos a tres tipos distintos de M.B.T. En la Tabla 1.2 se detallan cada uno de los tratamientos.

	<b>Luxemburgo</b>	<b>Alemania</b>	<b>Tailandia</b>
<b>Tratamiento Mecánico</b>	Triturado y cribado. Separación de elementos ferromagnéticos. Homogeneización con lixiviados.		Triturado
<b>Tratamiento Biológico</b>	Túnel de descomposición con recirculación de lixiviado durante 6 semanas	Fase 1 (interior): Compostaje en pilas o en túnel de descomposición durante 3 a 5 semanas Fase 2 (exterior): Pilas de descomposición con o sin volteado durante 9 a 12 semanas.	Aireación pasiva con cobertura de cáscara de coco durante 9 meses.

Tabla 1.2.- Descripción de los distintos tratamientos (Pimolthai, 2010)

Junto con diversos análisis físicos y químicos, realizó ensayos de compactación Próctor Normal, de corte directo y de permeabilidad. En la Tabla 1.3 y en las Figura 1.19, Figura 1.20 y Figura 1.21 se muestran los resultados obtenidos en los ensayos.

	Próctor Normal		Corte directo		Permeabilidad
	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	Humedad (%)	c (kPa)	$\phi$ (°)	k (m/s)
<b>Luxemburgo</b>	0,78	52	12,8	36,45	10 <sup>-6</sup>
<b>Alemania</b>	1,04	42	9	38,63	10 <sup>-8</sup>
<b>Tailandia</b>	0,98	33	5,4	31,87	10 <sup>-8</sup>

Tabla 1.3.- Resultados de los ensayos (Pimolthai, 2010)

Los resultados obtenidos evidencian la influencia del pre-tratamiento en las características geotécnicas. De forma general observaron que todos los tratamientos hacen que el material sea más homogéneo, aumentan su peso específico y disminuyen su permeabilidad respecto al residuo sin tratar.

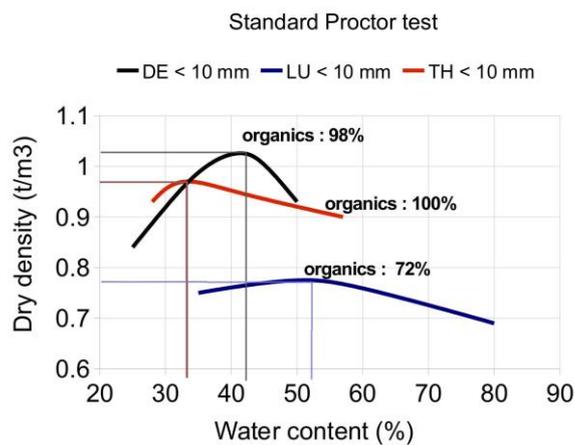


Figura 1.19.- Resultados de ensayos Próctor normales sobre M.B.T. (Pimolthai, 2010)

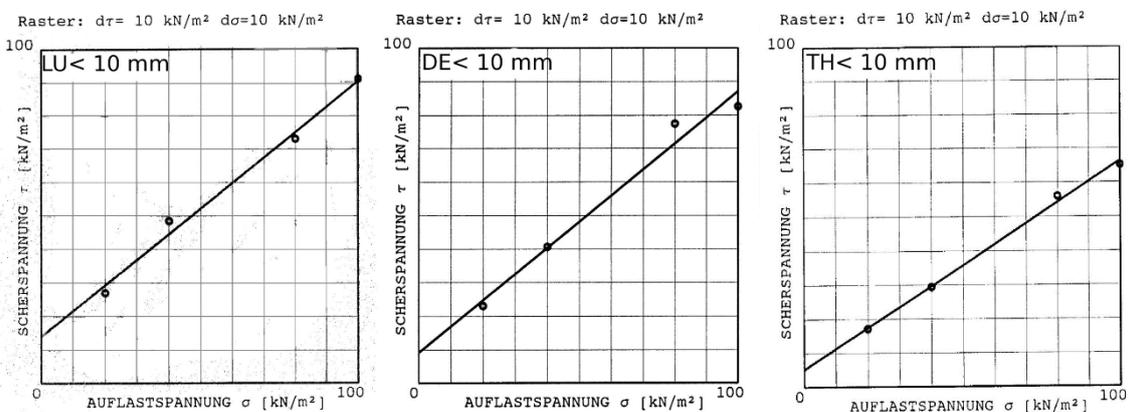


Figura 1.20.- Resultados de ensayos de corte directo sobre M.B.T. (Pimolthai, 2010)

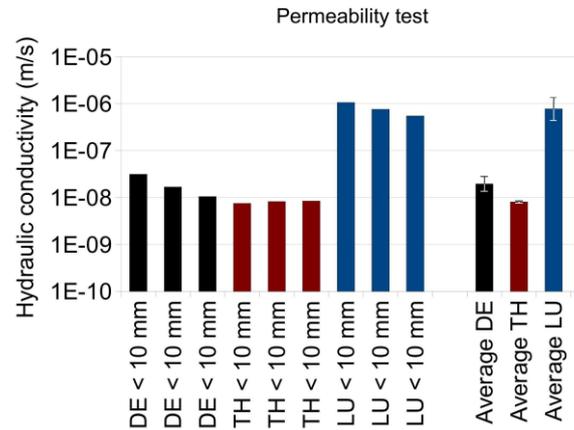


Figura 1.21.- Permeabilidad de residuos M.B.T. (Pimolthai, 2010)

Fernando (2011) en su estudio sobre el comportamiento resistente de los residuos M.B.T. analizó la influencia de la granulometría, la humedad, el peso específico y el efecto de refuerzo proporcionado por los elementos fibrosos presentes en las muestras. Para ello realizó ensayos de corte directo con caja de 300 x 300 mm controlando cada una de estas variables. Durante los ensayos no alcanzó un valor del esfuerzo tangencial de pico ni asintótico (Figura 1.22).

Llegó a las siguientes conclusiones:

- El tratamiento reduce el tamaño de partícula y varía la composición, disminuyendo la proporción de elementos fibrosos.
- Los residuos tratados son más homogéneos.
- La variación de la humedad no afecta a la resistencia.
- La variación de la granulometría tiene poca influencia en la resistencia.
- Una cantidad excesiva de elementos fibrosos, sobre todo plásticos, hace que disminuya la resistencia.
- El tratamiento M.B.T. aumenta la resistencia de los residuos. Para las dos granulometrías ensayadas obtuvo un ángulo de rozamiento del orden de 45°, considerando nula su cohesión.

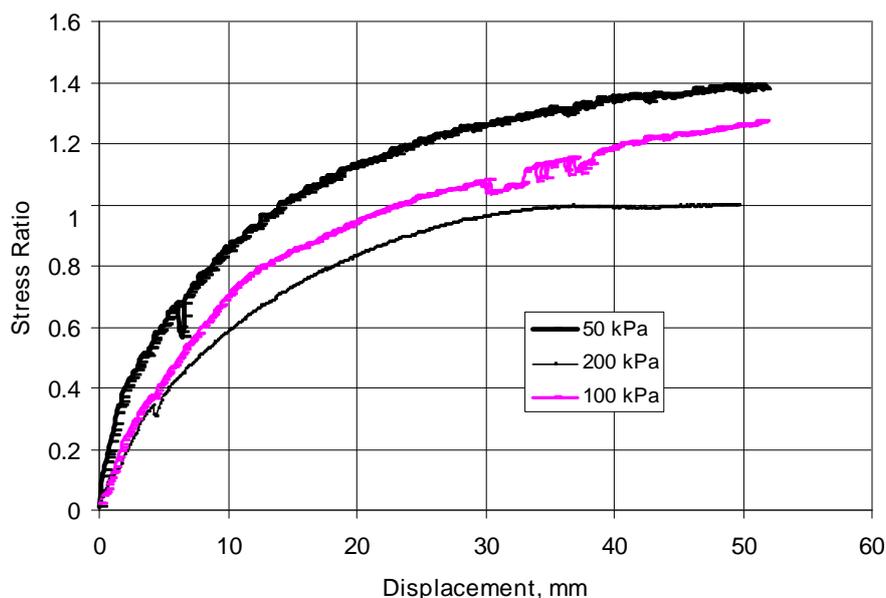


Figura 1.22.- Curvas relación entre tensiones - desplazamiento de residuos M.B.T. en ensayos de corte directo (Fernando, 2011)

Siddiqui et al. (2012 y 2013) estudiaron la influencia del nivel de pretratamiento M.B.T. en la generación de gas y en las características relativas al asiento de los materiales resultantes. Concluyeron que el pretratamiento influye de forma significativa en estos dos aspectos, ya que produce una disminución en la materia orgánica y cambios en la granulometría.

Debido a la falta de regulación común al respecto, indicaron que los procesos y la intensidad de los mismos varían de forma significativa entre países, e incluso entre instalaciones de un mismo país. Para determinar la influencia del nivel de tratamiento estudiaron dos residuos. Uno proveniente del Reino Unido al que se le había realizado un tratamiento biológico mediante compostaje aeróbico y otro de Alemania, al que se había sometido a digestión anaeróbica. El segundo tratamiento es considerado de mayor intensidad.

La determinación de la capacidad de generación de gas y del asiento se realizó utilizando Reactores Anaeróbicos con Consolidación (CAR) que simulan las condiciones del residuo en el vertedero (Figura 1.23).

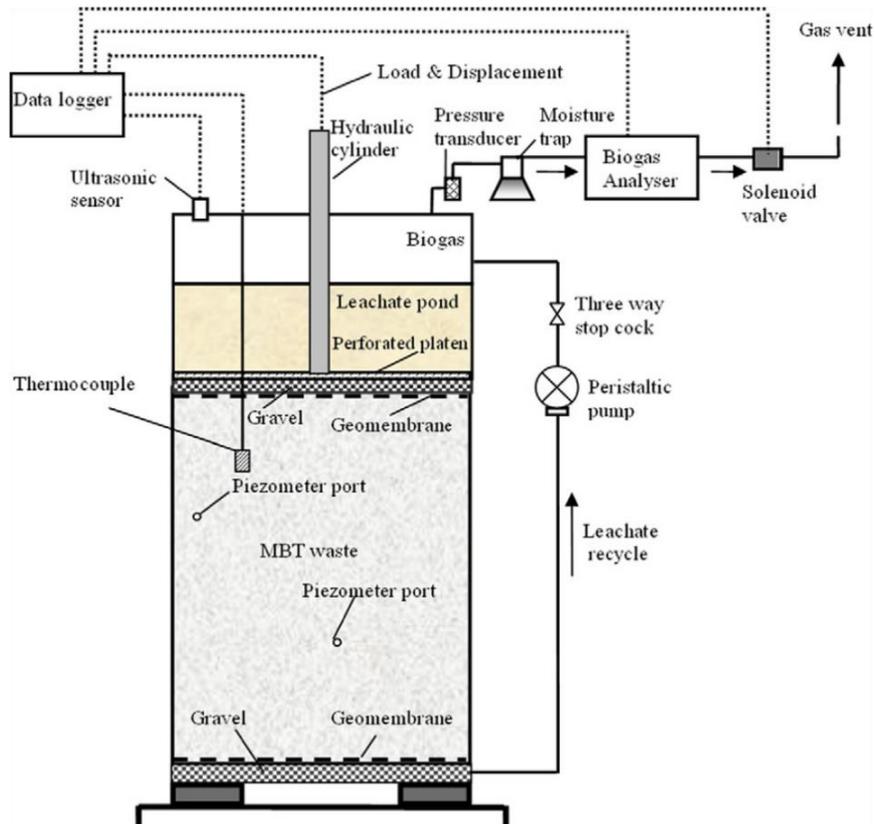


Figura 1.23.- Esquema de un Reactor Anaeróbico con Consolidación (C.A.R.) (Siddiqui et al., 2012)

Los autores concluyeron que el asiento debido a la fluencia mecánica es del 5,09% y del 4,09% y el asociado a la biodegradación del 3,17% y del 1,66% para el residuo con tratamiento aeróbico y anaeróbico respectivamente. Compararon estos resultados con los obtenidos en otras investigaciones en los que se midieron asientos en residuos sin tratar del 13,86% por fluencia y del 13,73% debido a la biodegradación (Ivanova et al. 2008)

Por lo tanto, a la vista de los resultados obtenidos dedujeron que el tratamiento no influye únicamente en el asiento inducido por la biodegradación sino que, al aumentar el peso específico del material con la intensidad del tratamiento, también reduce de manera significativa el asiento producido por fluencia mecánica.

Zekkos et al. (2013) caracterizaron geotécnicamente las cenizas y escorias resultantes de la incineración de R.S.U. en una planta de valorización energética de Michigan. Además de la obtención de los parámetros resistentes, realizaron ensayos de identificación y compactación.

A partir del análisis granulométrico, clasificaron el material como arena con limos y gravas, con un contenido de finos que oscilaba entre el 3,1% y el 7,5%. Comprobaron que los finos tenían poca o nula plasticidad y que, pese a haber sido sometidos a incineración, su contenido de materia orgánica no era nulo, oscilaba entre el 1,1% y el 2,6%.

Realizaron ensayos de compactación Próctor Normal, de los que obtuvieron que la humedad óptima se encontraba en el rango 18,9% - 28,4% y la densidad máxima en el rango  $11,65 \text{ kN/m}^3$  -  $16,4 \text{ kN/m}^3$ .

Obtuvieron la resistencia al corte usando ensayos de corte directo y de compresión triaxial.

La caja de corte directo utilizada era cuadrada de 102 mm de lado, en ella se pueden ensayar partículas de hasta 6,35 mm, por lo que todos los elementos con tamaño mayor fueron eliminados, lo que supuso un 35% del total. Como puede apreciarse en la Figura 1.24, al contrario de lo que sucedía en los R.S.U. convencionales, durante el ensayo alcanzaron tensiones máximas (rotura). Obtuvieron que la cohesión del material era 20,1 kPa y su ángulo de rozamiento  $42^\circ$ .

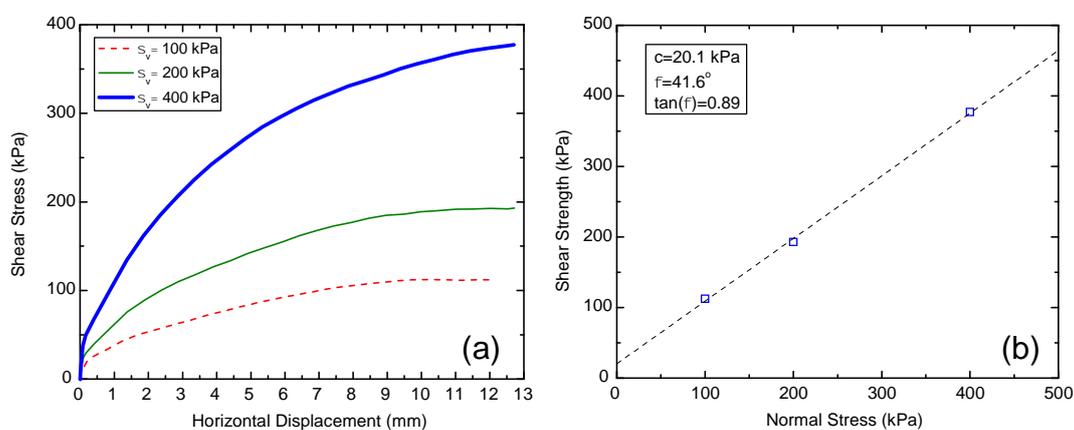


Figura 1.24.- Curvas tensión-desplazamiento y ajuste de la envolvente en rotura en el plano de Mohr para ensayos de corte directo en residuos de incineradora (Zekkos et al., 2013)

Los ensayos triaxiales consolidados y drenados se realizaron con humedad natural sobre probetas de 71 mm de diámetro, por lo que tuvieron que retirar los elementos mayores de 11,2 mm. En estas condiciones obtuvieron que en situación de

rotura los valores de los parámetros de Mohr-Coulomb son  $c = 52,4$  kPa y  $\phi = 44,5^\circ$  (ver Figura 1.25)

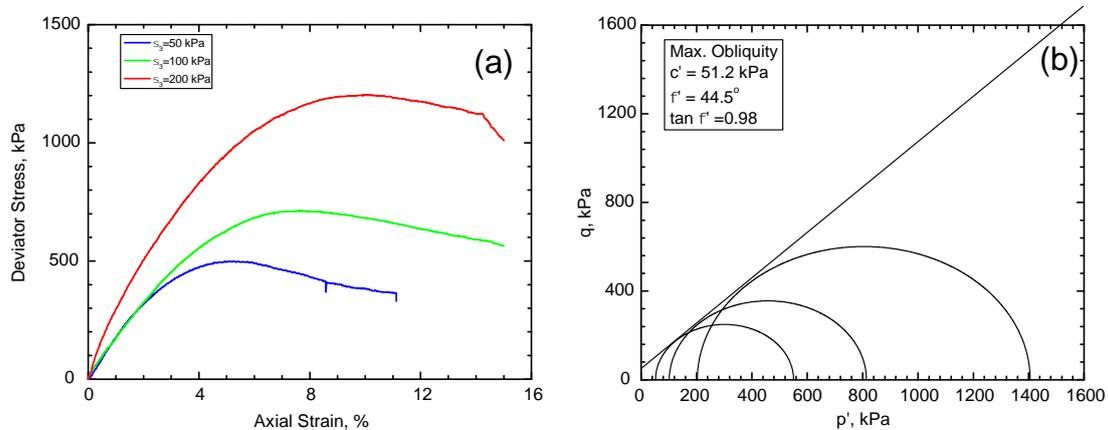


Figura 1.25.- Curvas tensión-deformación y ajuste de la envolvente en rotura en el plano de Lambe para ensayos de compresión triaxial en residuos de incineradora (Zekkos et al., 2013)

Además, compararon el comportamiento de una probeta saturada con el de otra a la humedad de compactación, ambas a presión de confinamiento de 100 kPa. Pese a no producirse sobrepresión intersticial durante el ensayo, la respuesta observada en ambas difiere notablemente (ver Figura 1.26). La muestra saturada resistió menos y, al contrario que la seca, presentaba tendencia a rigidizar con la deformación. Durante la preparación del ensayo saturado observaron que saturar completamente el material es complicado, obteniendo en el mejor de los casos un coeficiente B de Skempton de 0,92.

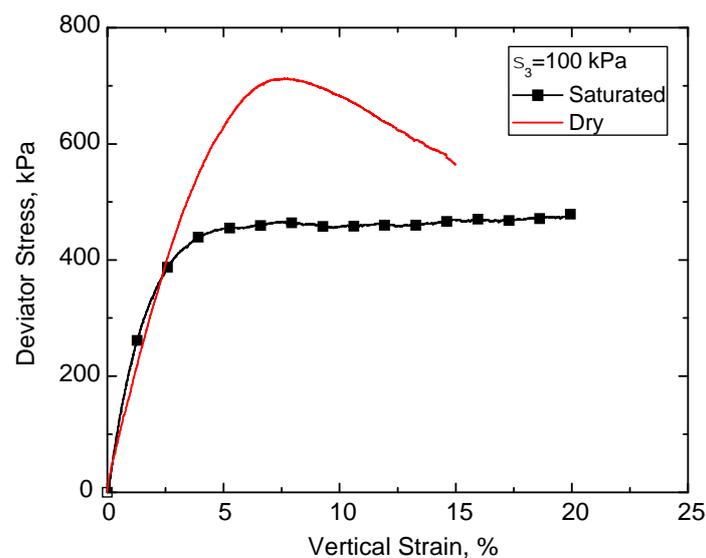


Figura 1.26.- Comparación entre el comportamiento en ensayos de compresión triaxial de residuos de incineradora secos y saturados (Zekkos et al., 2013)

Para comprobar la influencia de la velocidad de aplicación de la carga, realizaron un ensayo variando el valor de la velocidad a lo largo de este (ver Figura 1.27). Observaron que, al contrario de lo que sucedía en los ensayos sobre R.S.U. (Zekkos et al., 2007), la velocidad de aplicación de la carga no afectaba de forma significativa a la resistencia obtenida.

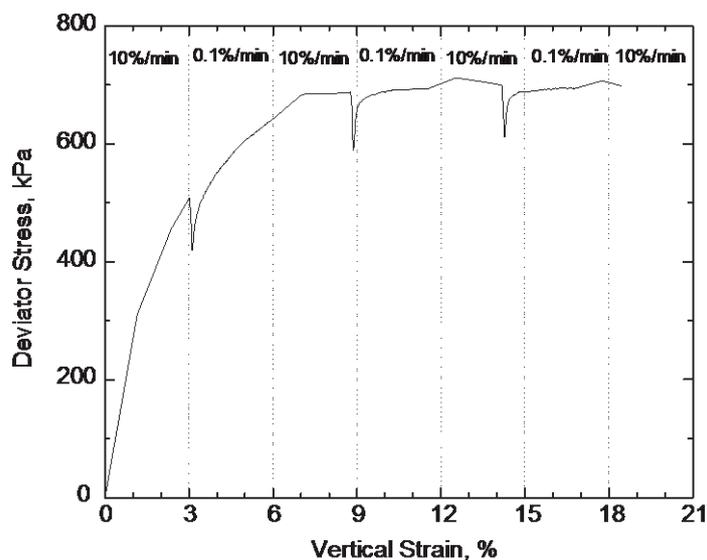


Figura 1.27.- Ensayo de compresión triaxial con velocidad de aplicación de carga variable sobre residuos de incineradora (Zekkos et al., 2013)

Bhandari y Powrie (2013) realizaron ensayos triaxiales sobre probetas no saturadas de residuos de 71 mm de diámetro. Los autores señalaron que durante el tratamiento M.B.T. se reduce el tamaño de partícula y se eliminan elementos fibrosos, lo que puede producir una disminución en la resistencia. El tratamiento también provoca una homogeneización del material.

Para estudiar la influencia del peso específico inicial de las probetas en la resistencia obtenida, realizaron los ensayos sobre muestras compactadas a dos pesos específicos diferentes; una densa, a la que denominaron sobreconsolidada, y otra floja. La preparación de las probetas se realizó por compactación mediante compresión estática en molde rígido. Durante la compactación registraron los valores del acortamiento de la muestra y la tensión vertical aplicada, en la Figura 1.28 se representan los valores obtenidos, comprobando que durante la misma se producía una elevada deformación axial, y que la recuperación tras el cese de la carga era mínima.

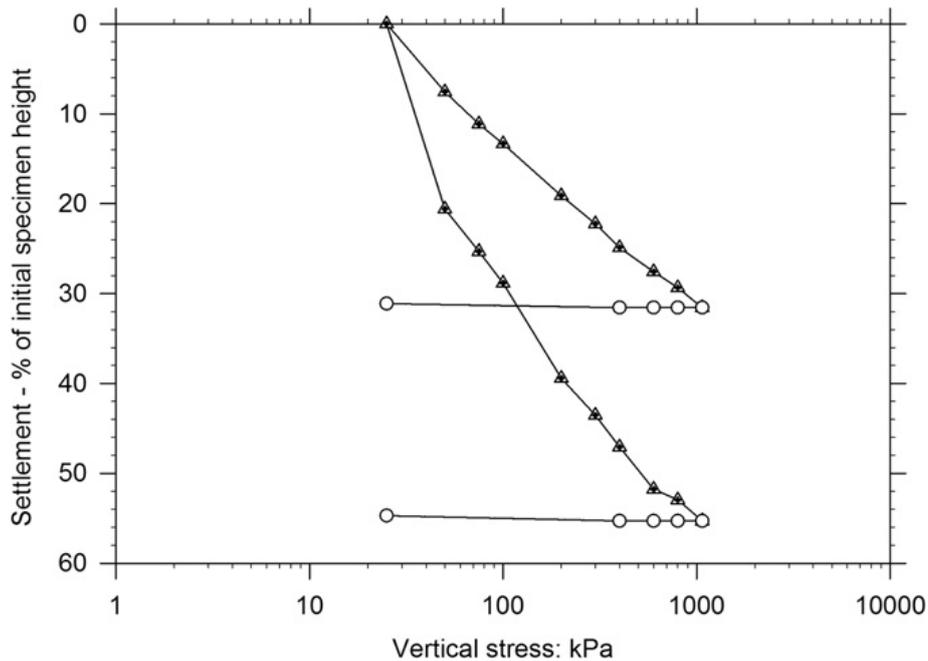


Figura 1.28.- Compactación estática de muestras de M.B.T. (Bhandari y Powrie, 2013)

Los autores señalaron que la deformabilidad de las partículas y la imposibilidad de saturar las probetas son los principales inconvenientes a la hora de realizar ensayos de laboratorio sobre residuos convencionales. Sin embargo, consideraron que las partículas de los M.B.T. no son deformables y, para evitar el segundo problema, decidieron realizar los ensayos sobre probetas no saturadas. Esto obliga a que el drenaje de los posibles lixiviados que se produzcan durante el ensayo tenga que hacerse directamente a la atmósfera y a que la medición del cambio de volumen de la probeta tenga que hacerse a través del agua que expulsa o acepta la célula en la que la probeta está inmersa. Además de la medida del cambio de volumen, monitorizaron las deformaciones locales mediante un sistema de 3 cámaras fotográficas y un sistema de visión artificial.

Otro de los problemas que encontraron en la realización de ensayos triaxiales sobre residuos, tanto tratados como sin tratar, es que los elementos afilados perforaban la membrana y comunicaban el interior de la probeta con el agua de la cámara. Para evitar posibles perforaciones, utilizaron en cada probeta dos membranas de 0,3 mm de espesor.

Como puede verse en la Figura 1.29, obtuvieron tensión de pico durante la realización del ensayo, aunque en algunas ocasiones esta se producía para deformaciones muy altas, en el entorno del 40%. Aun así consideraron que eso les permitía obtener los valores de los parámetros de Mohr-Coulomb en rotura, sin necesidad de establecer para ello un valor de la deformación límite. De los resultados obtenidos dedujeron que la resistencia obtenida está fuertemente influenciada por el peso específico inicial, aumentando de forma significativa la resistencia y disminuyendo la deformación necesaria para alcanzarla en las probetas densas (sobreconsolidadas) respecto a las flojas.

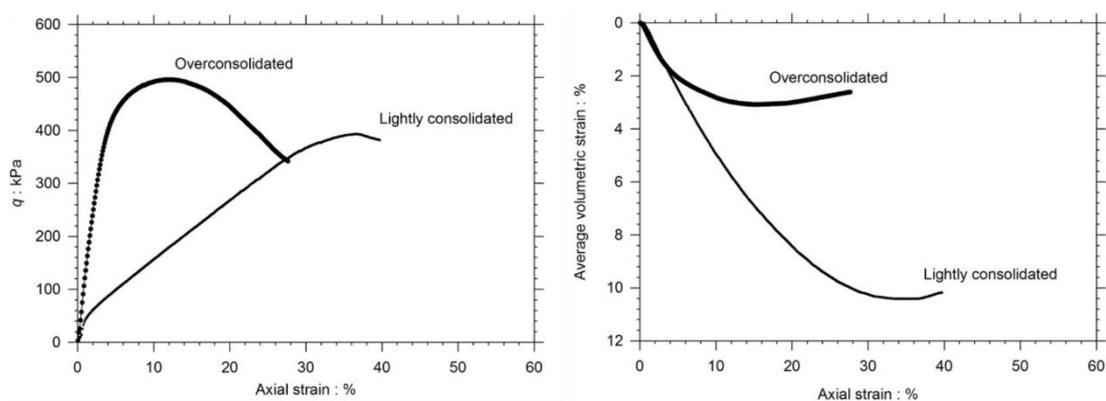


Figura 1.29.- Curvas de rotura de probetas normalmente consolidadas y sobre-consolidadas de residuos M.B.T. (Bhandari y Powrie, 2013)

Los autores observaron que el efecto de los elementos fibrosos en la resistencia solo era apreciable para presiones de confinamiento superiores a 100 kPa, achacándolo a que para presiones inferiores estos elementos deslizan en el interior de la matriz.

El ángulo de rozamiento obtenido, considerando el material como no cohesivo, va desde los 38° para presiones de confinamiento de 200 kPa hasta 57° para presiones de 25 kPa.

Sivakumar Babu et al. (2015) realizaron ensayos de corte directo y de compresión triaxial CD y CU sobre probetas reconstruidas tanto pequeñas como de gran tamaño. Observaron que el comportamiento en todos los ensayos era rigidizable y no se alcanzaba la rotura, por lo que obtuvieron los parámetros movilizados a diferentes deformaciones.

Utilizaron una caja de corte cuadrada de 60 mm de lado y 30 mm de altura, en la que compactaron de forma dinámica, mediante el golpeo por caída de maza, el material. La velocidad de corte utilizada fue de 0,25 mm/min con un desplazamiento máximo de 20mm. En la Figura 1.30 se muestran las curvas de rotura y los ajustes realizados para la obtención de los parámetros movilizados a distintas deformaciones. Los valores de los parámetros de Mohr-Coulomb movilizados al 20% de deformación son  $c_{20} = 12$  kPa y  $\phi_{20} = 40^\circ$ .

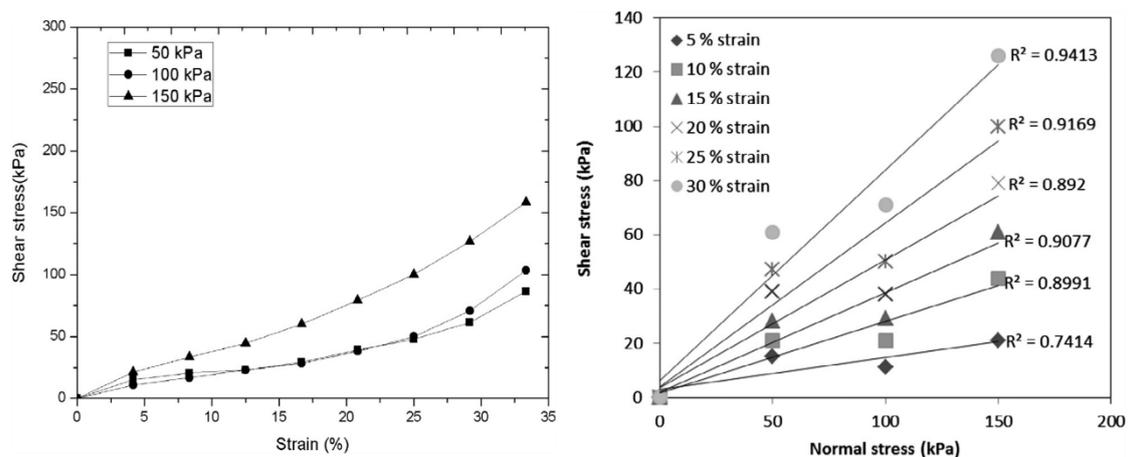


Figura 1.30.- Curvas tensión-deformación y ajuste de parámetros en el plano de Mohr de ensayos de corte directo sobre residuos M.B.T. (Sivakumar Babu et al., 2015)

Los ensayos de compresión triaxial, tanto CU como CD, se realizaron sobre probetas de 50 mm y 100 mm de diámetro. Para las probetas de 50 mm se utilizó compactación estática, mientras que las de 100 mm se compactaron de forma dinámica.

Al igual que lo ocurrido en los ensayos de corte directo, en los ensayos de compresión triaxial el material mostraba un comportamiento rigidizable sin alcanzar valor de pico o asintótico antes de la deformación máxima fijada para el ensayo, que era del 20%, por lo que establecieron los valores de cohesión y ángulo de rozamiento movilizados para este último valor. Obtuvieron  $c_{20} = 6$  kPa y  $\phi_{20} = 55^\circ$ . Además, Observaron un aumento de la resistencia del 30-35% al incrementar el peso específico inicial de  $7,3$  kN/m<sup>3</sup> a  $10,3$  kN/m<sup>3</sup>.

En la Figura 1.31 se muestran las curvas de rotura obtenidas en el ensayo y la variación de la resistencia al corte con la deformación para los diferentes valores del peso específico inicial estudiados.

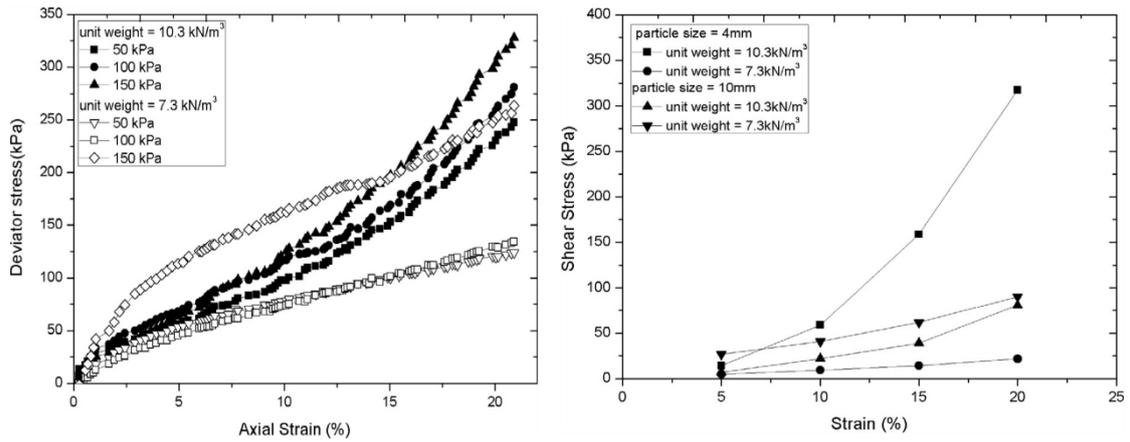


Figura 1.31.- Curvas tensión-deformación y variación del ángulo de rozamiento con la deformación de ensayos de compresión triaxial CU sobre residuos M.B.T. (Sivakumar Babu et al., 2015)

En los ensayos de compresión triaxial CD observaron una tendencia similar de la tensión desviadora a la observada en los ensayos sin drenaje, solo que con valores menores. Obtuvieron como parámetros en rotura  $c_{20} = 9$  kPa y  $\phi_{20} = 33^\circ$ .

En la Figura 1.32 se muestran las curvas de rotura obtenidas en el ensayo y la variación de la resistencia al corte con la deformación para los diferentes valores del peso específico inicial estudiados.

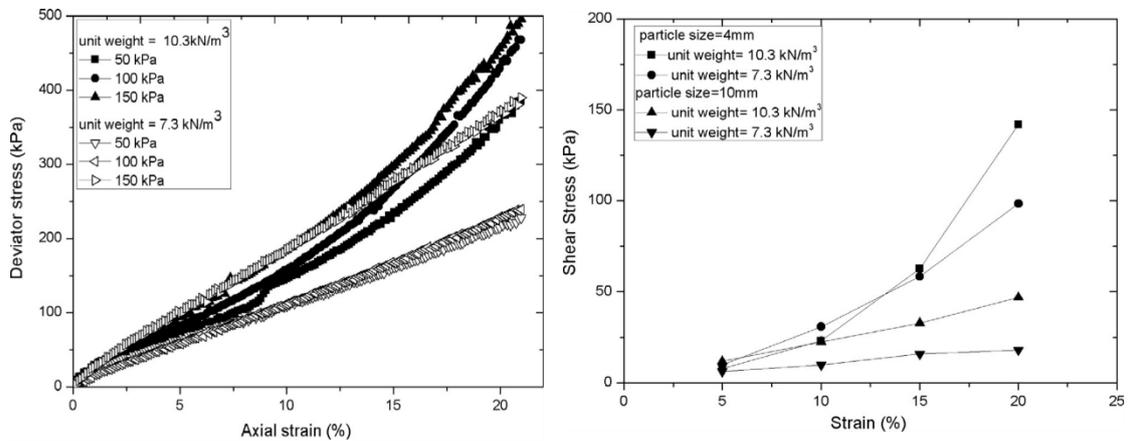


Figura 1.32.- Curvas tensión-deformación y variación del ángulo de rozamiento con la deformación de ensayos de compresión triaxial CD sobre residuos M.B.T. (Sivakumar Babu et al., 2015)

**1.2.2.2. Características generales**

Los tratamientos mecánicos y biológicos transforman los residuos, por lo que algunas de las características de los M.B.T. difieren de las observadas en los residuos sin

tratar. A continuación se enumeran las diferencias que se han encontrado en la revisión bibliográfica:

- No está clara la influencia de los distintos tipos de tratamiento en la resistencia del material obtenido.
- Los residuos M.B.T. son más homogéneos que los residuos no tratados.
- El tratamiento disminuye la deformabilidad, y el porcentaje de recuperación tras el cese de aplicación de la carga.
- Se reduce el tamaño de partícula y el de los poros, lo que produce una disminución en el coeficiente de permeabilidad.
- En los vertederos, se reducen los asentos, tanto el instantáneo como el diferido en el tiempo, ya sea por fluencia mecánica o por degradación. La magnitud del primero de ellos resulta ser muy superior al producido por la degradación de la materia orgánica.
- El peso específico que puede alcanzarse con los residuos sometidos a tratamientos M.B.T. es superior al de los residuos sin tratar.
- Durante la realización de ensayos, la completa saturación de las probetas no suele ser posible, como es habitual en todo tipo de suelos muy compactados.

Las plantas de incineración producen un residuo de naturaleza muy diferente al rechazo del tratamiento biológico. Las características propias de estos residuos son:

- La deformabilidad en el caso de los residuos de incineradora es inferior a la que muestran los R.S.U. y los M.B.T. antes de la incineración, siendo posible alcanzar tensiones máximas durante la realización de los ensayos, con deformaciones en el entorno del 10%.
- Su comportamiento se asemeja al de un suelo granular.
- Al igual que en los residuos provenientes de los rechazos del tratamiento biológico, las probetas son difíciles de saturar.

### **1.2.3. Técnicas para la obtención de la resistencia**

En el estudio bibliográfico se ha podido observar que los diversos investigadores utilizan medios comúnmente usados en la geotecnia para la obtención de los valores de

los parámetros resistentes de los residuos, tanto convencionales como sometidos a pretratamiento (M.B.T.), esto es:

- Ensayos de laboratorio.
- Ensayos de campo.
- Análisis a posteriori de deslizamientos (Back-analysis).

La naturaleza de los residuos hace que su estudio difiera en algunos aspectos de lo esperable en un estudio geotécnico convencional. A continuación se detallan los tipos de ensayo utilizados así como los problemas esperables según la información obtenida de la revisión bibliográfica.

#### **1.2.3.1. Ensayos de laboratorio**

De entre los ensayos de laboratorio disponibles, los de uso más común son los ensayos de compresión triaxial y los de corte directo. En el caso de los estudios de vertederos en zonas sísmicas, es también habitual la utilización de ensayos de corte simple dinámicos.

La realización de ensayos de laboratorio en cualquiera de sus variantes requiere la obtención de una muestra representativa del material a estudiar, lo que dada la heterogeneidad de los residuos depositados en un vertedero, no es una tarea sencilla. Normalmente, las muestras tomadas directamente de un vertedero suelen mostrar una gran dispersión en cuanto a la cantidad relativa de cada uno de los tipos de residuo. Una alternativa utilizada frecuentemente para mejorar este aspecto es la utilización de basuras sintéticas, es decir, muestras de residuo reconstituidas con una composición considerada estadísticamente representativa a partir de las muestras extraídas aleatoriamente del vertedero.

Por otro lado, los elementos de tamaño medio y grande que pueden encontrarse en el interior de la masa de residuo, dificultan la toma de muestra y hacen necesaria la utilización de sondeos con diámetros grandes.

La gran compresibilidad de los residuos hace que durante el muestreo se produzca la densificación de la muestra. Esto, unido a la escasa recuperación de testigo durante los sondeos y a las alteraciones y colapsos que la escasa cohesión del material provoca durante el tallado y la toma de muestra, hace prácticamente imposible la

obtención de muestras inalteradas. Por ello, la gran mayoría de las experiencias documentadas de ensayos sobre residuos fueron realizadas sobre muestras preparadas y compactadas a los valores de peso específico y humedad observados in-situ.

Como se ha dicho con anterioridad, es usual encontrar elementos de grandes dimensiones dentro de los vertederos, que no pueden ensayarse utilizando aparatos de ensayos convencionales, ya que su tamaño excede el máximo admisible en el ensayo, lo que exige su reducción o eliminación. Además, los elementos fibrosos pueden generar un efecto de refuerzo en el material, que depende tanto de su tamaño como de su orientación respecto del plano de corte, por lo que tanto la adecuación del tamaño de partícula como del procedimiento para compactar la probeta tienen gran influencia en la resistencia obtenida. Es por esto que, en general, las probetas de ensayo tienen dimensiones relativamente elevadas para aumentar, en la medida de lo posible, el tamaño máximo admisible.

Debido a la gran deformación necesaria para producir la rotura de los residuos, en la práctica totalidad de los estudios a los que se ha tenido acceso no ha sido posible llegar a dicha situación, a pesar de que en algunas investigaciones se ha recurrido a la modificación de los aparatos de ensayo para conseguir desplazamientos y deformaciones mayores que las normalizadas. Sin embargo, la mayoría de los autores apuntan a que dicha deformación no es compatible con el resto de elementos que forman un vertedero, por lo que establecen criterios de deformación máxima para establecer unos parámetros en rotura más conservadores. Dicha deformación máxima no está normalizada, por lo que se establece a criterio de cada autor. En la bibliografía consultada se han encontrado valores admisibles para la deformación máxima desde el 5% hasta el 20%.

Aunque no se indica en las investigaciones consultadas, las condiciones higiénico-sanitarias en las que se realizan los ensayos de laboratorio son problemáticas debido al gran poder contaminante tanto de los residuos como de los lixiviados y a su olor desagradable. Esto hace que los ensayos deban realizarse en una zona aislada del laboratorio o, preferiblemente, en laboratorios dedicados exclusivamente al estudio de residuos. El seguimiento de estrictos protocolos de seguridad y salud es fundamental para evitar posibles infecciones y cortes durante la manipulación del material.

Athanasopoulos (2008) realiza algunas recomendaciones para la realización de ensayos de laboratorio sobre residuos basadas tanto en su experiencia como en las reportadas por diferentes autores. En los párrafos siguientes se recogen algunas de sus observaciones.

Sobre la utilización de probetas reconstruidas, cita la investigación de Mazzucato et al. (1999), en la que se realizaron ensayos comparando ambas situaciones, concluyendo que no había diferencias significativas en el comportamiento de ambos tipos de probetas. Atribuyen esto a que el material en su estado in-situ no está afectado por condicionantes geológicos, por lo que si se reproducen adecuadamente las condiciones de puesta en vertedero, las muestras reconstruidas representan adecuadamente la situación in-situ.

Respecto a los diferentes métodos de compactación afirma sobre cada uno de los métodos considerados:

- La compactación dinámica con golpeo de maza simula adecuadamente las condiciones del vertedero y, además, la cuantificación de la energía utilizada es sencilla.
- La compactación manual mediante la técnica “moist tamping”, aunque solo es viable para probetas pequeñas, produce efectos similares a los obtenidos por la compactación dinámica con maza (Zekkos et al. 2009).
- Durante la compactación por compresión estática es difícil conseguir los pesos específicos que se alcanzan con los métodos anteriores.
- El varillado puede generar daños en los elementos fibrosos y tener gran influencia en la resistencia obtenida, por lo que debe evitarse.

Por otro lado, recomienda la utilización de probetas con tamaños mayores de 300 mm, ya que para usar probetas de tamaños inferiores es necesaria la retirada o el triturado de los elementos de mayor tamaño. Se ha comprobado que los resultados obtenidos en ensayos sobre probetas de pequeñas dimensiones distan mucho de los obtenidos en probetas de gran tamaño, no encontrándose además ninguna correlación entre ellos. A diferencia de lo que ocurre en suelos convencionales, en los que el tamaño máximo de partícula en cada uno de los ensayos está normalizado, en el caso de residuos distingue entre dos tipos de partícula en cuanto a su tamaño máximo admisible: por un

lado los elementos con tamaño similar en las tres dimensiones, que deben tratarse como si fueran partículas constituyentes de un suelo convencional (tamaño máximo de 1/5 del diámetro o lado de la probeta) y por otro los elementos fibrosos, de los que puede admitirse elementos mayores de los que marca la norma. Para estos últimos establece el tamaño máximo como 1/4 del lado o el diámetro de la probeta.

En cuanto a los ensayos para obtener la resistencia, recomienda la realización de ensayos de corte directo, compresión triaxial y corte simple, para los que recomienda las siguientes directrices:

- Seguir la norma correspondiente, describiendo detalladamente las modificaciones que se realizan respecto a la misma.
- El procedimiento de ensayo y el tiempo de consolidación afecta a los resultados, por lo que si se quieren realizar comparaciones entre ensayos tiene que realizarse de forma idéntica.
- El valor del peso específico afecta de forma significativa a la resistencia obtenida, por lo que debe controlarse con posterioridad a la compactación y a lo largo del ensayo.
- La saturación de las probetas es problemática, por lo que debe tenerse especial cuidado en el procedimiento de saturación y comprobarlo midiendo el valor del coeficiente B de Skempton previamente a la fase de rotura.
- La composición y la humedad pueden afectar al resultado, por lo que hay que controlarlas, en la medida de lo posible, durante los ensayos.

#### **1.2.3.2. Ensayos de campo**

La dificultad en la obtención, manipulación y ensayo de las muestras hace de los ensayos de campo una alternativa atractiva a la hora de realizar la caracterización resistente de residuos sólidos urbanos. Este tipo de pruebas se realiza sobre el material en condiciones reales, por lo que elimina muchos de los problemas asociados a los ensayos de laboratorio descritos en el punto anterior. Además, durante la realización de ensayos de campo la cantidad de material afectado es mayor, lo que reduce la influencia de la heterogeneidad en los resultados obtenidos.

Sin embargo, los diversos factores que inciden en el ensayo (situación drenada o no drenada, medida del cambio de volumen, deformación, etc.) son más difíciles de controlar y medir, siendo en muchos casos imposible. La interpretación de los ensayos también resulta, en general, más compleja y si el modelo de comportamiento depende de dos o más parámetros solo puede obtenerse una relación entre ellos al disponer solo de un resultado. En muchos de los casos, el resultado obtenido de los ensayos es otro parámetro físico (velocidad de onda, golpes necesarios para profundizar una longitud determinada, etc.) distinto del buscado (módulo de deformabilidad o parámetros de resistencia) por lo que normalmente la interpretación de dichos análisis utiliza procedimientos empíricos basados en la experiencia previa con el material estudiado y su correlación con ensayos de laboratorio.

A lo anterior se añade que el comportamiento mostrado por los R.S.U. difiere en muchos aspectos del observado en los materiales estudiados tradicionalmente por la geotecnia (suelos, rocas, rellenos compactados), mostrando una aparentemente ilimitada capacidad de deformación antes de rotura. Esta característica incide en una mayor dificultad en el control y la interpretación de los ensayos de campo.

En la Tabla 1.4 se enumeran las distintas técnicas de ensayo in-situ y su aplicación a R.S.U., recopiladas por Kavazanjian (2003) y Matasovic et al. (2008), tras sendas revisiones bibliográficas.

	<b>Técnica</b>	<b>Aplicación (* aplicación indirecta)</b>	
<b>NO INTRUSIVAS</b>	Geo-física**	Velocidad de propagación de onda	
		Rigidez para pequeñas deformaciones*	
		Módulo de Poisson para pequeñas deformaciones	
		Amortiguamiento para pequeñas deformaciones*	
		Estratigrafía*	
		Variabilidad espacial y temporal	
	Geo-eléctrica y Nuclear**	Peso específico *	
		Humedad*	
		Composición*	
		Asiento superficial	
Movimientos debidos a acciones sísmicas	Deformación lateral	Compresibilidad primaria y secundaria*	
		Rigidez*	
		Rigidez y amortiguamiento en función de la deformación*	
<b>INTRUSIVAS</b>	Clasificación de la muestra extraída de una cata o sondeo.	Estratigrafía	
		Variabilidad	
		Resistencia*	
		Rigidez*	
		Compresibilidad*	
	Densidad in-situ	Peso específico	
	Humedad in-situ	Humedad	
		Capacidad de campo*	
	Medida interna de las deformaciones	Compresibilidad*	
	Corte Directo in-situ	Rigidez*	
		Presiómetro	Resistencia
			Resistencia
	Penetración estática (CPT, CPTu)		Rigidez
			Presión lateral
			Estratigrafía
	Penetración estática (SPT, BPT)		Resistencia*
			Permeabilidad (CPTu)
		Estratigrafía	
		Resistencia*	

\*\* Pueden ser intrusivas si se realizan en el interior de sondeos.

Tabla 1.4.- Aplicaciones de técnicas de ensayo in-situ a R.S.U. (Modificado de Kavazanjian, 2003)

De entre las técnicas incluidas en la recopilación, las únicas con las que se puede obtener la resistencia, bien de forma directa o indirecta son: Clasificación de la muestra extraída en sondeo, corte directo in-situ, presiómetro, ensayos de penetración estática y ensayos de penetración dinámica.

### **Clasificación de la muestra extraída en sondeo**

Diversos autores proponen clasificaciones en base a las características de los residuos en cuanto a composición y estado in-situ de las muestras recuperadas en

sondeos y calicatas como indicador de las características mecánicas del vertedero. El desarrollo de un sistema normalizado para la clasificación de los residuos se ha planteado como una necesidad desde hace años (Kavazanjian, 2003) existen propuestas de estandarización para el proceso (Dixon et al., 2008 y 2006). Sin embargo, en la actualidad todavía no existe un método normalizado para la realización dicha clasificación, por lo que es común encontrar diferentes métodos en las distintas investigaciones.

Los métodos de clasificación normalmente contemplan, como mínimo los siguientes aspectos (Kavazanjian et al., 2003):

- Composición de los residuos: Normalmente se obtiene el porcentaje de cada tipo de material presente en la muestra de residuo.
- Estado de descomposición del material.
- Contenido de humedad del material.

La utilización de estas clasificaciones como indicadores de la resistencia del material de un vertedero es, cuanto menos, aproximada y debe utilizarse únicamente en vertederos con características muy conocidas y como valor preliminar a la espera de ser validado usando otro tipo de ensayos.

### **Ensayos de corte directo in-situ**

El procedimiento para la realización de este ensayo es similar al que se sigue en el laboratorio, si bien la probeta en vez de extraerse y colocarse en la caja de corte, se talla en el propio vertedero. Debido a esto, normalmente los residuos que pueden estudiarse utilizando este método están en capas relativamente superficiales del vertedero y dado que la base de la probeta no es rígida, como ocurre en los ensayos de laboratorio, las presiones normales que pueden ejercerse durante el ensayo son pequeñas para evitar la extrusión de la probeta por la base inferior (Matasovic et al., 2008). Una vez tallada la probeta se confina lateralmente en una caja con rigidez suficiente dividida en dos partes a través de un plano horizontal y se le aplica la carga de confinamiento vertical. Una vez estabilizado el asiento en la probeta, o cuando haya transcurrido un tiempo determinado, se introduce un movimiento relativo entre las dos

partes de la caja rígida y se mide la fuerza necesaria para realizar este movimiento. El análisis se realiza de forma idéntica al ensayo de corte directo de laboratorio.

Otros de los inconvenientes en la realización de este tipo de ensayos son su elevado coste al requerir de elementos rígidos que sirvan de reacción para las cargas vertical y horizontal, la dificultad de conseguir que el plano de corte sea horizontal y la más que posible alteración de la muestra durante el tallado de la probeta (Matasovic et al. 2008).

Kavajanjian (2003) y Matasovic et al. (2008) citan las investigaciones llevadas a cabo por Richardson y Reynolds (1991) y Houston et al. (1995) como ejemplos de aplicación de ensayos de corte directo in-situ. Más recientemente Gotteland et al. (2000) describen la construcción de un sistema para realizar este tipo de ensayos así como la experiencia de su utilización en la caracterización de los residuos de dos vertederos franceses.

### **Ensayos presiométricos**

Los ensayos presiométricos o dilatométricos consisten en la aplicación sobre las paredes de una perforación vertical de una presión radial ascendente hasta llegar a la rotura del material, midiendo las deformaciones que se producen. Este tipo de ensayos puede dividirse en dos grandes grupos según la forma en la que se realiza la perforación sobre la que se lleva a cabo: auto-perforantes (Self boring Pressuremeters, SBP) y en el interior de sondeo (Pre Bored Pressuremeters, PBP).

En una primera campaña Dixon et al. (2006) utilizaron presiómetros auto-perforantes para la obtención de las propiedades mecánicas de residuos sólidos urbanos. Como se detalla en el apartado 1.2.1.1, el método no obtuvo los resultados esperados, debido a la escasa deformación producida por el aparato.

Dixon et al. (2006) también utilizaron dilatómetros de alta presión con el fin de aumentar la deformación producida e incrementar la posibilidad de alcanzar la rotura del material, sin embargo, este aumento no fue suficiente para alcanzar un valor máximo de la tensión aplicada.

Con ambos tipos de presiómetro, los autores solo fueron capaces de obtener parámetros deformacionales. Matasovic et al. (2008) concluyen que la interpretación de este tipo de ensayos en rotura es difícil, si no imposible, debido a la escasa deformación radial que estos producen en comparación con la necesaria para producir la rotura de los residuos.

### **Ensayos de penetración estática (CPT y CPTu)**

Consisten en la introducción en el terreno mediante hinca a velocidad controlada y constante de un elemento al que se denomina penetrómetro. Generalmente estos elementos acaban en una punta con forma cónica, aunque existen variantes en los que la punta tiene forma diferente (bola, barra horizontal, etc.). Durante el ensayo se mide la resistencia que el terreno genera a la hinca, tanto en la punta del penetrómetro como en el fuste en el entorno de esta.

Existen las llamadas puntas mecánicas, en las que la resistencia a la hinca se mide en superficie y para lo que son necesarios unos útiles que permitan el movimiento independiente de la punta respecto al resto del varillaje. Las primeras investigaciones utilizando este tipo de ensayos se deben a Siegel et al. (1990), Hinkle 1990, Jessberger y Kockel (1991), Sánchez Alciturri et al. (1993) y Palma (1995) entre otros.

Actualmente la mayoría de las investigaciones se realizan usando puntas eléctricas (Palma, 1995; Zhan et al., 2008; Machado et al., 2010; Ramaiah y Ramana, 2014) en las que la medida de la resistencia que el terreno genera a la hinca se mide mediante sensores eléctricos colocados en la punta y el fuste.

Estos ensayos permiten obtener de forma directa la estratigrafía del material (Kavazanjian, 2003) y, a través de correlaciones para suelos (establecidas generalmente en ábacos) obtener el tipo de comportamiento que tiene cada una de las capas asimilando el residuo a un suelo natural (Palma 1995; Ramaiah y Ramana, 2014). En la Figura 1.33 se muestra la determinación del tipo de material realizado por Palma (1995) en el vertedero de Meruelo (Cantabria) utilizando el ábaco propuesto por Schmertmann (1978).

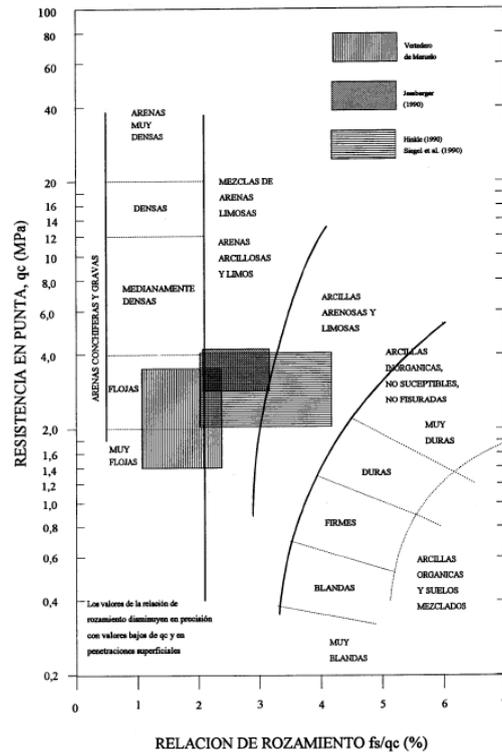


Figura 1.33.- Determinación del tipo de comportamiento usando el ábaco de Schmertmann (1978) (Palma, 1995)

Existen también correlaciones en ábacos para determinar la resistencia del material una vez identificado el tipo de suelo al que se asemeja el comportamiento del material.

Otra de las ventajas de los ensayos de penetración estática de punta eléctrica es la posibilidad de incluir en la misma diversos sensores que permiten medidas adicionales. Uno de los sensores más habituales consiste en un piezómetro, dando lugar al ensayo CPTu, en el cual se puede obtener la presión de agua, lo que permite determinar la altura del nivel freático, las presiones intersticiales generadas durante el ensayo, realizar el análisis del ensayo en tensiones efectivas e incluso determinar las propiedades de permeabilidad y consolidación del material mediante pruebas de disipación de la sobrepresión intersticial generada en la hinca. Además del piezómetro, es posible la inclusión de sensores geo-físicos y geo-eléctricos.

Houlsby y Withers (1988) describen la utilización de una punta CPTu a la que se le ha añadido un presiómetro (Figura 1.34) a la que denominan cono-presiómetro (CPM). Este dispositivo permite la realización de ensayos presiométricos sobre las

paredes de la perforación que realiza la punta CPTu a diversas profundidades, para lo que es necesario interrumpir la hinca continua.

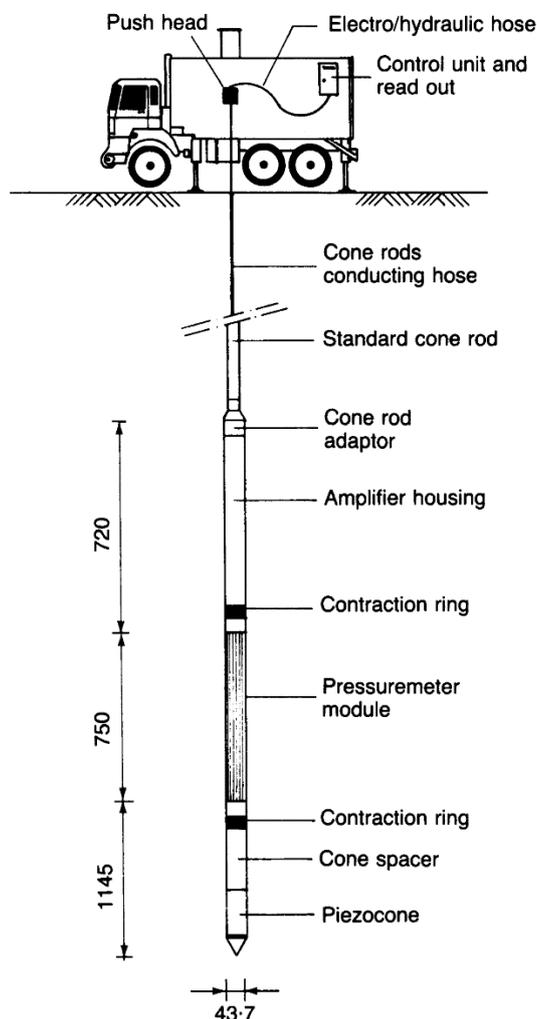


Figura 1.34.- Prototipo de cono-presiómetro (Houlsby y Withers, 1988)

Whittle (1998) presenta la realización de este tipo de ensayos en vertederos de R.S.U. para la obtención tanto de la rigidez como de la resistencia, sin aportar resultados sobre la campaña realizada. Sobre la realización de este tipo de ensayos en vertederos el autor realiza las siguientes observaciones:

- Los ensayos presiométricos son siempre una opción a considerar para obtener los parámetros de los residuos, debido al gran volumen de material movilizado durante su realización.
- De entre los métodos presiométricos, el más adecuado es el CPM, ya que no precisa perforación, no es necesario añadir agua durante la

introducción y el emplazamiento del dispositivo es rápido y económico, permitiendo el cambio de emplazamiento si se localiza un elemento duro no penetrable.

- Alcanzar la rotura es difícil, pero no imposible, por lo que puede ser determinado el valor de los parámetros resistentes.
- La reacción necesaria para la hincada es del orden de 5 toneladas, lo que es fácilmente alcanzable para sistemas de penetración montados en camión, que aporta suficiente peso.

### **Ensayos de penetración dinámica (DPH, DPSH, SBT)**

La diferencia entre los ensayos de penetración estáticos y dinámicos estriba en la forma de suministrar la energía necesaria para la hincada, mientras que en los primeros la energía se suministra mediante la presión ejercida por un gato hidráulico, en los segundos la energía es proporcionada por el golpeo de una maza de peso conocido que se deja caer desde una altura también conocida y constante. El resultado de este tipo de ensayos es la cantidad de golpes que es necesario dar en el varillaje para que se produzca la hincada de una determinada longitud de la punta. En España hay dos ensayos dinámicos normalizados: DPH y DPSH.

Para evitar la influencia del rozamiento del varillaje, pueden realizarse ensayos de penetración dinámica en el fondo de sondeos y con penetraciones relativamente pequeñas, de los que el más comúnmente utilizado es el SPT.

Entre las ventajas de la realización de este tipo de ensayos destacan su fácil empleo, la posibilidad de obtener la estratigrafía del vertedero, así como de analizar la variación de las características resistentes de los residuos a lo largo del tiempo realizando campañas de ensayos periódicas (Palma, 1995).

Entre los inconvenientes de su uso cabe destacar la fuerte dependencia que la interpretación tiene respecto a correlaciones empíricas, de difícil aplicación en materiales con tanta variabilidad como los residuos.

Las primeras investigaciones en vertederos usando ensayos de penetración dinámica se deben a Sowers (1968). Tanto en esta primera experiencia como en las más recientes, se ha podido constatar que la resistencia a la penetración dinámica de los

residuos, excepto en zonas puntuales de los mismos o cuando se atraviesa material de cobertura, es baja (Sowers, 1968; Olalla, 1991, Espinace et al., 1992, Palma, 1995, Zhan, 2008; Machado, 2010).

### **1.2.3.3. Análisis de roturas de taludes (back-analysis)**

El estudio retrospectivo de deslizamientos acaecidos en taludes (back-analysis) es un método utilizado habitualmente en ingeniería geotécnica, y puede ser extrapolado para el estudio de la resistencia al corte de R.S.U.

La realización de este tipo de estudios consiste en el análisis de la estabilidad del talud del vertedero en el que se ha producido la rotura y la obtención de los parámetros resistentes que devuelven un valor del factor de seguridad igual a la unidad, para el que se produce el fallo. Debe ajustarse la superficie de rotura a la detectada, si esto ha sido posible (Stark et al., 2000; Huvaj-Sarihan y Stark, 2008).

La aplicación de este método a la geotecnia ambiental no está exenta de ciertas incertidumbres. Por un lado, los casos de fallo generalizado no son, afortunadamente, frecuentes y, en los casos en los que se han producido, la determinación de la superficie de deslizamiento es complicada, siendo habitualmente posible únicamente la determinación aproximada de las zonas de entrada y salida de la curva, así como las posibles grietas de tracción en la parte superior. Además, en muchas ocasiones la rotura no se produce a través de la masa de residuo, sino a través de elementos que pueden ser menos resistentes, como los contactos con los sistemas de impermeabilización o el terreno de apoyo, por lo que la resistencia de los residuos no se moviliza totalmente y no se pueden obtener sus parámetros en rotura. Por otro lado, las condiciones en el vertedero (peso específico de los residuos, altura del nivel freático, estratigrafía, etc.) en el momento del deslizamiento no suelen conocerse con exactitud, por lo que deben ser estimadas, introduciendo mayor incertidumbre al proceso.

En cualquier caso, si se utiliza Mohr-Coulomb como criterio de rotura, el resultado obtenido del análisis es únicamente la relación entre la cohesión y el ángulo de rozamiento. En algunos casos, la determinación precisa de la superficie de deslizamiento puede usarse de guía para acotar los rangos de posibles valores de los dos parámetros. Si no, el resultado es una curva que puede representarse en un diagrama

$c-\phi$  (ver Figura 1.35). Puede hacerse una representación alternativa en el diagrama de Mohr. Se conoce la tensión vertical existente en el vertedero y la tensión tangencial máxima de rotura. Esto indica un punto representativo por el que pasa un infinito haz de rectas (Criterio de Mohr-Coulomb) con diferentes valores de ángulo de rozamiento y cohesión (ver Figura 1.35). Este diagrama debe usarse con cautela, ya que no implica que todos los puntos del mismo sean valores válidos de la cohesión y el ángulo de rozamiento del material estudiado. En realidad solamente un par de valores es correcto, simplemente no hay forma de determinar con certeza cuál (ver Figura 1.35).

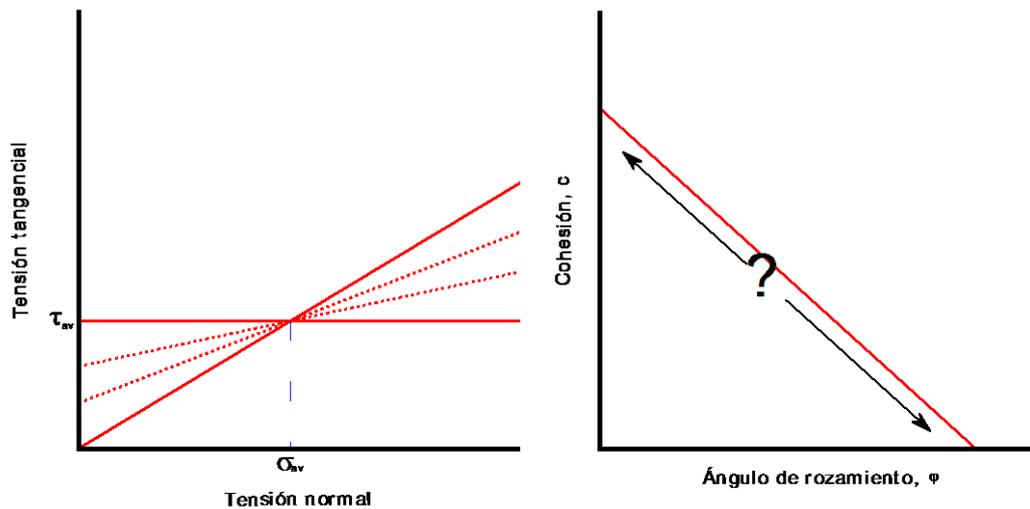


Figura 1.35.- Resultado de un back-analysis. Plano de Mohr vs diagrama  $c-\phi$

En otros casos se analizan situaciones que están lejos de la rotura, lo que implica la asunción de un factor de seguridad (Kavazanjian et al., 1996). En esta situación, pese a que las condiciones del vertedero podrían ser determinadas con mayor precisión, el desconocimiento del factor de seguridad real introduce gran incertidumbre en el análisis por lo que dichos autores no aconsejan su utilización.

### 1.3. Objetivos

El objeto fundamental de esta tesis es avanzar en el conocimiento del comportamiento resistente de los residuos sólidos urbanos como material geotécnico y en la adaptación y aplicación de las técnicas disponibles para la determinación de dicha resistencia.

Para ello la investigación se ha dividido en tres partes, que se corresponden con cada una de las técnicas para la obtención de las características mecánicas de los residuos analizadas en el apartado correspondiente al estado del conocimiento.

A continuación se enumeran los objetivos principales de esta tesis:

- Objetivo 1: Determinación de las técnicas de campo que mejor se adapten al estudio de las características resistentes de los R.S.U., estableciendo las adaptaciones necesarias.
- Objetivo 2: Aplicación de las técnicas seleccionadas en el objetivo anterior mediante la realización de una campaña experimental, obteniendo las características resistentes de vertederos reales.
- Objetivo 3: Caracterizar mecánicamente los residuos sometidos a pre-tratamiento M.B.T. mediante la utilización de ensayos de laboratorio. Para lo que es necesaria la creación de un nuevo laboratorio y la adaptación de los equipos al nuevo material.
- Objetivo 4: Aplicar los conocimientos obtenidos en los objetivos anteriores al análisis de un vertedero real con problemas de estabilidad, usando la técnica del back-analysis.

## Capítulo 2

# ENSAYOS DE CAMPO SOBRE RESIDUOS CONVENCIONALES (R.S.U.)

Durante la operación de un vertedero de Residuos Sólidos Urbanos y tras su clausura, el material sufre cambios que afectan, entre otras cosas, a su resistencia al corte (Grisolia y Napoleoni, 1996; Eid et al., 2000; Zhan et al., 2008; Karimpour-Fard et al., 2011). Como se ha dicho en el capítulo anterior, dicha resistencia es un factor fundamental a la hora de optimizar la capacidad de las instalaciones y de garantizar su seguridad, por lo que su variación debe ser estimada para el diseño y monitorizada durante la operación. Por otro lado, la resistencia al corte de los residuos está influenciada por su composición (Dixon y Jones, 2005; Zekkos et al., 2007; Stark et al., 2009; Machado et al., 2010) que a su vez depende de las costumbres, el grado de desarrollo, la legislación y un gran número de factores de la sociedad que genera dichos residuos, por lo que es aconsejable la obtención de los parámetros resistentes de cada vertedero.

La utilización de ensayos de campo para el estudio de las propiedades mecánicas de un vertedero elimina los dos problemas fundamentales que presenta la caracterización del material mediante ensayos de laboratorio: la baja representatividad de las muestras obtenidas y los problemas sanitarios asociados al estudio en instalaciones cerradas de materiales potencialmente peligrosos para la salud y el medio ambiente. Además de estas ventajas, los ensayos de campo son más económicos y sencillos de realizar, lo permite el establecimiento de campañas sistemáticas para el control de la variación de la resistencia.

Así pues, en este capítulo se presenta la investigación llevada a cabo para determinar la metodología de ensayo más apropiada para realizar la caracterización del comportamiento mecánico de vertederos de R.S.U. usando ensayos geotécnicos de campo, y su aplicación a tres vertederos.

### **2.1. Elección de las técnicas de ensayo**

En el capítulo anterior se ha realizado una revisión de los ensayos de campo aplicables al estudio de la resistencia de residuos.

La realización de ensayos de corte directo in-situ puede realizarse únicamente a residuos que se encuentren en profundidades relativamente bajas. Además, el coste de este tipo de ensayos respecto al resto de ensayos de campo es elevado. Esto, unido a las limitaciones técnicas comentadas anteriormente, hace que el establecimiento de un sistema de control de la variación de la resistencia con el tiempo de los residuos de un vertedero basado en este tipo de ensayos no sea viable.

Por otro lado, los ensayos de penetración dinámica, aunque permiten obtener la evolución con el tiempo de la resistencia (Palma, 1995), requieren de la utilización de correlaciones empíricas para la obtención de los parámetros resistentes. Además, si no se realizan en el fondo de sondeos, el resultado obtenido está influenciado por el rozamiento del varillaje con los residuos. Debido a esto, su utilización en la presente tesis ha sido descartada.

Tras la revisión bibliográfica realizada y las experiencias previas del Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria en la realización de ensayos de campo en vertederos de R.S.U., se ha determinado que los ensayos de campo que más se adecuan

al estudio de residuos son los ensayos presiométricos y los de penetración estática, descartándose la realización tanto de ensayos de corte directo in-situ como de ensayos de penetración dinámica.

Como se ha visto en el capítulo anterior, el cono-presiómetro (CPM) es un dispositivo capaz de realizar ambos ensayos de forma simultánea y del que existe al menos una experiencia previa de su uso satisfactorio en la caracterización de vertederos de R.S.U. (Whittle, 1998), por lo que inicialmente se valoró su utilización en la presente investigación. Una vez recabada la información necesaria sobre el ensayo, se consideró que su uso no era apropiado debido a la escasa deformabilidad que ofrece el presiómetro que tiene instalado y a la esbeltez del mismo, que hace que no resista las cargas provocadas durante la introducción del dispositivo en el terreno. La razón estriba en que en el proceso de introducción de la punta en el terreno hay posibilidad de encontrarse con materiales duros (capas de recubrimiento arcilloso, piedras o residuos no estrictamente orgánicos) que, en el caso de la realización de ensayos de penetración convencionales (mecánicos o electrónicos) normalmente son traspasados o apartados por la propia punta. Pero este proceso provoca un incremento puntual de la carga por punta que es registrado por los sensores.

Sin embargo, según la información facilitada por la empresa diseñadora del aparato, la reducción de sección en la zona en la que se instala el presiómetro hace que el cono-presiómetro tenga una esbeltez superior a la de un penetrómetro mecánico o eléctrico, lo que reduce fuertemente su capacidad de resistir estas cargas axiales sin experimentar pandeo y rotura. La probabilidad de daño al aparato es elevada si se utiliza en un relleno de residuos y puede quedar inservible tras un número muy reducido de ensayos. Esto llevó a la conclusión de desestimar la utilización del cono-presiómetro como ensayo de campo para la caracterización de R.S.U. y utilizar ensayos de penetración estática con medida de la presión intersticial (CPTu) y ensayos presiométricos en sondeo (PBP) durante la investigación.

## **2.2. Campaña realizada**

El estudio se ha realizado en tres vertederos españoles de residuos sólidos urbanos o asimilables a urbanos (Figura 2.1).

En la campaña de campo llevada a cabo se han perforado un total de 11 sondeos en los que se han realizado 53 ensayos presiométricos con profundidades comprendidas entre los 3 y los 20 metros y 29 ensayos de penetración estática. La distribución de sondeos y ensayos entre los diferentes vertederos puede verse en la Tabla 2.1.



Figura 2.1.- Localización de los vertederos

Nombre del vertedero	Código	Sondeos	PBP	CPTu
Can Mata	CM	4	16	10
Alcalá del Río	AR	3	15	8
Cañada Hermosa	CH	4	22	11
<b>TOTAL</b>		<b>11</b>	<b>53</b>	<b>29</b>

Tabla 2.1.- Distribución de ensayos en los vertederos

### 2.2.1. Vertedero de Can Mata (CM)

El vertedero de Can Mata está situado al noroeste de Barcelona. Contiene dos grandes áreas: una de ellas consistente en una zona de vertido fuera de uso y ya sellada y otra zona llamada “nuevo vertedero” que sigue en explotación.



Figura 2.2.- Imagen aérea del vertedero de Can Mata

La zona sellada se encuentra en lado este del vertedero (ver Figura 2.2). Tiene un área aproximada de 21 ha y el espesor de residuo dispuesto va desde los 20 m hasta un máximo de 65 m. Durante su período de operación (1994-2003) aceptaba residuos sólidos urbanos y residuos industriales asimilables a urbanos.

La zona denominada “nuevo vertedero” comenzó a explotarse en el año 2004 y seguía recibiendo residuo en el momento de la campaña. A diferencia del vertido en la zona antigua, en esta los residuos que se vierten actualmente reciben un pre-tratamiento en planta previo a su disposición en el vertedero, si bien su tipología de origen es la misma; residuos sólidos urbanos y residuos industriales asimilables a urbanos. La intensidad de los tratamientos a los que se ha sometido a los residuos ha aumentado con el tiempo, desde una simple clasificación hasta el tratamiento mecánico y biológico que se realiza en la actualidad. Únicamente los residuos más superficiales pueden considerarse M.B.T.-R.S.U., por lo que se considera que la tipología de residuo del conjunto del vertedero se corresponde con residuos convencionales.

Este área tiene una extensión de 17 ha y el espesor de la capa de residuo va desde los 30 m a los 70 m.

En las tablas siguientes puede verse un resumen de los ensayos realizados:

<b>Punto de sondeo</b>	<b>Presiómetro</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Camisa</b>
<b>CM-04</b>	CM-04-PBP-01	7,5	CS-01
	CM-04-PBP-02	13	CB-01
	CM-04-PBP-03	19	CB-01
<b>CM-06</b>	CM-06-PBP-01	4	CB-01
	CM-06-PBP-02	7,5	CS-01
	CM-06-PBP-03	10	CS-01
	CM-06-PBP-04	16,5	CS-02
	CM-06-PBP-05	19,5	CS-02
<b>CM-09</b>	CM-09-PBP-01	3,8	CB-02
	CM-09-PBP-02	7,3	CB-02
	CM-09-PBP-03	10	CB-02
	CM-09-PBP-04	16	CB-02
	CM-09-PBP-05	20	CB-02
<b>CM-12</b>	CM-12-PBP-01	7,2	CB-03
	CM-12-PBP-02	10,7	CB-03
	CM-12-PBP-03	13,2	CB-03

Tabla 2.2.- Presiómetros realizados en Can Mata

<b>Punto</b>	<b>CPTu</b>	<b>Profundidad (m)</b>
<b>CM-01</b>	CM-01-CPT	25
<b>CM-02</b>	CM-02-CPT	10,7
<b>CM-03</b>	CM-03-CPT	20
<b>CM-05</b>	CM-05-CPT	17,48
<b>CM-07</b>	CM-07-CPT	20
<b>CM-08</b>	CM-08-CPT	20
<b>CM-10</b>	CM-10-CPT	20
	CM-11-CPT	1,57
<b>CM-11</b>	CM-11b-CPT	22,93
	CM-14-CPT	15,78

Tabla 2.3.- CPTu realizados en Can Mata

### 2.2.2. Vertedero de Alcalá del Río (AR)

El vertedero se encuentra al noroeste de Sevilla. Para su explotación se ha dividido en 4 celdas. La primera de ellas se encuentra actualmente sellada con geosintéticos, por lo que no se han podido hacer sobre ella ensayos de campo para no

comprometer dicho sellado. Por lo tanto, estos se han concentrado en las celdas 2, 3 y 4. El residuo más antiguo de la zona ensayada corresponde con los primeros vertidos de la celda 2, que se comenzó a explotar en el año 2005. En el momento de la campaña el vertido se realizaba en las celdas 3 y 4.

Al igual que en el caso del nuevo vertedero de Can Mata, el residuo que se está vertiendo actualmente es el rechazo producido en la planta de pretratamiento tras someter a los R.S.U. y residuos industriales asimilables a urbanos a diversos tratamientos mecánicos.

El área de estudio ocupa 10,4 ha y el espesor de la capa de residuo va desde los 20 m hasta los 40 m.

En las tablas siguientes puede verse un resumen de los ensayos realizados:

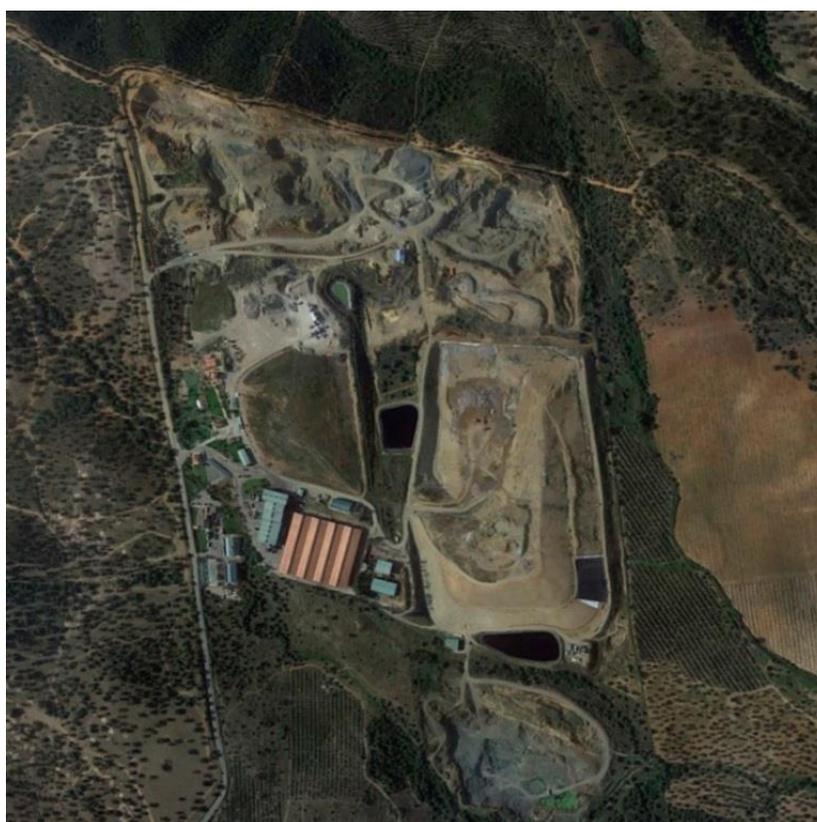


Figura 2.3.- Imagen aérea del vertedero de Alcalá del Río

Punto de sondeo	Presiómetro	Profundidad (m)	Camisa
<b>AR-03</b>	AR-03-PBP-01	4,5	CB-08
	AR-03-PBP-02	7,5	CB-09
	AR-03-PBP-03	11	CB-09
	AR-03-PBP-04	15	CB-09
	AR-03-PBP-05	16,1	CB-09
<b>AR-08</b>	AR-08-PBP-01	4,5	CB-05
	AR-08-PBP-02	7,7	CB-05
	AR-08-PBP-03	10,3	CB-04
	AR-08-PBP-04	14,1	CB-07
	AR-08-PBP-05	17,5	CB-07
<b>AR-11</b>	AR-11-PBP-01	4,4	CB-06
	AR-11-PBP-02	7,4	CB-06
	AR-11-PBP-03	11	CB-06
	AR-11-PBP-04	16	CB-07
	AR-11-PBP-05	19,5	CB-07

Tabla 2.4.- Presiómetros realizados en Alcalá del Río

Punto	CPTu	Profundidad (m)
<b>AR-02</b>	AR-02-CPT	0,84
	AR-02b-CPT	9,41
	AR-02c-CPT	7,69
<b>AR-04</b>	AR-04-CPT	20
<b>AR-06</b>	AR-06-CPT	20
<b>AR-09</b>	AR-09-CPT	12
<b>AR-10</b>	AR-10-CPT	9,51
	AR-10b-CPT	20

Tabla 2.5.- CPTu realizados en Alcalá del Río

### 2.2.3. Vertedero de Cañada Hermosa (CH)

Se encuentra al oeste de la ciudad de Murcia. Está dividido en 13 celdas, de las que 10 ya se habían construido en el momento de la ejecución de los ensayos. Su explotación comenzó en 1994, si bien en 2005 se introdujeron cambios en la misma al añadirse una nueva línea de residuos. El área de la superficie de estudio abarca 27 ha y el espesor de la capa de residuo va desde los 20 m a los 40 m.

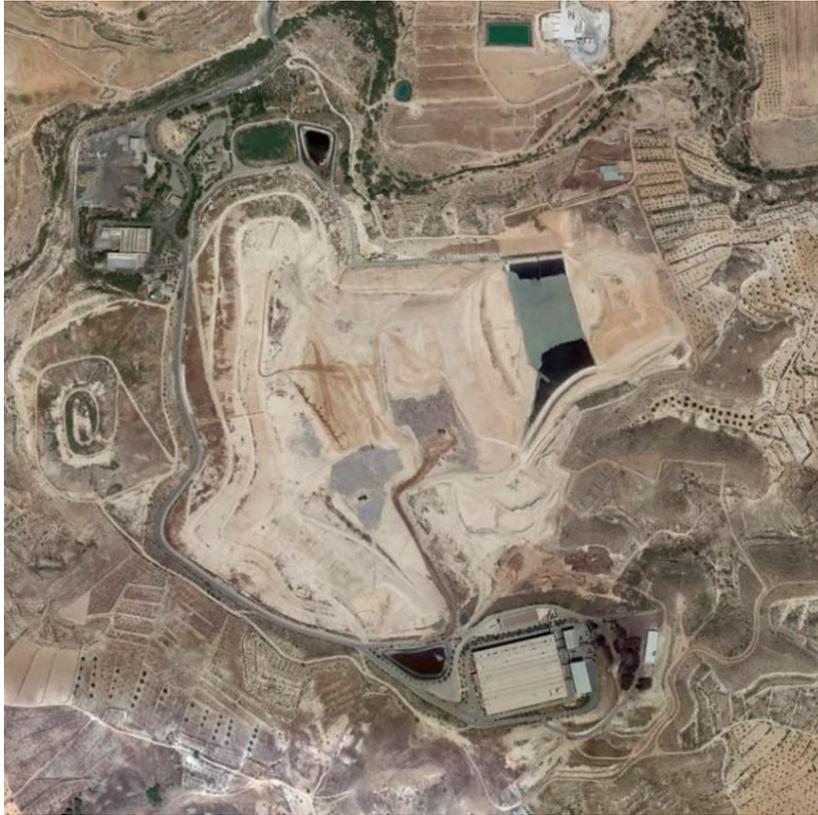


Figura 2.4.- Imagen aérea del vertedero de Cañada Hermosa

La planta de residuos consiste en una planta de tratamiento mecánico y biológico (MBT) y el propio vertedero. Además de los residuos procedentes de la planta de tratamiento, el vertedero recibe residuos procedentes de otra planta de tratamiento R.S.U. y de una industria de productora de embalaje. Actualmente, en conjunto, el vertedero admite los siguientes tipos de residuos:

- Rechazo de la planta de selección
- Rechazo de la planta de clasificación
- Rechazo de la planta industrial
- Rechazo de la planta de compostaje (desde 2005)

Al igual que lo que sucedía en Can-Mata, la introducción del pre-tratamiento afecta únicamente a la capa más superficial de residuo, por lo que la mayoría de los residuos que van a estudiarse pueden considerarse residuos convencionales.

En las tablas siguientes puede verse un resumen de los ensayos realizados:

<b>Punto de sondeo</b>	<b>Presiómetro</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Camisa</b>
<b>CH-11</b>	CH-11-PBP-01	4,6	CB-14
	CH-11-PBP-02	8	CB-13
	CH-11-PBP-03	10,5	CB-12
	CH-11-PBP-04	14	CB-10
	CH-11-PBP-05	16,5	CB-10
	CH-11-PBP-06	19,5	CB-10
<b>CH-12</b>	CH-12-PBP-01	4,6	CB-10
	CH-12-PBP-02	8	CB-10
	CH-12-PBP-03	11	CB-10
	CH-12-PBP-04	14	CB-11
	CH-12-PBP-05	17	CB-11
	CH-12-PBP-06	19,5	CB-11
<b>CH-13</b>	CH-13-PBP-01	5	CB-11
	CH-13-PBP-02	8	CB-15
	CH-13-PBP-03	11	CB-16
	CH-13-PBP-04	16	CB-16
	CH-13-PBP-05	19,5	CB-16
<b>CH-14</b>	CH-14-PBP-01	5	CB-17
	CH-14-PBP-02	8	CB-17
	CH-14-PBP-03	11	CB-17
	CH-14-PBP-04	16,5	CB-17
	CH-14-PBP-05	19,5	CB-17

Tabla 2.6.- Presiómetros realizados en Cañada Hermosa

<b>Punto</b>	<b>CPTu</b>	<b>Profundidad (m)</b>
<b>CH-01</b>	CH-01-CPT	20
<b>CH-02</b>	CH-02-CPT	20
<b>CH-03</b>	CH-03-CPT	20
<b>CH-04</b>	CH-04-CPT	20
<b>CH-05</b>	CH-05-CPT	19,2
<b>CH-06</b>	CH-06-CPT	17,53
<b>CH-07</b>	CH-07-CPT	18
<b>CH-08</b>	CH-08-CPT	20
<b>CH-09</b>	CH-09-CPT	11,47
<b>CH-10</b>	CH-10-CPT	20
<b>CH-15</b>	CH-15-CPT	20

Tabla 2.7.- CPTu realizados en Cañada Hermosa

### 2.3. Ensayos PBP

El ensayo presiométrico en sondeo PBP (Pre-Bored Pressuremeter) consiste en la aplicación sobre las paredes de un sondeo de una presión radial mediante el inflado en su interior de una membrana de plástico flexible (ver Figura 2.5), normalmente denominada camisa. Durante el inflado de la membrana se registra tanto el incremento de radio respecto al radio original ( $\Delta r$ ) de la camisa como la presión necesaria para conseguir dicha deformación ( $P_t$ ).

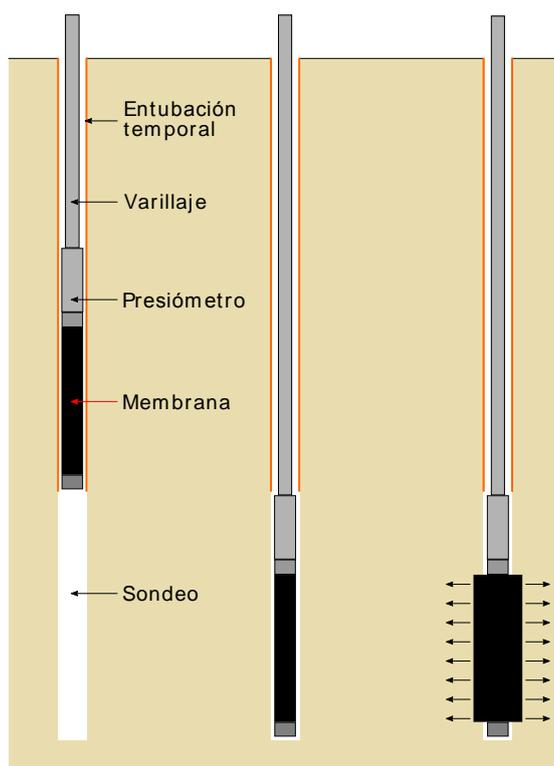


Figura 2.5.- Esquema del ensayo presiométrico en sondeo (PBP)

Además de la sonda presiométrica, los elementos necesarios para la realización de ensayos PBP son los siguientes:

- Máquina de sondeos.
- Entubación.
- Varillaje.
- Equipo de presión.
- Sistema de adquisición de datos.

Para la ejecución de un ensayo presiométrico es necesario realizar previamente un sondeo con un diámetro similar al del equipo que va utilizarse. En la práctica se realiza un sondeo de diámetro estándar, y una vez alcanzada la profundidad a la que se va a hacer el ensayo, se ejecuta un avance con diámetro de sondeo igual al exterior del aparato. El equipo utilizado para realizar el sondeo no tiene que presentar ninguna característica especial (ver Figura 2.6), si bien la excavación debe realizarse de forma que se produzca la menor alteración posible en el material perforado para no condicionar el resultado del ensayo. La cantidad de agua utilizada para el avance, así como la velocidad, deben ser controladas en todo momento para asegurar la calidad de la excavación.



Figura 2.6.- Máquina de sondeo utilizada

Según se va profundizando con el sondeo puede ser necesario realizar un sostenimiento provisional de las paredes de la excavación. Este proceso consiste en la introducción en el interior del sondeo de una serie de tuberías, normalmente metálicas, con un diámetro interior ligeramente superior al diámetro exterior del útil de perforación que se esté utilizando para evitar que esta se cierre. La propia máquina de sondear es la encargada de la introducción de la entubación.

Se denomina varillaje a las barras roscadas que se añaden al presiómetro para alcanzar la profundidad deseada. En este ensayo la función del varillaje es doble, por un lado permite introducir y recuperar el presiómetro del sondeo y por otro sirve de soporte sobre el que fijar el cable y la tubería necesarios para la realización del ensayo.

Durante la ejecución del ensayo es necesario introducir un fluido a presión dentro de la membrana para que esta se hinche y presione lateralmente al terreno que la rodea, para lo que se utiliza un equipo de presión. Dependiendo del fluido a introducir esto se consigue bien con una bomba, en el caso de líquidos, o con una bombona de gas presurizado. El tubo que conecta el equipo de presión, que se encuentra en la superficie, con la sonda presiométrica, debe estar convenientemente fijado al varillaje para evitar problemas en las maniobras de introducción y recuperación de la sonda.

El sistema de adquisición de datos se encuentra generalmente en superficie y, de forma análoga al equipo de presión, se conecta al equipo presiométrico mediante un cable fijado al varillaje. Está formado generalmente por equipos informáticos que registran los datos resultantes. Normalmente los parámetros que se miden de forma automática son los siguientes:

- Presión total aplicada ( $P_t$ ).
- Incremento de radio ( $\Delta r$ ).

Además de estos parámetros es necesario registrar, normalmente de forma manual, la profundidad a la que se realiza cada uno de los ensayos.

El resultado del ensayo es la llamada curva presiométrica (Figura 2.7), que resulta de representar en una gráfica la presión aplicada al terreno frente al desplazamiento radial producido en las paredes de la cavidad. Para conseguir dicha gráfica es necesario realizar una serie de correcciones a los datos recogidos durante el ensayo, tanto a la presión como al incremento de radio.

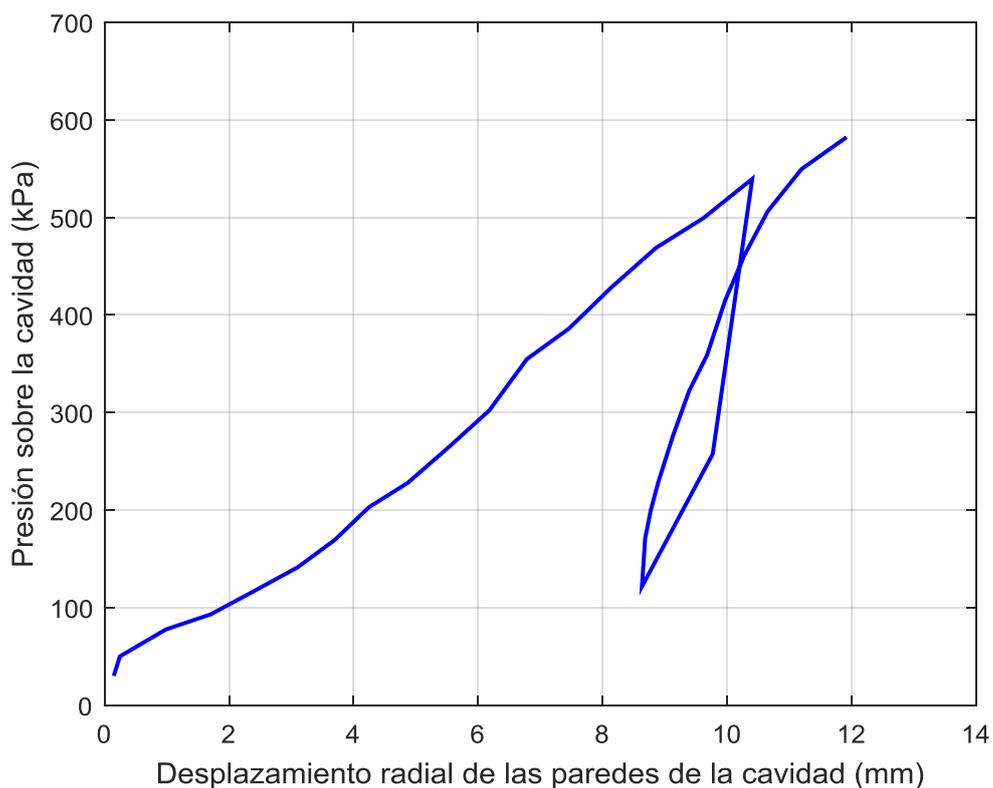


Figura 2.7.- Ejemplo de curva presiométrica

Parte de la presión de inflado que se registra corresponde a la presión necesaria para producir el inflado de la propia camisa, por lo que no se transmite al terreno circundante, y tiene que ser sustraída de la medida realizada, dando lugar a la presión corregida ( $P_c$ ). Esta presión varía con el diámetro de la camisa y las características de rigidez de la membrana, por lo que es necesario realizar un tarado de esta en vacío para obtener la presión a sustraer en cada momento.

Durante la deformación también se produce una variación en el espesor de la camisa, por lo que también es necesario corregir el incremento de radio. Este cambio de espesor se debe a dos fenómenos distintos: por un lado se produce un aplastamiento de la pared de la camisa debido a la presión a la que está sometida, por otro, al aumentar el radio se produce una disminución elástica o adelgazamiento de la pared en sentido radial (efecto Poisson).

En el apartado 2.3.3 se detalla la forma en la que se realizan estas correcciones.

### **2.3.1. Metodología de ejecución**

Los ensayos se han realizado conforme a la norma ISO 22476-4 y la norma NF P 94-110-2, si bien ha sido necesario realizar algunas pequeñas modificaciones para adaptar la metodología de la norma a las características de los residuos. Ha sido necesaria la utilización de estas dos normas, puesto que la norma ISO, de reciente publicación al inicio de la campaña experimental, todavía no recogía la realización de ciclos de descarga-recarga, sistema aplicado en esta investigación. Para la aplicación de estos ciclos, se ha optado por la norma francesa NF P 94-110-2, dada la gran similitud que existe entre norma ISO y su homóloga francesa (NF P 94-110-1), aplicable en el caso de ensayo con un solo ciclo de carga. Durante la investigación se ha desarrollado un protocolo de ejecución de los ensayos PBP que puede verse en el Anexo IV.

La ejecución del ensayo puede dividirse en dos fases bien diferenciadas. Por un lado la ejecución del sondeo y por otro la ejecución del ensayo presiométrico.

#### **2.3.1.1. Ejecución del sondeo**

La excavación se realiza usando coronas convencionales de widia o diamante, mediante rotación y con introducción de agua como lubricante y refrigerante. La cantidad de agua introducida durante el proceso de perforación debe ser la mínima necesaria para cumplir con su doble función, alterando lo menos posible las características del material.

Durante la ejecución de los primeros sondeos se comprobó que el material es fácilmente perforable con coronas de widia, pero presenta un problema de estabilidad, lo que hace necesario su entubado en toda la longitud del sondeo. Debido a la inestabilidad de las paredes y a la gran fricción entre las paredes del sondeo y la tubería introducida, no es posible recuperar la entubación para sondeos con profundidades superiores a los 20 m. Por lo que, a partir de los 17,5 m de profundidad, la perforación se realiza de forma telescópica, con corona y entubación de menor diámetro de las utilizadas hasta esta profundidad. Estas entubaciones no tienen conexión entre sí (Figura 2.8), lo que independiza la fricción con el residuo en ambas, permitiendo poder realizar sondeos de profundidad mayor de 20 m sin riesgo de perder la entubación introducida.

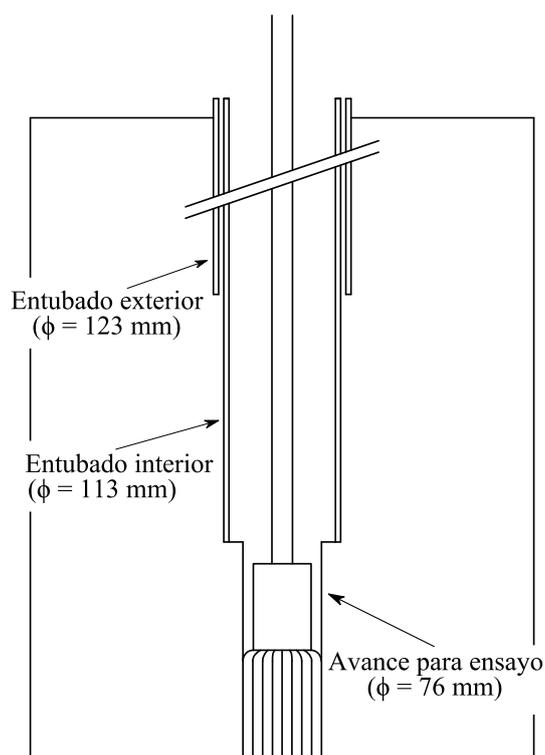


Figura 2.8.- Esquema de un sondeo profundo

Una vez alcanzada la profundidad a la que se quiere realizar el ensayo presiométrico, se realiza una perforación en avance, con un diámetro igual al diámetro inicial del presiómetro sin presión interior (76 mm), que se deja sin entubar para poder realizar el ensayo. El sistema utilizado para perforar el avance es el mismo utilizado durante el resto del sondeo, si bien se ha extremado la precaución, ya que la calidad de esta perforación tiene gran influencia en los resultados que se van a obtener del ensayo.

Los diámetros utilizados para los útiles de perforación y entubación en las diferentes fases pueden verse en la Tabla 2.8.

Fase	Diámetro de la corona (mm)	Diámetro de la entubación (mm)
0 – 17,5 m	116	123
>17,5	101	113
Avance	76	-

Tabla 2.8.- Diámetros de las coronas de perforación y de la entubación

### 2.3.1.2. Ejecución del ensayo presiométrico

Una vez realizada la perforación de avance, se introduce el presiómetro en el interior de esta. Durante la introducción se fijan tanto el cable de datos como el tubo de presión al varillaje para evitar posibles problemas. En los ensayos realizados en los vertederos fue necesario presionar moderadamente el varillaje hacia abajo para alojar el presiómetro en el avance. Esto se debe a que en las paredes del avance, al igual que en el resto del sondeo, se produce una cierta inestabilidad, por lo que su diámetro disminuye durante el proceso de retirada de la batería de avance e introducción del equipo. Una vez que el presiómetro está en posición los pasos a realizar son los siguientes:

1. Dejar que el equipo se acomode a la temperatura del sondeo.
2. Realizar escalones de carga, registrando al final de cada uno la presión suministrada, así como los incrementos de radio medidos de forma instantánea y a los 15, 30 y 60 segundos.
3. Una vez alcanzado el 70% de la deformación total disponible descargar parcialmente.
4. Tras la descarga parcial, volver a realizar escalones de carga en las condiciones descritas en el punto 2.
5. Se considera que el ensayo ha terminado cuando se alcanza alguno de los valores límite del aparato, bien la presión o la deformación máxima.

El procedimiento está descrito con mayor detalle en el Anexo IV.

### Equipos utilizados

Para la realización de los ensayos en todos los vertederos se ha usado la sonda presiométrica Elastometer-2 HQ 4180 de la marca OYO (Figura 2.9). La presión necesaria para la realización del ensayo se realiza con agua, usando una bomba manual (Figura 2.10) también de la marca OYO. La adquisición de datos se ha realizado utilizando un acondicionador de señal EL4 desarrollado por NDT Ingenieros específicamente para la sonda utilizada, con resoluciones de 0,1 kg/cm<sup>2</sup> y 0.01 mm, conectado mediante un cable RS-232 a un portátil convencional (Figura 2.11)

Durante la realización de los ensayos se han probado dos tipos de camisa con diferentes rigideces (ver apartado 2.3.2), ambos tipos con un diámetro exterior nominal de 760 mm.

La información completa sobre los equipos utilizados se encuentra disponible en el Anexo VI.



Figura 2.9.- Sonda presiométrica Elastometer-2 HQ 4180



Figura 2.10.- Bomba para ensayo presiométrico



Figura 2.11.- Sistema de adquisición de datos para ensayo presiométrico

### 2.3.2. Elección de la camisa

Las camisas se clasifican según su rigidez, es decir, según la presión que es necesario aplicar para deformarlas. Atendiendo a esta clasificación se pueden distinguir tres tipos de camisas: blandas, semirrígidas y rígidas.

Normalmente la elección la camisa se basa en experiencias previas con el equipo en materiales similares al que se va a ensayar. En este caso, la cantidad de trabajos realizados con presiómetros monocélula en R.S.U. es muy reducida, por lo que se realizó una primera elección de camisa a partir de los datos disponibles sobre el material, obtenidos mediante otros ensayos, y de experiencias previas usando otros tipos de presiómetros en residuos.

Un primer factor a considerar es la gran deformabilidad de los residuos, así como su escasa rigidez (Stark et al. 2009, Cañizal et al. 2011), lo que hace necesario utilizar camisas con la menor rigidez posible y la máxima deformabilidad. Pero otro factor limitante a la hora de elegir la camisa adecuada es la presencia en el interior de la masa de residuo de partículas metálicas, potencialmente peligrosas para la integridad de la camisa al ser posible su rotura por punzado. Esto obligaría a membranas muy resistentes y, por lo tanto, muy rígidas, lo que es contradictorio con lo anterior.

Una posible solución para proteger la membrana de las partículas punzantes es la instalación de una lámpara china alrededor de ella (Dixon 2006). Este dispositivo está formado por una serie de láminas metálicas unidas entre sí por los extremos que

recubren a la camisa dejando que esta se deforme mientras la protegen de los elementos exteriores. Pero la instalación de este dispositivo en la sonda presiométrica aumenta de forma significativa la presión necesaria para la deformación del conjunto camisa-lámpara china, es decir incrementa su rigidez, por lo que no es aconsejable su utilización en materiales muy blandos, como es el caso de los residuos.

Atendiendo a los factores comentados con anterioridad, para los primeros ensayos se eligió una camisa semirrígida, como elección de equilibrio entre la durabilidad y la necesidad de que la rigidez fuera mínima. Tras analizar estos ensayos se llegó a la conclusión de la camisa semirrígida no era apropiada para el ensayo, ya que las curvas obtenidas con la misma eran erráticas y no se podían obtener resultados fiables. La explicación a este comportamiento es la magnitud relativa entre la presión necesaria para el inflado de la camisa (presión de tarado) y la que soporta el material. En el caso de estas camisas la presión de tarado en vacío resulta ser muy superior a la que es capaz de ejercer el terreno, por lo que el error introducido en los resultados del ensayo por las incertidumbres en la calibración hace que no sea posible obtener datos fiables. Estudios sobre la influencia del tipo de camisa en el resultado confirman que, si bien el tipo de camisa no tiene gran influencia en los resultados obtenidos de forma general, si puede tenerla cuando el material a ensayar es muy blando (Elton, 1981).

Tras esta primera prueba, se decidió utilizar camisas blandas, obteniéndose buenos resultados con las mismas sin una apreciable disminución en la durabilidad, por lo que han sido las utilizadas durante el resto de la campaña.

### **2.3.3. Calibrado de la camisa**

Es necesario calibrar la camisa para obtener los valores netos de presión y deformación del terreno. Pero cuando se ensayan materiales muy blandos, como es el caso de los residuos, la calibración de la camisa cobra mayor importancia, debido a que las presiones soportadas por el terreno son de similar orden de magnitud que las que se lleva la camisa. La influencia en el resultado del ensayo de las incertidumbres en la calibración adquiere mucha mayor importancia que en materiales con mayor rigidez y resistencia, como por ejemplo en rocas.

El calibrado de la camisa consiste en obtener las correcciones que hay que realizar a los parámetros medidos durante la realización del ensayo ( $P_t$ ,  $\Delta r_t$ ) para obtener los parámetros corregidos que servirán para representar la curva presiométrica ( $P_c$ ,  $\Delta r_c$ ). Como se ha comentado con anterioridad las correcciones a realizar son tres:

- Corrección de la presión por rigidez de la camisa.
- Corrección del incremento de radio por aplastamiento de la camisa.
- Corrección del incremento de radio por disminución de espesor de la pared de la camisa.

Los informes de tarado de las diferentes camisas utilizadas en la campaña experimental se recogen en el Anexo III.

#### **2.3.3.1. Corrección por rigidez de la camisa**

Esta corrección se realiza sobre la presión medida ( $P_t$ ) y corrige el exceso de presión medido generado por la presión necesaria para deformar la camisa cilíndrica.

La presión que absorbe la camisa depende de su deformación, esto es, de la variación de su radio, por lo que para realizar esta corrección es necesario obtener una ley  $P/\Delta r$  que permita obtener la presión de tarado en función de la deformación a la que se encuentre sometida la camisa (ver Figura 2.12).

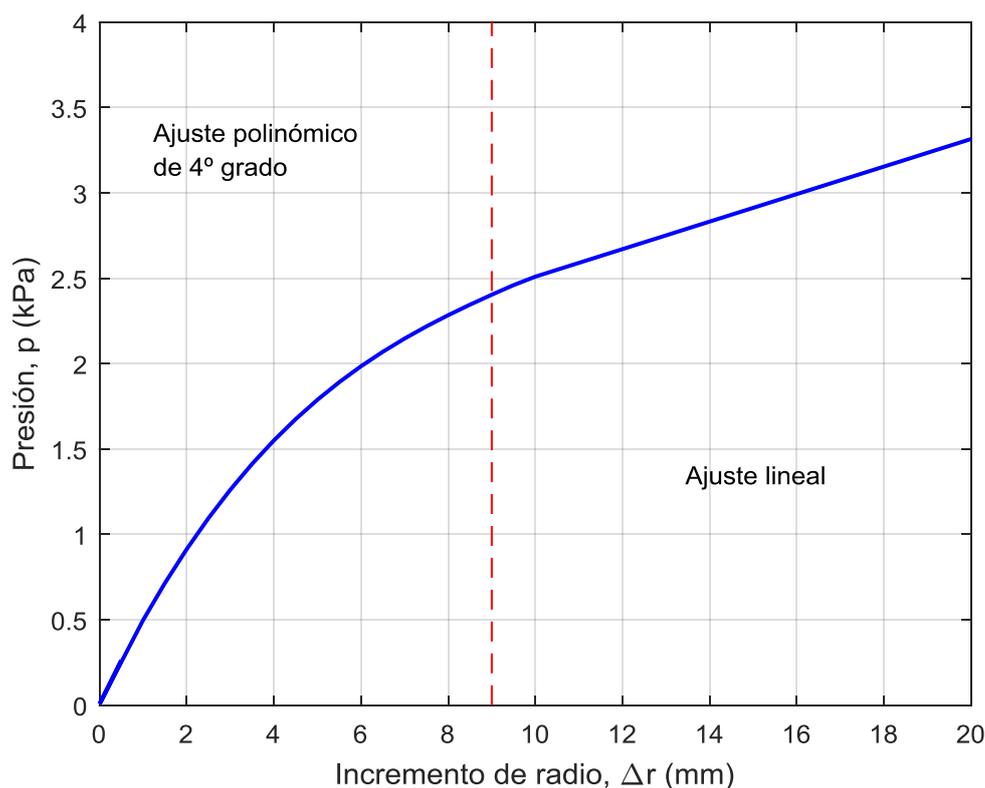


Figura 2.12.- Ejemplo de curva de calibración de una camisa blanda

Para obtener esta ley se realizan una serie de inflados de la camisa en vacío con el fin de medir su reacción a la presión cuando esta no se encuentra confinada por el terreno. Los primeros inflados de una camisa nueva no proporcionan resultados repetitivos por efectos varios, como reblandecimiento de la goma que no había sido usada previamente o ajustes en las conexiones entre membrana y aparato. Por ello, no se deben utilizar para obtener la curva de calibración. La normativa marca que deben realizarse un mínimo de tres inflados previos antes de la calibración, y que, en cualquier caso, la calibración debe realizarse cuando no haya diferencia sustancial entre las lecturas obtenidas en dos inflados consecutivos. Si se encuentra repetitividad entre ellas se considera que estos datos ya pueden utilizarse para obtener la curva de calibración.

Los puntos obtenidos para deformaciones bajas se ajustan a una ley polinómica de cuarto grado, mientras que los obtenidos para grandes deformaciones se ajustan a una ley lineal. Durante el análisis de los datos de calibrado deben obtenerse tanto las dos leyes mencionadas como el dominio de aplicación de cada una de ellas. En ocasiones se toma como límite de aplicación del ajuste polinómico de grado 4 un incremento de

radio de 10 mm, sin embargo, debido a la especial importancia del tarado en el resultado, en el presente estudio se ha analizado cada calibración para obtener de forma precisa dicho límite.

Una vez obtenida la ley, puede corregirse la presión que se ha tomado en campo sin más que restar, para cada valor de  $\Delta r$  medido (sin corregir), la presión que le corresponde según la curva de calibración de la camisa utilizada.

Aunque las camisas blandas han demostrado tener un mejor comportamiento en el material ensayado, se observó que presentaban durante el calibrado un comportamiento anómalo para deformaciones elevadas, ya que el punto obtenido para la máxima deformación no se encontraba alineado con los anteriores como era de esperar (ver Figura 2.13). En las siguientes calibraciones se observó que cuando el incremento de radio superaba los 12 mm la membrana perdía su forma cilíndrica y adoptaba una forma en "S" (ver Figura 2.14). Para evitar que se produzca este fenómeno es aconsejable no superar el límite de 12 mm de incremento de radio durante la calibración. Este fenómeno no tiene importancia durante la realización del ensayo, pues el confinamiento que produce el relleno sobre la camisa no permite que se genere esta deformación anómala, incluso para incrementos mayores de 12 mm.

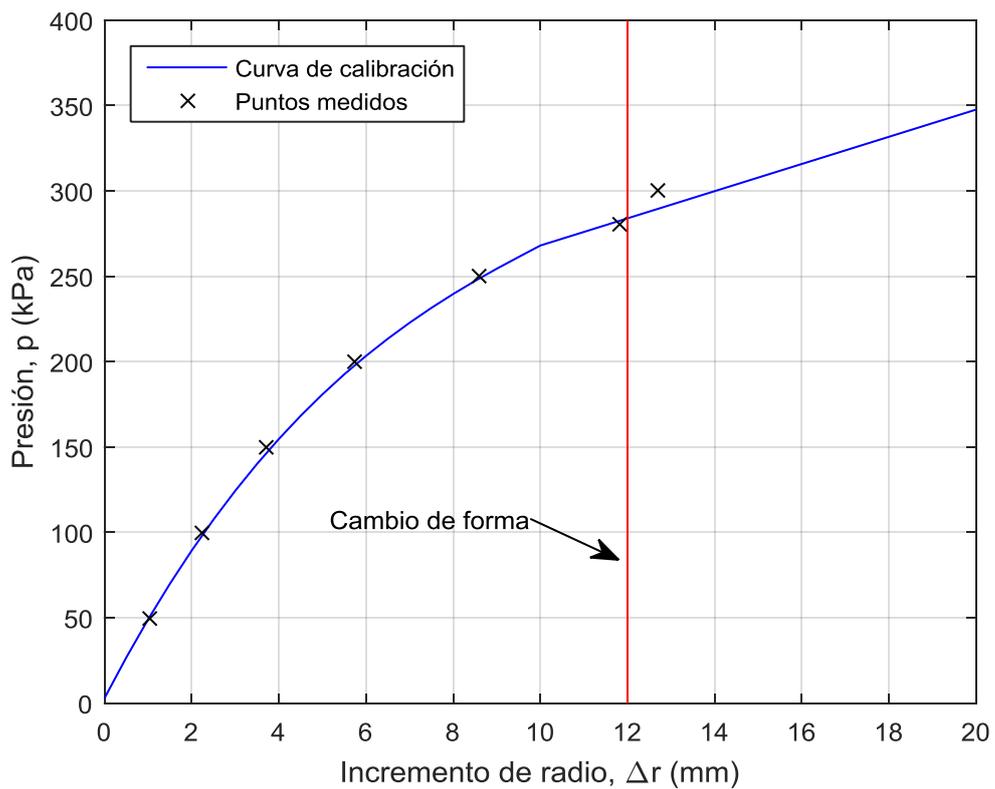


Figura 2.13.- Curva de calibración de una camisa con los puntos medidos



Figura 2.14.- Forma en "S" de la camisa

### **2.3.3.2. Corrección por aplastamiento de la camisa**

Esta corrección tiene en cuenta el aplastamiento que se produce en la pared de la camisa al estar sometida a presión por sus dos caras. Es necesario realizar esta corrección ya que la medida del incremento de radio se realiza en la pared interior de la camisa y no en su parte en contacto con el material, por lo que la medida realizada es la suma del incremento de radio en las paredes de sondeo y la pérdida de espesor de la pared de la camisa. En el caso de ensayos a bajas presiones, como es el caso de los ensayos realizados en residuos, el aplastamiento es de muy escasa entidad, por lo que esta corrección no tiene gran importancia. De todos modos, se ha considerado adecuado aplicarla a todos los ensayos realizados.

El procedimiento para obtener la corrección a aplicar consiste en realizar el inflado de la camisa en el interior de un tubo metálico, registrando los incrementos de radios producidos para diferentes presiones de inflado. Dado que el tubo en el que se introduce el presiómetro puede considerarse indeformable en comparación con la camisa, el incremento de radio medido se corresponde con la pérdida de espesor de la camisa. Los valores obtenidos se ajustan a una recta. La corrección consiste en restar al incremento de radio medido en el ensayo para una presión determinada, el de calibrado para dicha presión.

### **2.3.3.3. Corrección por disminución de espesor de la pared de la camisa**

Esta corrección tiene en cuenta la disminución de espesor que se produce en la pared de la camisa por efecto de la tracción en dirección circunferencial a la que está sometida durante el ensayo. Al igual que en el caso anterior, esta disminución hace que la medida realizada del incremento de radio sea mayor que la que se produce en las paredes del sondeo.

El procedimiento para obtener la corrección a aplicar consiste en realizar el inflado de la camisa en el interior de una serie de tubos de diámetro interior calibrado, aplicando la misma presión en todos los inflados. En el caso de las calibraciones realizadas durante esta tesis los radios de los tubos han sido: 37,5 mm, 40 mm, 42,5 mm y 45 mm. Para cada tubo se registra el incremento de radio medido y se obtiene el efecto de la deformación como la diferencia entre el incremento de radio obtenido de forma

teórica usando el radio de dos tubos consecutivos y el obtenido usando las lecturas obtenidas en dichos tubos. El valor del efecto de la deformación se ajusta linealmente con el radio medido, con lo que se obtiene la ley que se utiliza para la corrección.

#### **2.3.4. Metodología de análisis**

En materiales convencionales, del análisis de la curva presiométrica pueden obtenerse tanto parámetros deformacionales como resistentes del material ensayado. Mientras que la obtención de los primeros es directa, para obtener los parámetros resistentes es necesario utilizar correlaciones o modelos que se ajustan a los diferentes materiales.

##### **2.3.4.1. Obtención de parámetros deformacionales**

La obtención de los parámetros deformacionales del material usando ensayos presiométricos es relativamente sencilla si se considera que el comportamiento del mismo es elástico, lo que permite caracterizar su comportamiento mediante su módulo de elasticidad.

##### **Análisis de la carga**

El análisis convencional consiste en determinar los puntos de la curva presiométrica que se encuentran en el rango elástico (fase lineal de la curva) y obtener a partir de ellos el módulo elástico transversal  $G$  del material ensayado según la ecuación 2.1.

$$\Delta p = G \frac{\Delta V}{V_0} = 2G \frac{\Delta r}{r_0} \quad (2.1)$$

Es conocido que el módulo transversal o de corte  $G$  está relacionado con el módulo de Young  $E$  mediante la expresión  $G = E / 2(1 + \nu)$ , siendo  $\nu$  el coeficiente de Poisson. Con independencia de lo indicado en el párrafo siguiente, en la bibliografía consultada no existe consenso sobre un posible valor orientativo de dicho parámetro, por lo que a efectos de este estudio se caracteriza el material mediante su módulo de corte.

Aunque en muchas de las curvas obtenidas se apreciaba un tramo aproximadamente recto, el contraste con los resultados obtenidos en los ensayos de

penetración estática, y la comparación entre los resultados de los ensayos presiométricos realizados y la interpretación mediante modelos al uso, ha llevado a la conclusión de que el material ensayado no se comporta elásticamente ni siquiera para pequeñas deformaciones, por lo que no es posible obtener un parámetro elástico. Sin embargo, la mayoría de los ensayos muestran un comportamiento lineal de la deformación frente a la presión ejercida. Gracias a ello, se ha podido obtener un módulo deformacional, no elástico, que corresponde a dicho tramo lineal, y que permite modelar el comportamiento del material para deformaciones dentro de este rango. Para ello se ha utilizado la expresión de la ecuación 2.1.

Para obtener el valor del módulo G del material, aplicando la expresión anterior se ha considerado más adecuado ajustar a todos los puntos de la zona recta en vez de considerar exclusivamente los puntos extremos del rango recto.

### **Análisis de la recarga**

Para el análisis de la recarga se ha hecho el mismo razonamiento que en el caso anterior, utilizando la expresión teórica 2.1 usada para la carga. En este caso se ha considerado adecuado obtener el parámetro G mediante ajuste con los dos puntos extremos de la rama de descarga-recarga, esto es, el punto inicial de la rama de recarga (menor presión) y el punto final de dicha rama (equivalente al de la presión alcanzada con anterioridad a la descarga), para eliminar las distorsiones correspondientes al efecto de la histéresis que presentan las curvas.

#### **2.3.4.2. Obtención de parámetros resistentes**

Los ensayos presiométricos realizados en terrenos naturales rara vez alcanzan la situación de plastificación o rotura, denominada presión límite  $p_L$ , esto es, aquel valor de la presión para el que la curva desplazamiento radial - presión tiende asintóticamente a un valor máximo de la presión (Figura 2.15). Sólo en caso de suelos arcillosos muy blandos puede alcanzarse esta situación. En el caso contrario de terrenos muy resistentes, como por ejemplo rocas, los resultados del ensayo están muy alejados de la zona de rotura, por lo que no pueden extraerse conclusiones respecto al valor de su resistencia.

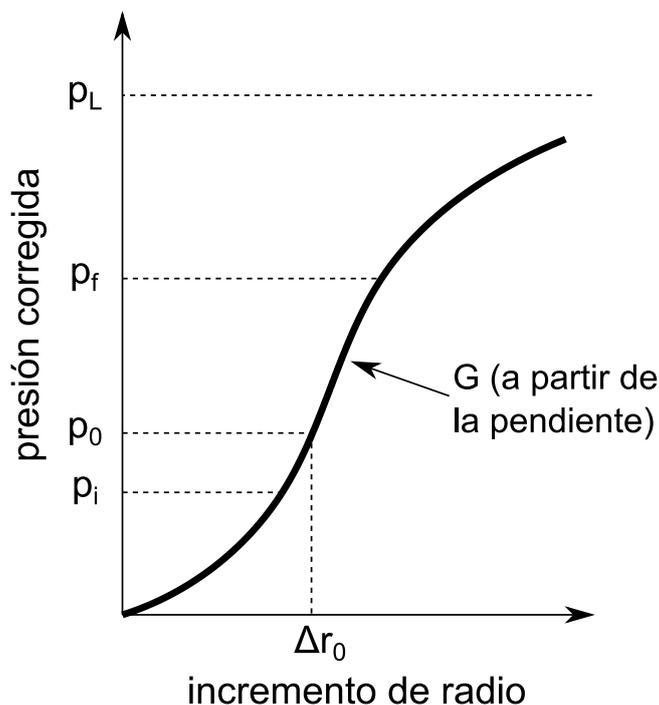


Figura 2.15.- Curva presiométrica típica

En suelos medios o duros los resultados se encuentran lejos de la plastificación, pero son suficientes para, mediante ajuste con curvas resultantes de modelos teóricos de comportamiento, conseguir los parámetros resistentes al igual que en suelos blandos.

El más conocido, sencillo y utilizado de ellos es el modelo de curva presiométrica que resulta en suelos puramente cohesivos, y que es aplicable en terrenos arcillosos a corto plazo. En estos materiales el inicio de la plastificación se produce a partir de la presión de fluencia ( $p_f = \sigma_{h0} + c_u$ ). A partir de dicho punto la curva presiométrica entra en régimen elastoplástico, para el cual existen soluciones en varias hipótesis y para diversos modelos constitutivos del suelo (Yu, 2002). Para el caso más sencillo de material elastoplástico perfecto de Tresca, se cuenta con la clásica solución de Gibson y Anderson (1961):

$$p = \sigma_{h0} + c_u \left[ 1 + \ln \frac{G}{c_u} + \ln \frac{\Delta V}{V} \right] \tag{2.2}$$

La presión límite es la que se alcanza cuando el volumen  $V$  tiende a infinito, o, lo que es lo mismo:  $\frac{\Delta V}{V_0 + \Delta V} \rightarrow 1$ . Sustituyendo en la ecuación 2.2 se obtiene:

$$p_L = \sigma_{h0} + c_u \left[ 1 + \ln \frac{G}{c_u} \right] \quad (2.3)$$

Por lo tanto, la presión límite puede calcularse utilizando la expresión 2.3, si se conocen el módulo de corte  $G$  y la resistencia  $c_u$ . La resistencia al corte sin drenaje puede obtenerse a partir de la presión de fluencia o aplicando la ecuación de la curva teórica 2.2 a cualquier punto de la curva experimental obtenida. El primer método no es muy fiable, ya que la delimitación de la presión de fluencia no es fácil y no se conoce con mucha precisión. El segundo, en cambio, normalmente proporciona valores fiables, siendo el resultado independiente del punto de la curva obtenido, por lo que se ha optado por este método para hacer el análisis.

Los ajustes realizados mediante el método anterior con los datos obtenidos en esta campaña no han dado buenos resultados. Es lógico, puesto que, el comportamiento de los residuos dista mucho de ser puramente cohesivo, teniendo la componente friccional mucha importancia en ellos.

Como se ha dicho con anterioridad, la obtención de los parámetros resistentes del material para el criterio de rotura de Mohr-Coulomb puede realizarse, en materiales convencionales, usando modelos existentes. La elección del modelo depende del tipo de comportamiento del material, siendo diferentes para materiales cohesivos y no cohesivos. En el caso de los residuos, de la revisión bibliográfica se ha obtenido que su comportamiento es similar al de las arenas, por lo tanto no cohesivo.

Si se asume, pues, un comportamiento puramente friccional, el material queda caracterizado conociendo los valores de su ángulo de rozamiento ( $\phi$ ) y de su dilatancia ( $\psi$ ). La intervención de estos dos parámetros hace que las ecuaciones teóricas sólo sean integrables bajo hipótesis restrictivas, por lo que, al contrario que en el caso anterior, no existe una expresión analítica de validez general para el modelo de comportamiento de arenas.

El modelo propuesto por Carter et al. (1986) supone que sólo se producen pequeñas deformaciones. Con esta restricción se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{2G}{\sigma'_{0}} = \text{sen}\phi \left[ T \left( \frac{p_L}{m\sigma'_{0}} \right)^{\gamma} - Z \frac{p_L}{m\sigma'_{0}} \right] \quad (2.4)$$

donde  $\sigma'_0$  es la presión efectiva de confinamiento,  $p_L$  es la presión límite, y los parámetros  $T$ ,  $Z$ ,  $m$  y  $\gamma$  son funciones de los ángulos de rozamiento y dilatancia.

El mayor problema práctico encontrado a la hora de utilizar este modelo es la determinación de la presión límite en las curvas obtenidas en los residuos. Pero adicionalmente, la gran deformabilidad de estos no parece ajustarse a la hipótesis de pequeñas deformaciones que plantea el modelo. Por otra parte, los resultados obtenidos hacen suponer un comportamiento rigidizable, característica ya observada en la bibliografía consultada. El modelo de Carter supone que tanto el ángulo de rozamiento  $\phi$  como la dilatancia  $\psi$  no varían con la deformación. Si dicha rigidización se mantuviera dentro de unos límites pequeños, aún podría considerarse válido el modelo, pero la respuesta que presentan los residuos indica una rigidización muy acusada.

Por ello, no parece adecuado su uso, no sólo porque sus hipótesis de partida no son de aplicación, sino también por la dificultad de obtención de los parámetros de ajuste

Por la razón anterior, se han probado también modelos de comportamiento más sencillos en el ajuste, como el propuesto por Hughes et al. (1977), que aunque sus hipótesis de partida no se adecuaran a las características de los residuos, pudiera llegarse a un resultado medianamente aceptable.

En dicho modelo se supone, como en el caso anterior, pequeñas deformaciones, pero desprecia las componentes elásticas de la deformación en la zona plástica. Con estas restricciones se llega a que la pendiente en la parte elastoplástica de la curva, si se ponen tanto la presión como la deformación radial de la pared en escalas logarítmicas resulta:

$$s = \frac{\partial(\ln p)}{\partial(\ln \varepsilon)} = \frac{(1+\text{sen}\psi)\text{sen}\phi}{1+\text{sen}\phi} \quad (2.5)$$

Se ha intentado aplicar dicho modelo a los datos obtenidos en los ensayos en residuos. El ajuste obtenido carece totalmente de sentido, ya que para que se cumpla dicha ecuación con valores posibles de uno de los dos ángulos el otro tiene que tener un valor que no es posible o directamente no puede realizarse el ajuste con valores dentro de los números reales.

La imposibilidad de ajustar el comportamiento a modelos existentes hace que no sea posible la obtención analítica de parámetros resistentes a partir de los ensayos PBP.

#### **2.4. Ensayos CPTu**

El ensayo de penetración estática CPT (Cone Penetration Test) consiste en la hincada de una punta cónica (Figura 2.16) en el terreno a velocidad constante. Durante la introducción se mide tanto el esfuerzo necesario para el hincado del cono, a lo que se denomina resistencia por punta ( $q_c$ ), como la resistencia que se produce en una superficie cilíndrica situada en la zona inmediatamente posterior a la base del cono, al que se denomina resistencia por fuste ( $f_s$ ). En los penetrómetros de punta eléctrica suele colocarse, además de los sensores de fuerza necesarios para realizar las mediciones anteriores, un sensor de presión de líquido que obtiene en cada momento la presión intersticial existente en el terreno ( $u$ ). A los ensayos de penetración estática en los que se realiza la medición de la presión intersticial se les denomina CPTu. Adicionalmente pueden colocarse una serie de sensores, que si bien no tienen relevancia en la interpretación de los resultados, sirven al operario que realiza el ensayo para controlar la buena marcha del mismo, los más comúnmente instalados son los sensores de inclinación (inclinómetros) y de temperatura. Además de esto, como se ha comentado en el capítulo anterior, existe la posibilidad de instalar sensores adicionales para realizar un gran número de análisis.

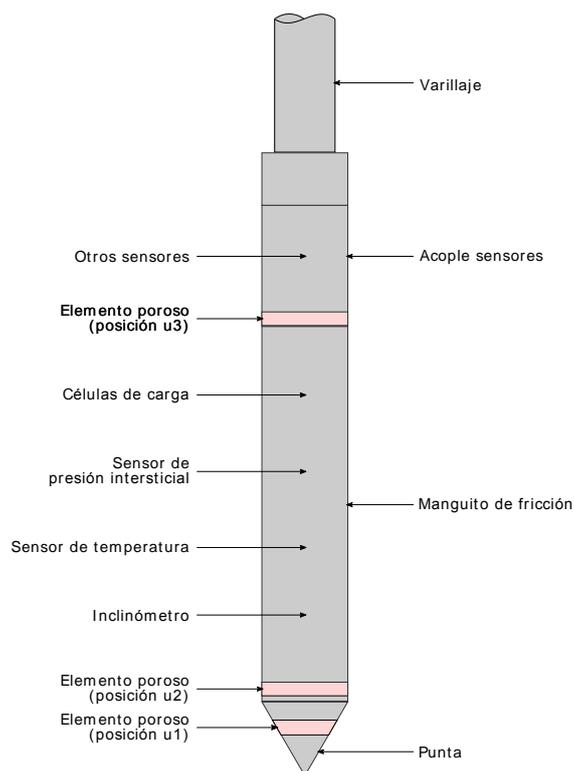


Figura 2.16.- Punta CPTu

Además de la punta, los elementos necesarios para la realización de ensayos CPTu son los siguientes:

- Equipo de hinca.
- Varillaje.
- Sistema de adquisición de datos.

El equipo de hinca es el encargado de proporcionar la fuerza necesaria para introducir la punta y el varillaje en el terreno. Normalmente estos equipos están basados en gatos hidráulicos con la potencia y el recorrido suficientes para realizar la hinca a una velocidad constante estandarizada de 2 cm/s en tramos iguales a la longitud de los módulos del varillaje utilizado, normalmente 1 m. Durante la realización del ensayo no está permitida la hinca mediante golpeo ni rotación, siendo aconsejable que se produzca el menor número de interrupciones durante la misma. Para que la hinca sea posible debe proporcionarse al gato hidráulico una reacción suficiente para proporcionar la fuerza de hincado. Es común establecer un valor máximo de esta reacción de 20 T, que es la carga máxima que soporta el varillaje estándar antes de producirse su pandeo. Existen varias formas de proporcionar la reacción, siendo las más comunes el anclaje del

equipo al terreno y la utilización del propio peso del equipo de hinca como fuerza de reacción.

Se denomina varillaje a las barras roscadas que se añaden a medida que se realiza el ensayo con el fin de transmitir la fuerza proporcionada por el equipo de hinca hasta la punta. El varillaje estándar consiste en una serie de tubos huecos de acero de 1 m de longitud con diámetro exterior de 35,7 mm e interior de 16 mm. En el interior del varillaje se encuentra alojado el cable que une los sensores ubicados en la punta con el sistema de adquisición de datos que se encuentra en la superficie, por lo que previamente a la realización del ensayo se debe enhebrar el cable en un número suficiente de elementos del varillaje que permita alcanzar la profundidad objetivo. Es fundamental para la realización del ensayo que los tubos que componen el varillaje se encuentren en perfecto estado, perfectamente rectos y con las roscas en buen estado.

El sistema de adquisición de datos se encuentra generalmente en superficie y está conectado con la punta bien mediante un cable de datos o de forma inalámbrica. El sistema está formado generalmente por equipos informáticos que registran los datos resultantes del ensayo de forma continua. En la superficie se coloca un sensor que mide la longitud de varillaje introducido, lo que permite conocer en cada momento la profundidad a la que se encuentra la punta. Por lo tanto los datos a registrar por el sistema en un ensayo convencional son los siguientes:

- Resistencia por punta ( $q_c$ ).
- Resistencia por fuste ( $f_s$ ).
- Presión intersticial ( $u$ ).
- Profundidad.
- Inclinación de la punta.
- Temperatura.

Además del registro de datos, el sistema informático puede realizar un análisis en tiempo real de los datos registrados, lo que es de gran utilidad para los operarios que están ejecutando el ensayo.

### 2.4.1. Metodología de ejecución

Los ensayos se han realizado conforme a la norma ASTM 5778-12, no habiendo sido necesario realizar modificación o adición alguna al procedimiento descrito en la norma para su adecuación al material ensayado.

Los pasos seguidos para la realización del ensayo son los siguientes:

1. Inspeccionar, limpiar y calibrar los equipos.
2. Instalación del equipo de hinca verticalmente.
3. Saturación del elemento poroso y de la punta e instalación de una membrana impermeable para evitar la pérdida de agua antes del inicio del ensayo.
4. Introducción de la punta en el terreno, evitando la aireación del sistema.
5. Inicializar (poner a cero) los sensores, una vez que la temperatura del suelo y de la punta se igualan ( $\pm 5^\circ \text{C}$ ).
6. Inicio la hinca a una velocidad de  $20 \pm 5 \text{ mm/s}$ , registrando los parámetros medidos ( $q_c$ ,  $f_s$ ,  $u$ , inclinación, profundidad) cada centímetro.
7. Comprobación del cero inicial del aparato, una vez finalizado el ensayo y retirado el varillaje.

Las situaciones por las que puede darse por finalizado el ensayo son las siguientes:

- Alcanzar la profundidad objetivo.
- Necesitar una fuerza mayor a 20 t para realizar la hinca (“rechazo por total”).
- Alcanzar el valor máximo admisible en cualquiera de los sensores.
- Inclinación excesiva de la punta. El límite se sitúa entre  $20^\circ$  y  $25^\circ$ .
- Cuando, a criterio del técnico que realiza el ensayo, existe riesgo de rotura de los equipos.

#### 2.4.1.1. Equipos utilizados

En todos los vertederos se ha usado un equipo de hinca montado sobre camión. Aunque se han utilizado dos equipos distintos, las características técnicas de ambos son idénticas, los dos ofrecen una reacción cercana a las 20 t, 17 t el camión IASA (Figura

2.17) y 20 t el GINAF (Figura 2.18). En ambos casos dentro del propio camión se incluye, además del equipo de hinca, el equipo de adquisición de datos con 16 bits de resolución y un error máximo del 0,01%.



Figura 2.17.- Camión IASA 6x6 de 17 t



Figura 2.18.- Camión GINAF 6x6 de 20 t

En todos los ensayos realizados se ha utilizado una punta tipo Geopoint de 1500 mm<sup>2</sup> de sección, con un maguito para lectura de fuste de 150 cm<sup>2</sup>, elemento poroso colocado en la posición  $u_2$  (ver Figura 2.16) y  $\alpha$  (parámetro corrector por área neta obtenido en la calibración en laboratorio) de 0,8.

La información completa sobre los equipos utilizados se encuentra disponible en el Anexo VI.

### 2.4.2. Metodología de análisis

En la Figura 2.19 se muestra un ejemplo de las mediciones realizadas durante un ensayo CPTu en residuos. La gran heterogeneidad de la masa de residuos provoca una repuesta al ensayo caracterizada por grandes variaciones de los parámetros medidos para pequeñas diferencias en la profundidad, lo que no es consistente con el historial de recepción y deposición de residuos en los vertederos. Estas variaciones hacen que el análisis automatizado de los datos que proporcionan los distintos programas sea erróneo, estableciendo cambios en el tipo de comportamiento cada pocos centímetros, en algunos casos de forma drástica. Para resolver este problema se ha realizado un pre-tratamiento manual de datos consistente en el establecimiento de niveles con comportamiento medio similar y la sustitución de la medida continua en campo por el valor representativo para cada nivel. Durante este proceso se han obtenido parámetros estadísticos (media, desviación típica y coeficiente de variación) de cada uno de los niveles establecidos para comprobar la calidad del proceso. Además de la gran variabilidad de los parámetros, el perfil de resistencia obtenido, tanto por punta como por fuste, presenta valores inusualmente altos en relación a los del entorno, a los que se denomina picos. El tratamiento aplicado para estos puntos ha sido su eliminación, con el fin de no distorsionar el análisis, dado que su origen más probable es la existencia de partículas de mayor tamaño en la masa de residuos, o restos de capas de cubrición temporal intermedias, lo que no se considera de relevancia en el comportamiento global del material.

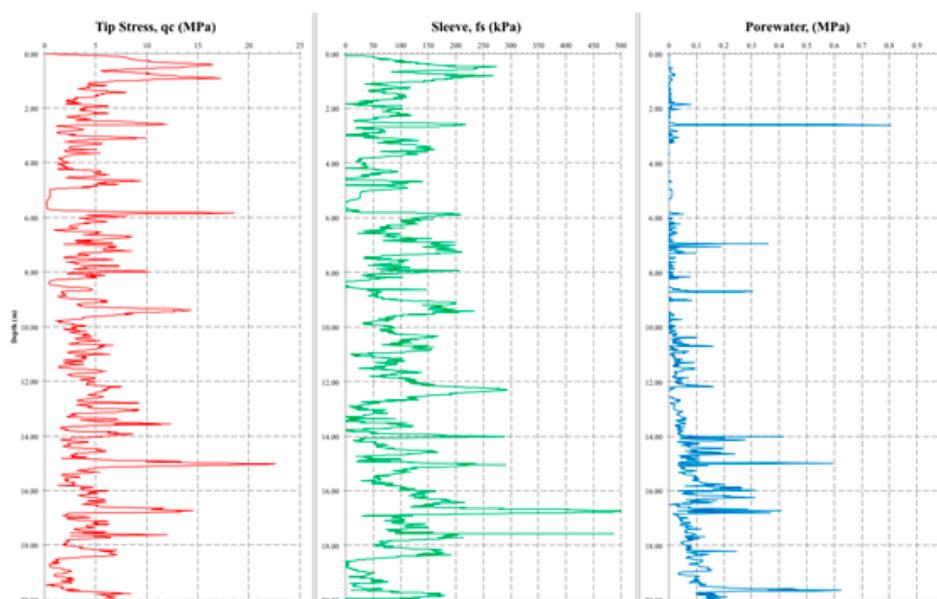


Figura 2.19.- Resultados típicos de un ensayo CPTu

#### 2.4.2.1. Identificación del tipo de comportamiento

Para realizar el análisis de la masa de residuo con metodologías provenientes de la mecánica de suelos es necesario establecer una analogía entre el comportamiento observado y el que se observa en los materiales geotécnicos tradicionales. La penetración estática es un ensayo muy frecuente en suelos convencionales, generalmente blandos, por lo que para establecer un perfil estratigráfico del terreno y definir las características de los diversos estratos, existen métodos de interpretación de uso frecuente. Dichos métodos suelen ser básicamente ábacos obtenidos de forma experimental. Dentro de los ábacos disponibles se pueden distinguir dos grandes tipos: normalizados y no normalizados.

Los ábacos normalizados son aquellos en los que los datos obtenidos en el ensayo a una profundidad determinada se normalizan con la presión vertical efectiva del terreno a dicha profundidad, para lo que se divide su valor por el correspondiente a dicha presión vertical. Por el contrario, los no normalizados usan directamente los datos obtenidos del ensayo. Generalmente los ábacos normalizados generan una mejor identificación del tipo de terreno, si bien para presiones verticales efectivas menores de 150 kPa la diferencia entre los resultados obtenidos usando ábacos normalizados y no normalizados resulta ser pequeña (Robertson, 2009).

El establecimiento del peso específico del material constituye una dificultad añadida en el análisis de los ensayos de campo sobre R.S.U. Este problema se aborda en el apartado 2.5, llegándose a lo conclusión de evitar en lo posible el uso de este parámetro en los procedimientos de análisis de los resultados de los ensayos. Por esta razón, se han utilizado ábacos no normalizados para la caracterización del residuo como un material geotécnico, puesto que de esta forma no es preciso obtener la presión vertical efectiva a partir del perfil de peso específico del material. En este aspecto, es de recalcar que, dado el escaso valor del peso específico de los residuos, a la profundidad máxima de ensayo donde se han hecho los diversos ensayos la tensión vertical efectiva no debe superar en mucho al valor indicado de 150 kPa, por debajo de la cual el uso de los ábacos no normalizado induce a un error despreciable según Robertson (2010).

En el presente estudio se han utilizado dos ábacos, con el fin de contrastar los resultados obtenidos. Por un lado se ha usado el ábaco de Schmertmann (1978) (Figura 2.20) que presenta una clasificación clásica y ampliamente utilizada en la práctica geotécnica. Alternativamente se ha manejado la última revisión del ábaco de Robertson (2010) (Figura 2.21). Ambos ábacos se encuentran en su versión no normalizada.

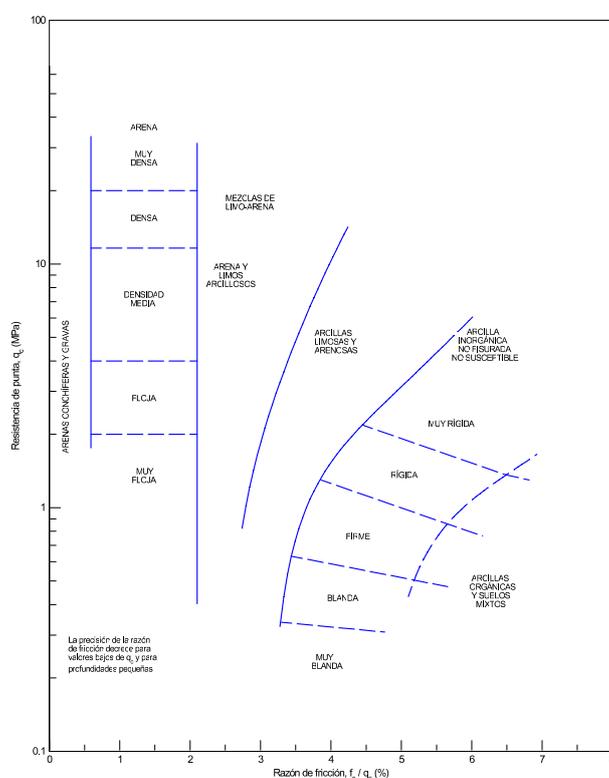


Figura 2.20.- Ábaco de Schmertmann (1978)

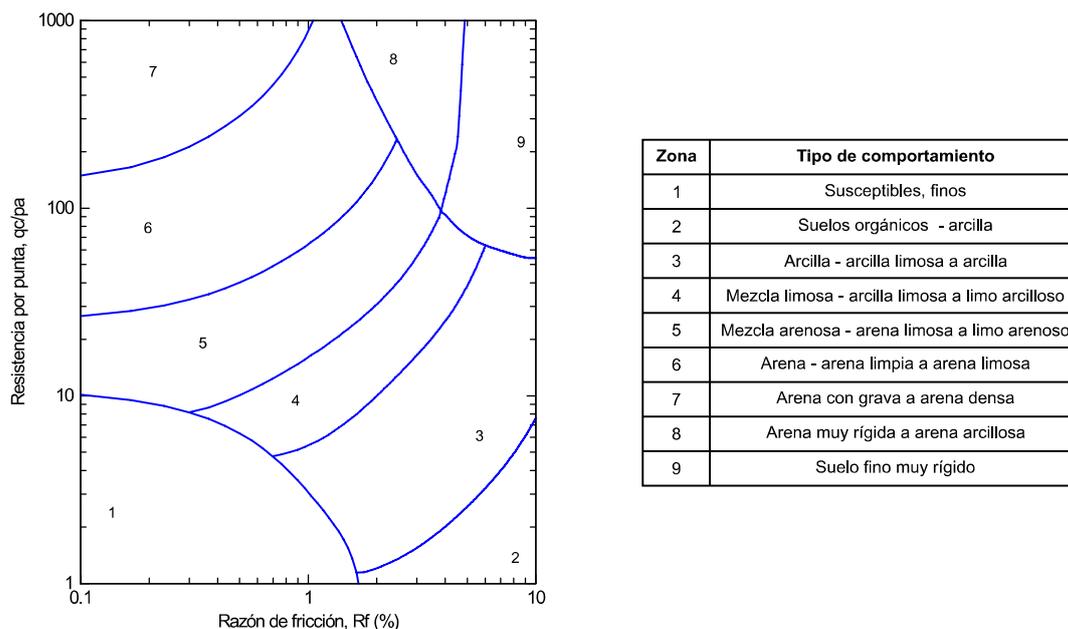


Figura 2.21.- Ábaco de Robertson (2010)

#### 2.4.2.2. Parámetros resistentes

El comportamiento observado en los residuos es consistente con lo obtenido en la revisión bibliografía, asemejándose al de suelos arenosos, por lo que, usando el criterio de Mohr-Coulomb, puede caracterizarse mecánicamente con un único parámetro; el ángulo de rozamiento ( $\phi$ ). Según Kavazanjian et al. (1995), este comportamiento de tipo arenoso se obtiene únicamente para zonas con tensión vertical mayor de 30 kPa, para situaciones de menor tensión vertical el mismo autor propone utilizar un comportamiento puramente cohesivo. Por lo tanto, para la obtención de los parámetros resistentes medios de cada vertedero se han omitido del análisis los puntos más superficiales, que no están sometidos a tensiones verticales mayores de las mencionadas.

Una vez establecido el comportamiento arenoso de la masa de residuo, pueden utilizarse ábacos y correlaciones para obtener los parámetros resistentes del material, y concretamente el ángulo de rozamiento. El ábaco más utilizado para obtener el ángulo de rozamiento en materiales arenosos a partir de ensayos de penetración estática es el propuesto por Robertson y Campanella (1983) (Figura 2.22).

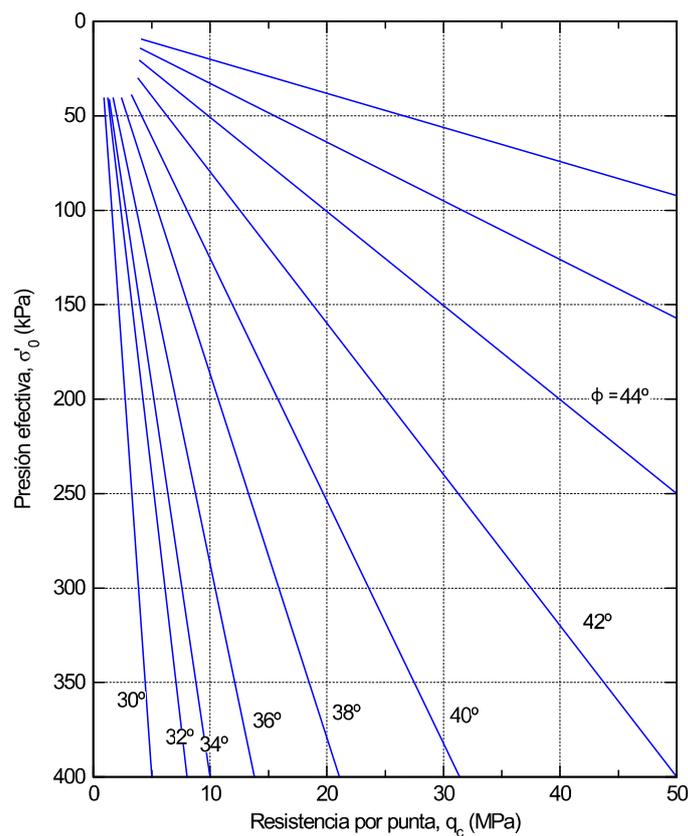


Figura 2.22.- Ábaco de Robertson y Campanella

### 2.4.3. Ensayos de disipación

En suelos saturados, la introducción de la punta del penetrómetro estático provoca una variación de la presión intersticial en su entorno, producida por los incrementos tensionales que dicha introducción genera. El sentido de dicha variación depende de la naturaleza del terreno, siendo negativa en suelos dilatantes y positiva en suelos contractantes. La medida del proceso mediante el cual la presión intersticial pasa del valor generado por la hincada de la punta a su valor previo (generalmente el hidrostático) es lo que se conoce como ensayo de disipación.

Para la realización de un ensayo de disipación es necesario interrumpir la hincada y registrar la variación de la presión intersticial en el tiempo hasta que el valor medido se estabilice (ver Figura 2.23).

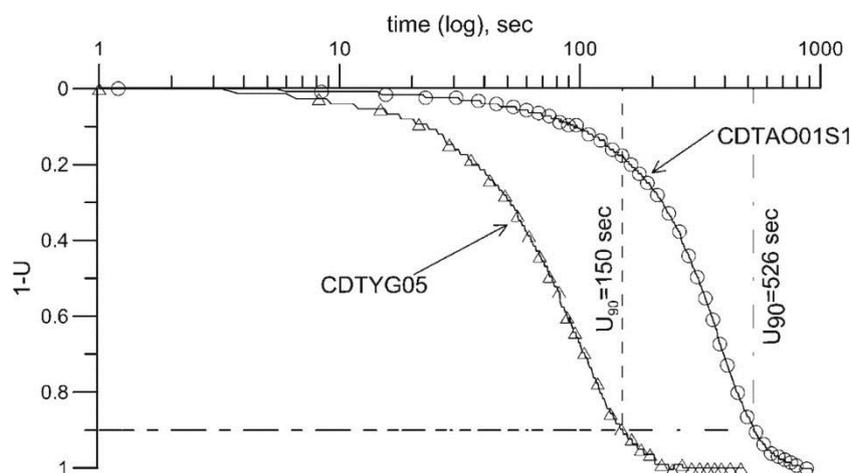


Figura 2.23.- Ejemplo de curva de disipación (Özocak et al. 2013)

En el diseño de la campaña se planteó la ejecución de ensayos de disipación, si bien la experiencia propia y bibliográfica hacía esperar resultados poco prometedores, dado el carácter supuestamente arenoso de los residuos atravesados. La realidad ha confirmado las expectativas, puesto que de los diversos ensayos de disipación realizados en esta campaña apenas se ha podido obtener información. Los vertederos estudiados tienen un sistema de drenaje y control de lixiviado, por lo que, en general, el material no se encuentra saturado, y apenas existe un aumento en la presión intersticial con la hincada. Además, en las ocasiones en las que embalsamientos locales de lixiviado producen incrementos de la presión intersticial, esta se disipa rápidamente debido a la gran permeabilidad del terreno. Por ello, el número de ensayos de disipación fue disminuyendo a medida que se avanzaba en la campaña, y no se han tenido en cuenta en el estudio.

Tras la experiencia adquirida, no se cree necesaria la realización sistemática de ensayos de disipación en vertederos de residuos sólidos urbanos, siempre que se tenga asegurada la existencia de un drenaje adecuado de los lixiviados generados y el vertedero se encuentre aislado de la capa freática general del terreno del entorno.

## 2.5. Obtención del peso específico y tensiones en el terreno

Como ya se ha indicado, la obtención del peso específico de los residuos es una tarea compleja, ya que este se ve alterado por diversos factores a lo largo del tiempo (degradación, lixiviación, producción de gas, etc) y la obtención de las muestras necesarias para su correcta determinación es muy costosa, pues se requieren muestras

inalteradas, tarea muy difícil de conseguir con medios convencionales. Se han encontrado en la bibliografía diversos métodos para obtener el peso específico en suelos naturales a partir de ensayos de penetración estática (Larsson y Mulabidic 1991, Lunne et al. 1997, Mayne 2007, Robertson 2010), pero no en residuos, lo que hace que no puedan ser considerados de aplicación al no estar comprobada su adecuación al material ensayado.

En lugar de utilizar los métodos basados en ensayos de campo, se ha decidido utilizar el modelo empírico propuesto por Zekkos et al. (2006), desarrollado a partir de diversos trabajos de investigación en este campo, debido a que su uso es sencillo y está especialmente diseñado para su uso en vertederos de R.S.U. El modelo propone una relación hiperbólica entre el peso específico y la profundidad. Depende del valor del peso específico en la superficie del vertedero ( $\gamma_i$ ) y de dos parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ .

$$\gamma = \gamma_i + \frac{z}{\alpha + \beta z} \quad (2.6)$$

En la publicación donde se presenta dicho modelo se proporciona la metodología para la obtención de dichos parámetros, así como distintos valores de estos para diferentes condiciones del residuo en base a determinados criterios seguidos en la explotación (compactación, pre-tratamiento, etc.). Para el presente estudio se han tomado los valores aconsejados para una explotación convencional o habitual, que son:  $\alpha = 3 \text{ m}^4/\text{kN}$  y  $\beta = 0,2 \text{ m}^3/\text{kN}$ .

La tensión vertical efectiva se obtiene de integrar la expresión 2.6 entre 0 y la profundidad  $z$  a la que se quiera obtener dicha tensión. Esto es correcto porque repetidamente se ha comprobado que la presión intersticial medida en los penetrómetros estáticos CPTu es nula, por lo que el material no se encuentra saturado. En caso contrario habría que restar a esta expresión la presión intersticial a la profundidad estudiada.

La integración proporciona la siguiente expresión para la tensión vertical efectiva, igual a la total por la razón indicada anteriormente:

$$\sigma'_{v0}(z) = 10z + \frac{0.2z - 3 \ln(3 + 0.2z)}{0.04} + \frac{3}{0.04} \ln 3 \quad (2.7)$$

Una vez obtenida dicha tensión puede calcularse la tensión horizontal efectiva asumiendo un valor de  $K_0$ . En la bibliografía este valor oscila entre 0,2 y 0,8 (Zekkos et al. 2006), si bien lo habitual es tomar un valor promedio de 0,5. Este valor es comúnmente utilizado para suelos normalmente consolidados.

En todo caso, y de lo expuesto con anterioridad, queda patente que al no ser posible la obtención de datos directos del peso específico del material, la obtención del estado tensional del terreno genera ciertas incertidumbres adicionales en el análisis de los ensayos. Por ello, en la medida de lo posible se ha intentado utilizar procedimientos en los que dicho estado tensional no intervenga o tenga poca influencia en los resultados obtenidos, generando errores despreciables.

## **2.6. Resultados**

En este apartado se recogen los resultados obtenidos en la campaña experimental.

### **2.6.1. Identificación del tipo de comportamiento (SBT)**

Para obtener el tipo de comportamiento del material en comparación con materiales geotécnicos conocidos se ha recurrido al uso de los ábacos comentados en el apartado anterior.

En la Figura 2.24 pueden verse los datos obtenidos en el vertedero de Can Mata representados tanto en el ábaco de Robertson (2010) como en el de Schmertmann (1978). En el ábaco de Robertson (2010) puede verse como la mayoría de los puntos se encuentran en la zona 5, que se corresponde con un comportamiento de arenas limosas. Además de representar los puntos en el ábaco de Robertson (2010), se ha obtenido un histograma con la distribución de los puntos en el mismo (Figura 2.25), en el que se comprueba que prácticamente el 70% de los puntos se encuentran en la zona 5. Utilizando el ábaco de Schmertmann (1969) se obtiene un comportamiento similar, si bien en este caso los datos se encuentran en la frontera entre las arenas limosas y las arenas limpias de densidad media a floja, estas últimas con mucha menor incidencia.

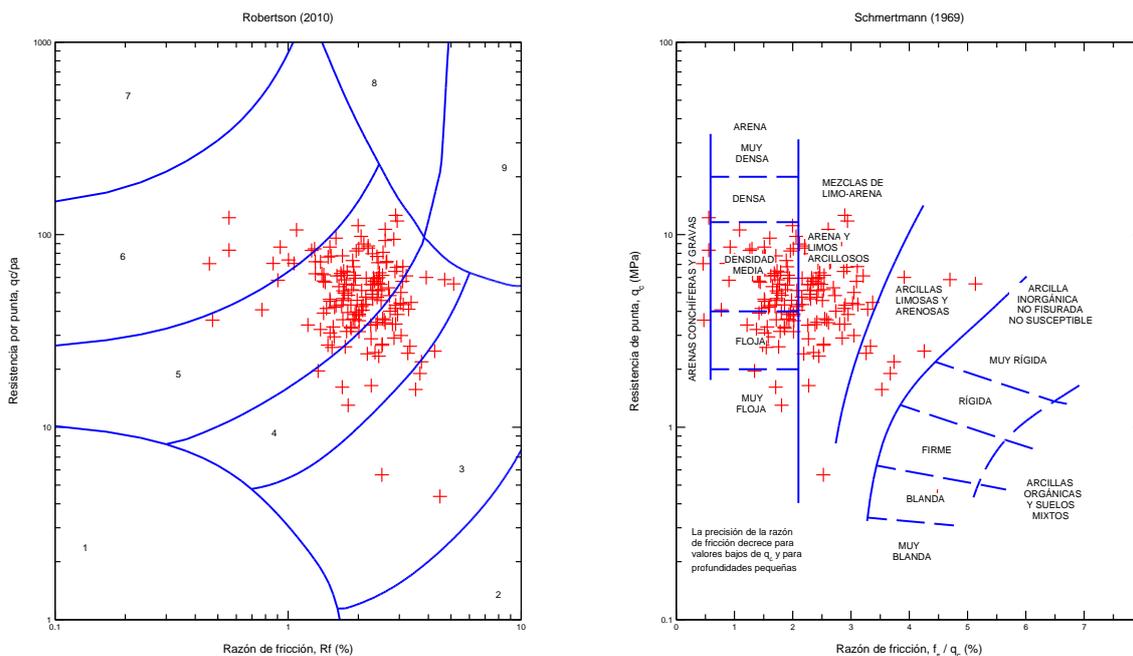


Figura 2.24.- Ábacos de Robertson (2010) y Schmertmann (1969) para Can Mata

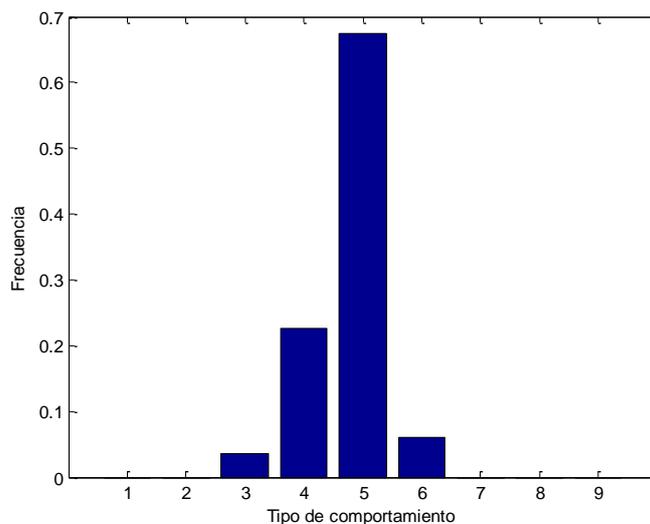


Figura 2.25.- Distribución de los puntos en el ábaco de Robertson (2010) para Can Mata

Se ha observado que el comportamiento del vertedero nuevo y el antiguo es ligeramente diferente (Figura 2.26 y Figura 2.27), si bien en ambos casos la mayor parte de los puntos están en las zonas 4 y 5. En el caso del vertedero nuevo más del 80% de los puntos se encuentran en la zona 5, que se corresponde con un comportamiento similar a las arenas limosas (ver Figura 2.26), mientras que en el vertedero antiguo este porcentaje se reduce a menos del 60%, con un incremento significativo de los puntos con comportamiento de limo arcilloso.

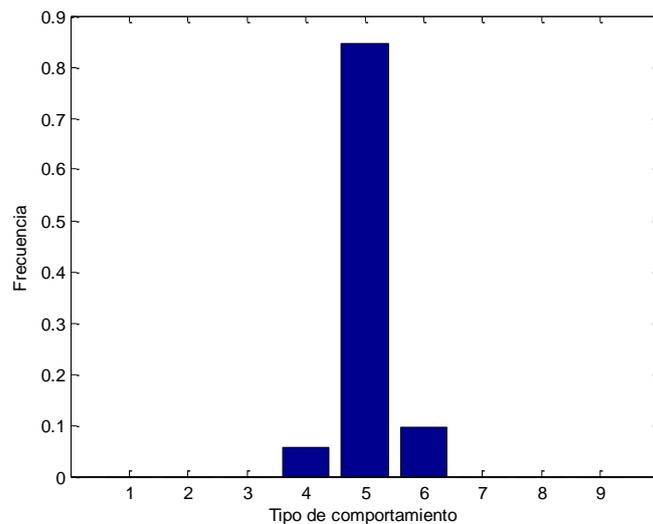


Figura 2.26.- Histograma para el vertedero nuevo de Can Mata

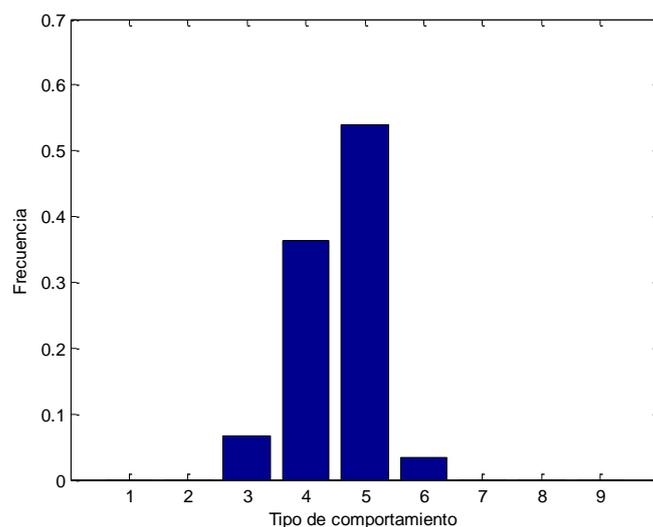


Figura 2.27.- Histograma para el vertedero antiguo de Can Mata

En la Figura 2.28 se muestran los datos correspondientes al vertedero de Alcalá del Río. Al igual que en el caso anterior, el ábaco de Robertson (2010) indica un comportamiento de tipo 5, arenas limosas. En este caso, el ábaco de Schmertmann (1969) indica que el tipo de comportamiento del material se corresponde con arenas limpias entre medias y flojas.

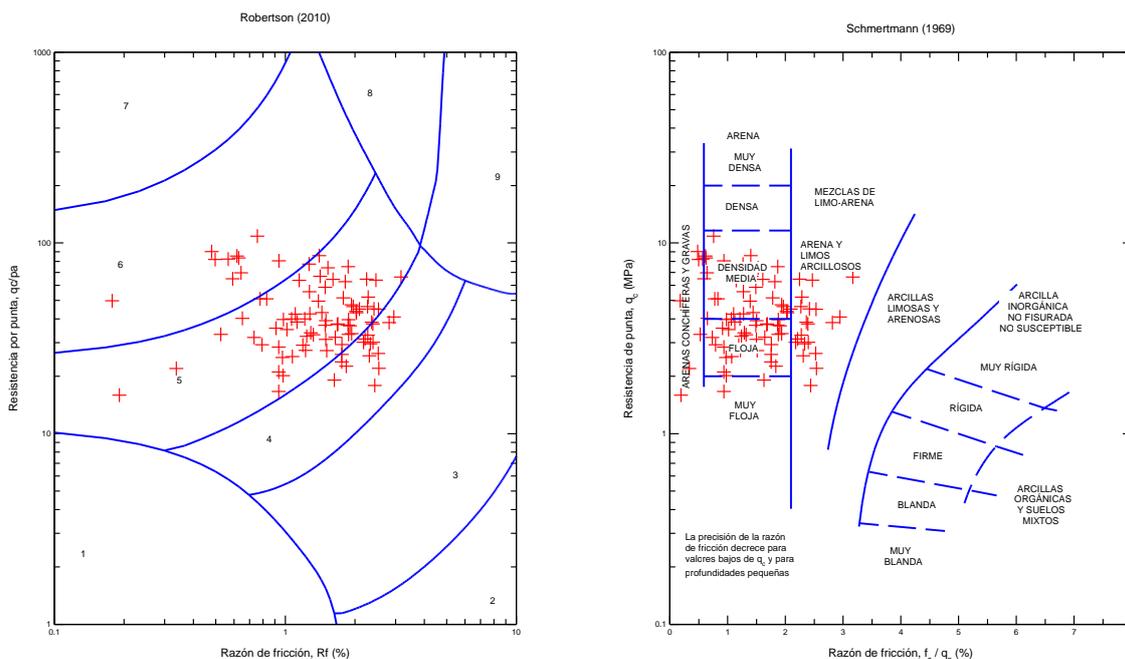


Figura 2.28.- Ábacos de Robertson (2010) y Schmertmann (1969) para Alcalá del Río

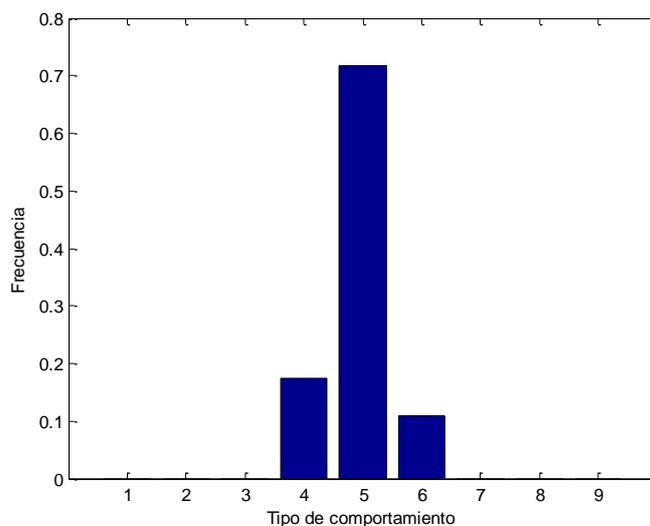


Figura 2.29.- Distribución de los puntos en el ábaco de Robertson (2010) para Alcalá del Río

En el vertedero de Cañada Hermosa el comportamiento es algo diferente del observado en los casos anteriores. En el ábaco de Robertson (2010) el comportamiento mayoritario se corresponde con el tipo 4, limos arcillosos, si bien la mayoría de los puntos se encuentran cerca de la frontera de la zona 5 de arenas limosas (Figura 2.30 y Figura 2.31). Por otro lado, si obtenemos el tipo de comportamiento del material utilizando el ábaco propuesto por Schmertmann (1969), este se corresponde con el de una arena limosa floja.

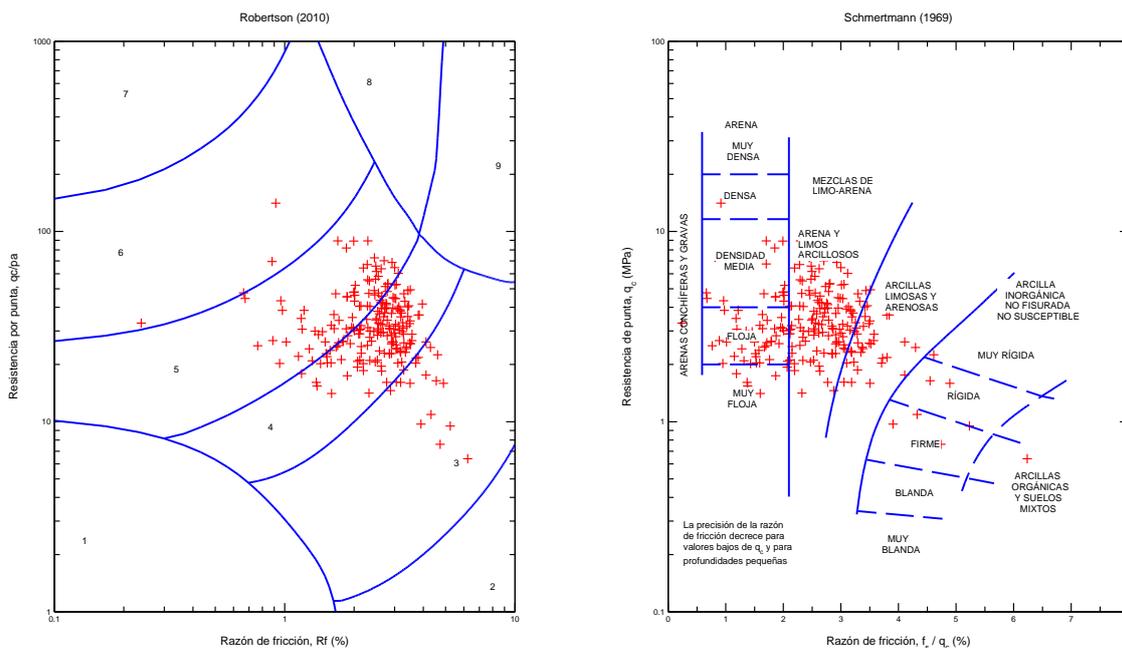


Figura 2.30.- Ábacos de Robertson (2010) y Schmertmann (1969) para Cañada Hermosa

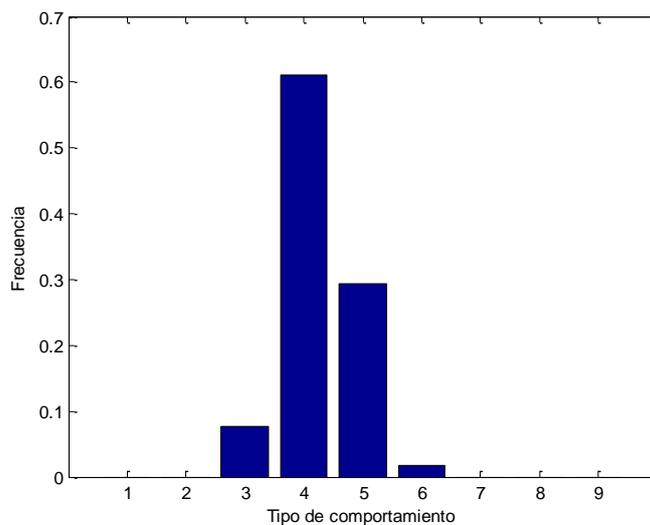


Figura 2.31.- Distribución de los puntos en el ábaco de Robertson (2010) para Cañada Hermosa

El uso de ambos ábacos confirma que los residuos se comportan mayoritariamente como materiales arenosos más o menos mezclados con limos, lo que permite usar ábacos diseñados para este tipo de materiales con el fin de obtener sus propiedades resistentes.

### **2.6.2. Parámetros resistentes**

Como se ha dicho en el apartado 2.3.4.2, no ha sido posible obtener de forma directa los parámetros resistentes del material a partir del ensayo presiométrico, por lo que únicamente se han utilizado para ello los resultados de los ensayos de penetración estática, mediante el uso del ábaco propuesto por Robertson y Campanella (1983), descrito en el apartado 2.4.2.2.

#### **2.6.2.1. Vertedero nuevo de Can Mata**

El estudio del vertedero de Can Mata se ha dividido en dos partes. Por un lado se ha estudiado el vertedero antiguo clausurado, y por otro la ampliación del vertedero o vertedero nuevo, actualmente en explotación.

En la Figura 2.32 se muestra la resistencia por punta ( $q_c$ ) frente a la profundidad en el vertedero nuevo de Can Mata. Como puede verse, excepto para la parte más superficial en la que no se observa una tendencia clara,  $q_c$  tiende a crecer con la profundidad, y por lo tanto con la tensión octaédrica. Este comportamiento es propio de materiales friccionales por lo que es consistente con la clasificación según el tipo de comportamiento que se ha realizado con los ábacos de Schmertmann y Robertson.

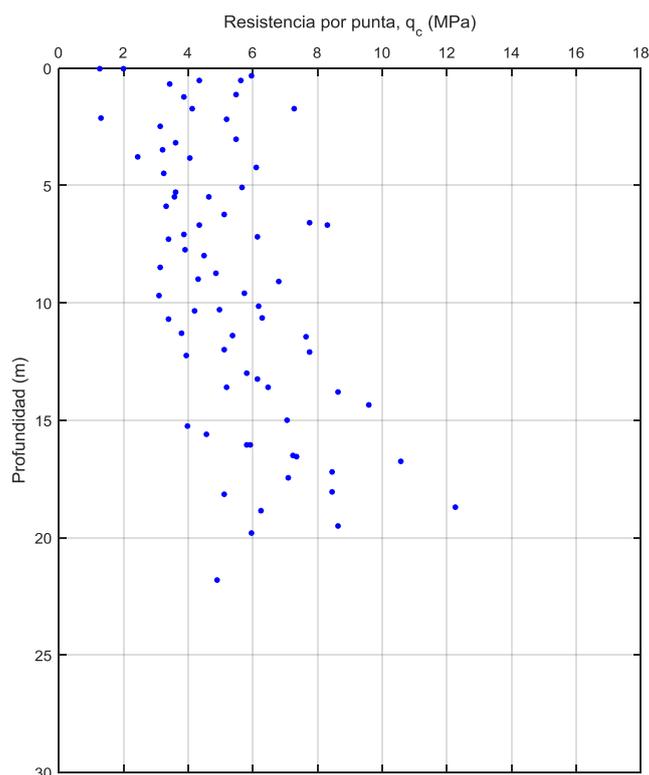


Figura 2.32.- Resistencia por punta frente a la profundidad (vertedero nuevo de Can Mata)

### Comportamiento resistente en la zona superficial y en el resto del vertedero.

Como se ha visto en el capítulo anterior, algunos autores proponen en sus recomendaciones de parámetros para el diseño de vertederos la utilización de leyes bilineales o trilineales en las que para tensiones verticales bajas se considera el material como puramente cohesivo (Kavazanjian, 1995; Van Impe, 1998). Esto se debe a que, en la zona superficial del relleno, la pre-consolidación aparente que produce la compactación de los residuos en su puesta en el vertedero hace que su resistencia no dependa de la tensión a la que están sometidos por su peso sino del valor de la tensión de preconsolidación aparente aportada la compactación. Dado que este valor es aproximadamente constante, la resistencia también puede considerarse uniforme independientemente de la presión debida al propio peso. Este comportamiento es similar a un material tipo Tresca.

En la presente investigación, y en base a lo observado en los resultados de los ensayos de penetración, se ha establecido como límite de esta zona superficial 30 kPa, de acuerdo con las recomendaciones de diseño de Kavazanjian et al. (1995). Por lo que

para la obtención de la resistencia (ángulo de rozamiento) del vertedero no se han utilizado los puntos de esta capa superficial con presión vertical efectiva ( $\sigma'_0$ ) inferior a 30 kPa. En la zona superior, donde se considera un valor constante para la resistencia al corte, es lógico suponer que el valor de dicha resistencia es el que corresponde a la profundidad donde la tensión efectiva generada por el peso propio equivale a la generada por la compactación. En este caso, la que corresponde a 30 kPa. Así mismo, con independencia de lo anterior y de forma análoga a lo realizado en la identificación del tipo de comportamiento, se han suprimido los valores que se corresponden a valores anormalmente altos (picos). En la Figura 2.33 se muestra el ábaco de Robertson y Campanella con los puntos obtenidos en el vertedero nuevo de Can Mata que cumplen las condiciones establecidas.

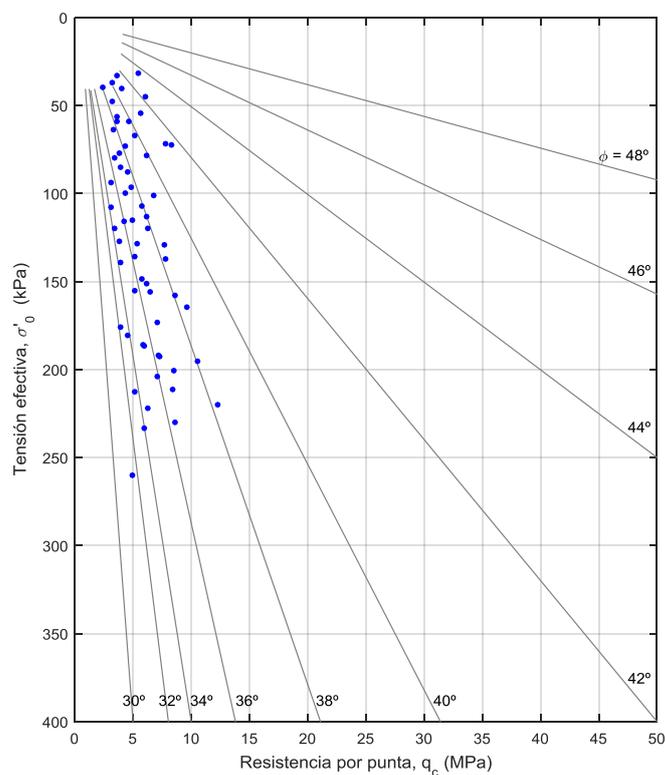


Figura 2.33.- Ábaco de Robertson y Campanella (vertedero nuevo de Can Mata)

### Variación del ángulo de rozamiento. Valor medio

A partir de ábaco anterior, se obtiene el ángulo de rozamiento ( $\phi$ ) correspondiente a cada uno de los puntos. Puede obtenerse un valor medio de los datos anteriores y ser considerado como la media del ángulo de rozamiento representativa

del vertedero. En la Figura 2.34 se muestra la evolución del ángulo de rozamiento del material con la tensión vertical, por lo que también puede ser interpretado como la evolución de  $\phi$  con la profundidad, al ser el peso específico prácticamente constante. Como puede verse en la figura, el ángulo de rozamiento disminuye con el aumento de la tensión vertical.

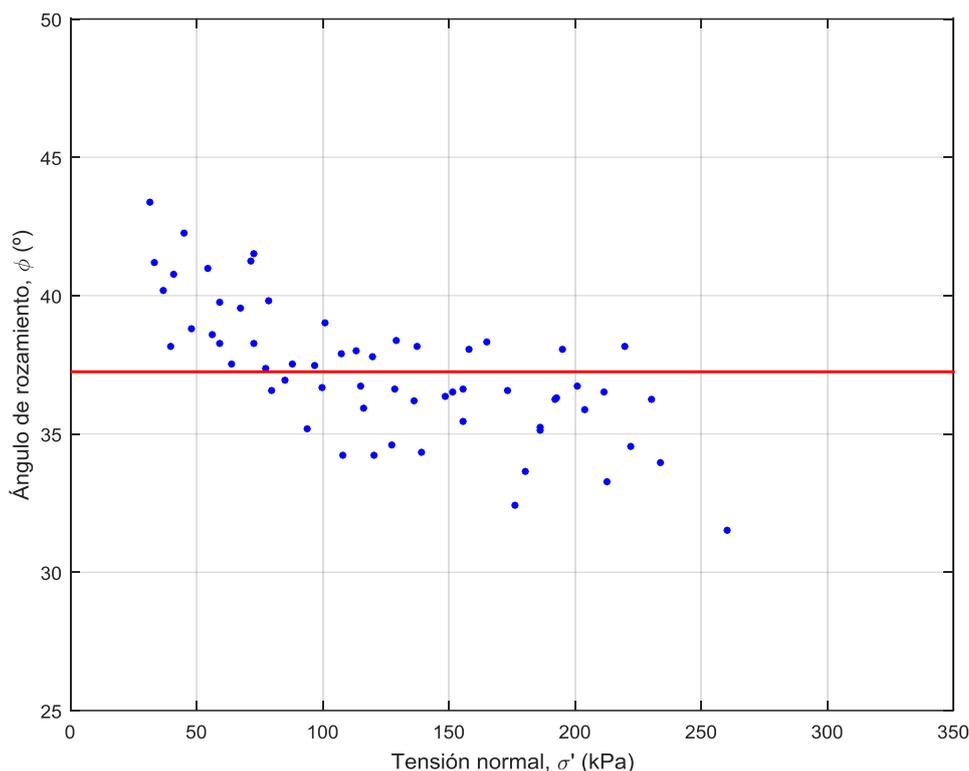


Figura 2.34.- Evolución de  $\phi$  con la tensión normal (vertedero nuevo de Can Mata)

Alternativamente a la utilización de un valor medio del ángulo de rozamiento, pueden ajustarse modelos y parámetros resistentes considerando  $\phi$  variable. Para ello se puede representar los resultados obtenidos en un diagrama  $\sigma' - \tau$  (Figura 2.35), considerando el material puramente friccional usando la expresión  $\tau = \sigma' \tan \phi$  y ajustar a los mismos modelos de comportamiento.

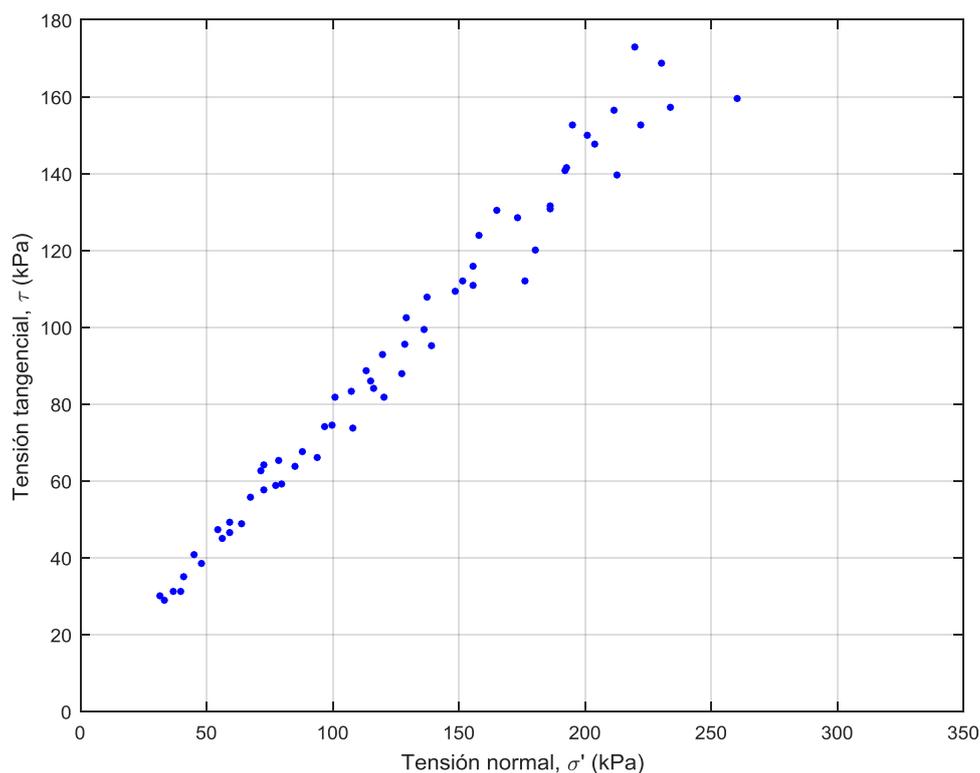


Figura 2.35.- Evolución de  $\tau$  con la tensión normal (vertedero nuevo de Can Mata)

### Ajuste de Mohr-Coulomb

Los valores obtenidos se ajustan razonablemente a una ley lineal que no pasa por el origen de coordenadas. Esto es equivalente a considerar el criterio de Mohr-Coulomb con una pequeña cohesión efectiva adicional a un valor del ángulo de rozamiento, ambos parámetros son representativos para el conjunto del vertedero exceptuando la zona superficial.

En esta última, como se ha comentado anteriormente, se supone un valor constante de tensión tangencial e igual al del punto frontera, considerado a 30 kPa. En la Figura 2.36 se muestra el ajuste descrito, los valores tanto de los parámetros obtenidos en el ajuste como de un estimador de su bondad se encuentran en la Tabla 2.9.

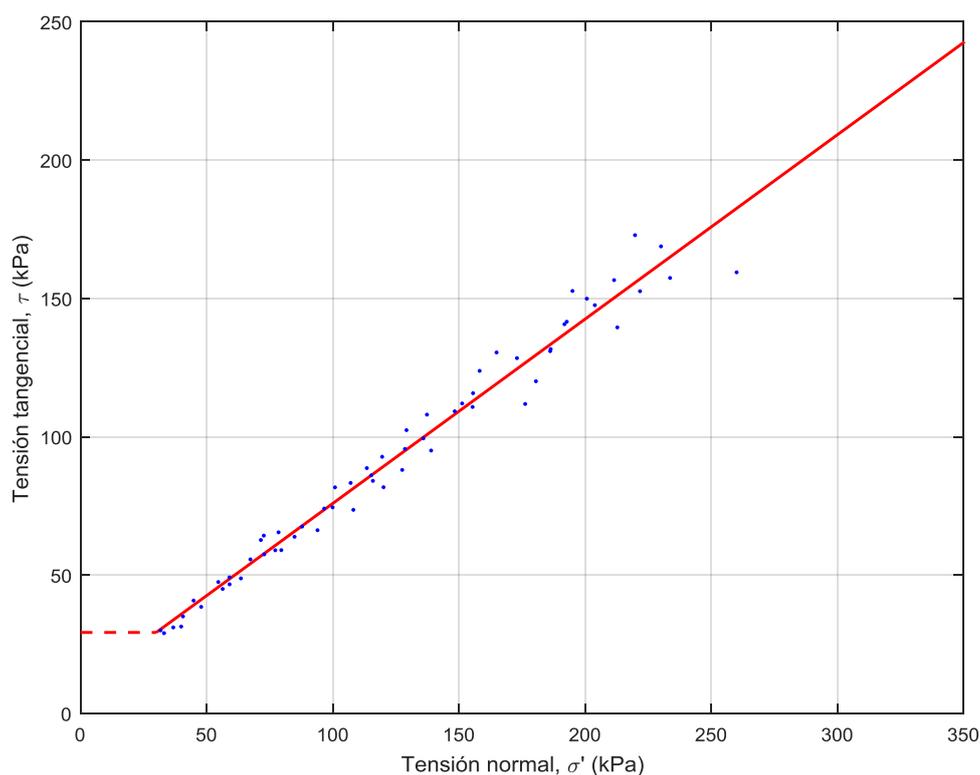


Figura 2.36.- Ajuste Mohr-Coulomb para el vertedero nuevo de Can Mata

Si bien ajustes lineales como el descrito anteriormente son ampliamente utilizados en la práctica y permiten realizar análisis de estabilidad, el efecto de no considerar la no linealidad de la curva de rotura en los análisis produce círculos de rotura más profundos y valores mayores del factor de seguridad, debido fundamentalmente a la cohesión derivada de dicho ajuste. Este efecto es más acusado cuanto más sea necesario extrapolar los valores en rotura, es decir, si el rango de tensiones normales en el que se ha obtenido el ajuste recto solo coincide parcialmente con el correspondiente con la geometría del vertedero en el que se realiza el análisis de estabilidad (Eid, 2014).

### Ajuste potencial

Existen numerosos modelos que tienen en cuenta la no linealidad de la curva de rotura, siendo los más extendidos los potenciales (Perry, 1994; Eid, 2010 y 2014). En su forma más sencilla estos modelos pueden definirse usando la expresión  $\tau = A\sigma_n'^b$ , siendo las constantes A y b los parámetros del modelo. En la Figura 2.37 se muestra el ajuste potencial a los valores obtenidos en el vertedero nuevo de Can Mata, los valores

de los parámetros obtenidos se presentan en la Tabla 2.9. Para el establecimiento de la resistencia en los puntos con tensión vertical inferior a 30 kPa se ha usado el mismo criterio que en el ajuste de Mohr-Coulomb.

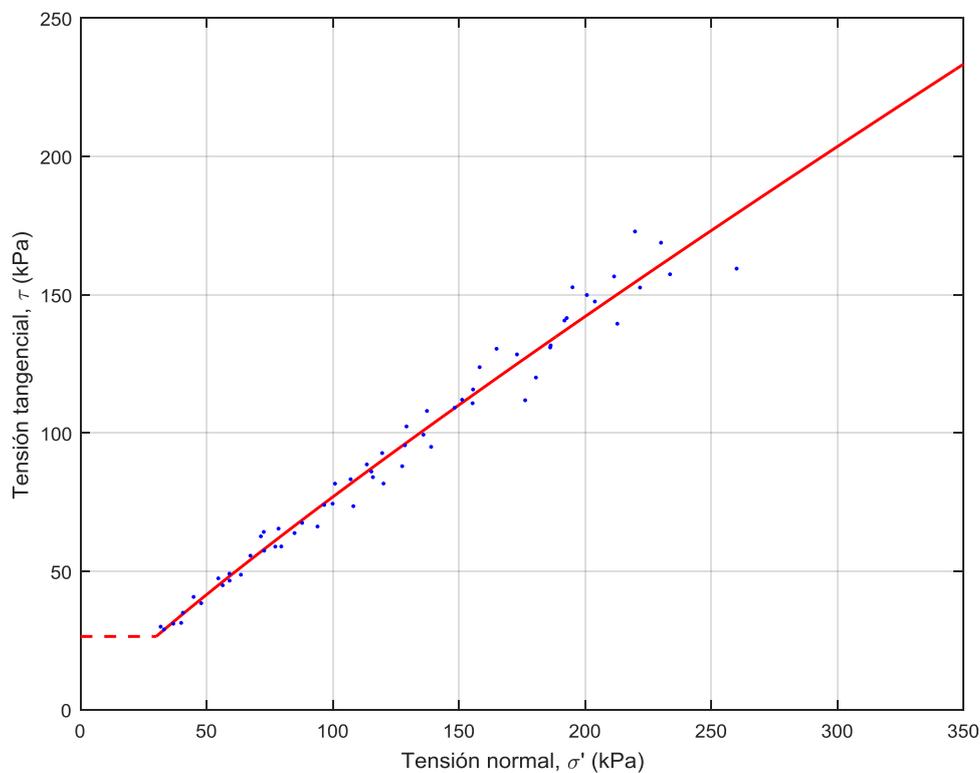


Figura 2.37.- Ajuste potencial (vertedero nuevo de Can Mata)

Los parámetros A y b obtenidos en el ajuste potencial carecen de sentido físico, e introducen problemas en la dimensionalidad del ajuste. Por ello, algunos autores han intentado modificarlo o buscar otros ajustes que no presenten este inconveniente. Jiang et al. (2003) propone la utilización de un modelo potencial en el que los parámetros resistentes son adimensionales que puede expresarse:

$$\tau = P_a A \left[ \frac{\sigma}{P_a} + T \right]^b \quad (2.8)$$

Donde  $P_a$  es la presión atmosférica y A, b, T son los parámetros resistentes adimensionales del modelo.

Otro ejemplo clásico de criterio de rotura que tiene en cuenta la no linealidad del ajuste es el propuesto por Hoek y Brown (1992) para rocas, que en su versión más reciente puede expresarse como:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_c} = \left( m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right)^n \quad (2.9)$$

Donde  $\sigma_c$  es la resistencia a compresión simple de la roca y  $m$  y  $n$  los parámetros resistentes. Aunque este criterio ha sido diseñado para rocas, se ha adaptado su uso para suelos, normalmente duros (Yang, 2013).

Las expresiones 2.8 y 2.9, propuestas como alternativas a las leyes potenciales simples bien han sido diseñadas para rocas o suelos duros, o bien introducen complejidad innecesaria en el análisis sin mejorar la precisión, por lo que su utilización en la presente tesis ha sido descartada.

### Modificaciones del criterio de Mohr-Coulomb

Barton (1976) propone una modificación del criterio de Mohr-Coulomb para caracterizar la resistencia de pico de planos de discontinuidad en macizos rocosos, usando la expresión:

$$\begin{cases} \tau_p = \sigma'_n \cdot \tan(\phi_b + i) & \text{para } \frac{JCS}{\sigma'_n} \geq 100 \\ \tau_p = \sigma'_n \cdot \tan \left[ \phi_b + JRC \cdot \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma'_n} \right) \right] & \text{para: } 1 \leq \frac{JCS}{\sigma'_n} \leq 100 \end{cases} \quad (2.10)$$

Donde:

$i$  = Ángulo de dilatación.

JRC = Coeficiente de rugosidad de la roca.

JCS = Resistencia a compresión simple de las paredes de la junta.

$\phi_b$  = Ángulo de rozamiento básico para superficies sin rugosidad.

Martinez-Bacas (2009, 2011) propone un modelo similar al de Barton (1976) para el estudio de la resistencia de las interfaces entre geomembranas y geotextiles, obteniendo la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left[ HL \cdot I \cdot \log \left( \frac{GCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (2.11)$$

Donde:

HL = Coeficiente de rozamiento debido a la macroestructura.

l = Coeficiente de rozamiento debido a la microestructura.

GCS = Tensión de compresión de referencia del geotextil.

$\phi_r$  = Ángulo de rozamiento residual.

Para suelos existen expresiones similares en las que se sustituye el ángulo de rozamiento por una expresión que tiene en cuenta la variación de este con la tensión normal. Maksimovic (1989) propone una expresión hiperbólica para  $\phi$  de la forma:

$$\phi' = \phi'_B + \frac{\Delta\phi}{1 + \frac{\sigma_n}{P_N}} \quad (2.12)$$

Donde:

$\phi'_B$  = Ángulo básico de rozamiento.

$\Delta\phi'$  = Máxima diferencia angular.

$P_N$  = Tensión normal para el ángulo de rozamiento medio.

Como se ha dicho en el capítulo anterior, Zekkos et al. (2010) proponen una expresión similar, en este caso asumiendo que el ángulo de rozamiento decrece linealmente con el logaritmo de la tensión normal, para considerar la no linealidad de la curva de rotura en su aplicación a R.S.U.

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right) \quad (2.13)$$

Siendo:

$\phi_0$  = Ángulo de rozamiento para  $\sigma'_n = 1 \text{ atm} = 101,3 \text{ kPa}$ .

$\Delta\phi$  = Pendiente de la recta de ajuste.

$p_a$  = Presión atmosférica (101,3 kPa).

Las expresiones derivadas del criterio de Mohr-Coulomb son más sencillas de introducir en programas de cálculo convencionales, por lo que se ha considerado conveniente su utilización en esta investigación. En este aspecto, se ha optado por la propuesta por Zekkos et al. (2010). En la Figura 2.38 se muestra el ajuste obtenido para el vertedero nuevo de Can Mata y en la Tabla 2.9 los valores de los parámetros obtenidos.

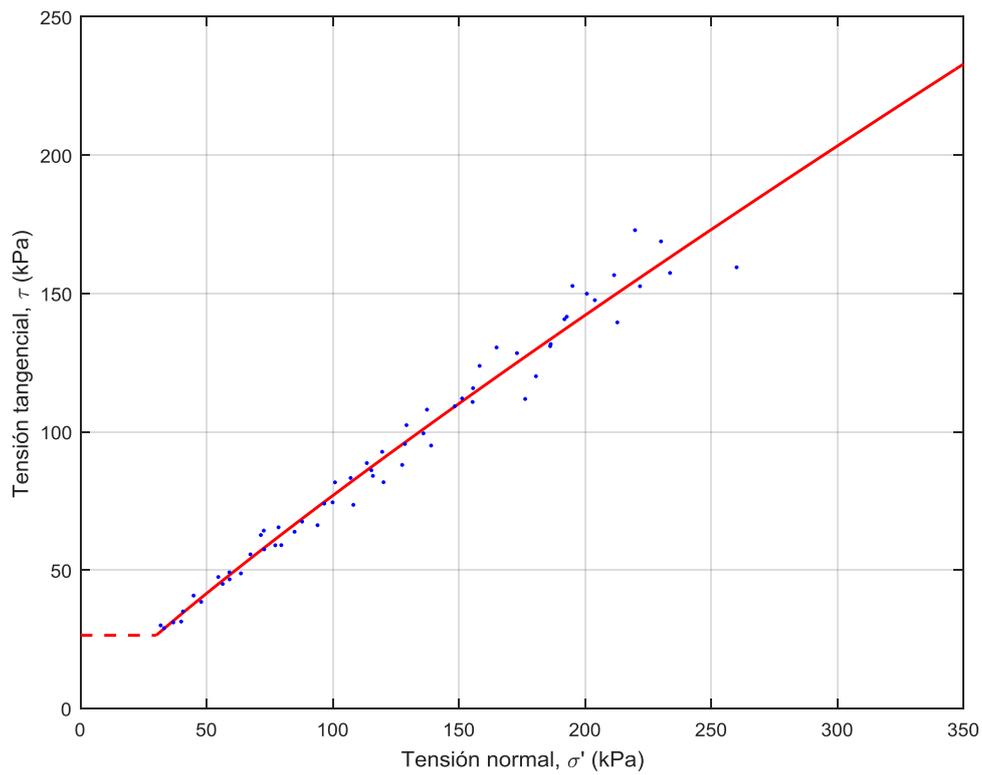


Figura 2.38.- Ajuste con  $\phi$  variable para el vertedero nuevo de Can Mata

### Comparación entre ajustes

En la Figura 2.39 se presentan los 3 ajustes realizados así como la ley correspondiente a utilizar el ángulo de rozamiento medio obtenido.

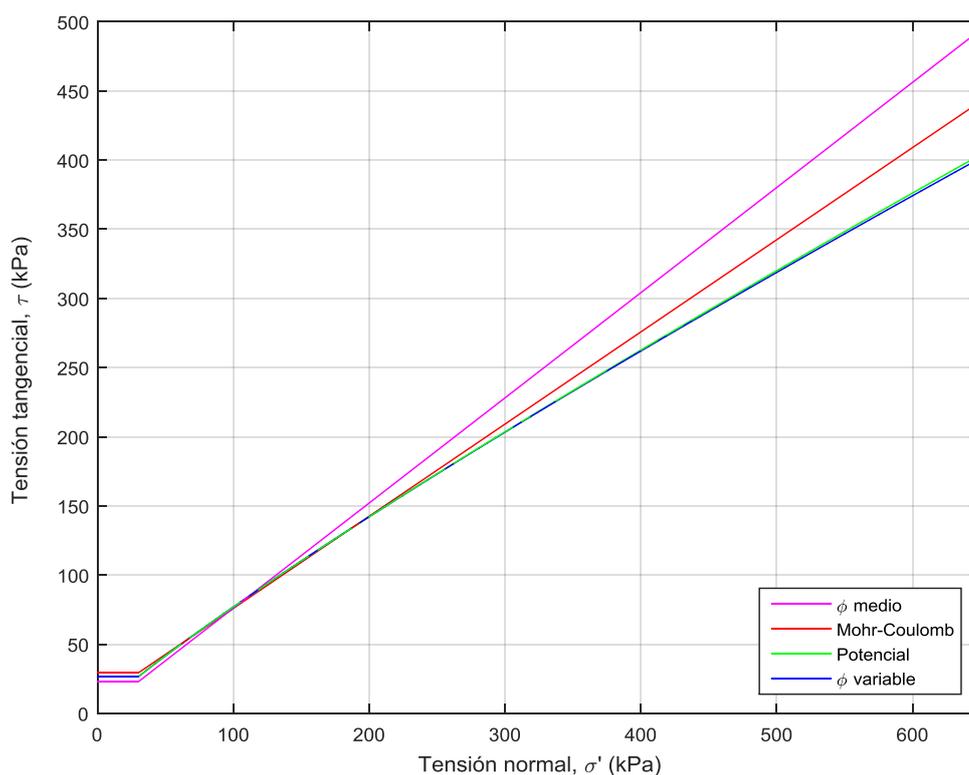


Figura 2.39.- Ajustes obtenidos para el vertedero nuevo de Can Mata

Como puede verse, son prácticamente coincidentes para el intervalo de tensiones normales en el que se han realizado los ensayos ( $\sigma' \leq 300$  kPa) y se separan para tensiones mayores. Tanto la consideración de un valor medio del ángulo de rozamiento como del ajuste lineal tienden a sobrestimar la resistencia del material para tensiones normales altas, por lo que los criterios de rotura no lineales son más conservadores. En el caso de este vertedero, el ajuste potencial y el modificado de Mohr-Coulomb prácticamente coinciden para cualquier valor de la tensión normal.

En la Tabla 2.9 se muestran los parámetros y los estimadores de la bondad del ajuste  $R^2$  obtenidos en los ajustes.

Tensión vertical	Tipo de ajuste	Parámetros	R <sup>2</sup>
$\sigma' > 30$ kPa	$\phi$ medio	$\phi = 37,25^\circ$	-
	Mohr-Coulomb	$c = 9,24$ kPa $\phi = 33,68^\circ$	0,97489
	Potencial	$\tau = 1,3\sigma_n'^{0,88614}$	0,97589
	$\phi$ variable (logarítmico)	$\phi = 37,52^\circ - 3,13 \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n'}{p_a}\right)$	0,97592
$\sigma' < 30$ kPa	$\phi$ medio	$c_u = 22,81$ kPa	-
	Mohr-Coulomb	$c_u = 29,23$ kPa	-
	Potencial	$c_u = 26,47$ kPa	-
	$\phi$ variable (logarítmico)	$c_u = 26,38$ kPa	-

Tabla 2.9.- Ajustes obtenidos para el vertedero nuevo de Can Mata

Para el resto de vertederos estudiados se ha realizado el mismo análisis, las gráficas y los valores de los parámetros obtenidos se muestran a continuación.

#### 2.6.2.2. Vertedero antiguo de Can Mata

Los datos obtenidos en el vertedero antiguo de Can Mata muestran mayor dispersión que los del vertedero nuevo, por lo que la tendencia de la resistencia por punta a aumentar con la profundidad es menos evidente. En la Figura 2.40 se muestra la evolución de la resistencia por punta obtenida con la profundidad.

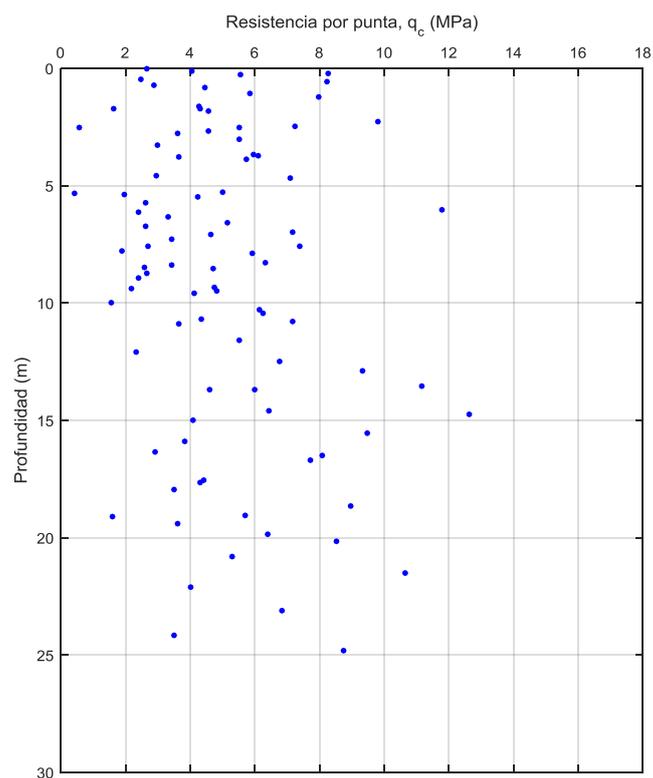


Figura 2.40.- Resistencia por punta frente a la profundidad (vertedero antiguo de Can Mata)

A continuación se muestran las gráficas obtenidas de un análisis análogo al realizado para el vertedero nuevo.

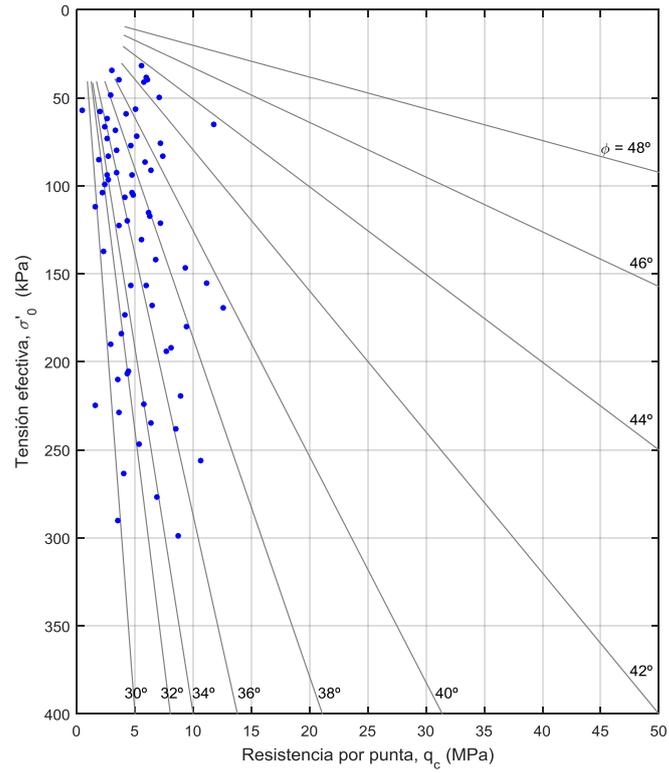


Figura 2.41.- Ábaco de Robertson y Campanella (vertedero antiguo de Can Mata)

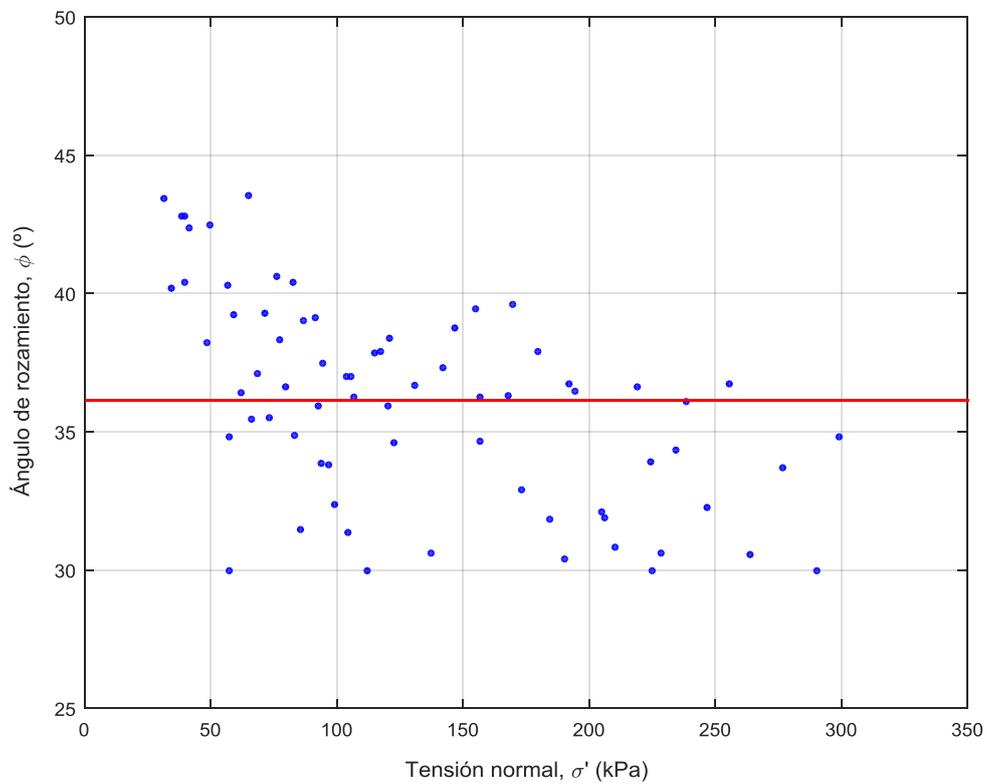


Figura 2.42.- Evolución de  $\phi$  con la tensión normal (vertedero antiguo de Can Mata)

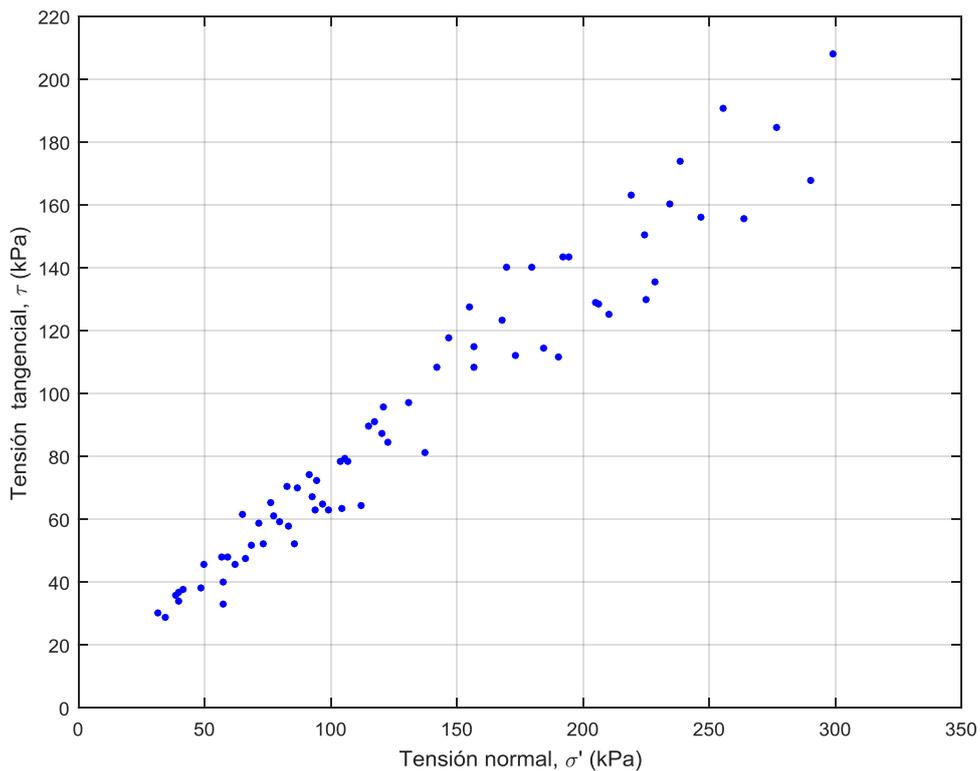


Figura 2.43.- Evolución de  $\tau$  con la tensión normal (vertedero antiguo de Can Mata)

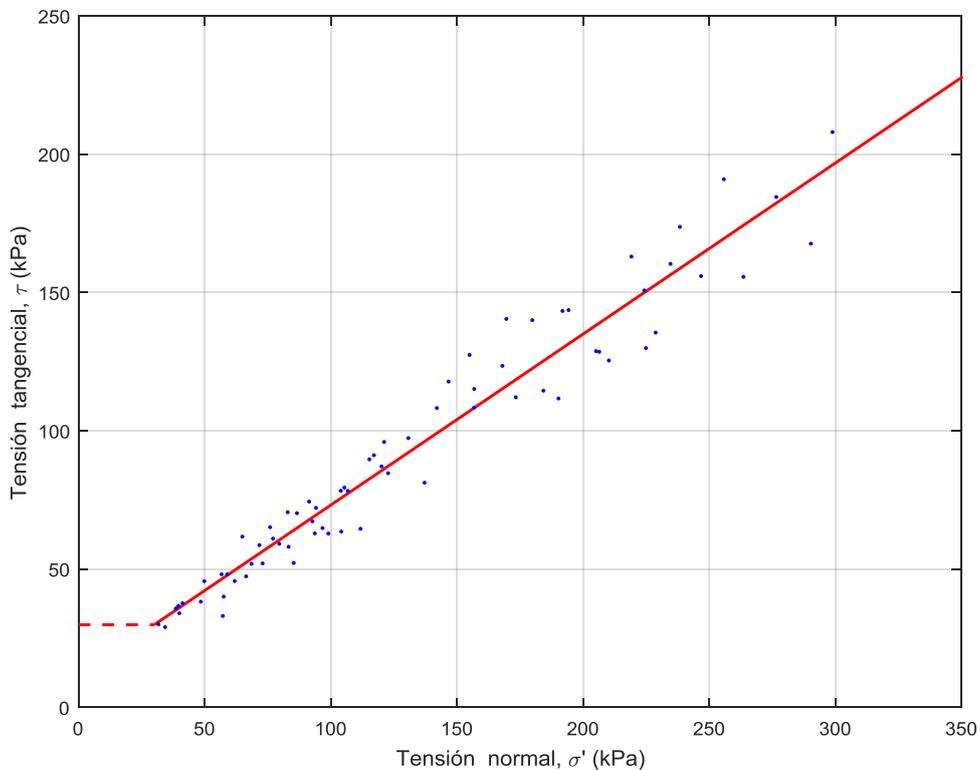


Figura 2.44.- Ajuste Mohr-Coulomb (vertedero antiguo de Can Mata)

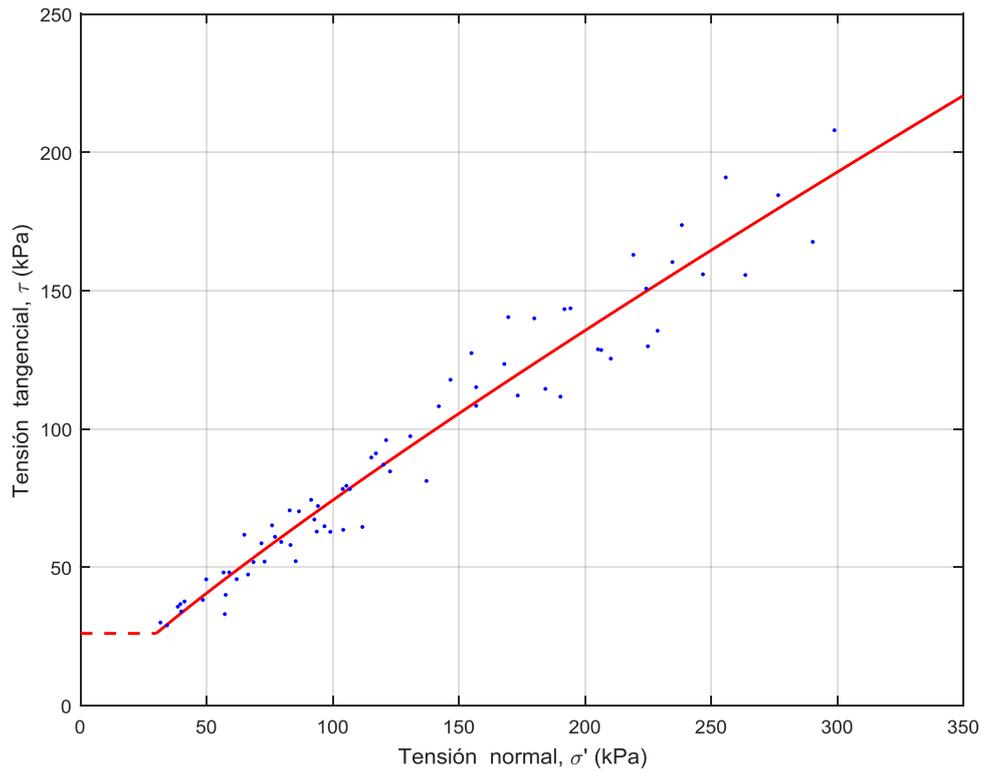


Figura 2.45.- Ajuste potencial (vertedero antiguo de Can Mata)

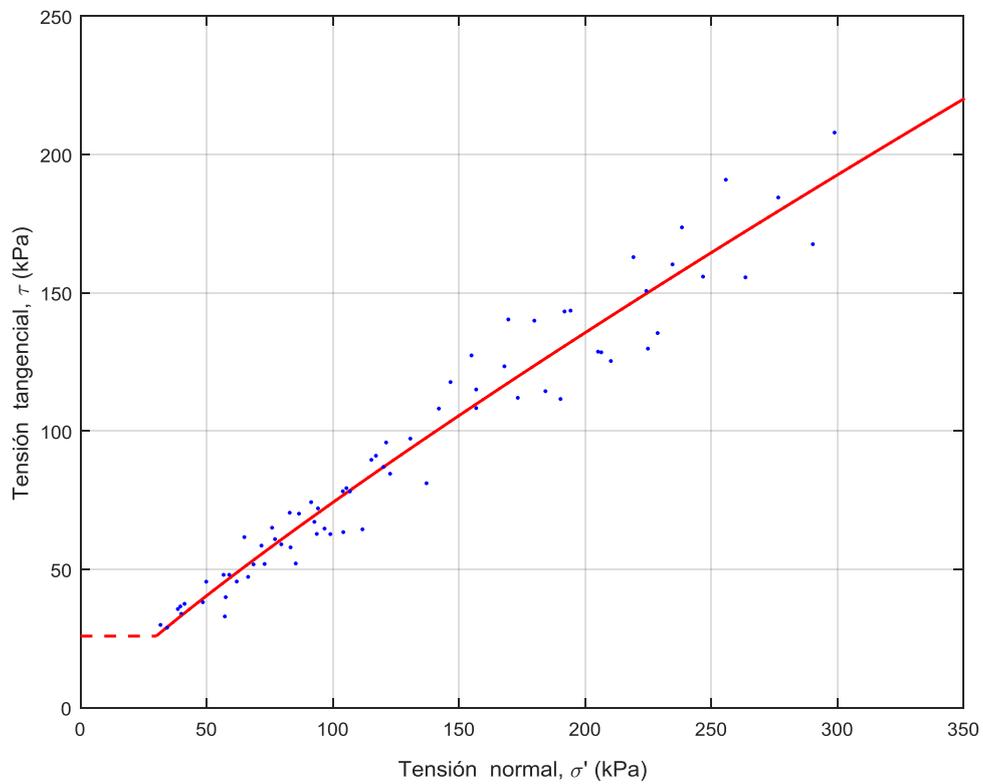


Figura 2.46.- Ajuste con  $\phi$  variable (vertedero antiguo de Can Mata)

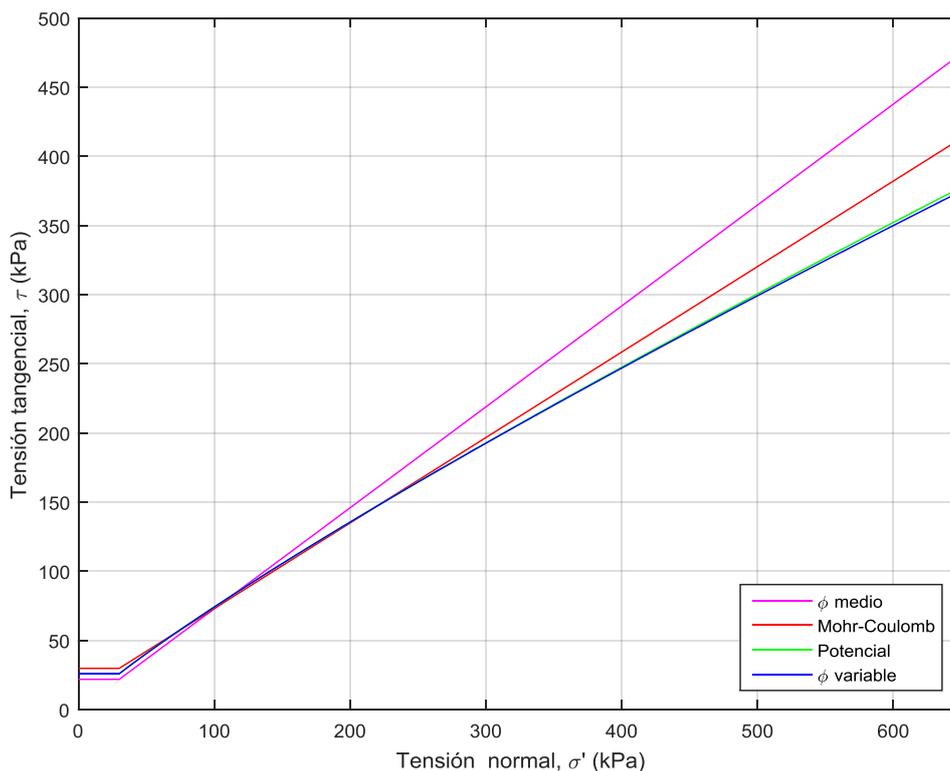


Figura 2.47.- Ajustes obtenidos para el vertedero antiguo de Can Mata

Igual que en caso anterior, los ajustes curvos producen resultados prácticamente idénticos, mientras que la consideración del ángulo de rozamiento medio y del ajuste de Mohr-Coulomb producen resistencias mayores que los otros dos para tensiones normales superiores a los 300 kPa.

Los valores de entrada muestran mayor dispersión que en el caso del vertedero nuevo, por lo que la bondad de los ajustes es inferior (ver Tabla 2.10)

En la Tabla 2.10 se muestran los parámetros y los estimadores de la bondad del ajuste  $R^2$  obtenidos en los ajustes.

Tensión vertical	Tipo de ajuste	Parámetros	R <sup>2</sup>
$\sigma' > 30 \text{ kPa}$	$\phi$ medio	$\phi = 36,12^\circ$	-
	Mohr-Coulomb	$c = 11,28 \text{ kPa}$ $\phi = 31,73^\circ$	0,9475
	Potencial	$\tau = 1,36\sigma_n'^{0,86941}$	0,94858
	$\phi$ variable (logarítmico)	$\phi = 36,54^\circ - 3,53 \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n'}{p_a}\right)$	0,94859
$\sigma' < 30 \text{ kPa}$	$\phi$ medio	$c_u = 21,89 \text{ kPa}$	-
	Mohr-Coulomb	$c_u = 29,83 \text{ kPa}$	-
	Potencial	$c_u = 26,16 \text{ kPa}$	-
	$\phi$ variable (logarítmico)	$c_u = 25,92 \text{ kPa}$	-

Tabla 2.10.- Ajustes obtenidos para el vertedero antiguo de Can Mata

### 2.6.2.3. Vertedero de Alcalá del Río

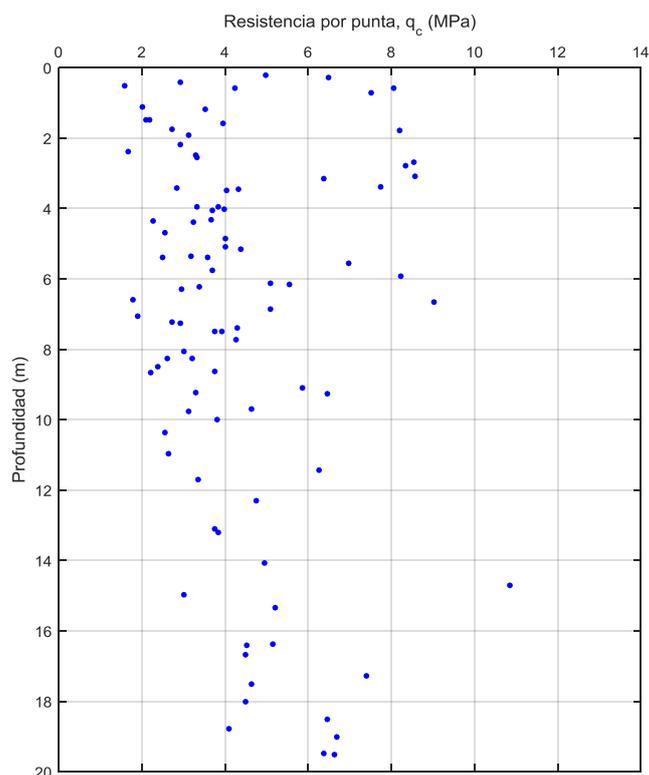


Figura 2.48.- Resistencia por punta frente a la profundidad (vertedero de Alcalá del Río)

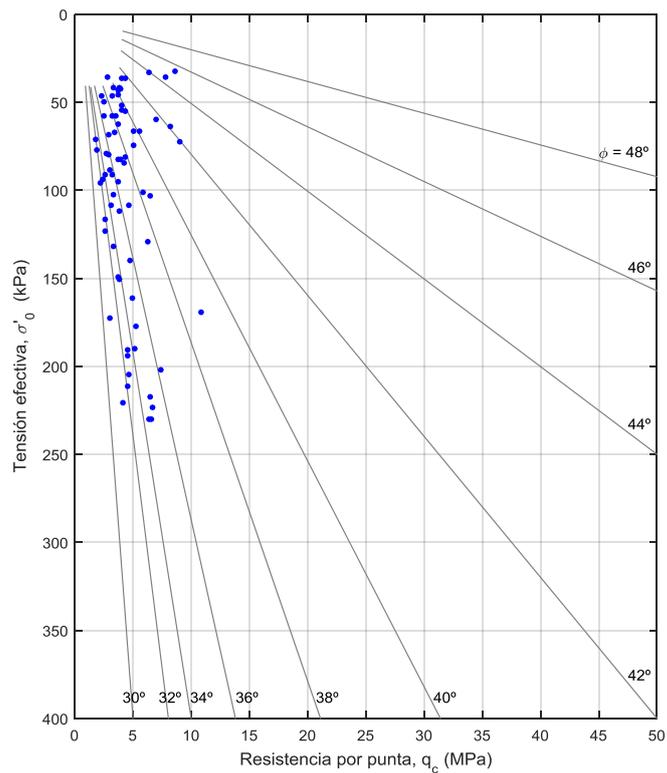


Figura 2.49.- Ábaco de Robertson y Campanella (vertedero de Alcalá del Río)

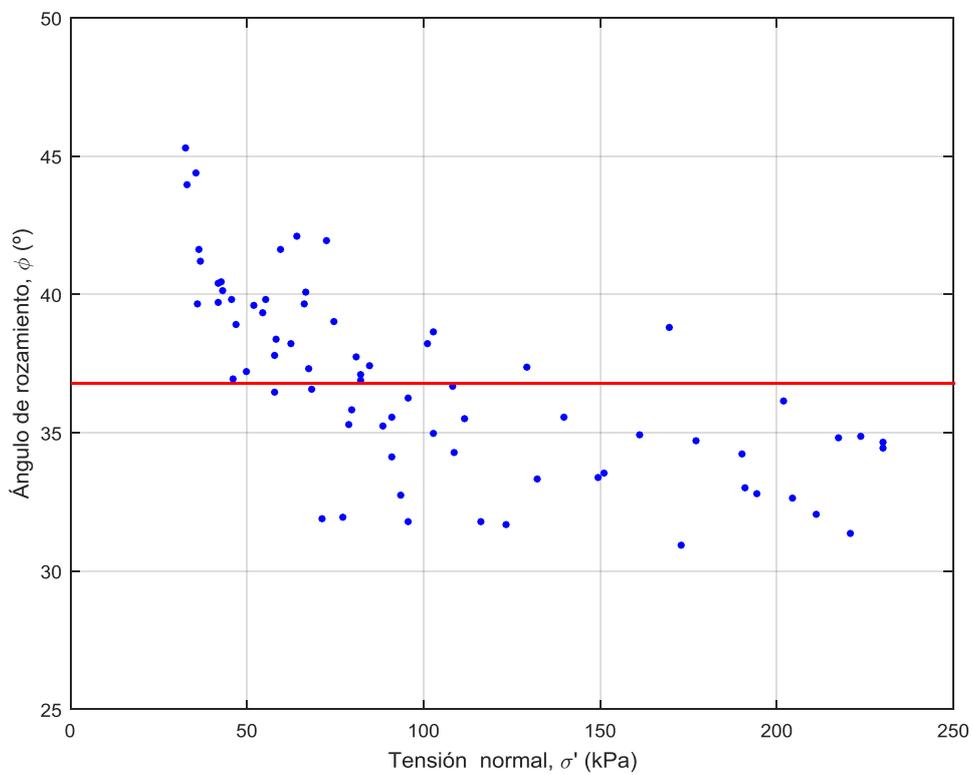


Figura 2.50.- Evolución de  $\phi$  con la tensión normal (vertedero de Alcalá del Río)

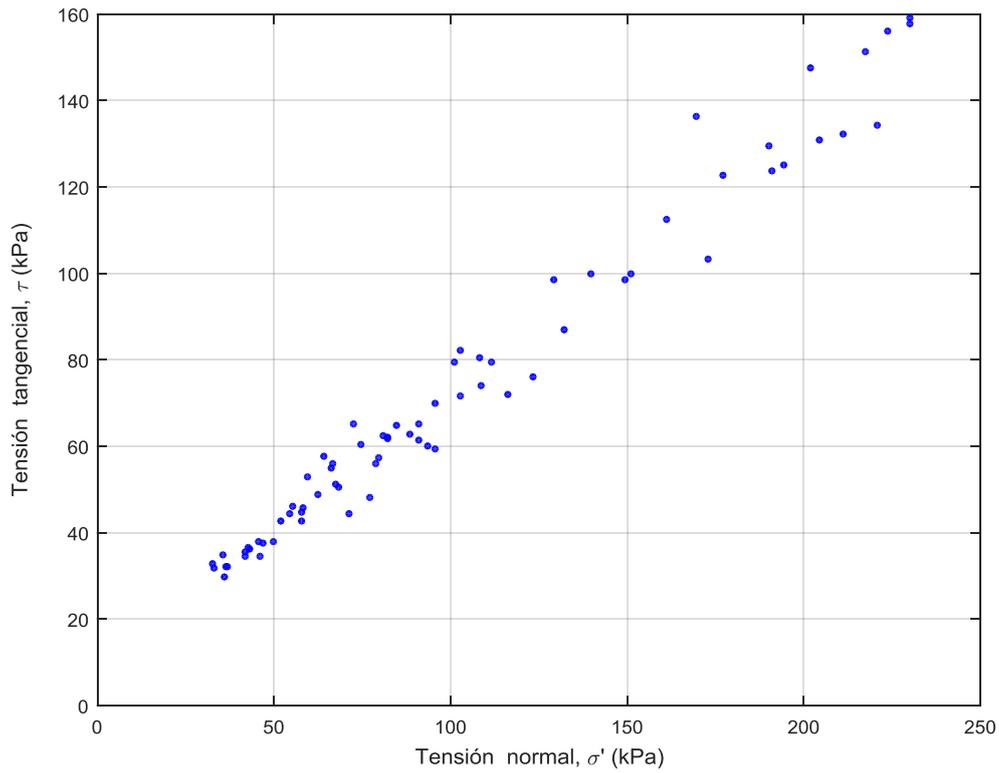


Figura 2.51.- Evolución de  $\tau$  con la tensión normal (vertedero de Alcalá del Río)

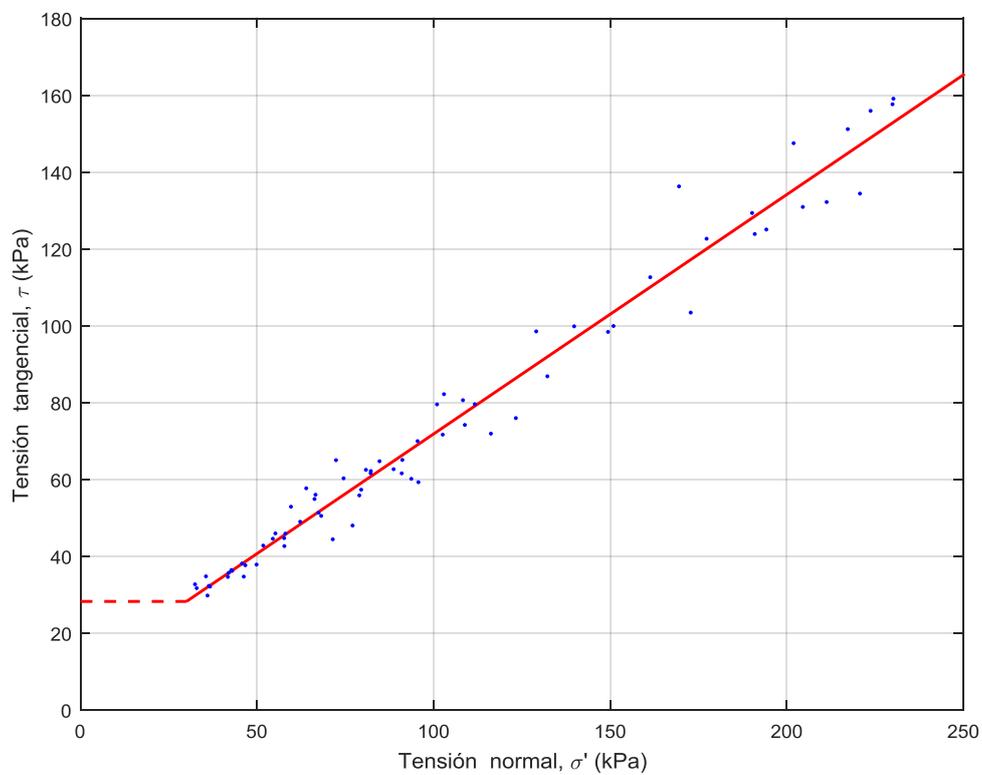


Figura 2.52.- Ajuste Mohr-Coulomb (vertedero de Alcalá del Río)

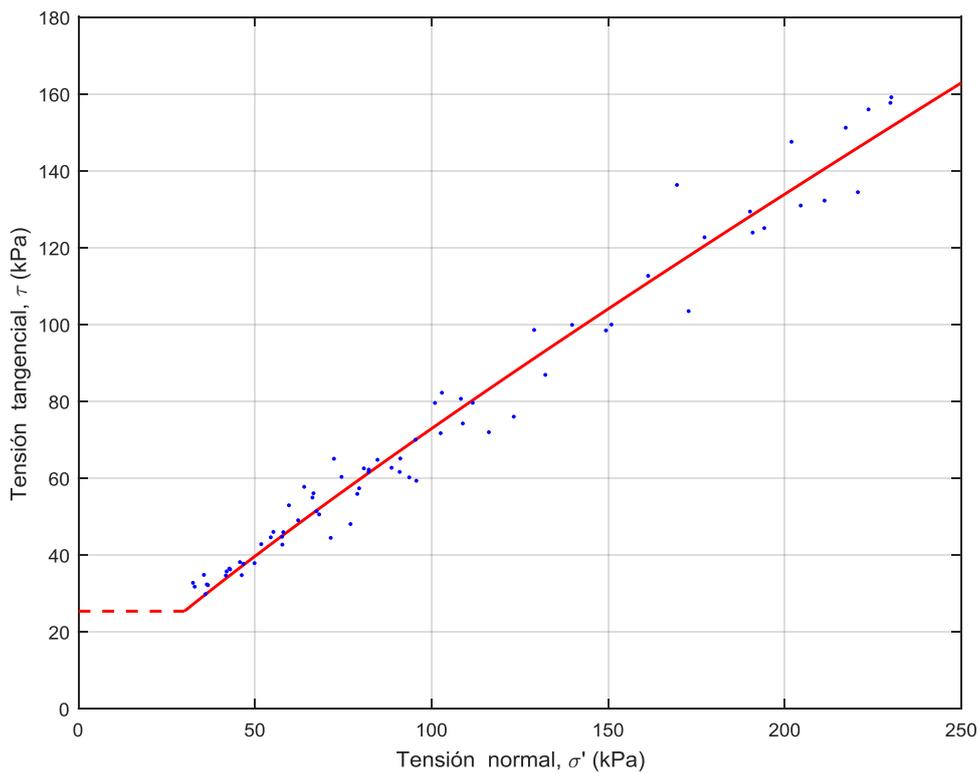


Figura 2.53.- Ajuste potencial (vertedero de Alcalá del Río)

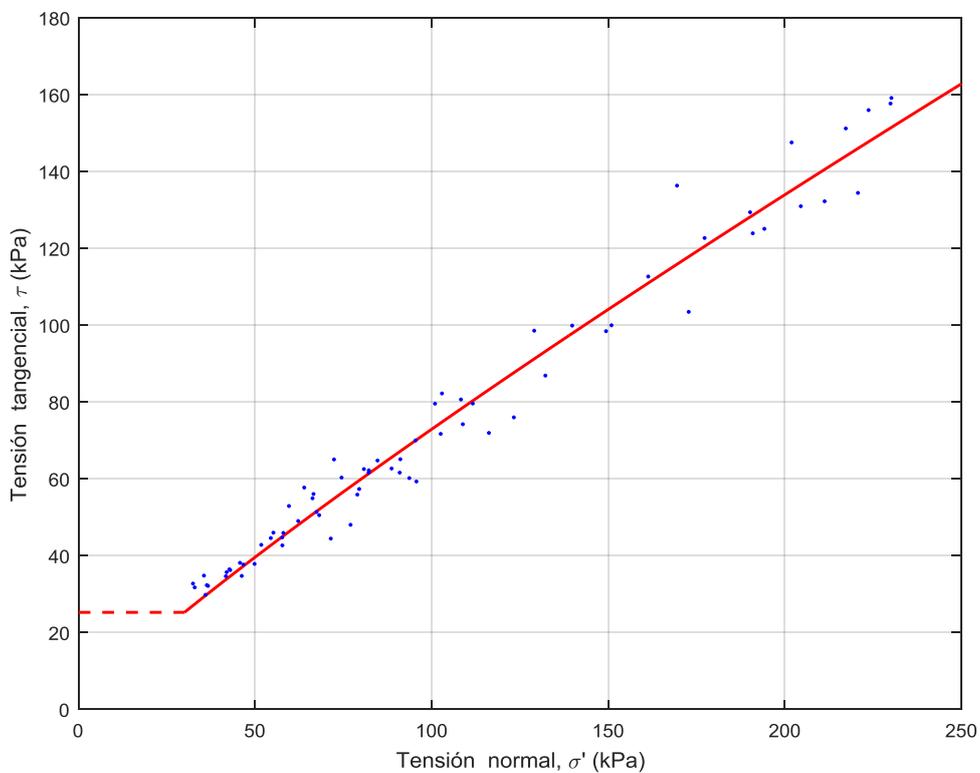


Figura 2.54.- Ajuste con  $\phi$  variable (vertedero de Alcalá del Río)

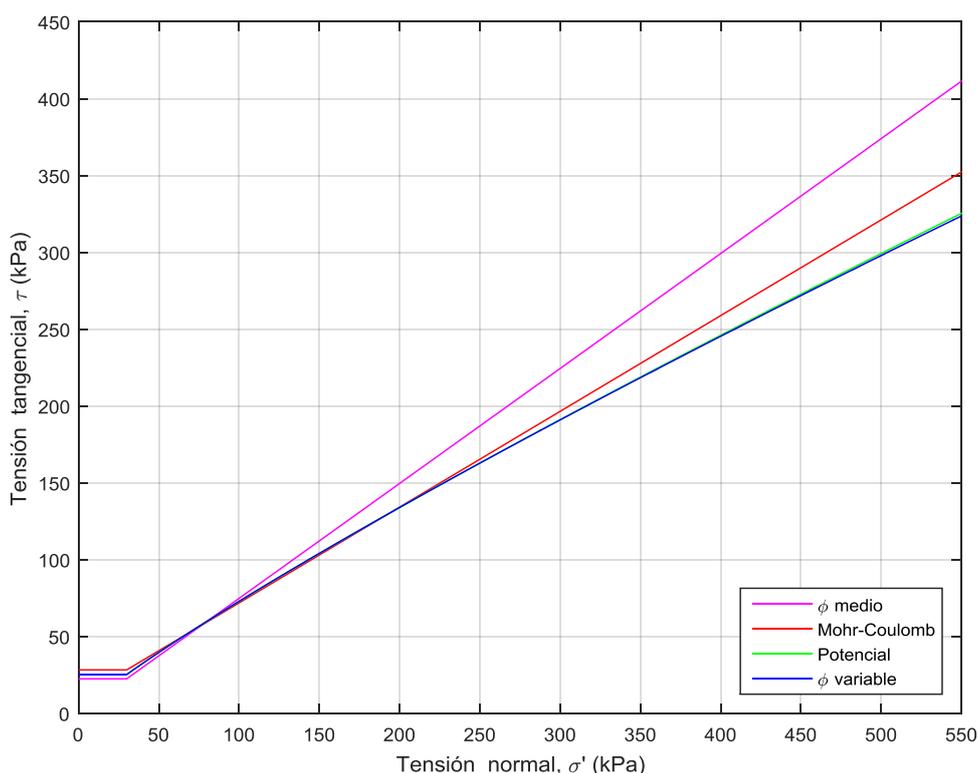


Figura 2.55.- Ajustes obtenidos para el vertedero de Alcalá del Río

En la Tabla 2.11 se muestran los parámetros y los estimadores de la bondad del ajuste R<sup>2</sup> obtenidos en los ajustes.

Tensión vertical	Tipo de ajuste	Parámetros	R <sup>2</sup>
σ' > 30 kPa	φ medio	φ = 36,8°	-
	Mohr-Coulomb	c = 9,56 kPa φ = 31,93°	0.97381
	Potencial	τ = 1,28σ' <sub>n</sub> <sup>0,87757</sup>	0,97199
	φ variable (logarítmico)	φ = 36,05° - 3,3° · ln(σ' <sub>n</sub> /p <sub>a</sub> )	0,97189
σ' < 30 kPa	φ medio	c <sub>u</sub> = 22,44 kPa	-
	Mohr-Coulomb	c <sub>u</sub> = 28,26 kPa	-
	Potencial	c <sub>u</sub> = 25,32 kPa	-
	φ variable (logarítmico)	c <sub>u</sub> = 25,23 kPa	-

Tabla 2.11.- Ajustes obtenidos para el vertedero de Alcalá del Río

#### 2.6.2.4. Vertedero de Cañada Hermosa

En el vertedero de Cañada Hermosa se produce la menor variación con la profundidad de la resistencia por punta de los vertederos estudiados. Como puede verse en la Figura 2.56, este factor permanece prácticamente constante con la profundidad si bien se observa una ligera tendencia al aumento de  $q_c$  con la profundidad.

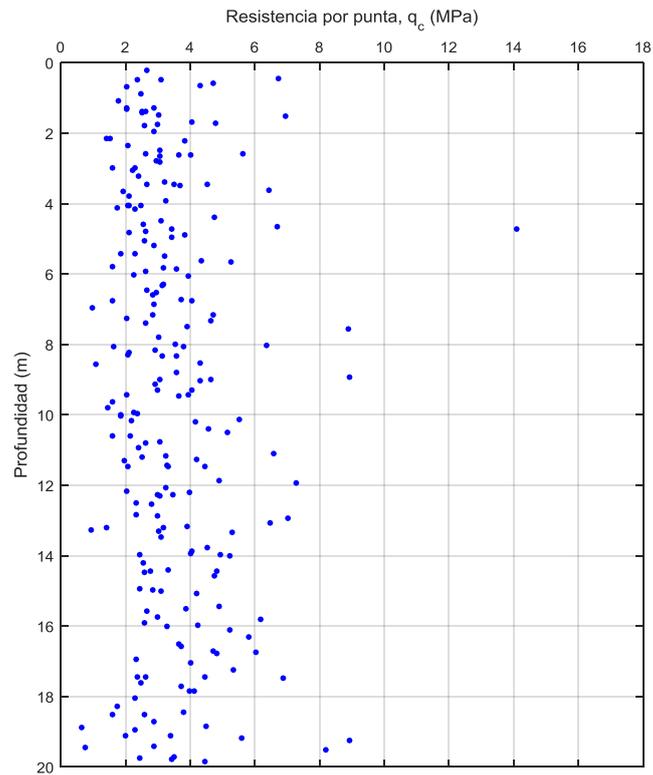


Figura 2.56.- Resistencia por punta frente a la profundidad (vertedero de Cañada Hermosa)

En el ábaco de Robertson y Campanella, los resultados del vertedero de Cañada Hermosa se encuentran entre las rectas de  $30^\circ$  y  $36^\circ$ , aunque en la zona más profunda ( $>18$  m; entre 200 y 250 kPa), hay una disminución de  $\phi$  por debajo de  $30^\circ$ .

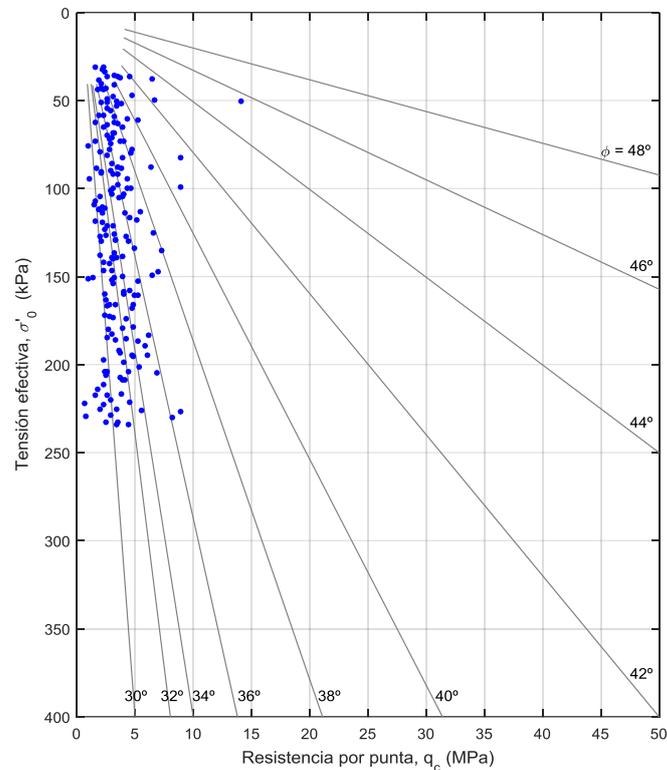


Figura 2.57.- Ábaco de Robertson y Campanella (vertedero de Cañada Hermosa)

Si se representan los puntos con ángulo de rozamiento inferior a  $30^\circ$  ( $\phi < 30^\circ$ ) en el ábaco de Robertson (2010) para determinar su tipo de comportamiento puede observarse que el comportamiento obtenido se corresponde con los tipos 3 y 4, arcillas y mezclas limosas respectivamente. Las razones de este comportamiento anómalo desde el punto de vista resistente pueden ser diversas (compactación, peores condiciones del residuo, etc.).

En los diferentes ajustes realizados para obtener la resistencia se han incluido estos puntos con valor del ángulo de rozamiento igual a  $30^\circ$ .

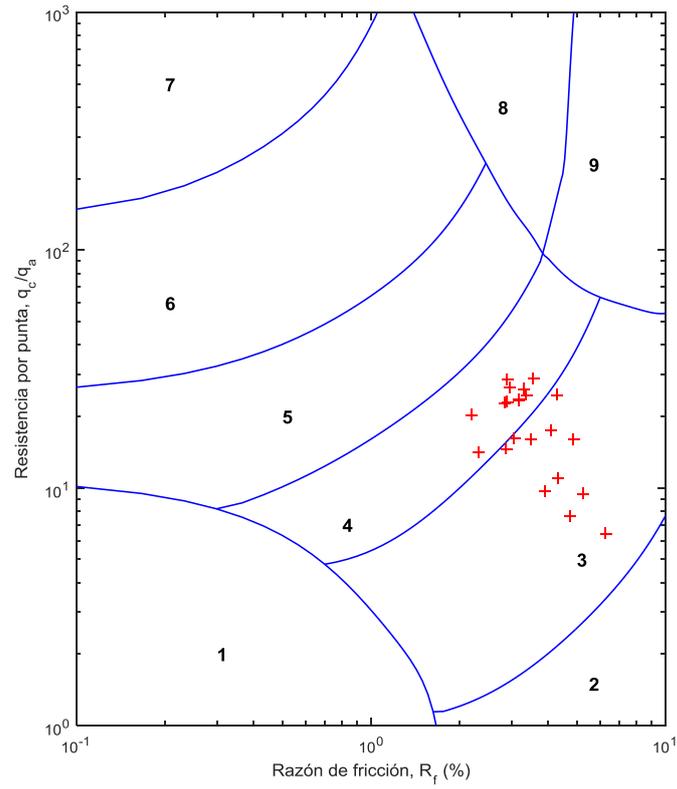


Figura 2.58.- Ábaco de Robertson para  $\phi < 30^\circ$  en el vertedero de Cañada Hermosa

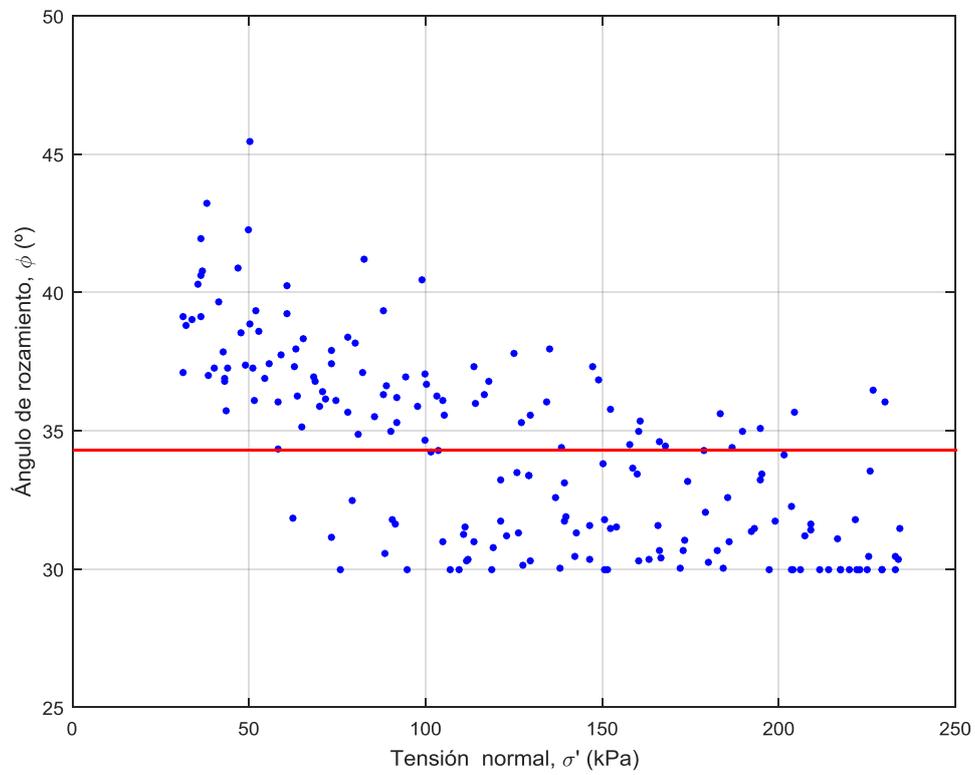


Figura 2.59.- Evolución de  $\phi$  con la tensión normal (vertedero de Cañada Hermosa)

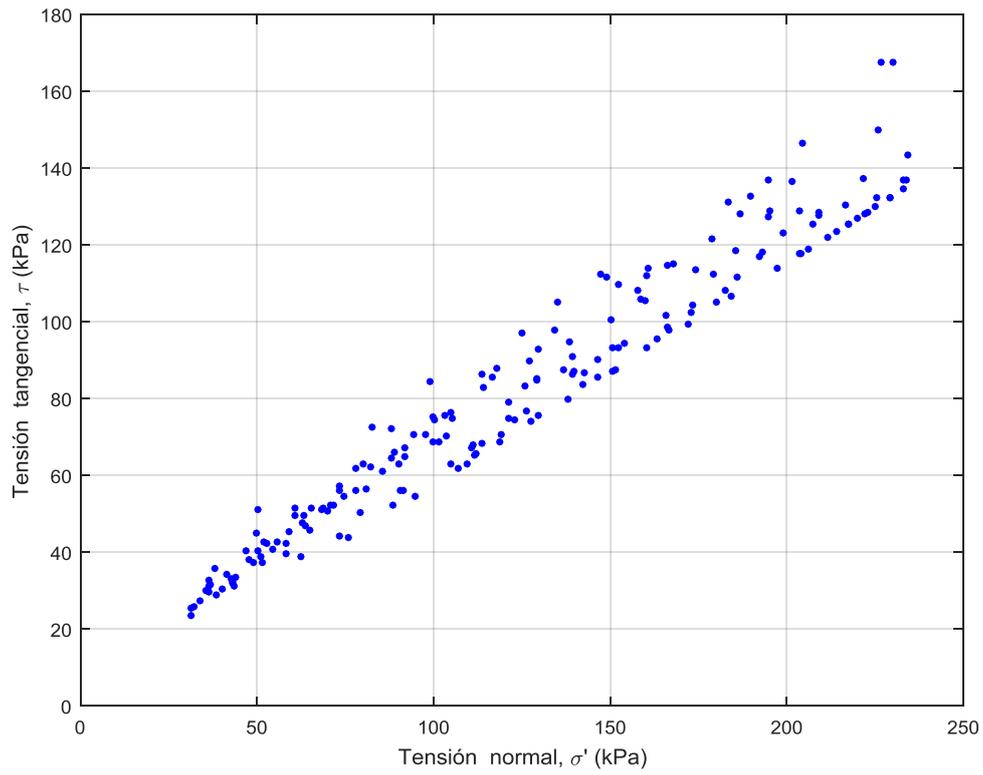


Figura 2.60.- Evolución de  $\tau$  con la tensión normal (vertedero de Cañada Hermosa)

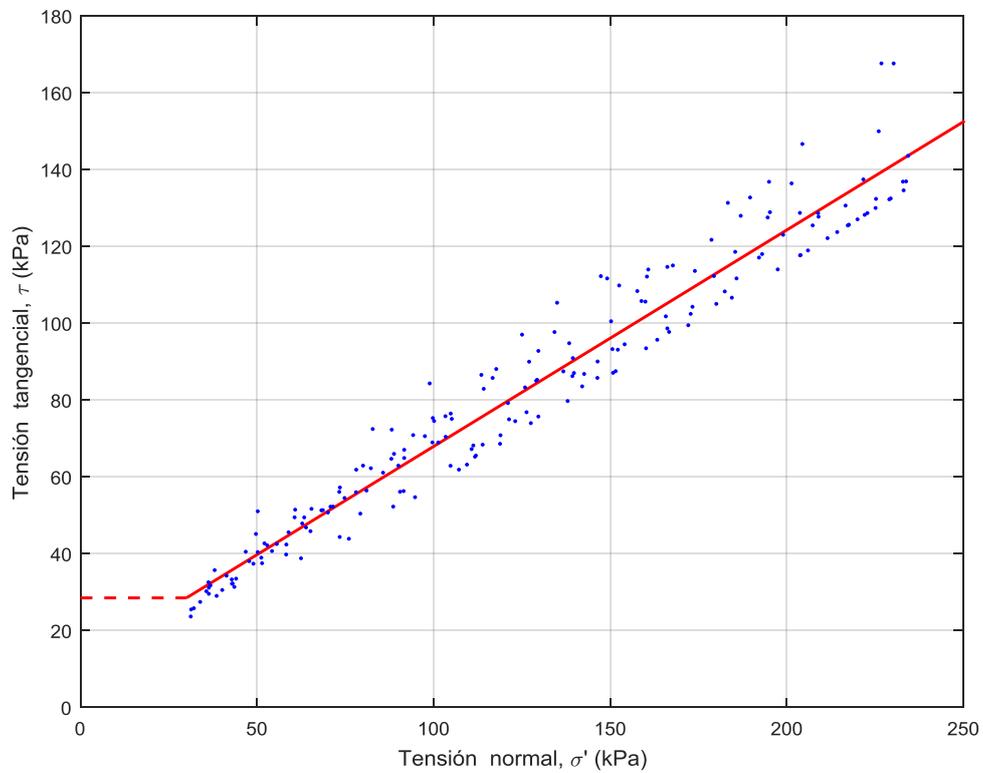


Figura 2.61.- Ajuste Mohr-Coulomb (vertedero de Cañada Hermosa)

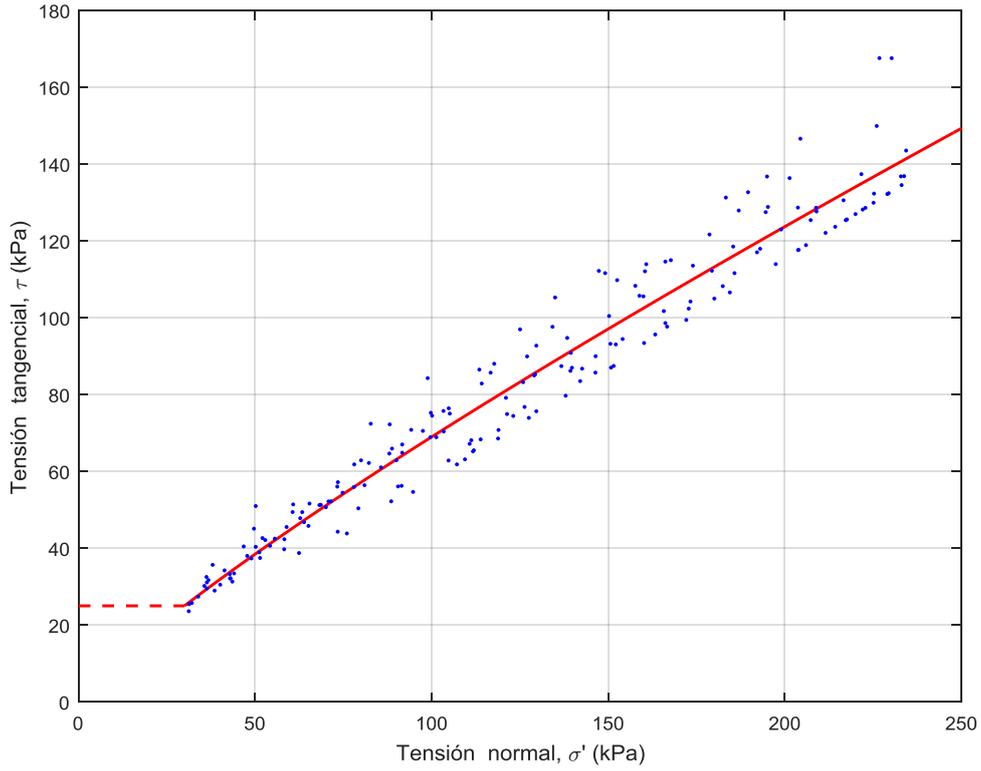


Figura 2.62.- Ajuste potencial (vertedero de Cañada Hermosa)

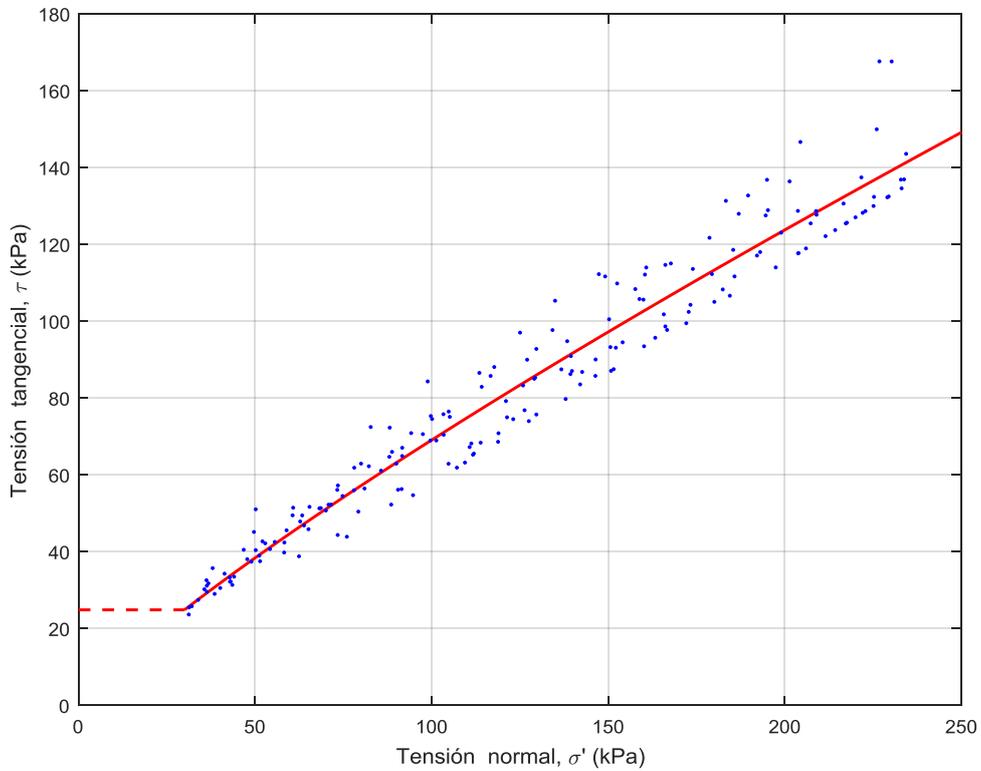


Figura 2.63.- Ajuste con  $\phi$  variable (vertedero de Cañada Hermosa)

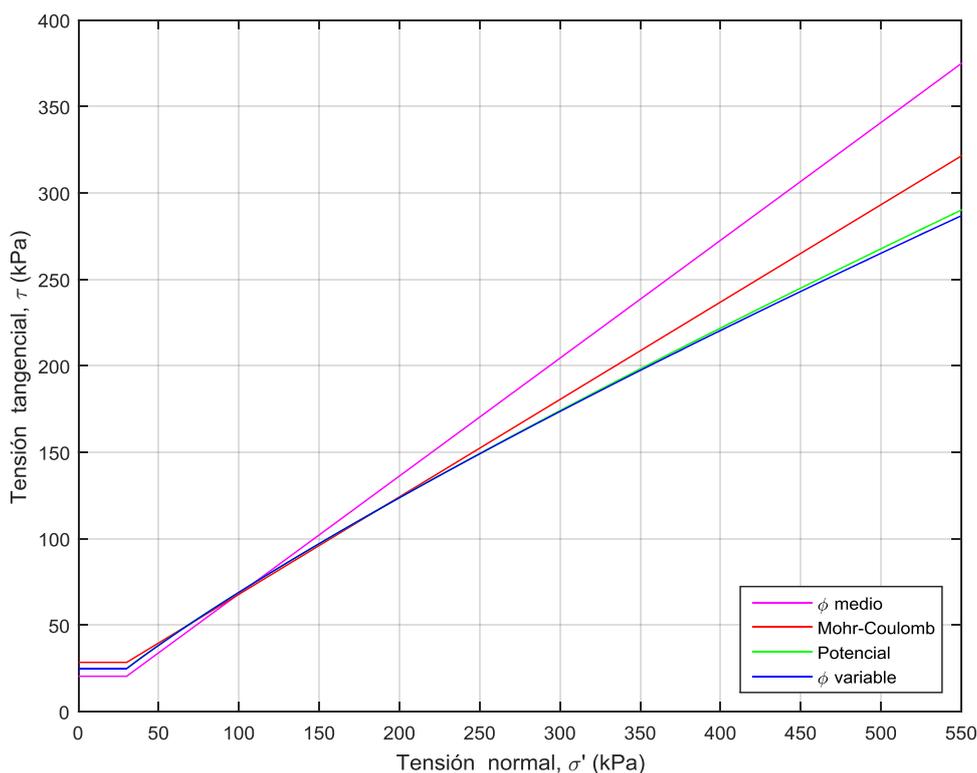


Figura 2.64.- Ajustes obtenidos para el vertedero de Cañada Hermosa

En la Tabla 2.12 se muestran los parámetros y los estimadores de la bondad del ajuste  $R^2$  obtenidos en los ajustes.

Tensión vertical	Tipo de ajuste	Parámetros	$R^2$
$\sigma' > 30 \text{ kPa}$	$\phi$ medio	$\phi = 34,28^\circ$	-
	Mohr-Coulomb	$c = 11,57 \text{ kPa}$ $\phi = 29,4^\circ$	0,95106
	Potencial	$\tau = 1,43\sigma_n'^{0,84235}$	0,95136
	$\phi$ variable (logarítmico)	$\phi = 34,57^\circ - 4,16^\circ \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n'}{p_a}\right)$	0,95129
$\sigma' < 30 \text{ kPa}$	$\phi$ medio	$c_u = 20,45 \text{ kPa}$	-
	Mohr-Coulomb	$c_u = 28,47 \text{ kPa}$	-
	Potencial	$c_u = 25,1 \text{ kPa}$	-
	$\phi$ variable (logarítmico)	$c_u = 24,84 \text{ kPa}$	-

Tabla 2.12.- Ajustes obtenidos para el vertedero de Cañada Hermosa

### 2.6.2.5. Propuesta de parámetros de diseño

Como se ha indicado con anterioridad, es aconsejable caracterizar cada vertedero con el fin de obtener el valor de sus parámetros resistentes. En fase de diseño esta caracterización no es posible, por lo que deben asumirse unos valores para estos parámetros a la hora de hacer los análisis de estabilidad. Una forma de obtener un valor aproximado es utilizar como referencia para el diseño vertederos cercanos con tipología tanto de residuo como de explotación similar. De forma alternativa, numerosos autores han propuesto parámetros de diseño de vertederos, normalmente conservadores.

En este aspecto, una propuesta de amplio uso en la práctica es la realizada por Sánchez-Alciturri et al. (1993). En ella, a partir de resultados obtenidos en ensayos de campo, ensayos de laboratorio y back-analysis de casos reales, se determinan unos rangos aceptables para los valores de los parámetros resistentes de vertederos de R.S.U.

Cañizal et al. (2011) añaden resultados de nuevas investigaciones a la propuesta anterior y proponen una actualización de la misma. En la Figura 2.65 se ha representado esta propuesta actualizada de parámetros, superponiendo los valores de los parámetros deducibles de la campaña realizada, comprobando que los resultados obtenidos, tanto en el caso de ángulo de rozamiento constante como en el del ajuste de Mohr-Coulomb, se encuentran dentro de ella.

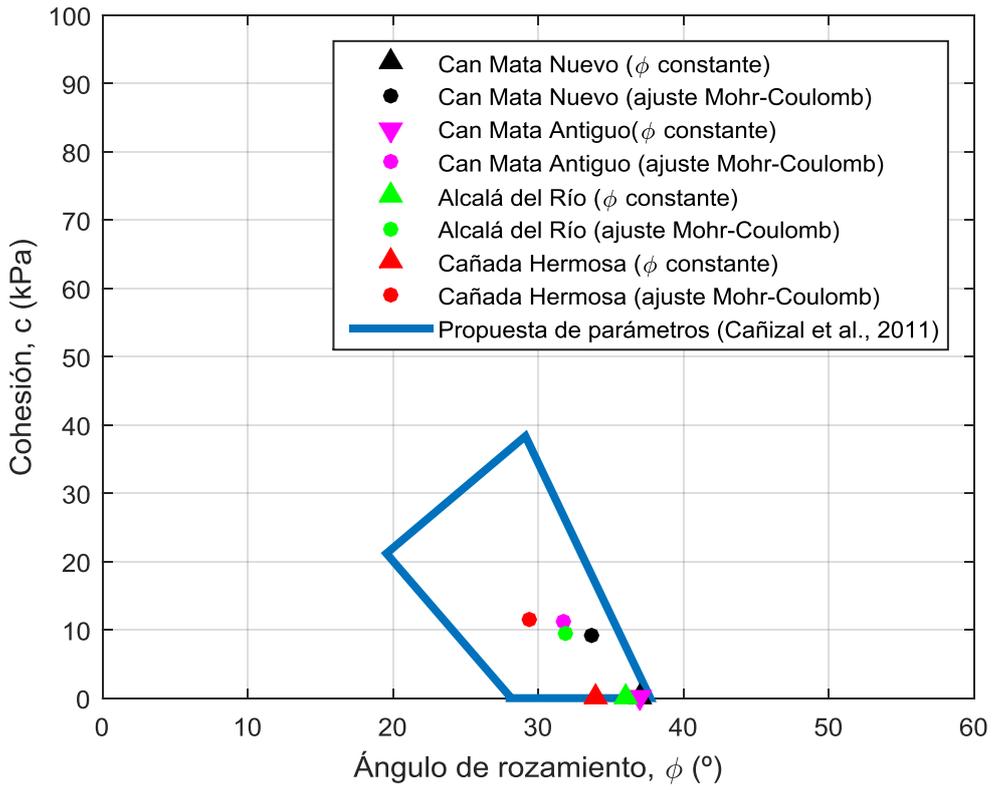


Figura 2.65.- Propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011)

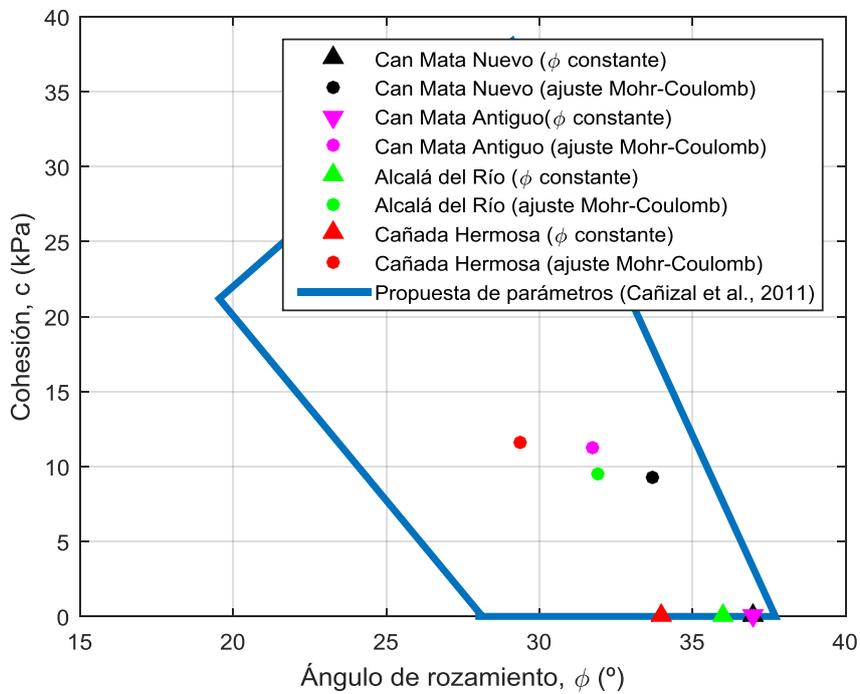


Figura 2.66.- Ampliación de la zona de interés de la Figura 2.66

De forma alternativa, pueden compararse los resultados obtenidos usando el ajuste con ángulo de rozamiento variable con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011). Para ello se ha representado en un diagrama  $\phi - \sigma$  los valores límites de la propuesta en los que se considera cohesión nula (segmento del recinto que coincide con el eje de abscisas) con los valores de  $\phi$  obtenidos usando el ajuste para cada vertedero (ver Figura 2.67).

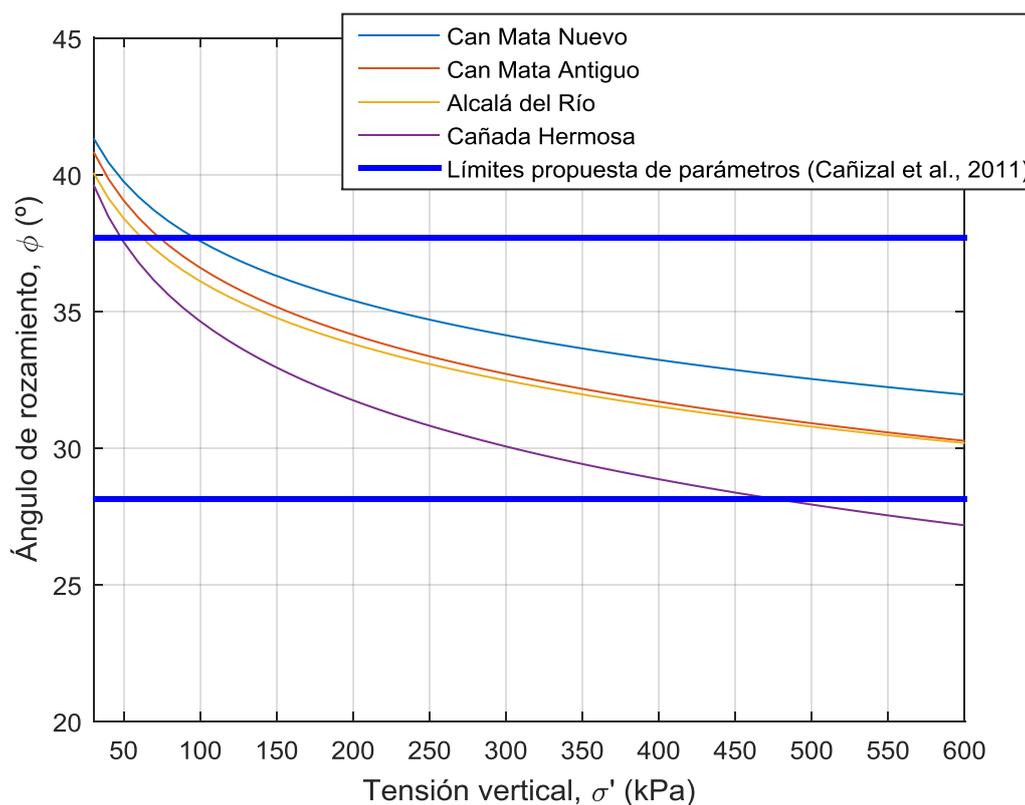


Figura 2.67.- Comparación para  $\phi$  variable entre los resultados de la campaña y los valores propuestos por Cañizal et al. (2011)

Como puede observarse en la figura, salvo en los extremos, pequeñas profundidades y grandes profundidades en el caso de Cañada Hermosa, los valores obtenidos del ángulo de rozamiento a partir de los ajustes están dentro del rango definido en la propuesta. Para valores pequeños de la tensión vertical ( $< 100$  kPa) los valores de  $\phi$  obtenidos son mayores que los de la propuesta anterior. Hay que tener en cuenta que estos valores propuestos son parámetros medios de diseño, considerando el material del vertedero uniforme. Debido a esto, la utilización de los parámetros

obtenidos en la campaña para materiales someros solo sería válida para rellenos de espesores pequeños, y proporcionaría diseños inseguros para los espesores habituales.

Como se ha visto en la comparación entre los ajustes realizados, los resultados obtenidos usando ángulo de rozamiento variable son prácticamente idénticos a los que devuelve el ajuste potencial, por lo que, pese a no poder compararlo de forma directa con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011), puede considerarse el contraste entre el modelo modificado de Mohr-Coulomb y la propuesta como una comparación indirecta y extender las conclusiones obtenidas anteriormente al ajuste potencial.

### 2.6.3. Parámetros deformacionales

A partir de los datos obtenidos con el ensayo presiométrico PBP se han obtenido los parámetros deformacionales según la metodología descrita con anterioridad. Los parámetros obtenidos para cada uno de los vertederos de R.S.U. se muestran en las tablas siguientes.

Presiómetro	Camisa	Prof (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$G_l$ (MPa)	$G_r$ (MPa)	$G_l/G_r$
CM-04-PBP-01	CS-01	7,5	82,09	1,53	-	-
CM-04-PBP-02	CB-01	13	148,19	-	-	-
CM-04-PBP-03	CB-01	19	223,63	2,69	-	-
CM-06-PBP-01	CB-01	4	42,27	0,80	0,79	1,0152
CM-06-PBP-02	CS-01	7,5	82,09	-	0,07	-
CM-06-PBP-03	CS-01	10	111,69	0,24	-	-
CM-06-PBP-04	CS-02	16,5	191,85	-	0,04	-
CM-06-PBP-05	CS-02	19,5	230,03	0,02	0,04	0,3945
CM-09-PBP-01	CB-02	3,8	40,06	0,61	0,80	0,7643
CM-09-PBP-02	CB-02	7,3	79,76	0,23	0,43	0,5368
CM-09-PBP-03	CB-02	10	111,69	2,17	3,14	0,6915
CM-09-PBP-04	CB-02	16	185,55	3,71	5,64	0,6574
CM-09-PBP-05	CB-02	20	236,45	1,61	3,06	0,5277
CM-12-PBP-01	CB-03	7,2	78,60	2,29	2,49	0,9212
CM-12-PBP-02	CB-03	10,7	120,12	0,95	1,93	0,4892
CM-12-PBP-03	CB-03	13,2	150,65	1,43	5,14	0,2774

Tabla 2.13.- Parámetros deformacionales de Can Mata

Presiómetro	Camisa	Prof (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$G_l$ (MPa)	$G_r$ (MPa)	$G_l/G_r$
AR-03-PBP-01	CB-08	4,5	47,82	0,93	2,27	0,4111
AR-03-PBP-02	CB-09	7,5	82,09	-	-	-
AR-03-PBP-03	CB-09	11	123,75	1,96	3,06	0,6426
AR-03-PBP-04	CB-09	15	173,01	-	-	-
AR-03-PBP-05	CB-09	16,1	186,81	0,44	0,85	0,5205
AR-08-PBP-01	CB-05	4,5	47,82	0,40	1,18	0,3343
AR-08-PBP-02	CB-05	7,7	84,43	2,39	5,64	0,4243
AR-08-PBP-03	CB-04	10,3	115,29	1,75	3,14	0,5569
AR-08-PBP-04	CB-07	14,1	161,80	1,52	3,14	0,4845
AR-08-PBP-05	CB-07	17,5	204,51	-	1,10	-
AR-11-PBP-01	CB-06	4,4	46,71	0,77	1,83	0,4191
AR-11-PBP-02	CB-06	7,4	80,92	3,14	1,63	1,9315
AR-11-PBP-03	CB-06	11	123,75	1,75	2,78	0,6308
AR-11-PBP-04	CB-07	16	185,55	2,45	4,19	0,5841
AR-11-PBP-05	CB-07	19,5	230,03	0,97	2,98	0,3262

Tabla 2.14.- Parámetros deformacionales de Alcalá del Río

Presiómetro	Camisa	Prof (m)	$\sigma_v$ (kPa)	$G_l$ (MPa)	$G_r$ (MPa)	$G_l/G_r$
CH-11-PBP-01	CB-14	4,6	48,94	0,74	2,65	0,2805
CH-11-PBP-02	CB-13	8	87,94	1,19	-	-
CH-11-PBP-03	CB-12	10,5	117,70	0,18	0,68	0,2581
CH-11-PBP-04	CB-10	14	160,56	1,09	2,05	0,5314
CH-11-PBP-05	CB-10	16,5	191,85	0,73	5,17	0,1411
CH-11-PBP-06	CB-10	19,5	230,03	0,95	2,37	0,4003
CH-12-PBP-01	CB-10	4,6	48,94	0,80	1,24	0,6420
CH-12-PBP-02	CB-10	8	87,94	0,13	0,46	0,2831
CH-12-PBP-03	CB-10	11	123,75	1,52	-	-
CH-12-PBP-04	CB-11	14	160,56	0,62	1,87	0,3306
CH-12-PBP-05	CB-11	17	198,17	0,50	1,35	0,3697
CH-12-PBP-06	CB-11	19,5	230,03	0,77	1,72	0,4498
CH-13-PBP-01	CB-11	5	53,42	0,85	2,25	0,3793
CH-13-PBP-02	CB-15	8	87,94	0,56	2,05	0,2731
CH-13-PBP-03	CB-16	11	123,75	0,12	0,20	0,6027
CH-13-PBP-04	CB-16	16	185,55	0,63	2,17	0,2880
CH-13-PBP-05	CB-16	19,5	230,03	0,11	0,89	0,1272
CH-14-PBP-01	CB-17	5	53,42	0,09	0,48	0,1891
CH-14-PBP-02	CB-17	8	87,94	0,34	1,28	0,2649
CH-14-PBP-03	CB-17	11	123,75	0,30	1,13	0,2633
CH-14-PBP-04	CB-17	16,5	191,85	0,14	0,67	0,2154
CH-14-PBP-05	CB-17	19,5	230,03	0,37	5,05	0,0731

Tabla 2.15.- Parámetros deformacionales de Cañada Hermosa

Para suelos arenosos de composición sensiblemente homogénea, los módulos deformacionales en carga y en recarga ( $G_L$  y  $G_R$ ) tienden a crecer con la profundidad. En el caso de los vertederos de R.S.U. estudiados, si bien el material no puede describirse como homogéneo en sentido estricto, sí puede decirse que tanto la composición como

la disposición del residuo vertido se mantienen similares en el tiempo. En las figuras siguientes se han representado los valores de los módulos de corte obtenidos frente a la profundidad. Se comprueba que en todos los casos la tendencia de los valores de ambos módulos es a crecer con la profundidad. No se ha podido analizar el vertedero antiguo de Can Mata por no tener suficientes datos de la campaña presiométrica.

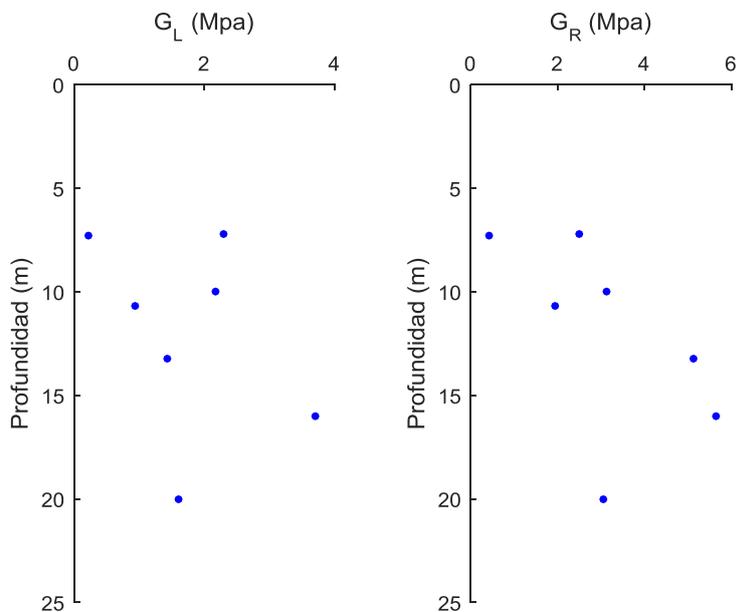


Figura 2.68.- Evolución de  $G_L$  y  $G_R$  con la profundidad en Can Mata Nuevo

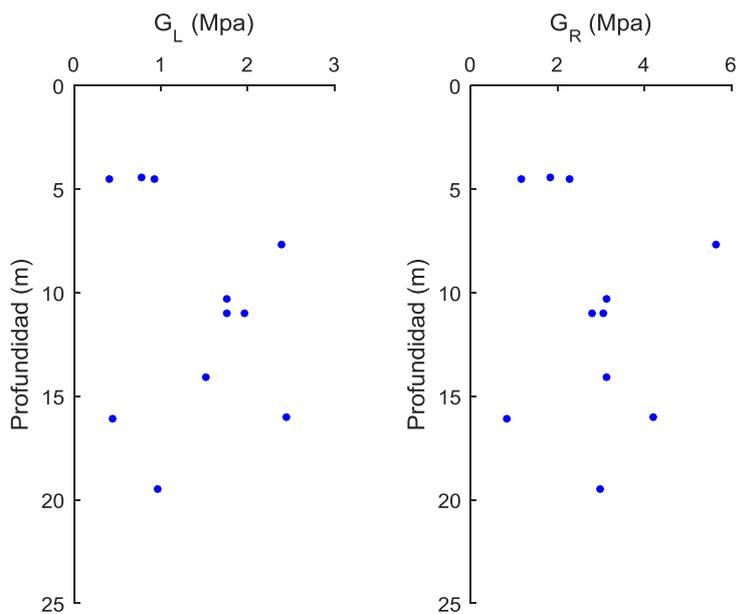


Figura 2.69.- Evolución de  $G_L$  y  $G_R$  con la profundidad en Alcalá del Río

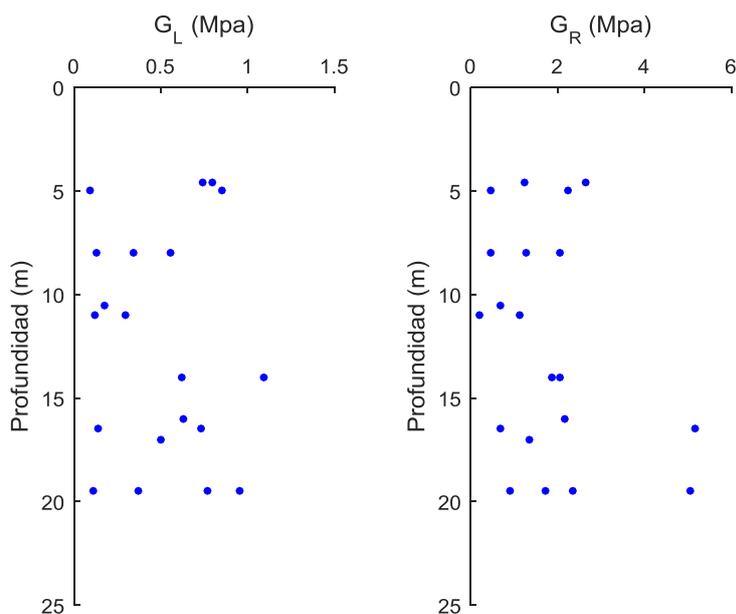


Figura 2.70.- Evolución de G<sub>L</sub> y G<sub>R</sub> con la profundidad en Cañada Hermosa

En la interpretación del ensayo presiométrico suele usarse la relación de módulos  $G_L/G_R$ , o su inversa, como indicador del tipo de suelo. En el caso de los vertederos estudiados, como puede verse en las gráficas siguientes, esta relación prácticamente se mantiene constante con la profundidad. Por ello se ha obtenido el valor medio de dicho parámetro para cada uno de los vertederos.

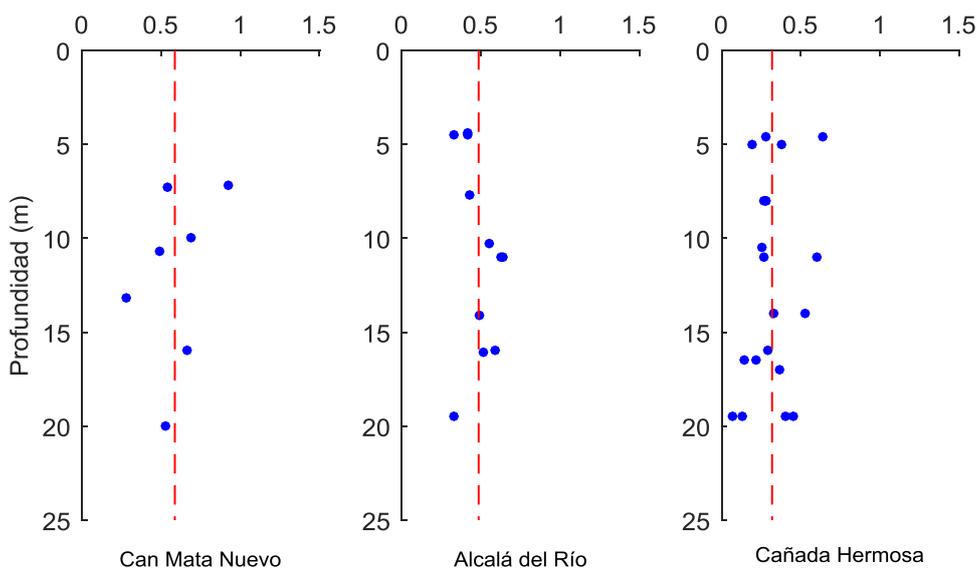


Figura 2.71.- Evolución de la relación  $G_L/G_R$  con la profundidad en los vertederos de R.S.U.

Los valores medios obtenidos pueden verse en la Tabla 2.16.

<b>Vertedero</b>	<b><math>G_L/G_R</math></b>
Can Mata	0,59
Alcalá del Río	0,48
Cañada Hermosa	0,32

Tabla 2.16.-  $G_L/G_R$  de los vertederos de R.S.U.

### 2.7. Relación entre parámetros resistentes y deformacionales

En la Figura 2.72 se han representado los valores del ratio  $G_L/G_R$  frente al valor medio del ángulo de rozamiento medio obtenido en cada vertedero. Pese a que la cantidad de vertederos no es suficiente para establecer una relación entre ambos parámetros, con los resultados obtenidos en la presente tesis se observa una tendencia al aumento de  $\phi$  con incrementos en el ratio  $G_L/G_R$ . Sería necesario el estudio de más vertederos para obtener, en el caso en que la tendencia se mantenga, la relación entre ambos.

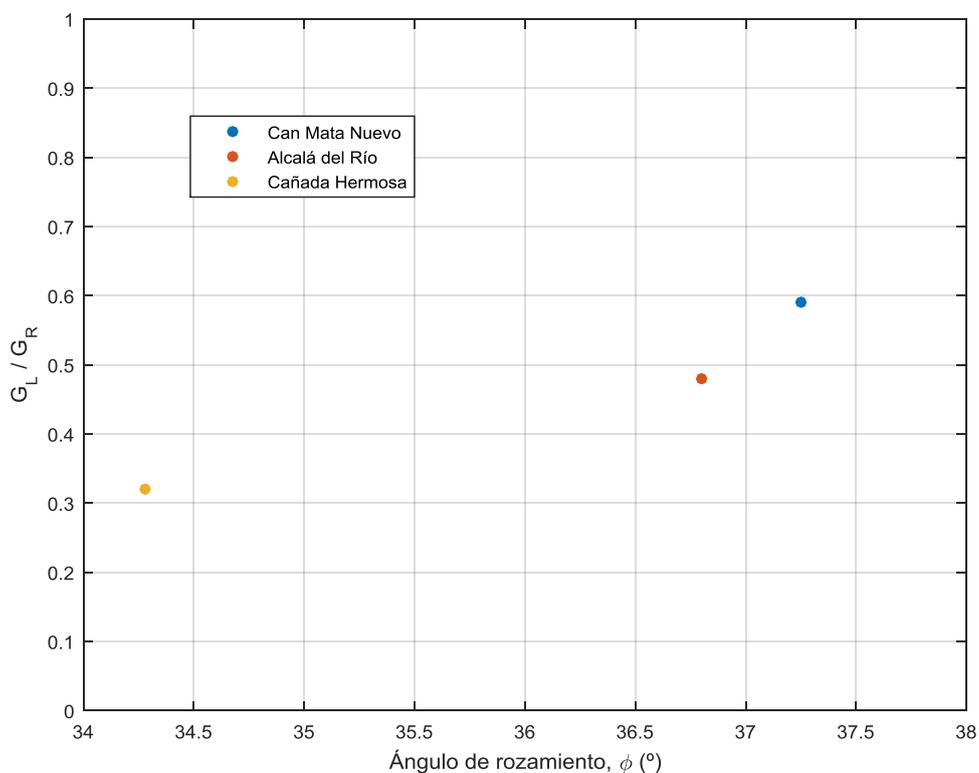


Figura 2.72.-Relación entre  $G_L/G_R$  y  $\phi$



## Capítulo 3

# ENSAYOS DE LABORATORIO SOBRE RESIDUOS PRE-TRATADOS (R.S.U.-M.B.T)

En las últimas décadas se ha mejorado la gestión de los residuos y reducido el volumen de los mismos que tiene como destino final un vertedero gracias a la implantación de sistemas de recogida selectiva de residuos y a la recuperación de materiales reciclables en las plantas de tratamiento de los propios vertederos. Pese a esto, la necesidad de reducir los problemas sociales y medioambientales que generan los vertederos, tanto durante su operación como en el periodo post-clausura, hace necesario un tratamiento más intensivo para reducir la masa, el volumen y la actividad de la materia orgánica de los residuos vertidos y, de esta forma, cumplir con la normativa europea en materia de residuos (Directiva 1999/31/CE). En España, como en otros países de la Unión Europea, el tratamiento que más comúnmente se está adoptando es el mecánico y biológico (MBT).

Como se ha dicho en el capítulo 1, la influencia de este tipo de tratamientos en la resistencia de los residuos sólidos urbanos no está suficientemente estudiada. El gran abanico de tratamientos que pueden denominarse M.B.T. hace que la obtención de conclusiones genéricas sobre la influencia de los mismos no sea posible (Pimolthai, 2010; Molleda, 2013), por lo que, de forma análoga a lo que sucede en R.S.U. no tratados, la caracterización mecánica debe realizarse para cada vertedero o, por lo menos, para cada tipología de residuo y tratamiento.

En este capítulo se presenta la investigación llevada a cabo para determinar las características resistentes de los residuos procedentes de la planta de tratamiento del vertedero de Meruelo, en la comunidad autónoma de Cantabria. Debido a la aplicación de la normativa española en cuanto a vertederos de residuos, en fechas cercanas al inicio de la investigación se dispuso sobre toda la superficie del vertedero una capa de sellado, sobre la que se ha iniciado el vertido de una nueva fase del vertedero. Esta circunstancia hace que la realización de ensayos de campo en este vertedero no sea posible, debido al escaso espesor de residuos de la nueva fase y a la imposibilidad de perforar la capa de sellado para acceder al residuo depositado en las capas más superficiales de la fase anterior, que ya había sido sometido a tratamientos M.B.T. Debido a esto, se ha planteado una campaña de ensayos de laboratorio, en lugar de la campaña de campo realizada en los vertederos estudiados en el capítulo anterior.

### **3.1. Implementación de un laboratorio para la caracterización resistente de residuos**

Como se ha dicho anteriormente, la realización de ensayos de laboratorio sobre R.S.U. presenta problemas asociados al potencial infeccioso y contaminante de los mismos, así como a su fuerte olor. Debido a esto, el estudio de estos materiales en laboratorios convencionales como el del Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, situado en un edificio de uso mixto docente e investigador, no es adecuado. Es por eso que se ha diseñado y construido un nuevo laboratorio destinado en exclusiva al estudio de residuos, ubicado en el exterior y aislado del edificio.

#### **3.1.1. Diseño del laboratorio**

Como se indicó en el capítulo 1, los ensayos de laboratorio más utilizados para la obtención de la resistencia de R.S.U. son el ensayo de corte directo y el ensayo de

compresión triaxial, por lo que para el diseño del laboratorio se han tenido en cuenta únicamente estos dos tipos de ensayo.

Por otro lado, la necesidad de ubicar el laboratorio en el exterior, así como la posibilidad de que este pueda trasladarse en un futuro a las instalaciones de cualquier vertedero objeto de estudio, ha llevado a utilización de un módulo prefabricado como contenedor del laboratorio. El módulo se ha ubicado en el aparcamiento de la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria, lo más cerca posible de la puerta de acceso a la nave de ensayos (ver Figura 3.1). En esta ubicación se toman los suministros necesarios (electricidad, agua y aire comprimido) del interior de la nave de ensayos, si bien el sistema está preparado para su desconexión, con el fin de hacerlo transportable.



Figura 3.1.- Exterior del laboratorio

Debido a las reducidas dimensiones del módulo (2,4 x 6 m), la correcta distribución de los equipos de ensayo, así como la de los equipos auxiliares y las superficies de trabajo, es fundamental para que los ensayos puedan realizarse de forma adecuada. Se ha optado por disponer todos los equipos necesarios para la realización de cada uno de los ensayos en las dos paredes largas (Figura 3.2), dejando un pasillo central para el acceso al frontal de las máquinas de ensayo y a las mesas de trabajo que se han ubicado en la pared del fondo. Además de esto, se ha colocado un polipasto para facilitar el manejo de la caja de corte, lo que ha requerido de un refuerzo metálico en la estructura del módulo para soportar las cargas producidas por este. Por otro lado, debido al peso de los equipos de laboratorio, sobre todo el de la máquina de corte, se

ha realizado otro refuerzo adicional de la base en las zonas en las que se han dispuesto los aparatos más pesados.

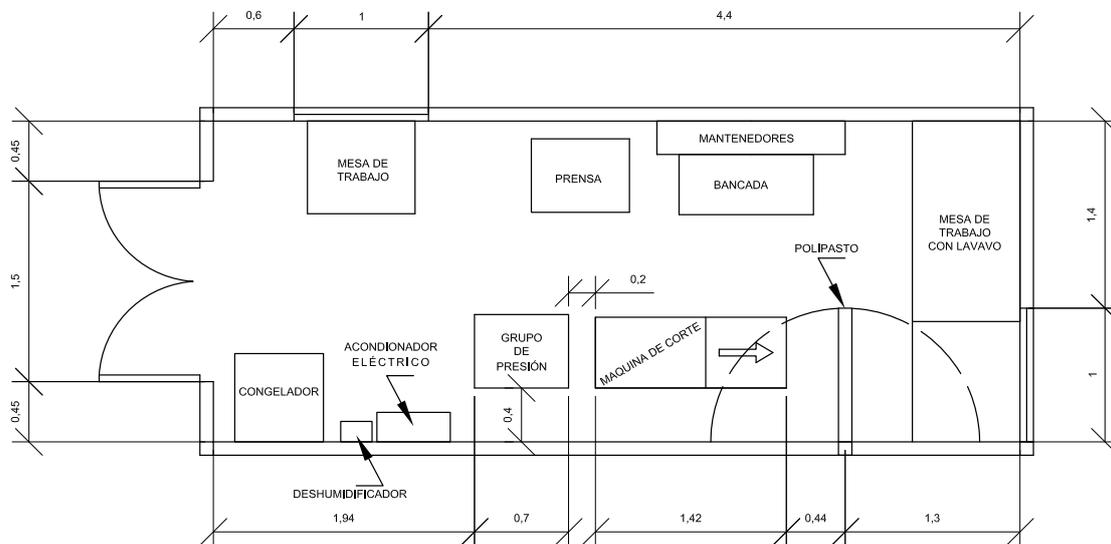


Figura 3.2.- Planta del laboratorio

El resto de materiales auxiliares y la mesa de trabajo desde la que se visualiza la ejecución del ensayo se han ubicado en la entrada del módulo. En la Figura 3.3 puede verse una fotografía de la distribución del laboratorio.



Figura 3.3.- Interior del laboratorio

### **3.1.2. Ensayos de corte directo**

Como ya se indicó en el capítulo 1, debido a la granulometría de los residuos y al comportamiento de los materiales fibrosos que se encuentran en su interior, es aconsejable utilizar cajas de corte de grandes dimensiones, al menos 300 x 300 mm para ensayar este tipo de materiales.

Para la investigación realizada en esta tesis, se ha utilizado una máquina de corte directo con caja de 300 x 300 mm, con capacidad para ejercer como máximo 100 kN, tanto de carga vertical como de corte, de la que ya disponía el laboratorio del Grupo de Geotecnia (ver Anexo VII).

La aplicación de ambas cargas se realiza utilizando métodos distintos. Por un lado, la carga vertical se aplica mediante un pistón hidráulico, por lo que su control se realiza en fuerza. Por otro lado, la carga horizontal es proporcionada por un tornillo sin fin accionado por un motor paso a paso, lo que permite la aplicación de la carga a desplazamiento controlado. El rango de velocidades de aplicación de la carga horizontal que puede suministrar la máquina es desde 0 a 9,99999 mm/min. En el apartado 3.6.1 se detalla el procedimiento de ensayo seguido.

#### **3.1.2.1. Modificaciones realizadas al equipo de corte directo**

De acuerdo con la bibliografía consultada y con la experiencia en la realización de ensayos de campo, uno de los aspectos más problemáticos en el estudio de residuos es la gran deformación a la que hay que someterlos para conseguir su plastificación. Para paliar dicho problema, se ha aumentado el recorrido del tornillo sin fin, eliminando elementos de la caja de corte que coartaban su movimiento y diseñando una pieza nueva para unir el tornillo con la caja (ver Anexo VIII). La función principal de los elementos eliminados era la de formar un recinto estanco que permitía realizar los ensayos saturados, por lo que en la presente investigación no se han podido llevar a cabo ensayos con estas características. Como se ha visto en los capítulos 1 y 2, el comportamiento de los residuos se asemeja al de un material granular drenado, por lo que su ensayo en condiciones no saturadas no debe influir en los resultados obtenidos.

Por otro lado, dada la gran compresibilidad de las muestras y el método de compactación elegido (ver apartado 3.3) se ha añadido un suplemento a la caja de corte

en su parte superior, con el fin de aumentar su capacidad de relleno con material sin compactar. En la Figura 3.4 puede verse un esquema de la caja con el suplemento colocado.

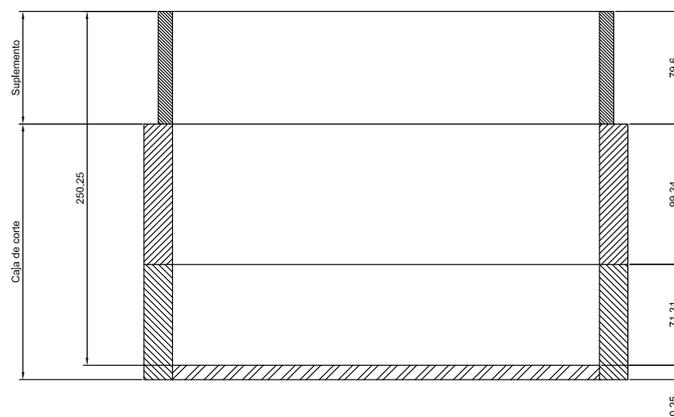


Figura 3.4.- Esquema de la caja de corte con el suplemento

Por último, para realizar un control más preciso de la carga vertical aplicada y poder comprobar su variación durante la realización del ensayo, se ha modificado el aparato de corte para introducir entre el yugo y la placa de reparto una célula de carga. Esta modificación ha requerido del diseño y fabricación de nuevas piezas para la instalación de la célula de carga.

La introducción de la célula de carga y del suplemento hacen que la altura total de los elementos de la caja en las diferentes fases de los procesos de compactación, consolidación y rotura sean superiores a las que originalmente tenía la caja estándar, superando la altura máxima a la que puede colocarse el yugo. Por ello, se ha modificado el yugo para instalar barras verticales más largas, aumentando así la altura máxima admisible. En la Figura 3.5 se muestra el esquema final de la caja de corte con todas las modificaciones realizadas. En el anexo VIII pueden verse los planos de las piezas modificadas.

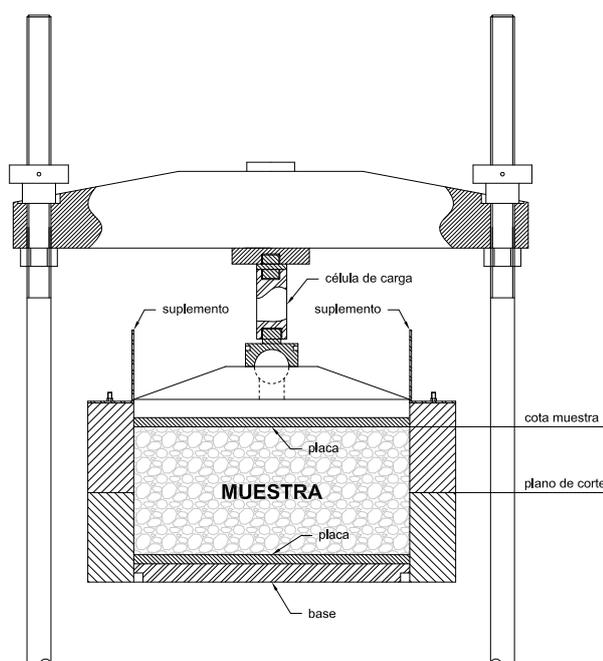


Figura 3.5.- Esquema de la caja de corte y el sistema de aplicación de carga vertical

### 3.1.3. Ensayos de compresión triaxial

Al igual que en el caso de los ensayos de corte directo, en los ensayos de compresión triaxial las características de los residuos hacen necesaria la utilización de probetas de gran tamaño. En la presente investigación se han utilizado probetas de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura.

Como sistema de aplicación del desviador se ha usado una prensa con capacidad de 50 kN y velocidad regulable desde 0.00001 hasta 99.99999 mm/minuto.

Se han utilizado células triaxiales que admiten probetas desde 38 a 100 mm de diámetro y presiones interiores hasta 2000 kPa.

Dada la elevada permeabilidad de los residuos, se ha optado por realizar los ensayos con drenaje. El drenaje se realiza únicamente por la base y las mediciones de cambio de volumen se realizan mediante el control de este. Debido al tamaño de las probetas utilizadas y a la gran deformabilidad prevista, se ha recurrido a un aparato de cambio de volumen automático de gran volumen (200 cm<sup>3</sup>). Además, se ha instalado un sensor de presión intersticial en la línea de drenaje, lo que permite realizar la comprobación de la saturación (obteniendo el coeficiente B de Skempton), así como controlar la consolidación. Adicionalmente, puede servir durante la fase de rotura para

comprobar que el ensayo se está realizando con velocidad adecuada y el drenaje se produce correctamente en el interior de la probeta, no generándose presiones intersticiales espurias.

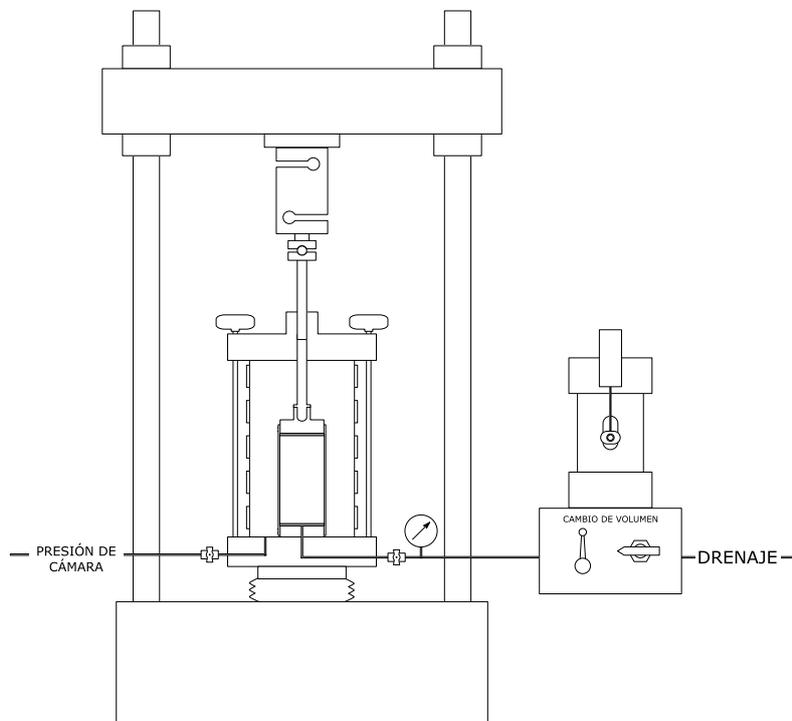


Figura 3.6.- Esquema de conexiones de la célula triaxial

El sistema de presión está compuesto por dos paneles de distribución conectados en serie, de tal forma que comparten sensor de presión, depósito de agua desaireada y sistema de purga de aire (ver Figura 3.7). Por otro lado, los intercambiadores aire agua tienen una presión máxima de trabajo de 1700 kPa

En el anexo VII se encuentran las hojas técnicas de los equipos de laboratorio utilizados.

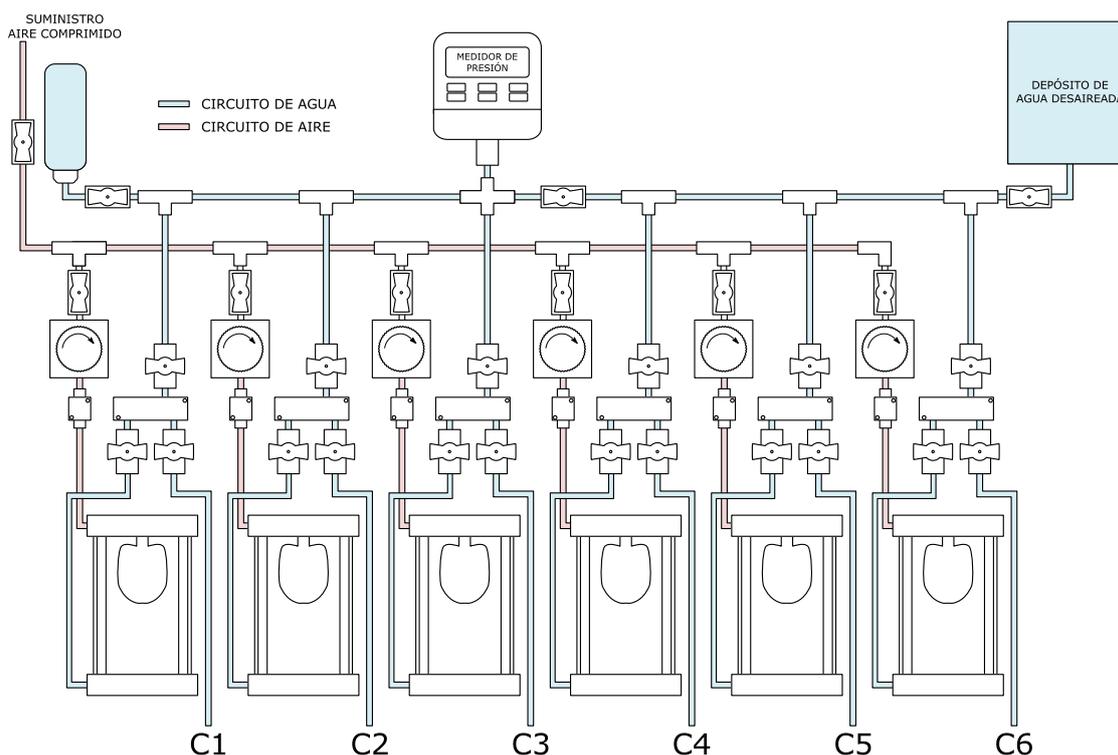


Figura 3.7.- Esquema del sistema de presión para ensayos triaxiales

### 3.1.3.1. Modificaciones realizadas al equipo triaxial

Durante los primeros ensayos sobre residuos realizados en la presente investigación, se observó que la cara superior de las probetas no permanecía horizontal tras el proceso de consolidación. Esta inclinación se acentuaba en el proceso de rotura, llegando en algunos casos a producirse el deslizamiento del extremo del vástago sobre el cabezal. En todos los ensayos realizados con cabezales convencionales, la forma de las probetas durante el proceso de rotura distaba mucho de ser cilíndrica, produciéndose en todos los casos una curvatura excesiva del eje de la probeta, lo que produce en la probeta esfuerzos flectores que hacen que el ensayo no sea válido.

Para paliar este problema, se ha modificado el extremo del vástago y se han diseñado nuevos cabezales que limitan la inclinación de la base superior (ver Figura 3.8). La dificultad para fabricar cabezales con las conducciones necesarias para permitir el drenaje ha hecho, como se ha dicho con anterioridad, que se haya optado por la realización de ensayos drenados únicamente por la base. El anexo IX contiene los planos de las modificaciones realizadas al equipo triaxial.

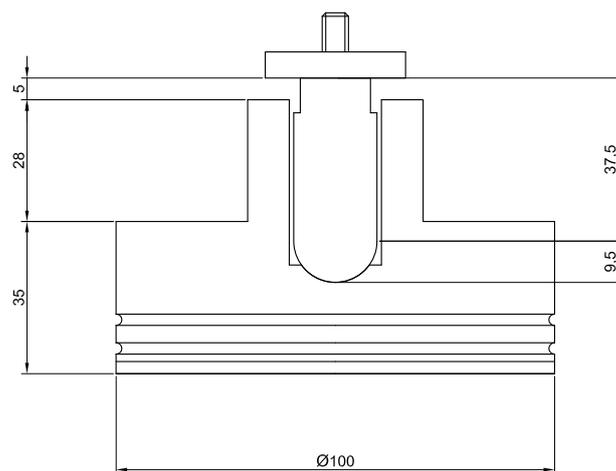


Figura 3.8.- Esquema del cabezal y el vástago modificados

### 3.1.4. Adquisición de datos

El diseño de un sistema de adquisición de datos puede dividirse en dos: la elección del hardware y el desarrollo del software. En el anexo VII se encuentran las hojas técnicas tanto de los sensores empleados como de los equipos de adquisición.

#### 3.1.4.1. Sensores

El primer paso en el diseño de un sistema de adquisición es determinar las necesidades. Como se ha dicho con anterioridad, en el laboratorio van a realizarse ensayos de corte directo y de compresión triaxial, con las modificaciones descritas en los apartados 3.1.2.1 y 3.1.3.1.

Durante la realización de ensayos de corte directo es necesario medir de forma general el desplazamiento horizontal de la caja, la carga horizontal que genera este desplazamiento y el desplazamiento vertical que se produce en la cara superior de la probeta. En el caso particular de esta investigación, a las magnitudes anteriores hay que añadir el control de la carga vertical, para lo que se ha añadido el sensor correspondiente.

Por su parte, el ensayo de compresión triaxial CD requiere de la medida del esfuerzo desviador, la deformación vertical, el cambio de volumen de la probeta y la presión intersticial.

En la Tabla 3.1 se muestran los diferentes tipos de sensores necesarios y su principio de funcionamiento. Como puede verse en la tabla, los tipos de sensores pueden dividirse en dos grupos según su principio de funcionamiento, siendo necesarios 4 sensores del tipo divisor de tensión potenciométrico y 4 sensores basados en puentes de Wheatstone. Normalmente, la salida de los sensores basados en divisores de tensión es alta, por lo que pueden usarse con sistemas de adquisición de datos de uso general, siempre que estos tengan la precisión adecuada. Sin embargo, los sensores basados en puentes de Wheatstone tienen salida débil, por lo que requieren de la utilización de amplificadores para su lectura o de equipos diseñados específicamente para trabajar con este tipo de sensores.

<b>Tipo de sensor</b>	<b>Principio de funcionamiento</b>	<b>Aplicación ensayo de corte</b>	<b>Aplicación ensayo de compresión triaxial</b>
<b>Sensor de desplazamiento</b>	Divisor de tensión potenciométrico	Desplazamiento horizontal	Deformación vertical
		Desplazamiento vertical	Cambio de volumen
<b>Sensor de presión de líquido</b>	Puente de Wheatstone	-	Presión intersticial
<b>Célula de carga</b>	Puente de Wheatstone	Carga horizontal	Desviador
		Carga vertical	

Tabla 3.1.- Tipos de sensores usados en el laboratorio

### 3.1.4.2. Hardware

Durante la investigación se ha elegido, de entre la oferta existente en el mercado, el hardware que se ha considerado más adecuado para el fin propuesto. La adquisición de datos se realiza mediante un controlador industrial en tiempo real embebido. El dispositivo combina en un único chasis un ordenador en tiempo real (RTC) y un sistema de control de equipamiento y adquisición de datos modular basado en un chip FPGA y módulos reconfigurables. El sistema admite hasta un máximo de 8 módulos, según las necesidades.

El procesador y el sistema operativo en tiempo real permiten que la adquisición de datos no se vea comprometida por otros procesos que se estén ejecutando de forma concurrente en el sistema, al permitir establecer una jerarquía de ejecución de procesos.

El chip FPGA es un dispositivo programable en hardware. Este tipo de chips cambian su cableado interno para implementar su funcionalidad, por lo que una vez programados funcionan como un circuito integrado, en lugar de ejecutar una aplicación. Esto hace que tanto su velocidad de ejecución como su precisión temporal sean muy superiores a los que pueden conseguirse usando microprocesadores o microcontroladores.

De acuerdo con las necesidades detectadas para el laboratorio, se han utilizado dos módulos de adquisición de datos: NI9237 y NI9205. El módulo NI9237 tiene 4 canales de 24 bits diseñados específicamente para la lectura de puentes de Wheatstone. El dispositivo permite la lectura simultánea de los 4 canales con frecuencias de hasta 50.000 muestras por segundo. Por otro lado, el NI9205 es un módulo para uso general y medida de voltaje, cuenta con 32 canales con referencia común, que pueden configurarse como 16 canales diferenciales. En la presente investigación, se ha optado por usar la segunda configuración, ya que mejora de forma significativa la precisión de la medida. En este caso, el conversor analógico-digital incorporado tiene una resolución de 16 bits y, al igual que en el NI9237, la medida en los diferentes canales se realiza de forma simultánea, con velocidades de adquisición de hasta 250.000 muestras por segundo.

Además del controlador industrial en tiempo real embebido es necesario un dispositivo para alimentar los diferentes sensores. En el caso de los sensores basados en puentes de Wheatstone conectados al módulo NI9237, es el propio módulo el que los alimenta, mientras que el resto necesitan una fuente independiente. Para ello se ha utilizado una fuente de alimentación estabilizada con 1 mV de rizado de salida desarrollada específicamente para esta investigación. La fuente permite la conexión de los sensores mediante conectores DIN en su frontal y se conecta mediante un cable DSub 37 al módulo NI9205.

Para la configuración y visualización del ensayo se ha utilizado un ordenador portátil convencional conectado mediante red local al sistema de adquisición.

En la Figura 3.9 puede verse un esquema del hardware del sistema de adquisición.

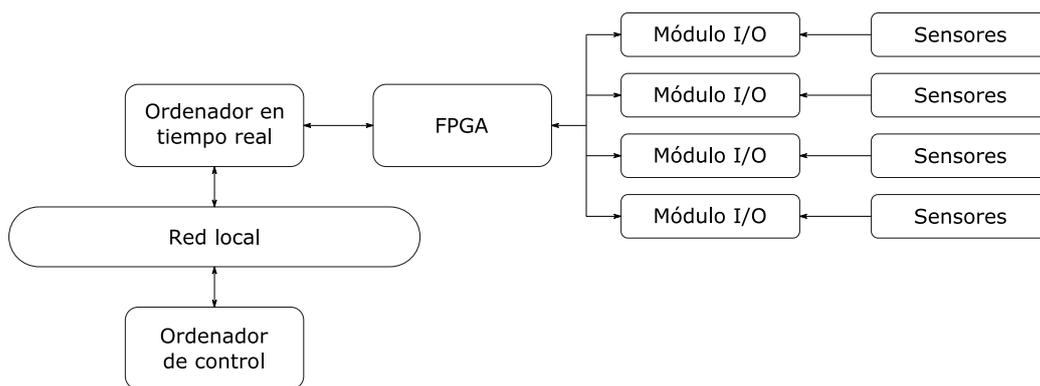


Figura 3.9.- Esquema del sistema de adquisición

### 3.1.4.3. Software

El software ha sido diseñado y desarrollado específicamente para esta investigación por el autor de este trabajo. Como se ha dicho en el apartado relativo al hardware, el sistema está compuesto por varios componentes, por lo que es necesario desarrollar las aplicaciones necesarias para cada uno de ellos. Los componentes del sistema que necesitan un software específico son el chip FPGA, el ordenador en tiempo real (RTC), y el ordenador convencional que se utiliza para control y visualización de los ensayos.

La estructura del sistema se ha realizado por capas, de tal forma que cada una tenga un cometido específico y solo pueda comunicarse con las capas adyacentes. Dado que se ha implementado una capa en cada dispositivo, el esquema del sistema es similar al del hardware, añadiendo su funcionalidad a cada uno de los elementos (Figura 3.10). Todo el software de adquisición de datos ha sido desarrollado en LabVIEW, de National Instruments.

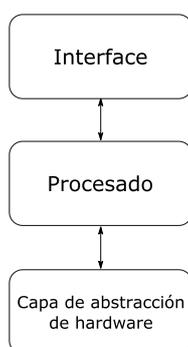


Figura 3.10.- Esquema del software de adquisición

### Capa de abstracción de hardware (HAL)

La capa de abstracción de hardware es la encargada de comunicarse con los módulos de adquisición, que son los que realizan las lecturas de los sensores. Esta capa está implementada en el chip FPGA, por lo que prácticamente no tiene incertidumbre en la frecuencia de ejecución. La inclusión de esta capa en el esquema permite que, si hay cambios en el hardware, solo sea necesaria la modificación de esta capa, sin modificar de forma alguna el resto, por lo que las variables de salida que genera son independientes del tipo de hardware conectado.

El programa funciona de forma secuencial, esperando la autorización de la capa superior para cambiar de estado. Una vez que ha realizado la configuración de la toma de datos (pasos 1 a 6), se ejecuta el bucle de adquisición con una frecuencia de 10 Hz, por lo que pone a disposición de la capa superior la lectura de los sensores 10 veces por segundo.

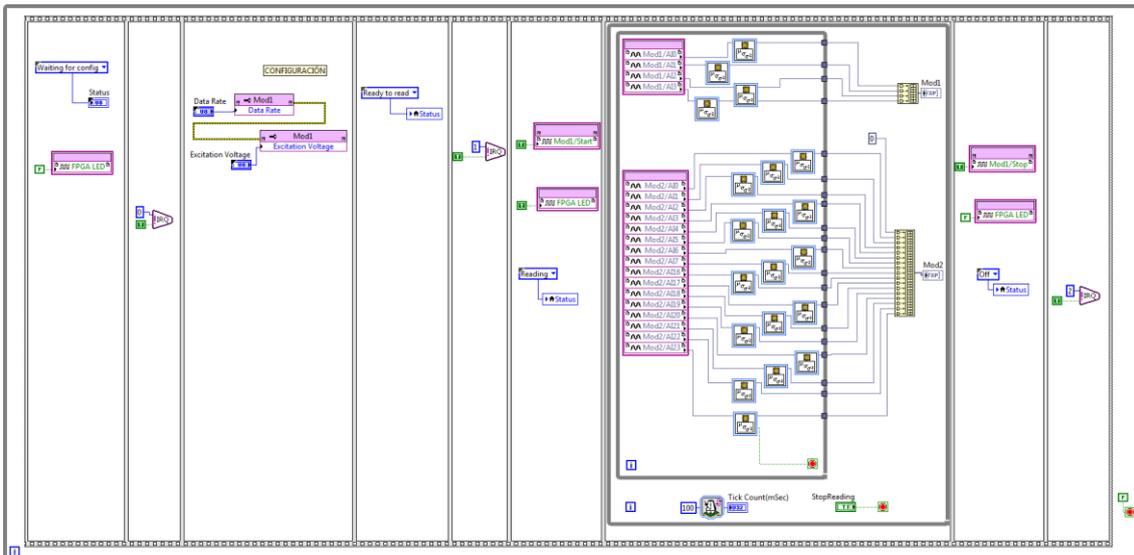


Figura 3.11.- Diagrama del programa del chip FPGA

Los ensayos que van a realizarse son cuasi-estáticos, por lo que la variación de las magnitudes medidas por los sensores en periodos cortos de tiempo es despreciable. Esto permite que la medida de cada una de las magnitudes en un instante determinado pueda obtenerse como la media de varias lecturas efectuadas por los sensores en periodos muy cortos de tiempo, lo que hace que las medidas sean más estables y se elimine, por lo menos de forma parcial, el ruido eléctrico. En Lapeña (2012) se realiza un

análisis de la frecuencia óptima de adquisición y de la cantidad óptima de lecturas por medida para los mismos tipos de ensayos y con aparatos similares. Se establece que el número de lecturas mínimo son 300 lecturas/medida a una frecuencia de 4 MHz, valores utilizados en el desarrollo de esta aplicación.

En la capa HAL se ha incluido una subrutina para obtener la media de las lecturas de cada sensor y crea un vector para cada módulo, por lo que las variables de salida de esta capa son dos vectores que contienen las medidas todos los sensores conectados a cada uno de los módulos I/O. Estas variables se almacenan en el panel frontal de la aplicación y, como se ha dicho, se actualizan con una frecuencia de 10 Hz hasta que se apaga el dispositivo.

### **Capa de procesado**

Esta capa es la encargada de procesar y almacenar las medidas de cada uno de los ensayos siguiendo las instrucciones marcadas en los archivos de configuración, así como de ejecutar las órdenes que introduzca el usuario a través de la interface. Dado que tiene que comunicarse tanto con la FPGA para la adquisición, como con el usuario a través de la interface esta aplicación se ha implementado en el RTC. Como se verá más adelante, uno de los aspectos que hace del uso de ordenadores en tiempo real más atractivo para la realización de ensayos, es que permite establecer jerarquías en los procesos que se ejecutan de forma concurrente, lo que asegura que el proceso de toma de datos pueda interrumpir cualquier otro proceso y no se pierda información. Además de esto, al no tratarse de un ordenador de uso general sino de un sistema embebido, el control sobre los procesos en ejecución es total. Por último, el hardware de grado industrial hace que soporte condiciones ambientales más extremas que un ordenador convencional (temperatura de operación  $-20^{\circ}$  a  $55^{\circ}\text{C}$ ) y sea resistente a las vibraciones (hasta 30-50 g dependiendo de la duración). Todos los aspectos comentados con anterioridad hacen que el sistema sea mucho más robusto y fiable que un ordenador personal.

Debido a las limitaciones de espacio en el laboratorio, se ha desarrollado el software de tal manera que con un único controlador industrial en tiempo real

embebido puedan realizarse de forma simultánea ensayos de corte directo y de compresión triaxial.

La estructura del programa principal es sencilla. Comienza con una estructura secuencial en la que se inicializan las variables, se carga la configuración y se comprueba que el sistema funciona correctamente con una rutina de auto-diagnostico (Figura 3.12). Una vez preparado el sistema, se ejecutan dos procesos que consisten en sendos bucles en paralelo en los que se realiza por un lado la toma y procesado de datos (proceso “testControl”) y por otro la comunicación con la interface gráfica y la gestión de eventos producidos en la ejecución (proceso “msg”). La comunicación entre ambos procesos y con la interface de usuario se realiza usando una cola tipo FIFO (línea morada en la Figura 3.12), para que la demora en la ejecución de alguno de las respuestas no haga que otras se pierdan.

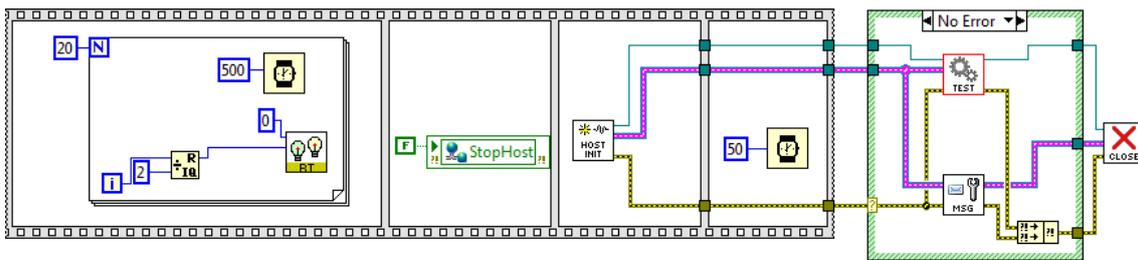


Figura 3.12.- Diagrama del programa principal del RTC

Si bien el proceso “msg” simplemente recibe los mensajes de los diferentes subprocesos y ejecuta una acción preconfigurada para cada uno de ellos, es en el proceso “testControl” en el que se realizan las acciones necesarias para la toma de datos, su procesado y su almacenamiento. Como puede verse en la Figura 3.13, esta función consiste en un bucle determinístico, es decir, el de mayor prioridad dentro de la jerarquía del RTC y con repetitividad temporal asegurada, en el que en cada ciclo se comprueba si corresponde o no la medida en cada uno de los ensayos y, en caso afirmativo, se ejecuta la subrutina de toma y procesado de datos del ensayo correspondiente. Al principio de cada ciclo se solicita a la FPGA las últimas medidas realizadas, que estarán a disposición de las diferentes funciones durante la ejecución del ciclo.

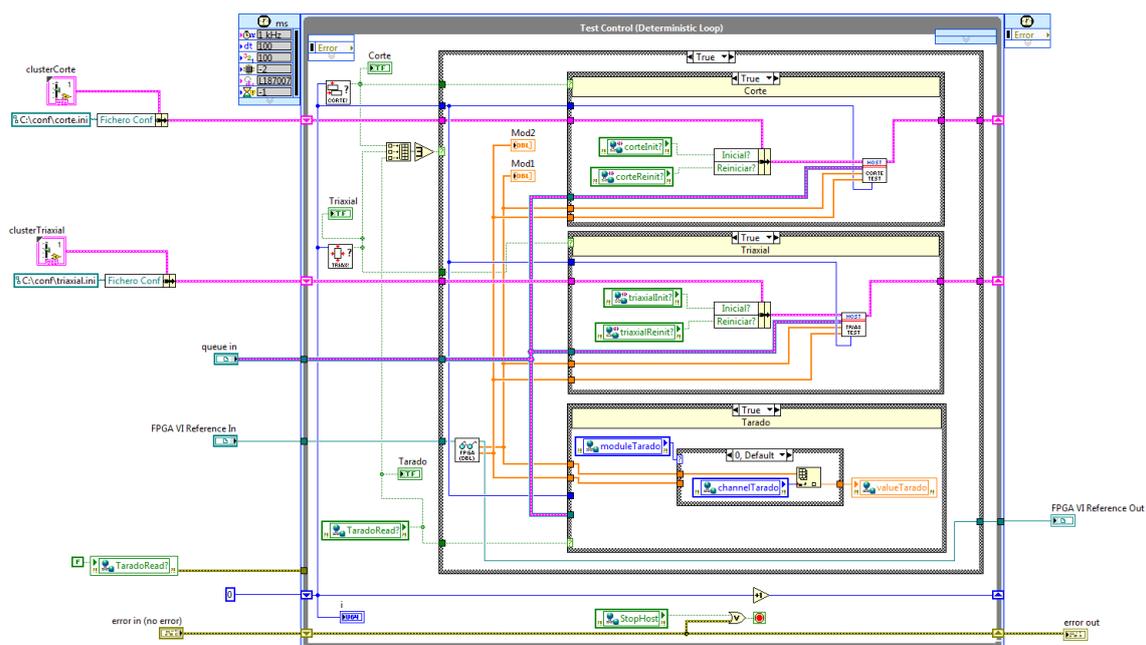


Figura 3.13.- Diagrama del programa testControl del RTC

La subrutina de cada uno de los ensayos consiste en una máquina de estados que realiza de forma secuencial las operaciones de toma de datos, procesado, almacenamiento en una variable compartida y almacenamiento en fichero de texto. El almacenamiento en el motor de variable compartida hace que el último dato procesado sea accesible por el ordenador de control. Como tipología de variable se han escogido las variables FIFO en tiempo real, para no comprometer el determinismo del bucle.

Además de los hilos correspondientes a los ensayos, se ha añadido un tercero que permite obtener el valor de uno de los sensores en cualquier momento. En este caso, se guarda en el motor de variable compartida el valor sin procesar del sensor seleccionado, sin hacer copia en disco. El uso más frecuente de este hilo es el de la realización de calibraciones de los sensores. Al igual que en caso de los datos de ensayo, los datos se almacenan en una variable tipo FIFO en tiempo real.

### Capa de interface

Para la configuración de los ensayos y su visualización durante la ejecución, se ha desarrollado el conjunto de programas que forman la capa interface. Se ha estructurado de tal manera que hay un programa específico para cada tarea a desarrollar, con el fin de que estas puedan realizarse de forma simultánea desde un ordenador de control o desde múltiples ordenadores.

Como ejemplo, en la Figura 3.14 se muestra la interface del programa desarrollado para la realización de ensayos de compresión triaxial. La aplicación permite la visualización en tiempo real del ensayo así como el control de los parámetros necesarios para su correcta ejecución.

Como se ha dicho en el apartado anterior, la capa proceso es autónoma, por lo que una vez configurado e iniciado el ensayo, puede desconectarse el ordenador de control, y los datos se siguen almacenando en el RTC. El uso de variables RT FIFO de un solo elemento como medio de comunicación entre el controlador y la interface hace que en un momento determinado solo esté disponible la última lectura de los ensayos, por lo que si se desconecta el ordenador de control, al volver a conectarlo este se descarga el fichero con todos los datos almacenados en el RTC y reconstruye las gráficas desde el principio del ensayo. Así, en todo momento el usuario puede visualizar la totalidad del ensayo. El acceso a los ficheros de texto se realiza mediante un cliente FTP convencional.

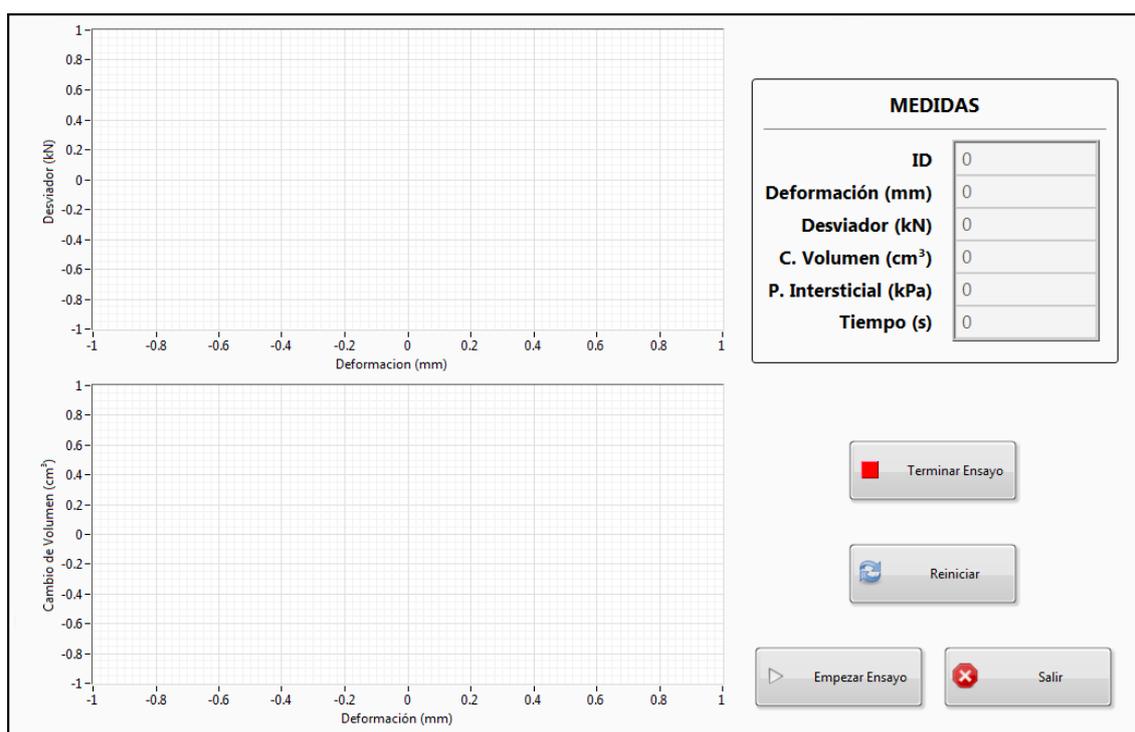
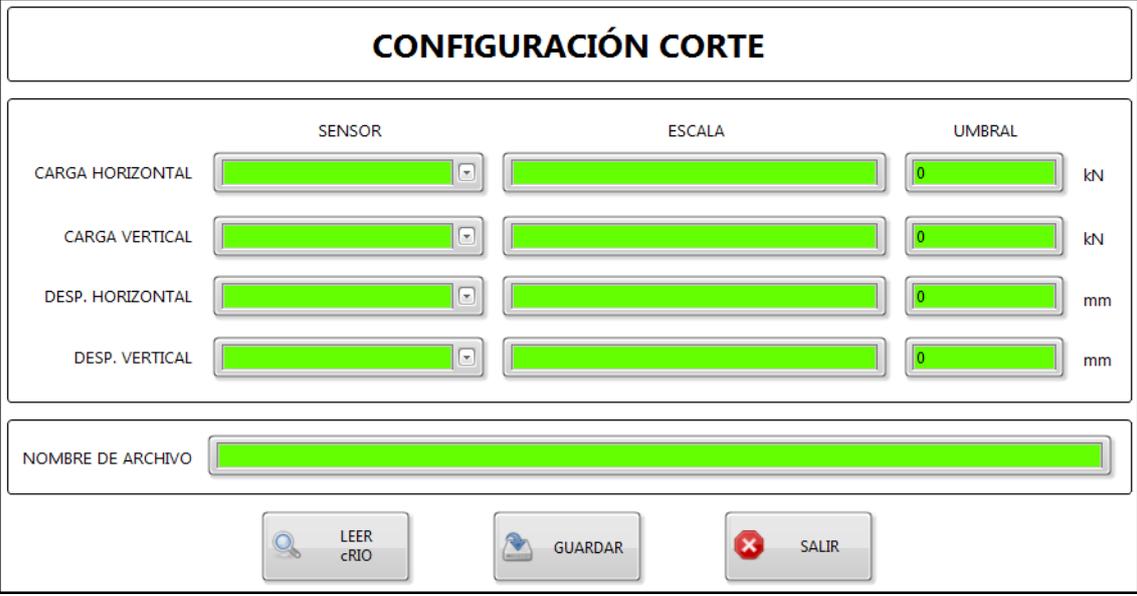


Figura 3.14.- Programa visualización y control del ensayo de compresión triaxial

Además de los programas de visualización y control de ensayos, se han desarrollado unas aplicaciones para su configuración, en las que se introduce el sensor utilizado para el registro de las distintas variables y generan de forma automática los

archivos de configuración a partir de la base de datos confeccionada durante el tarado de los sensores. La configuración se almacena en el RTC en archivos de texto, por lo que las aplicaciones de configuración acceden a esos archivos y los modifican con los parámetros introducidos por el usuario. En la Figura 3.15 puede verse un ejemplo de programa de configuración.



	SENSOR	ESCALA	UMBRAL	
CARGA HORIZONTAL			0	kN
CARGA VERTICAL			0	kN
DESP. HORIZONTAL			0	mm
DESP. VERTICAL			0	mm

NOMBRE DE ARCHIVO

LEER cRIO    GUARDAR    SALIR

Figura 3.15.- Programa de configuración del ensayo de corte directo

Se han desarrollado programas para el tarado de los diferentes tipos de sensores. Estos programas usan el tercer hilo, por lo que reciben los datos sin procesar. Se ha realizado el tarado de cada uno de los sensores utilizados en la investigación usando el programa adecuado en cada caso y se ha obtenido la recta de regresión entre los valores en mV leídos y el valor de la magnitud física que provoca dicha medida, lo que permite el procesado automático de las medidas realizadas durante los ensayos. Los programas de tarado tienen una configuración algo más compleja que el resto de los programas, en la figura 3.16 se muestra una de las pantallas del programa de tarado de sensores de desplazamiento, en la que se realizan las medidas.

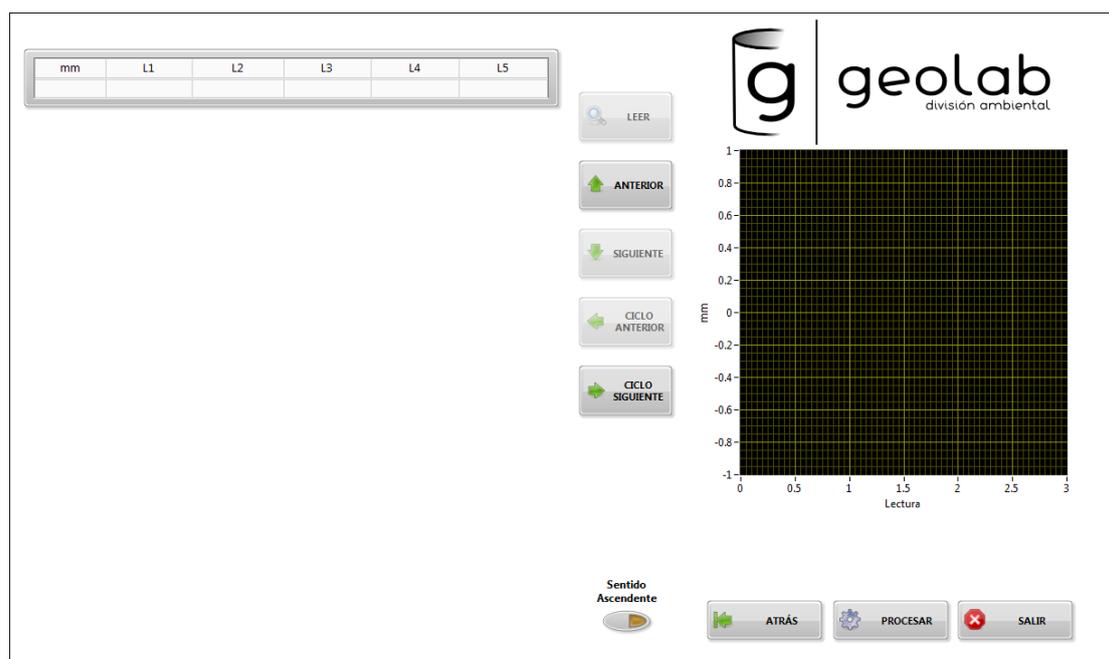


Figura 3.16.- Programa de tarado de sensores de desplazamiento

Además de estos programas se han desarrollado programas auxiliares para los diferentes ensayos que permiten realizar operaciones determinadas y comprobaciones en cualquier punto del ensayo. Dado que la interface y el funcionamiento de estas aplicaciones son similares a las ya mostradas, no se han introducido capturas de las mismas en este documento.

### 3.2. Materiales estudiados

En este apartado se describen los materiales ensayados en laboratorio así como los tratamientos a los que se ha sometido a los residuos para obtenerlos. Estos corresponden a los residuos que son enviados a vertedero desde la planta de tratamiento del vertedero de Meruelo, exceptuando, como se verá más adelante, aquellos que por sus características no pueden ensayarse con los equipos de laboratorio disponibles.

#### 3.2.1. Tratamiento M.B.T. en la planta de Meruelo

Ya se ha indicado que la resistencia de los residuos pre-tratados depende, además de la composición de los residuos en origen, de los tratamientos a los que se les ha sometido. Como todos los materiales estudiados en este capítulo proceden de la

planta de pretratamiento del vertedero de Meruelo, a continuación se describen los tratamientos que se realizan en dicha planta.

La recogida de residuos en la zona de aceptación de residuos de la planta de tratamiento de Meruelo se realiza de forma selectiva, diferenciándose los siguientes tipos de residuos:

- Vidrio.
- Envases ligeros.
- Papel y cartón.
- Resto de residuos urbanos no clasificados.

Solo la fracción de resto de los residuos urbanos no clasificados es sometida al tratamiento mecánico y biológico. En el año 2014, esta fracción supuso 218.760 t, que tras el tratamiento se convirtieron en 118.700 t de combustible derivado de residuos, 32.500 t de material bio-estabilizado (compost) utilizado en el acondicionamiento de suelos y 36.000 t en rechazos del tratamiento de afino provenientes de la planta de compostaje. Este rechazo, junto con las escorias producidas en la planta de valorización energética supone aproximadamente un 40% de los residuos aceptados por el vertedero, que es lo que finalmente se envía a vertedero.

El proceso mecánico-biológico comienza con un tratamiento mecánico en el que se extraen de los residuos los materiales reciclables mediante diversos procesos, se trituran y criban. Este primer proceso produce tres líneas: materiales reciclables, materiales que se envían al tratamiento biológico y rechazos que se envían a vertedero. Los rechazos producidos en este proceso no pueden ensayarse en el laboratorio, ya que sus dimensiones exceden las máximas admisibles por los equipos de ensayo.

El proceso de bioestabilización o compostaje se realiza sobre el material que pasa por el Trómel de 9 mm, en dos naves cubiertas de 165 x 35 m. Durante las 8 semanas que dura el tratamiento únicamente se realiza un volteo semanal del material usando una volteadora automática, sin adición de agua u otros elementos.

Tras el tratamiento biológico se realiza un tratamiento mecánico denominado afino, en el que se retira el rechazo del residuo bio-estabilizado utilizando cribado y separación densimétrica, lo que da lugar a dos líneas: la fracción orgánica estable que

se usa como mejorador de suelos y el rechazo de afino que se envía a vertedero. A diferencia de otras plantas, en la planta de Meruelo no todo el rechazo de afino es enviado a vertedero, ya que una fracción de este se utiliza como combustible, junto con parte de los rechazos producidos en el primer tratamiento mecánico, en la planta de valorización energética.

Por último, las cenizas y escorias que se producen en la planta de incineración son almacenadas en una nave abierta para que pierdan temperatura antes de ser enviadas a vertedero.

En la Figura 3.17 se muestra el diagrama de funcionamiento de la planta, se han destacado en rojo los materiales estudiados en el presente capítulo.

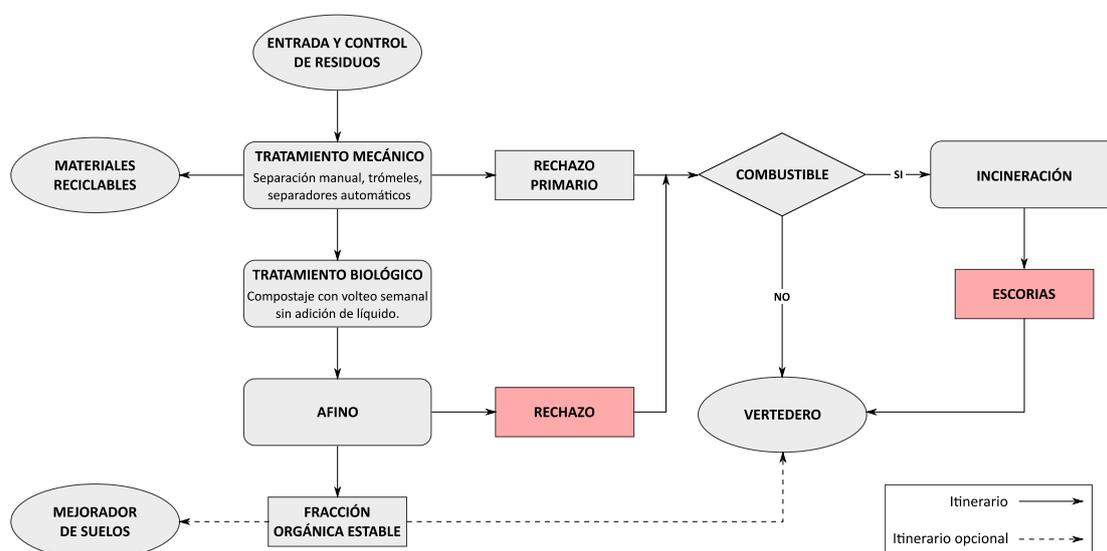


Figura 3.17.- Esquema de los tratamientos que componen el tratamiento mecánico-biológico (Modificado a partir de Molleda, 2017)

### 3.2.2. Características del rechazo de afino

Molleda (2017) ha publicado el resultado de una caracterización físico-química del rechazo producido tras el proceso de afino en la planta de compostaje del vertedero de Meruelo. A continuación se muestran las características que tienen influencia en esta investigación.

El contenido de humedad y de sólidos volátiles depende de la época del año en la que se realice el muestreo, en la Tabla 3.2 se muestran los resultados obtenidos en un muestreo realizado en el mes de febrero (Molleda, 2017).

<b>Humedad</b>	<b>Sólidos Volátiles</b>
30%	57%

Tabla 3.2.- Contenido de humedad y sólidos volátiles en el rechazo de afino (Molleda, 2017)

Además, del análisis granulométrico realizado, obtiene el porcentaje de material en relación a los tamaños 4 y 20 mm. En la Tabla 3.3 se muestra el resultado.

<b>&gt;20 mm</b>	<b>4 – 20 mm</b>	<b>&lt;4 mm</b>
15%	78%	7%

Tabla 3.3.- Tamaño de partícula en el rechazo de afino (Molleda, 2017)

Manteniendo la división anterior en cuanto a tamaño de partícula, realizó un análisis de la composición de cada una de estas fracciones, llamando mezcla a aquellos materiales que fueron imposibles de caracterizar. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 3.4.

<b>Componente</b>	<b>&gt; 20 mm (%)</b>	<b>4-20 mm (%)</b>	<b>&lt; 4 mm (%)</b>
Plástico rígido	5	4	-
Plástico flexible	4		-
Papel y cartón	15	13	-
Vidrio	43	58	-
Piedra y cerámica	13	6	-
Cáscaras y semillas	3	8	-
Madera	5	4	-
Textil	3	1	-
Metal	3	1	-
Hueso	2	1	-
Mezcla	5	3	100

Tabla 3.4.- Composición del rechazo de afino (Molleda, 2017)

Por último estudió la forma de las partículas, excluyendo del mismo a la fracción del material con granulometría inferior a 4 mm, ya que, según dicha investigación, este tipo de determinaciones en partículas tan pequeñas es complicado y no aporta información relevante. En la Tabla 3.5 se muestran los resultados obtenidos.

Componente	> 4 mm (%)				2-4 mm (%)			
	0D	1D	2D	3D	0D	1D	2D	3D
Plástico rígido	0	15	32	53				
Plástico flexible	1	7	41	51	19	8	32	41
Papel y cartón	1	2	14	83	4	4	18	73
Vidrio	0	0	87	13	2	0	47	50
Piedra y cerámica	2	0	50	48	5	0	2	93
Cáscaras y semillas	10	0	15	75	0	0	25	75
Madera	1	43	16	40	3	19	15	63
Textil	0	17	18	65	2	13	21	64
Metal	3	2	15	80	1	6	36	57
Huesos	0	20	3	77	0	2	1	96
Mezcla			-				-	

Tabla 3.5.- Análisis de la forma de las partículas rechazo de afino (Molleda, 2017)

De lo anterior puede concluirse que la mayor parte del material obtenido del rechazo en la planta de afino (85%) tiene granulometría inferior a 20 mm. De la fracción mayor de 20 mm, la mayoría es vidrio o cerámica (56 %), mientras que los plásticos y cartones representan un 24% del total. Para la fracción con granulometría inferior a 20 mm la situación es similar, con un 64% de vidrio y cerámica y un 17% de plástico y cartón.

La diferencia en la composición según la granulometría puede explicarse por la forma de las partículas. Dado que la separación granulométrica se realiza por cribado, los elementos en los que dos de sus dimensiones son muy superiores a la tercera (papel, cartón, plásticos, textil) tienen problemas para pasar por los tamices, ya que en muchas ocasiones se enredan en el propio tamiz o no pasan dependiendo de la orientación con la que lleguen a la rejilla. Es por esto que los componentes fibrosos tienden a ser retenidos en los primeros tamices.

Paralelamente a los resultados anteriores, de forma previa a la realización de la campaña de ensayos de laboratorio, y con el fin de identificar las necesidades en cuanto a equipos de ensayo, se realizaron una serie de pruebas sobre una muestra de material obtenida de la planta. En la Figura 3.18 se muestra una fotografía del material.



Figura 3.18.- Muestra de rechazo de afino

Para obtener la granulometría del material se realizó un análisis granulométrico usando la batería completa de tamices de la serie UNE. En la Figura 3.19 se muestran la curva granulométrica obtenida. La granulometría obtenida coincide con la que muestra Molleda (2017) para el mismo material.

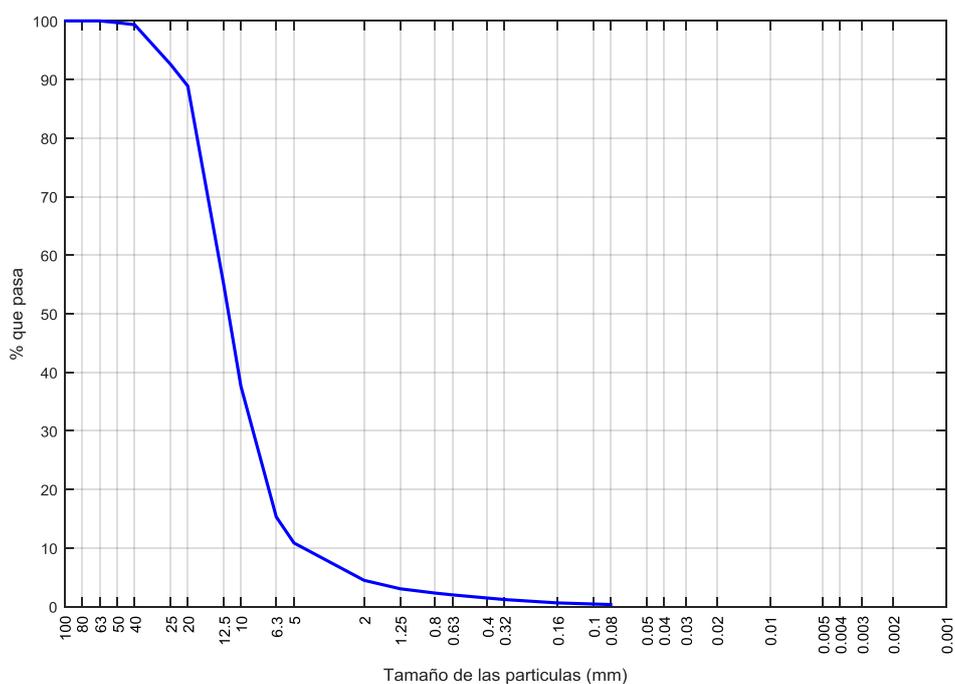


Figura 3.19.- Curva granulométrica obtenida en el muestreo previo

Además del análisis granulométrico, se realizaron tres pruebas de compresión axial en molde rígido, con el fin de dimensionar las modificaciones de los diferentes aparatos de ensayo y de definir los métodos de compactación en cada caso.

En la Figura 3.20 se muestran las curvas tensión vertical – deformación vertical obtenidas en cada uno de los tres ensayos realizados. En las tres curvas se observa que inicialmente la tensión necesaria para comprimir el residuo es baja, llegándose a deformaciones del 20% con la aplicación de 200 kPa. A partir de este valor de la tensión, el material experimenta una mayor rigidización, alcanzándose tensiones de 600 kPa para producir deformaciones del orden del 35%. Pese al incremento de la rigidez del residuo en la parte final de la curva, se le puede considerar un material con alta compresibilidad, por lo que el volumen de material sin compactar necesario para la creación de probetas es elevado. Para obtener un espesor razonable de probeta con el rango de tensiones de ensayo es necesario proporcionar un volumen previo a la compactación entre el 25 y el 50% superior al definitivo. Ello hace necesaria la utilización de suplementos en las cajas y moldes de fabricación de probetas.

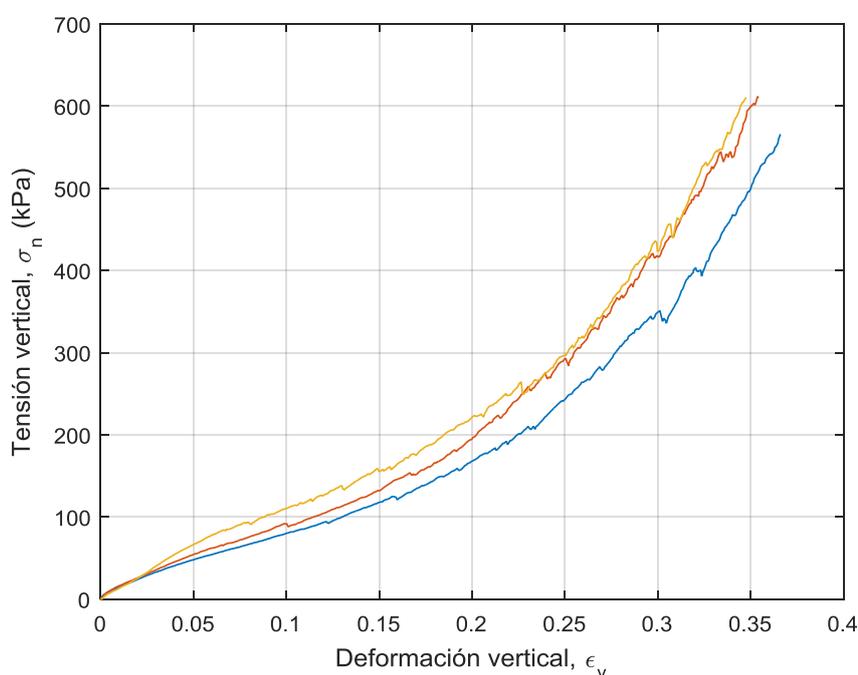


Figura 3.20.- Curva tensión - deformación en el ensayo de compresión axial sobre rechazo de afino

Por otro lado, de los mismos ensayos de compactación se han obtenido las curvas peso específico – tensión vertical. Como puede verse en la Figura 3.21, el peso específico

inicial (sin compactar) de las tres muestras se encuentra entre 7,5 y 8 kN/m<sup>3</sup>. El peso específico máximo obtenido en los ensayos, para tensiones del orden de los 600 kPa y deformaciones del 35%, se encuentra entre los 11,8 y 12,4 kN/m<sup>3</sup>

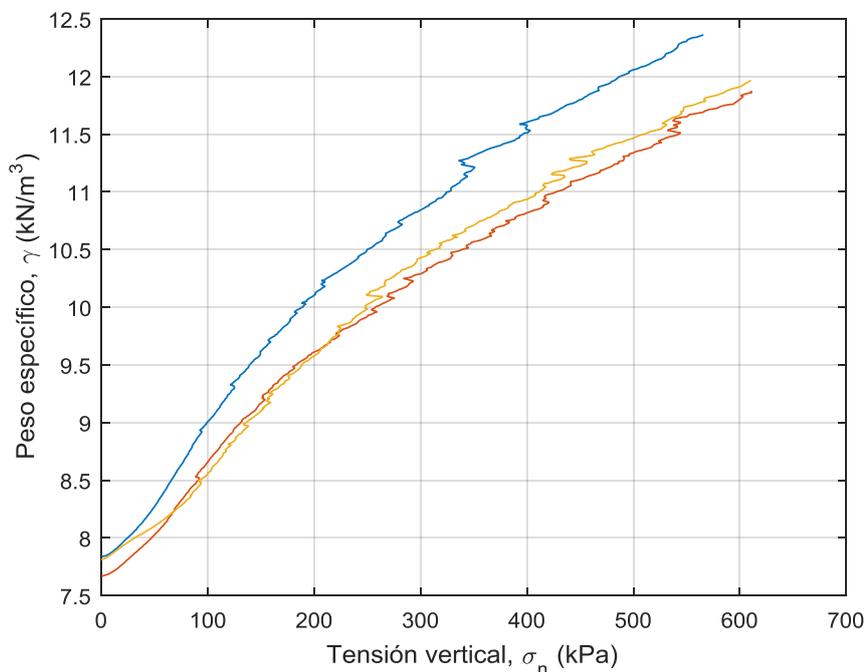


Figura 3.21.- Curva peso específico - tensión vertical en el ensayo de compresión axial sobre rechazo de afino

Tras la notificación por parte de la empresa explotadora de la planta de tratamiento del vertedero de una modificación en sus procesos, se realizó una nueva toma de muestra con el fin de comprobar las diferencias que este cambio introducía en las características del material.

Para determinar el contenido de humedad se secó el material en estufa a 60° con el fin de evitar la eliminación de la materia orgánica. Se obtuvo una humedad del 42%, algo superior al 30% obtenida por Molleda (2017). Esta variación puede achacarse al cambio en los procesos de tratamiento y a las variaciones temporales de la humedad anteriormente comentadas.

En la Figura 3.22 se muestran las curvas granulométricas obtenidas antes y después del cambio de tratamiento, teniendo únicamente en cuenta la fracción del material que pasa por el tamiz de 20 mm, ya que es el material que puede ensayarse con los equipos disponibles en el laboratorio.

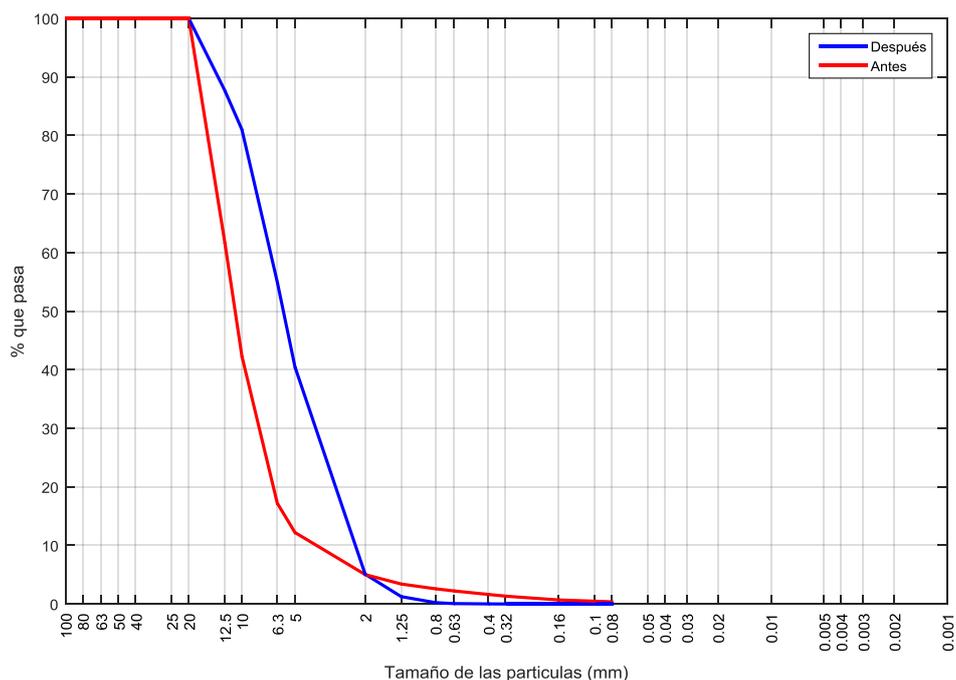


Figura 3.22.- Curva granulométrica del rechazo de afino antes y después del cambio de tratamiento

Como puede verse en la figura, la modificación en el tratamiento produce una reducción del tamaño de partícula.

No se muestra en este apartado la compresibilidad del nuevo material y que se analiza con detalle en el apartado correspondiente a la elección del peso específico inicial de ensayo (ver apartado 3.4).

### 3.2.3. Características de las escorias de planta de incineración

Al igual que en el caso del rechazo de afino, Molleda (2017) realizó un análisis similar para las escorias producidas por la planta de valorización energética de la planta de tratamiento del vertedero de Meruelo. A continuación se muestran los resultados obtenidos.

Humedad	Sólidos Volátiles
15%	5%

Tabla 3.6.- Contenido de humedad y sólidos volátiles en las escorias (Molleda, 2017)

>20 mm	4 – 20 mm	<4 mm
22%	44%	34%

Tabla 3.7.- Tamaño de partícula en las escorias (Molleda, 2017)

<b>Componente</b>	<b>&gt; 20 mm (%)</b>	<b>4-20 mm (%)</b>	<b>&lt; 4 mm (%)</b>
<b>Plástico</b>	1	-	-
<b>Papel y cartón</b>	0	1	-
<b>Vidrio</b>	5	41	-
<b>Piedra y cerámica</b>	76	38	-
<b>Cáscaras y semillas</b>	-	1	-
<b>Madera</b>	0	-	-
<b>Textil</b>	2	0	-
<b>Metal</b>	16	18	-
<b>Mezcla</b>	1	2	100

Tabla 3.8.- Composición de las escorias (Molleda, 2017)

Pese a provenir de un tratamiento térmico, es resaltable que la humedad obtenida para estos residuos es relativamente elevada (15%) y que todavía mantienen una pequeña cantidad de sólidos volátiles (5%).

Respecto a su composición, se observa una disminución significativa de la cantidad de vidrio respecto al rechazo de afino, sobre todo para los tamaños de partícula mayores de 20 mm. Además, como era de esperar, el tratamiento térmico hace prácticamente desaparecer los plásticos, papeles, cartones y textiles, eliminando los materiales que podían reforzar la masa del vertido.

Dado que las escorias son similares a un suelo granular, poco deformables, no constituyen un problema desde el punto de vista de la capacidad de los aparatos de ensayo, por lo que no se muestreó en la fase previa a la campaña de ensayos. En la Figura 3.23 se muestra una fotografía del material.



Figura 3.23.- Muestra de escorias

Sin embargo, en el muestreo realizado tras el cambio de los tratamientos biológicos, se realizó una granulometría completa del material (ver Figura 3.24).

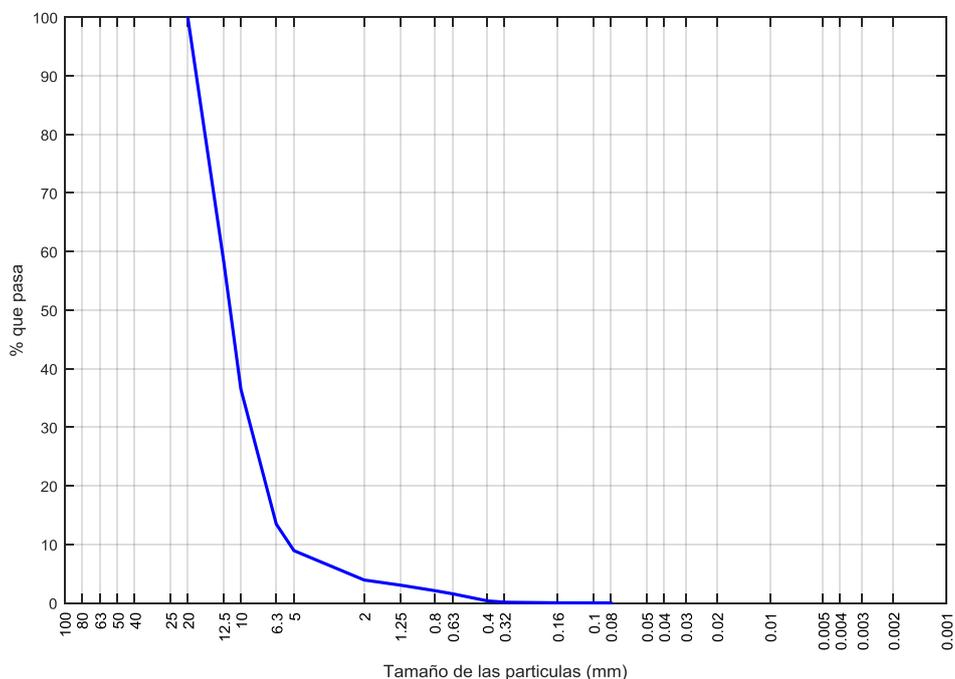


Figura 3.24.- Curva granulométrica de las escorias

En la Figura 3.25 se muestran las curvas granulométricas de los dos materiales estudiados con posterioridad al cambio de tratamiento. Las partículas del rechazo de

afino son menores que las de escorias. En ambos casos se observa que la cantidad de finos (< 0,08 mm) es despreciable.

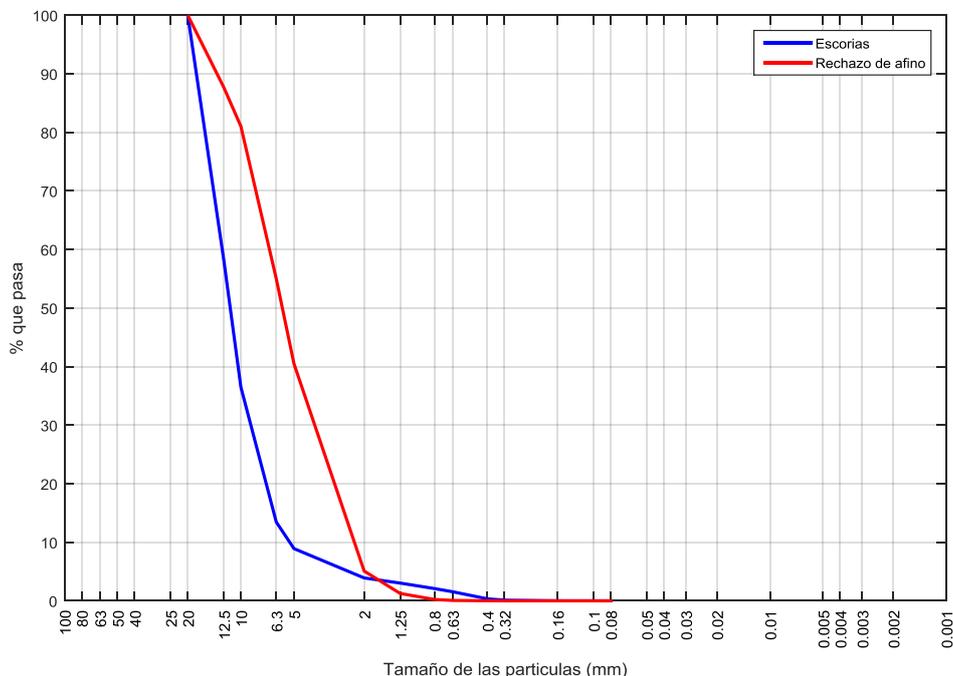


Figura 3.25.- Curva granulométricas del rechazo de afino y de las escorias

### 3.2.4. Mezclas

La colocación en el vertedero de los materiales estudiados se realiza de forma conjunta, sin diferenciar entre rechazo y escorias. El porcentaje de cada uno de los materiales es muy aleatorio, dependiendo del lugar del que proceda en el momento de vertido.

No es pues posible considerar una mezcla homogénea representativa del conjunto del vertedero. Por ello, en la presente tesis se ha estudiado tanto el comportamiento de los materiales aislados, como el de mezclas de los mismos con diferente porcentaje de rechazo de afino y escoria. De esta forma puede analizarse como influye en el comportamiento de la mezcla el porcentaje de cada uno de sus componentes. En la Tabla 3.9 se muestran las mezclas estudiadas y la nomenclatura utilizada para referirse a ellas en este documento.

Contenido en Rechazo de Afino (%)	Contenido en Escoria (%)	Nombre de la mezcla
0	100	M-R0E100
20	80	M-R20E80
40	60	M-R40E60
60	40	M-R60E40
80	20	M-R80E20
100	0	M-R100E0

Tabla 3.9.- Mezclas estudiadas

### 3.3. Elección del método de compactación

Según se ha indicado en el capítulo 1, la práctica imposibilidad de obtener muestras inalteradas de los vertederos hace que, normalmente, se recurra a muestras reconstruidas compactadas a la densidad in-situ. Por ello, es preciso establecer un método de compactación adecuado, que simule de forma razonable el proceso de puesta en vertedero. Athanasopoulos (2008) recomienda la utilización de métodos de compactación dinámicos para muestras de R.S.U. convencionales, consistentes de dejar caer una masa de masa conocida desde una altura también conocida.

En el caso de las escorias estudiadas, la compactación dinámica puede hacer que las partículas se rompan, cambiando sus características. Para valorar la utilización de este método se ha realizado sobre una muestra de escorias una prueba de compactación siguiendo el procedimiento descrito en la norma del ensayo Próctor Normal, realizando a la muestra una granulometría antes de la compactación y después. Las curvas granulométricas obtenidas se muestran en la Figura 3.26.

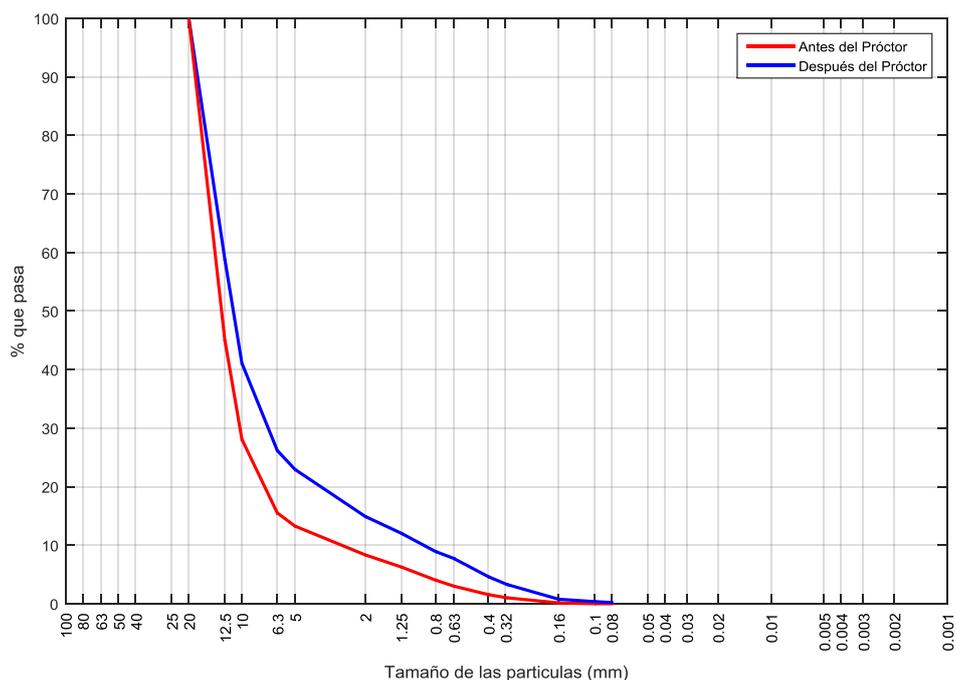


Figura 3.26.- Curvas granulométricas de las escorias antes y después del ensayo Próctor

Como puede verse en la gráfica, la utilización de la maza Próctor para la compactación del material hace que disminuya su tamaño debido a la trituración del material, dada la fragilidad de sus partículas. Por esta razón, se ha desechado la compactación dinámica como método adecuado para la fabricación de probetas en la presente investigación.

Como alternativa a los métodos dinámicos se ha considerado la utilización de métodos de compactación estáticos. En el caso del ensayo de corte directo la utilización de este método permite la compactación directamente en la propia caja, lo que reduce de manera importante la complejidad del procedimiento dado el gran volumen de la probeta. Por otro lado, para la realización de probetas para el ensayo triaxial es necesario recurrir a moldes cilíndricos. Los procedimientos de preparación de las probetas para los ensayos de corte directo y compresión triaxial se describen con detalle en los apartados 3.6.1.1 y 3.7.1.1 respectivamente.

Para verificar la incidencia de este procedimiento de compactación estático en la fracturación de las partículas, se ha comprobado la granulometría antes y después en la preparación de probetas para ensayos de compresión triaxial. En la Figura 3.27 se muestran las curvas granulométricas obtenidas.

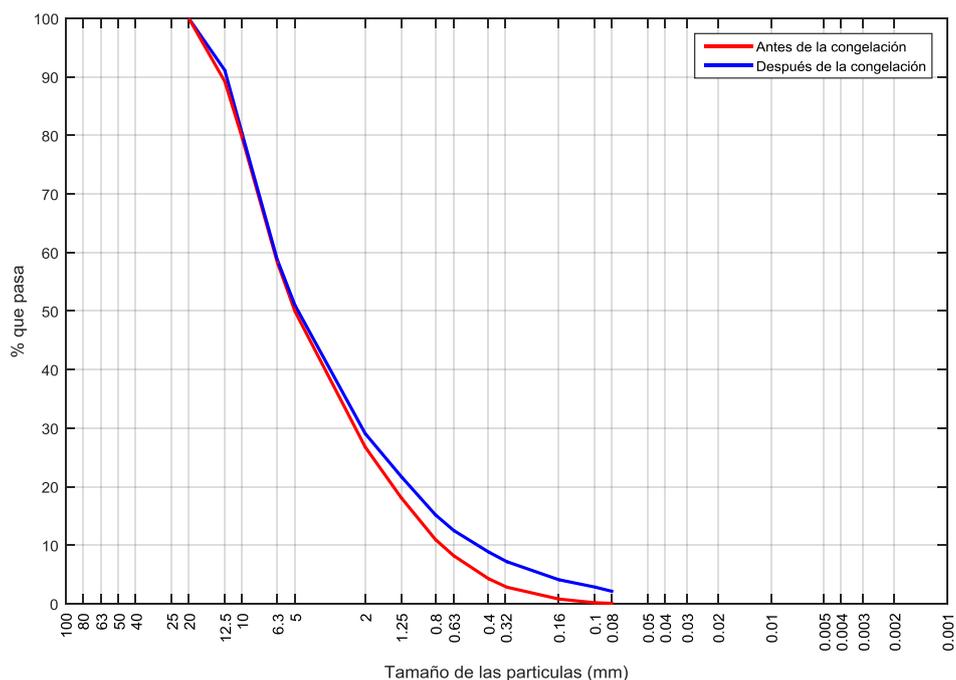


Figura 3.27.- Curvas granulométricas de las escorias antes y después de la preparación de la probeta para el ensayo de compresión triaxial

Como puede verse, la diferencia entre las curvas granulométricas es mínima. El proceso de compactación provoca cierta fractura, sobre todo en los tamaños menores, pero su incidencia es muy inferior a la de la compactación dinámica.

En vista de las pruebas realizadas, se ha determinado que el método más adecuado para realizar la compactación de probetas de escorias provenientes de la planta de valorización energética es la compactación estática.

En cuanto a la compactación del rechazo de afino, este presenta menos problemas puesto que las partículas y elementos que conforman este material son mucho menos frágiles, y la fracturación es menos frecuente. No obstante, con el fin de unificar el criterio de obtención del peso específico de las probetas se ha optado por la compactación estática para la realización de todas las probetas en la presente tesis.

### 3.4. Elección del peso específico de preparación de las probetas

La elección del peso específico inicial (de preparación) de las probetas no es sencilla. En principio este debería ser similar al que se consigue durante la colocación y compactación de los residuos en el vertedero, pero esta magnitud no suele medirse, por

lo que, en el mejor de los casos solo se dispone de valores aproximados. Además, incluso aunque se dispusiera de este dato, la utilización en la investigación de mezclas con distintas proporciones de los materiales hace que no sea posible la determinación del peso específico de puesta para cada una de ellas, ya que el vertido no se produce con los materiales mezclados en proporciones predeterminadas, sino en las resultantes de la explotación.

Para la elección del valor del peso específico inicial se han realizado ensayos de compresión axial en molde rígido, como los ya citados en el apartado 3.2.2, a muestras de las diferentes mezclas estudiadas, obteniendo para cada una de ellas la relación entre la carga aplicada y el peso específico conseguido (ver Figura 3.28).

Con el fin de no agotar el recorrido de la prensa y poder dar un incremento de tensión vertical adecuado al ensayo, se aplica sobre cada tongada una precompactación consistente en la colocación sobre la superficie de un disco metálico de 940 g ( $\sigma = 12,2$  kPa) durante 30 s.

Se han realizado 6 ensayos de compactación, con 3 probetas cada uno, para cada mezcla que se va a estudiar.

Por otro lado, se ha compactado una muestra de rechazo de afino usando el procedimiento y los materiales descritos en la norma del ensayo de compactación Próctor normal con la humedad natural, para usarla como referencia. Se ha considerado el valor del 95% de la densidad obtenida como el correspondiente a la compactación que se alcanza en el vertedero. A partir de este peso específico se ha obtenido el valor de la tensión necesaria en la compactación estática axial sobre dicho material para alcanzarlo. Por último, se ha extrapolado dicho valor de la tensión al resto de las mezclas para determinar el peso específico inicial o de preparación de las muestras. En la Tabla 3.10 se muestran los valores obtenidos.

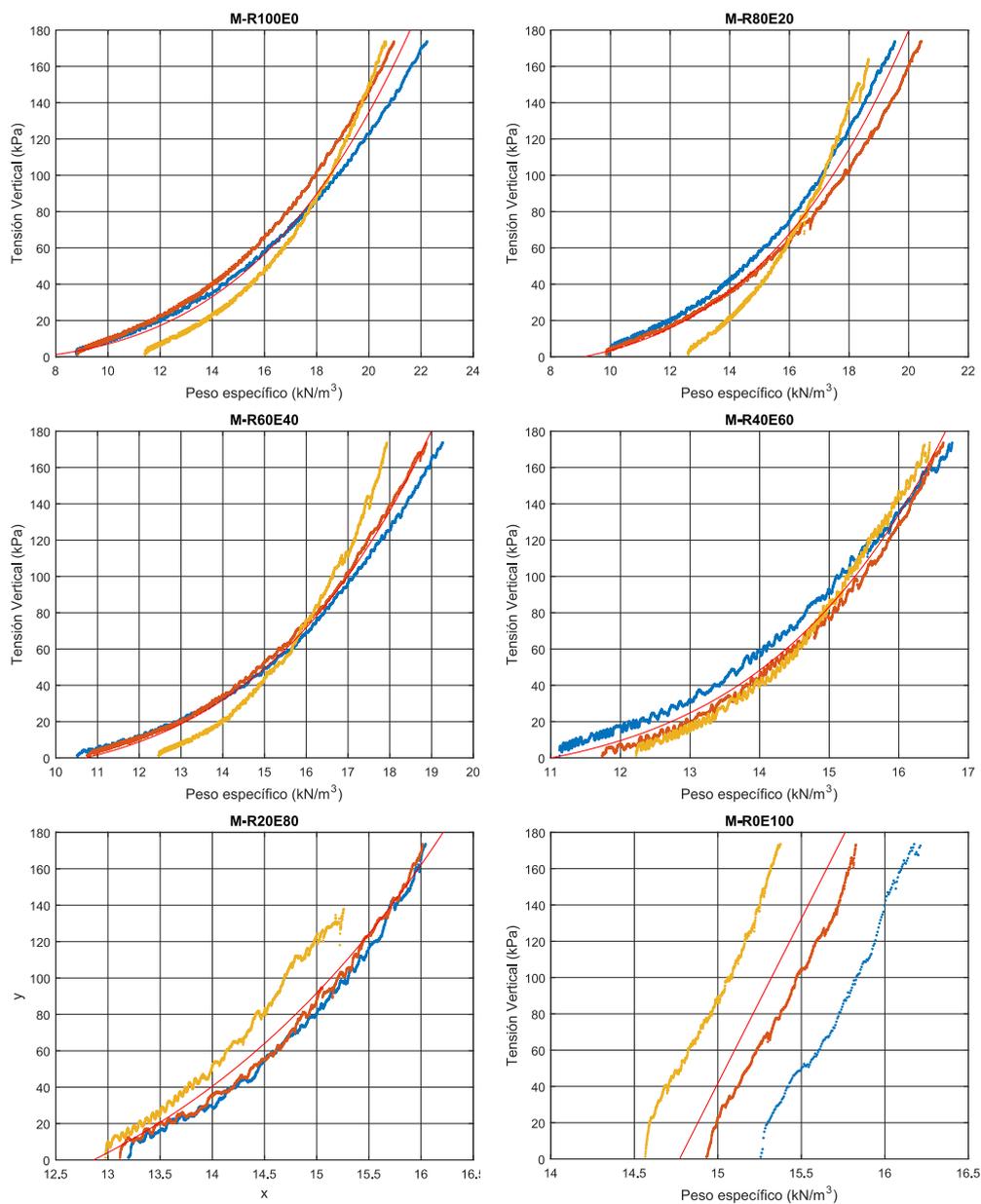


Figura 3.28.- Curvas tensión – deformación para las diferentes mezclas.

Mezcla	Peso específico inicial (kN/m <sup>3</sup> )
M-R100E0	12,5
M-R80E20	12,6
M-R60E40	12,7
M-R40E60	13
M-R20E80	13,7
M-R0E100	15,4

Tabla 3.10.- Peso específico inicial de las mezclas.

Una vez determinados estos valores, la preparación de las probetas se realiza mediante presión, en la caja de corte o en un molde (triaxial) introduciendo el peso necesario para que ocupe un volumen dado para alcanzar los valores de la tabla.

### 3.5. Muestreo y preparación de las mezclas

La toma de muestra se ha realizado en la planta de tratamiento al final de cada una de las líneas de tratamiento (rechazo de afino y escorias de incineradora), antes de que los residuos fueran depositados en el vertedero (ver Figura 3.29).



Figura 3.29.- Acopio de rechazo de afino (izquierda) y escorias (derecha) en la planta

Las muestras procedentes de ambas líneas se hacen pasar por el tamiz de 20 mm, dado que este es el tamaño máximo de partícula que se puede ensayar tanto en la caja de corte utilizada como en las células triaxiales. El material tamizado se guarda en cajas de plástico opacas y herméticas para su traslado al laboratorio, tratando así de evitar, en la medida de lo posible, la variación de la humedad de la muestra durante el transporte.

Una vez en el laboratorio, el material contenido en las diferentes cajas se extiende sobre una lámina plástica y se mezcla con pala para homogeneizar. Una vez que el material tiene apariencia homogénea, se introduce en bolsas plásticas de alta resistencia y tamaño que son a su vez almacenadas en las cajas utilizadas para el transporte, previa limpieza y desinfección de estas, con el fin de evitar que el material pierda humedad durante el almacenaje.

Los materiales obtenidos en el muestreo se mezclan según las proporciones indicadas en el apartado 3.2.4 homogeneizando la mezcla lo máximo posible. Las mezclas se almacenan en bolsas de plástico, con el peso necesario para una tongada.

Las cantidades necesarias para la fabricación de probetas para el ensayo de compresión triaxial son más pequeñas que las utilizadas para las de corte directo y se ha comprobado que, en este caso, el material se deteriora con más rapidez, apareciendo moho transcurrida aproximadamente una semana. Por ello, la separación de la muestra por tongadas previa a la fabricación de la probeta tiene que hacerse con la menor antelación posible. Para ralentizar el proceso de degradación de las muestras, en el caso de estas muestras se han almacenado en bolsas herméticas, de las que se ha extraído todo el aire posible.

### **3.6. Ensayos de corte directo**

En este apartado se detallan las metodologías de preparación, ejecución y análisis de resultados de los ensayos de corte directo realizados en caja de 300 x 300 mm.

#### **3.6.1. Metodología de ejecución**

Los ensayos se han realizado siguiendo la norma UNE-103401:1998, aunque dicha norma no recoge la realización de ensayos con cajas de corte de gran tamaño. De un análisis comparativo con la norma británica BS 1377-7:1990, que sí contempla este tipo de cajas de corte, puede concluirse que los métodos empleados en el caso de cajas de gran tamaño son iguales que para cajas convencionales, por lo que la utilización de los métodos descritos en la norma UNE se ha considerado válida. Al igual que en los ensayos de campo, se han realizado pequeñas modificaciones a los métodos descritos en la norma para adaptarlos a su aplicación en residuos.

##### **3.6.1.1. Preparación de la probeta**

Como paso previo a la compactación de la probeta es necesario realizar unos ajustes iniciales en el aparato de corte. Antes de colocar la parte superior de la caja sobre la inferior, se lubrican las superficies de contacto entre ambas partes de la caja para evitar en la medida de lo posible el rozamiento. Una vez lubricadas las superficies, se

colocan ambas partes de la caja de corte en la posición inicial, comprobando que estén perfectamente alineadas y se colocan los pernos de sujeción para evitar que se muevan.

Las muestras con mayor contenido de escorias son difíciles de compactar usando la metodología empleada, por lo que es recomendable aplicar un lubricante denso (vaselina) en las paredes interiores de la caja de corte antes de la compactación para reducir la fricción entre las partículas y las paredes de la caja.

La compactación de las probetas se lleva a cabo mediante compactación estática, en la misma caja en la que se va a realizar el ensayo, dado que las probetas no pueden ser desmoldadas. En el caso de probetas con alto contenido de escoria, es necesario el varillado de la probeta previo a la compactación estática. Athanasopoulos (2008) desaconseja el uso del varillado durante la compactación de R.S.U., ya que este produce la rotura de las fibras contenidas en el material y reduce el efecto de refuerzo de las mismas. Pero en el caso de las escorias, al ser su contenido en fibras nulo, puede obviarse esta recomendación.

La compactación se realiza en tres tongadas de la misma altura dejando un tiempo de consolidación entre cada tongada. Se ha utilizado un sistema de topes, que impide que la prensa baje de una determinada altura. El sistema consiste en la utilización de una placa de reparto de dimensiones superiores a la apertura de la caja y de un espaciador entre la placa de reparto y la placa ranurada en contacto con la muestra. Una vez colocados todos los elementos sobre el residuo sin compactar, previamente pesado para conseguir el valor del peso específico deseado, se hace bajar el yugo hasta que la placa de reparto haga contacto con la parte superior del suplemento (ver Figura 3.30). En el momento en el que se produce el contacto la carga medida por la prensa aumenta de forma brusca, lo que permite comprobar que el contacto es total. Una vez producido el contacto se mantiene este durante un mínimo de 20 minutos, procediendo después a la eliminación de la carga aplicada y de los elementos transmisores, previo a la colocación de la nueva tongada. Para conseguir los diferentes niveles que corresponden a cada una de las tongadas se dispone de distintos elementos separadores de longitud adecuada.

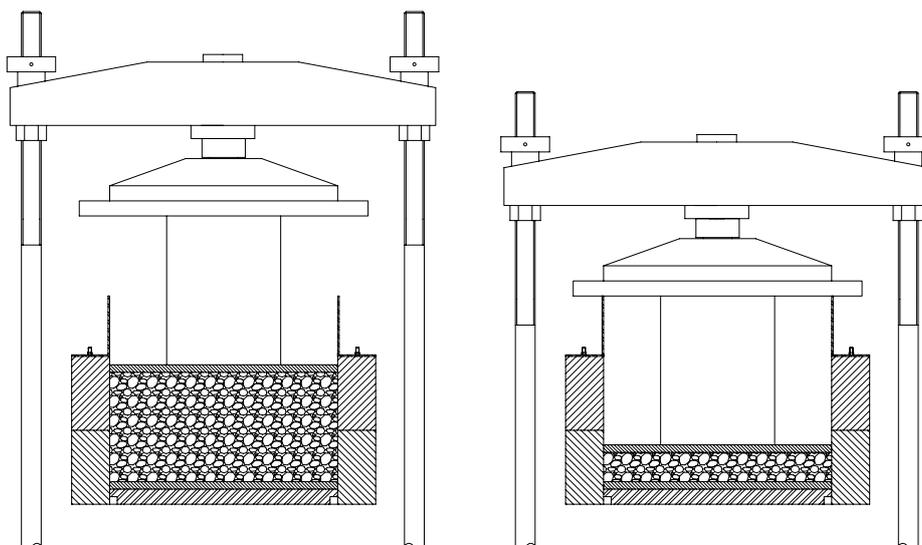


Figura 3.30.- Esquema del aparato de corte antes y después de la compactación

Antes de introducir en la caja el material para la siguiente tongada, se rastrilla la parte superior de la tongada recién compactada, para después repetir el proceso anteriormente descrito, hasta conseguir la altura final de probeta necesaria.

### 3.6.1.2. Fase de consolidación

Una vez compactada la probeta a su peso específico inicial (ver apartado 3.5), se le aplica la carga vertical para proporcionar la tensión vertical a la que se va a realizar el ensayo. En esta investigación se han realizado ensayos de corte directo con tensiones normales de 15, 30, 50, 150 y 300 kPa.

Se ha observado que la aplicación de cargas sobre residuos produce una deformación que se prolonga más allá de un tiempo razonable sin tender asintóticamente a su estabilización. Por lo que el final de esta fase solo puede plantarse con un criterio temporal, fijando un periodo de tiempo para su finalización. Se ha usado 24 h para las probetas con hasta 50 kPa de tensión vertical y 48 h para el resto de probetas.

Durante esta fase se instala una célula de carga que mide la tensión vertical real aplicada a los residuos. Esto permite controlar con mayor precisión la carga aplicada y monitorizarla durante todo el proceso. Durante fase de consolidación se toman lecturas

del desplazamiento vertical de la superficie de la probeta (variación volumétrica) y de la carga vertical aplicada con el tiempo.

En probetas que contienen proporciones altas de rechazo de afino y están sometidas a tensiones verticales elevadas, se expulsa lixiviado al exterior de la caja de corte durante el proceso, lo que ha obligado a la instalación de un elemento metálico para contenerlo (Figura 3.31). La junta entre el nuevo elemento y la base del aparato de corte se sella con silicona para evitar fugas de lixiviado. Debido al alto poder corrosivo del lixiviado, este sellado tiene que repararse de forma sistemática.

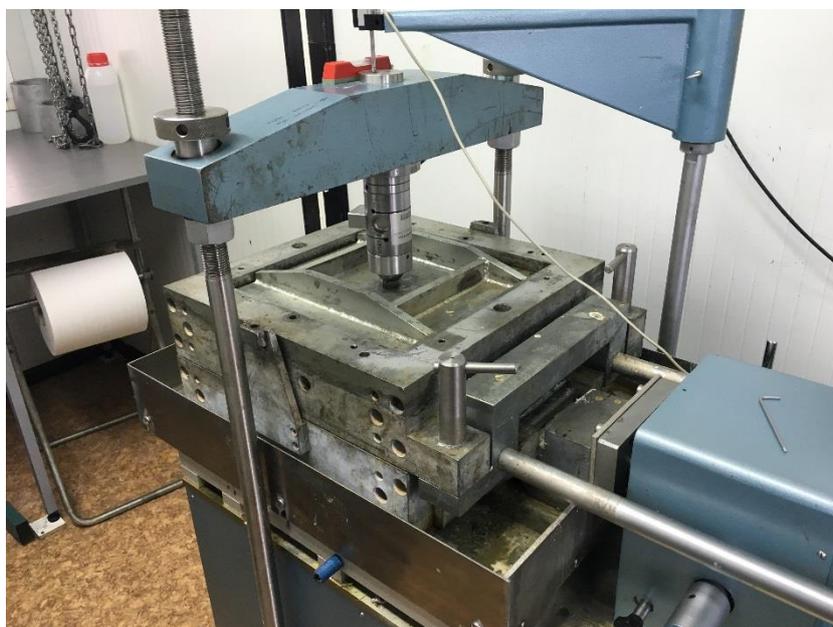


Figura 3.31.- Sistema de recogida de lixiviado en el aparato de corte

### 3.6.1.3. Fase de rotura

Una vez que la fase de consolidación ha concluido, comienza la de rotura, imponiendo un desplazamiento relativo entre las dos mitades de la caja de corte y midiendo la tensión tangencial que se produce en el plano de contacto entre ambas. Debido a la gran deformabilidad del material, la altura de la probeta depende mucho de la tensión vertical aplicada, por lo que el plano de corte no coincide con el plano medio de la probeta. No obstante, se ha cuidado que el espesor de la probeta al inicio de esta fase sea el adecuado para que la superficie de corte se encuentre lo suficientemente alejada de las caras superior e inferior y estas no afecten a la correcta ejecución del ensayo.

Dado que la deformabilidad observada durante la fase anterior no responde al fenómeno de la consolidación en suelos arcillosos, no se ha considerado la aplicación de los métodos propuestos por la norma para el cálculo de la velocidad de desplazamiento en la fase de rotura. En base a las características del material en cuanto a permeabilidad y el bajo grado de saturación, se ha planteado una velocidad de corte de 1 mm/minuto, usual en la bibliografía consultada.

Como es habitual en los ensayos de corte directo, durante la fase de rotura se registra la variación temporal de los desplazamientos vertical y horizontal, así como el valor de la fuerza horizontal (tangencial) que se va generando. Adicionalmente se mide la fuerza vertical que, en principio, debe mantenerse constante, como una comprobación de ello.

### **3.6.2. Metodología de análisis**

El análisis se ha realizado siguiendo las indicaciones de la norma UNE 103401:1998. Durante los ensayos de corte realizados se ha llegado a un valor máximo de la tensión tangencial, asintótico en la mayoría de los casos, lo que ha permitido la obtención de los puntos de rotura ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) y su representación en el plano de Mohr-Coulomb. Para obtener el criterio de rotura se han usado los mismos ajustes (Mohr-Coulomb, potencial y Mohr-Coulomb con  $\phi$  variable) utilizados en el capítulo 2.

Para la obtención del ángulo de dilatancia a partir de los resultados de un ensayo de corte directo basta ajustar el tramo final de la curva desplazamiento vertical – desplazamiento horizontal a una recta, cuya pendiente es la tangente de dicho ángulo (Figura 3.32)

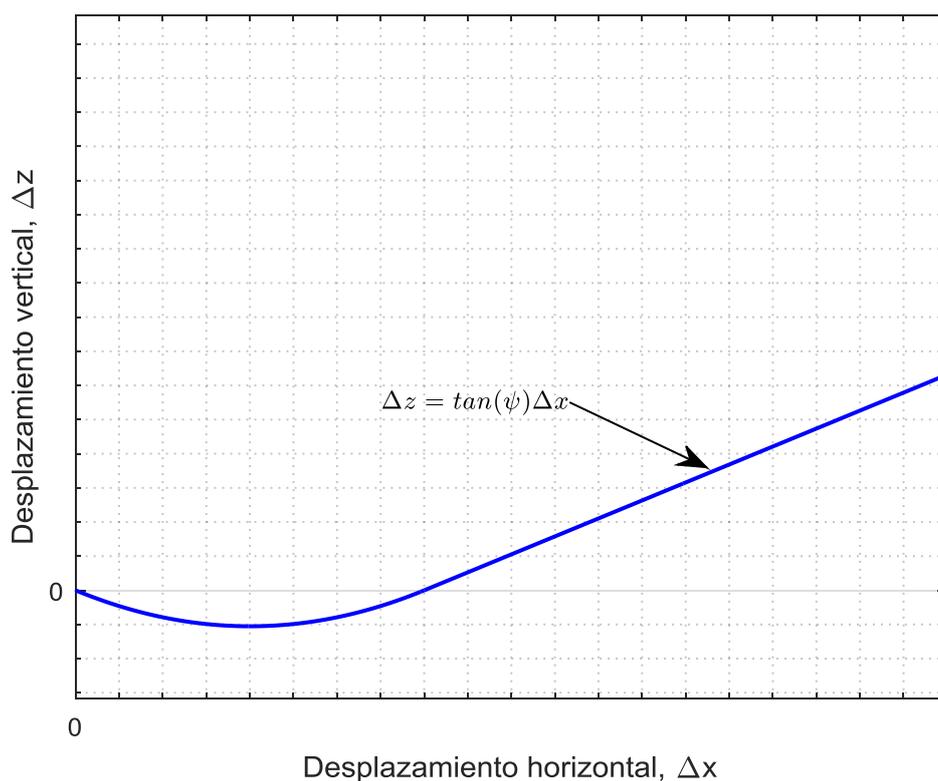


Figura 3.32.- Obtención de la dilatancia en ensayos de corte directo

### 3.7. Ensayos de compresión triaxial

En este apartado se detallan las metodologías de ejecución y análisis de resultados de los ensayos de compresión triaxial consolidados-drenados (CD) sobre probetas de 100 mm de diámetro realizados.

#### 3.7.1. Metodología de ejecución

En este apartado se detalla la metodología seguida en la realización de ensayos triaxiales.

##### 3.7.1.1. Preparación de la probeta

La preparación de las probetas para los ensayos de compresión triaxial se ha realizado en moldes metálicos bipartidos provistos de un suplemento superior o collarín para que la muestra antes de compactar no desborde (Figura 3.33).



Figura 3.33.- Molde bipartido y espaciadores para la fabricación de probetas triaxiales

El procedimiento de compactación es similar al utilizado para los ensayos de corte directo descrito en el apartado 3.6.1.1, utilizando topes y separadores para crear capas de la misma altura, controlando el peso por tongada y aplicando carga estática con la prensa. En este caso, se ha compactado en cinco tongadas, en lugar de tres, debido a su mayor esbeltez. Para evitar la creación de planos de debilidad se ha raspado con una varilla la superficie de cada tongada compactada antes de verter el material de la siguiente.

En la Figura 3.34 se muestra el esquema del procedimiento de compactación de la primera tongada.

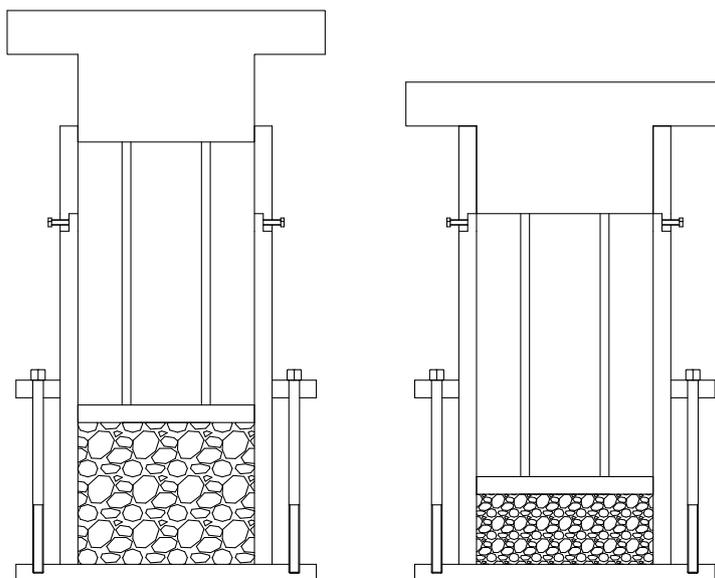


Figura 3.34.- Esquema del molde triaxial antes y después de la compactación

Una vez compactada la muestra, es necesario desmoldarla para introducirla en la célula triaxial. En las primeras pruebas se comprobó que las probetas, si bien en algunos casos podían desmoldarse, no presentaban la estabilidad suficiente para resistir el proceso de revestimiento con la membrana sin sufrir daños. Por ello, se decidió congelar las muestras para su manejo, lo que precisa de su saturación. Tras comprobar que la saturación después de la compactación no era posible, se optó por realizar el procedimiento de compactación con la muestra sumergida en agua. Los moldes utilizados para la compactación no son estancos, por lo que fue necesario sellar las juntas, para lo que se utilizó silicona líquida de alta densidad. Adicionalmente, para facilitar el posterior desmoldado, se lubricaron las paredes interiores del molde con vaselina.

Una vez que la muestra estaba compactada y saturada, se colocaba nuevamente el suplemento superior junto con una rejilla (Figura 3.35) para evitar, en la medida de lo posible, que la expansión del agua al congelarse provocara el aumento de la altura de la probeta, y se introducía en el congelador a  $-18^{\circ}\text{C}$  durante al menos 24h.



Figura 3.35.- Probeta compactada antes de la congelación

Transcurrido el tiempo de congelación se procedía a desmoldar las probetas, midiendo su altura con un calibre y colocando los elementos filtrantes, tanto en ambas bases como en los laterales.

Para ello se han usado discos de geotextil del mismo diámetro que las probetas. No se han utilizado piedras porosas por su fragilidad, que las hace susceptibles de fracturarse por el punzonamiento de elementos duros y con esquinas angulosas que pueden encontrarse en los residuos.

Así mismo, para acelerar el drenaje y reducir el riesgo de aparición de sobrepresiones intersticiales en la fase de rotura, se han colocado tiras de filtro verticales. Esto también ha favorecido la saturación de las probetas.

El proceso de congelación permite, además de la manipulación de la probeta, el almacenamiento de esta durante más tiempo, ya que ralentiza el proceso de degradación. Esto hace que no se produzca metanogénesis, lo que disminuiría el grado de saturación de la probeta con el tiempo, y que no aparezca moho. Por lo que una vez colocados los elementos de filtro, las probetas se almacenan en el congelador hasta su ensayo.



Figura 3.36.- Probeta congelada, desmoldada y con membrana

### 3.7.1.2. Descongelado

Como paso previo a las fases típicas de un ensayo de compresión triaxial consolidado-drenado (saturación, consolidación y rotura) es necesario descongelar la probeta. Para ello se monta la probeta dentro de la célula triaxial, recubierta de la membrana de látex.

Igual que en el caso de los ensayos presiométricos, la presencia de elementos potencialmente peligrosos para la integridad de la membrana hace necesario el uso de membranas más resistentes y de mayor espesor que las convencionales. Se han utilizado membranas de látex de 1 mm de espesor, en lugar de las convencionales de 0,2 mm.

El proceso de descongelación se realiza a temperatura ambiente con presión de célula baja, y siempre de valor inferior al de la presión que se vaya a dar en el ensayo. En la presente investigación se ha usado como presión de cola durante la descongelación 20 kPa y 35-40 kPa como presión de célula. Transcurridas 24 horas en estas condiciones, las probetas se encuentran totalmente descongeladas.

### 3.7.1.3. Fase de saturación

Como se ha comentado, las probetas se fabrican sumergidas en agua, por lo que su grado de saturación inicial es alto. Independientemente de lo dicho con anterioridad, para asegurar la correcta saturación de las probetas, los ensayos se han realizado con presión de cola elevada (600 kPa), lo que favorece la disolución de las posibles burbujas de aire existentes en los poros, favoreciendo la saturación. El aumento de la presión intersticial desde el valor de 20 kPa usado para la descongelación hasta los 600 kPa

correspondientes a la fase de saturación se ha realizado por escalones, midiendo el coeficiente B de Skempton al finalizar cada escalón, y comprobando que su valor sea superior a 0,95. El incremento de presión se realiza de forma simultánea en la presión célula y la intersticial o de cola, manteniendo siempre una diferencia entre ambas de 15-20 kPa y conservando el valor de la presión de célula por debajo del definitivo en el ensayo. Cada escalón tiene una duración mínima de 15 minutos.

Una vez alcanzada la presión de cola necesaria, se mide el coeficiente B de Skempton. Este debe ser igual o mayor de 0,95 para considerar que la probeta se encuentra lo suficientemente saturada para poder proseguir con el ensayo. Si el coeficiente es inferior a 0,95, se repite el proceso de saturación, disminuyendo el incremento de presión de cada escalón y aumentando su duración.

#### **3.7.1.4. Fase de consolidación**

Una vez que la probeta está saturada, puede procederse a su consolidación. Para ello se aumenta la presión de célula hasta el valor correspondiente al ensayo. En la presente investigación se han ensayado 3 probetas por cada una de las mezclas estudiadas, con presiones efectivas de célula o confinamiento de 50, 150 y 300 kPa.

De forma análoga a lo que sucedía en el ensayo de corte directo, la deformación axial de los residuos durante el proceso de consolidación no se estabiliza, por lo que es necesario establecer un criterio temporal, tras el cual se considera que la fase de consolidación ha concluido y puede iniciarse la fase de rotura. El criterio establecido ha sido de 24 horas para las probetas consolidadas a 50 kPa, 48 horas para las consolidadas a 150 kPa y 72 horas para las probetas con presión efectiva de célula de 300 kPa.

#### **3.7.1.5. Fase de rotura**

Una vez finalizada la fase de consolidación, se procede a la aplicación del esfuerzo desviador (fase de rotura). Antes de ello es necesario obtener la velocidad de aplicación de este.

De forma análoga a lo que ocurre en los ensayos de corte directo, la deformabilidad observada durante la fase de consolidación no se corresponde con la esperada para un material con la permeabilidad de los residuos, por lo que no se ha

considerado la utilización de ninguno de los métodos proporcionados por la norma, al estar estos diseñados para la consolidación de materiales arcillosos.

Para la determinación de la velocidad de aplicación del desviador se han realizado una serie de pruebas sobre probetas de rechazo de afino, el material menos permeable de los que se van a ensayar. Estas pruebas han consistido en la realización de ensayos triaxiales CD con velocidad constante comprobando si durante los mismos se producían sobre-presiones intersticiales. Esta comprobación requiere del cierre de la válvula de drenaje y de la interrupción de la aplicación del desviador, lo que influye en los resultados obtenidos, por lo que no se han utilizado para la caracterización del material.

De las pruebas anteriores, se obtuvo que la velocidad adecuada para el ensayo de probetas de rechazo de afino es de 0,1 mm/minuto. Con el fin de homogeneizar el procedimiento de ensayo y evitar la posible influencia de la velocidad de aplicación de la carga en los resultados obtenidos, se ha utilizado esta velocidad para todos los ensayos, con independencia de la mezcla estudiada.

Con respecto a la máxima deformación alcanzada durante el ensayo, si bien la norma considera que el ensayo debe terminarse cuando pueda asegurarse que se ha producido la rotura o, en el caso de deformaciones plásticas, cuando se alcance el 20% de la deformación, es habitual en el estudio de residuos llegar a mayores deformaciones. Teniendo en cuenta que para deformaciones muy grandes la forma de la probeta dista mucho de ser cilíndrica, como asume la norma, en la presente investigación se ha establecido una deformación máxima en los casos de deformación plástica del 30%.

Como es habitual en ensayos drenados, durante el proceso de rotura se registra la variación temporal de la fuerza vertical, el cambio de volumen y la deformación vertical. Adicionalmente, se mide la variación de la presión intersticial para comprobar que la velocidad del ensayo es correcta y que se esté ejecutando con drenaje. Para ello es necesario cerrar la llave de drenaje y observar la variación. Salvo en los ensayos realizados para la obtención de la velocidad adecuada, esta comprobación solo se realiza en el momento de finalización del ensayo. En ninguno de los casos ensayados se ha registrado variación de la presión intersticial.

### 3.7.2. Metodología de análisis

Al contrario de lo que sucedía en los ensayos de corte directo, en los ensayos de compresión triaxial no se ha obtenido, a excepción de los ensayos realizados a las escorias, una tensión máxima durante el ensayo que permita deducir directamente los valores de las tensiones en rotura. Como se ha dicho en el capítulo 1, esto es habitual en el estudio de la resistencia de R.S.U. y, en la mayoría de los casos, los autores obtienen valores de los parámetros resistentes movilizados para una deformación que consideran compatible con el resto de elementos del vertedero.

La determinación de un valor adecuado de esta deformación es compleja, y depende de las características de cada instalación e incluso puede variar para diferentes áreas de un mismo vertedero. Debido a esto, en la presente investigación se han obtenido los parámetros resistentes movilizados a distintas deformaciones: 5, 10, 15, 20 y 25%.

Para la obtención de los parámetros se han representado las trayectorias de tensiones en el plano de Lambe durante el ensayo para las diferentes probetas y se ha ajustado una recta a los puntos correspondientes a las deformaciones indicadas en cada una de las probetas (Figura 3.37). Dado que cada ensayo triaxial consta únicamente de tres probetas, solo se ha considerado el ajuste lineal de sus resultados, y por lo tanto la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb.

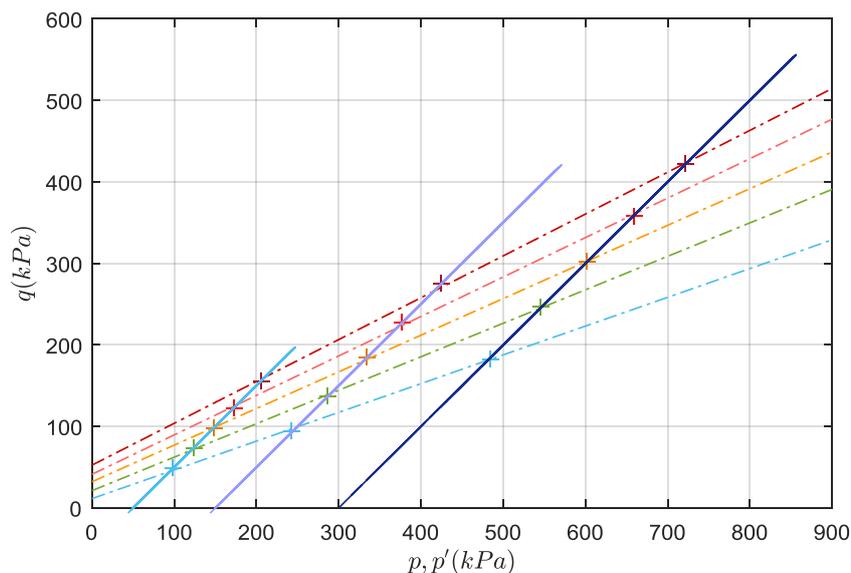


Figura 3.37.- Ejemplo de obtención de los parámetros resistentes en un ensayo triaxial

También se han obtenido los parámetros deformacionales del material: Módulo elástico secante para las deformaciones en las que se han obtenido parámetros resistentes ( $E_5, E_{10}, E_{15}, E_{20}, E_{25}$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) y ángulo de dilatancia ( $\psi$ ).

En la Figura 3.38 y la Figura 3.39 se muestra el comportamiento teórico según el criterio de plastificación de Mohr-Coulomb de una probeta sometida a un ensayo de compresión triaxial. Cabe indicar que en los ensayos triaxiales sobre residuos, el comportamiento del material dista mucho del teórico, observándose un comportamiento elasto-plástico prácticamente desde el principio del ensayo.

Por ello, no es posible la obtención de un valor del módulo de elasticidad ajustando una recta al tramo inicial de la curva desviador – deformación axial y obteniendo su pendiente, por lo que se han obtenido los módulos secantes anteriormente indicados. La determinación del coeficiente de Poisson presenta los mismos problemas que el módulo de elasticidad, por lo que también se ha obtenido ajustando el tramo inicial de la curva, en este caso la de deformación volumétrica – deformación axial. Para utilizar la expresión convencional del coeficiente de Poisson ( $\Delta\epsilon_v = (1 - 2\nu)\Delta\epsilon_a$ ) con los datos obtenidos en los ensayos, hay que tener en cuenta que el convenio de signos en geotecnia es distinto que en otras ramas de la ingeniería de materiales, ya que se consideran las compresiones positivas y, por lo tanto, los acortamientos positivos. Pero el cambio volumétrico se sigue considerando con su signo

lógico, es decir positivo el hinchamiento. Esto hace que sea necesario cambiar de signo la expresión (Figura 3.39).

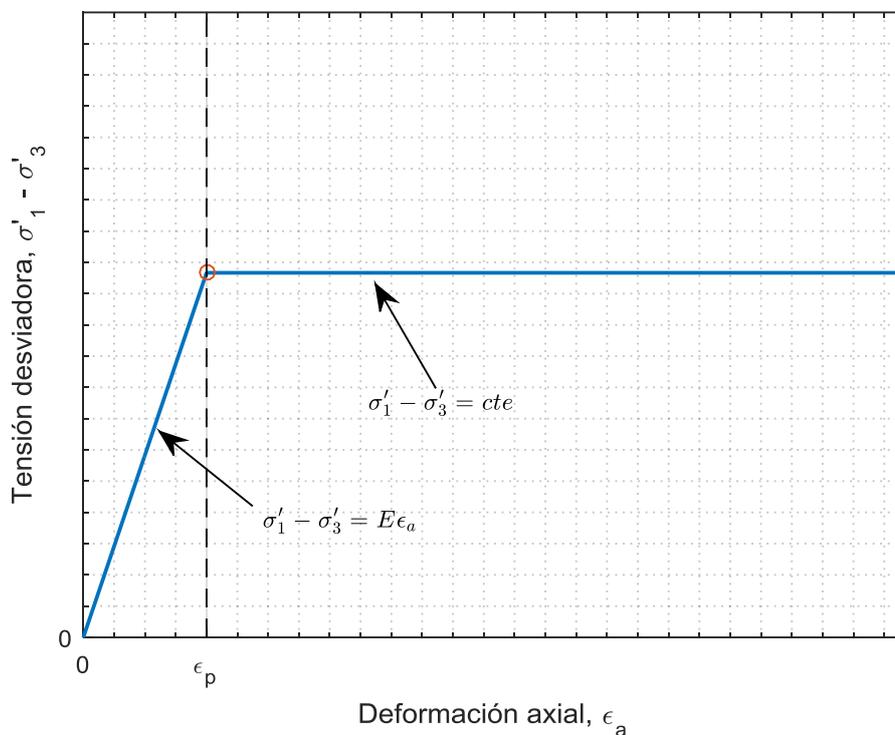


Figura 3.38.- Curva desviador – deformación axial teórica en ensayos triaxiales

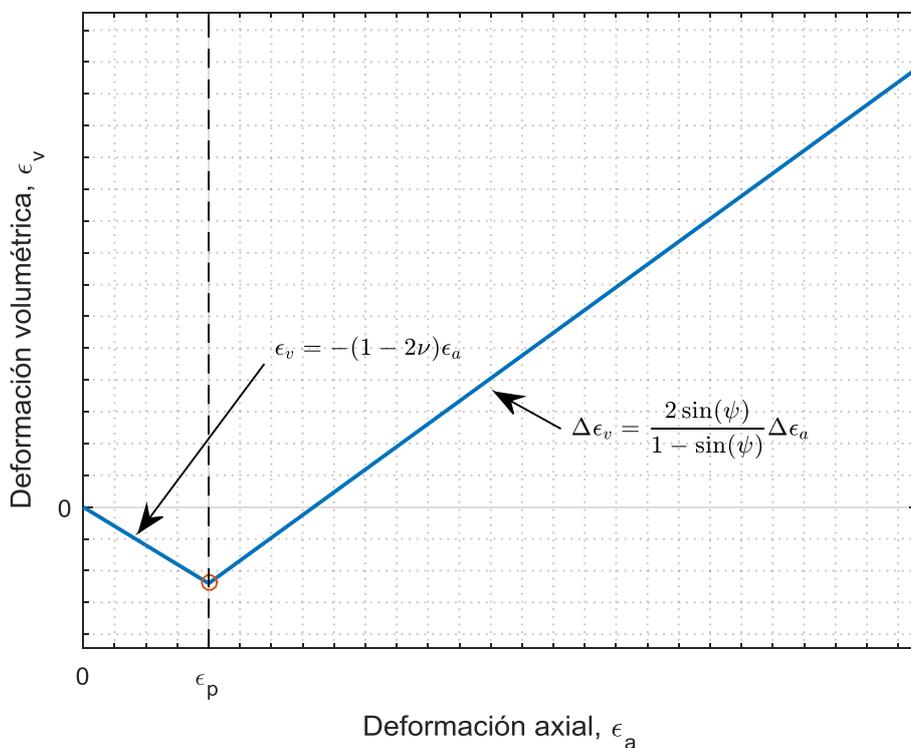


Figura 3.39.- Curva deformación volumétrica – deformación axial teórica en ensayos triaxiales

La plastificación en el ensayo triaxial se produce en una de las aristas de la superficie de plastificación adoptada por el criterio de Mohr-Coulomb generalizado a tres dimensiones ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ). Lo que hace que la determinación del vector normal a la superficie en el momento de la rotura no sea posible, ya que esta puede ser cualquiera comprendida entre las normales a los dos planos que se cortan en la arista. Cimentada (2009) propone la utilización del vector intermedio entre los posibles para obtener la dilatancia. En estas condiciones, define la dilatancia en función de las deformaciones axial y volumétrica usando la ecuación 3.1.

$$\text{sen}(\psi) = - \frac{\Delta\epsilon_v^p}{2\Delta\epsilon_a^p - \Delta\epsilon_v^p} \quad (3.1)$$

De forma análoga a lo que sucedía con la expresión del coeficiente de Poisson, la expresión 3.2 no tiene en cuenta en convenio de signos habitual en ingeniería geotécnica, por lo hay que cambiar el signo de la deformación axial. En la ecuación 3.2 se muestra la expresión con el convenio de signo utilizado en esta tesis:

$$\text{sen}(\psi) = \frac{\Delta\epsilon_v^p}{2\Delta\epsilon_a^p + \Delta\epsilon_v^p} \quad (3.2)$$

Si, a partir de la expresión 3.2 se despeja la deformación volumétrica en función de la deformación axial, se obtiene la ecuación 3.3. Esta expresión permite la obtención de la dilatancia en función de la pendiente del tramo final de la curva  $\epsilon_v - \epsilon_a$ .

$$\Delta\epsilon_v^p = \frac{2\text{sen}(\psi)}{1-\text{sen}(\psi)} \Delta\epsilon_a^p \quad (3.3)$$

Utilizando la expresión anterior, se ha obtenido la dilatancia de cada una de las probetas ensayadas a partir de la pendiente de la recta con mejor ajuste al tramo final de la curva  $\epsilon_v - \epsilon_a$ .

### 3.8. Resultados

En este apartado se muestran los resultados obtenidos en la campaña de ensayos de laboratorio.

#### 3.8.1. Ensayos de corte directo

Se han realizado un total de 6 ensayos de corte directo, uno para cada una de las mezclas estudiadas. En cada ensayo se han realizado 5 probetas con diferentes

tensiones verticales (15, 30, 50, 150 y 300 kPa), por lo que el número de probetas de corte directo ensayadas es 30. Además de estas probetas, se han realizado ensayos adicionales para establecer las metodologías y diseñar las modificaciones necesarias de la caja de corte para la realización de ensayos sobre residuos.

Se presenta un resumen de los resultados junto con diversas deducciones respecto al comportamiento observado. Para los materiales sin mezclar se muestra la información de forma más exhaustiva, mientras que para las mezclas se realiza un análisis comparativo de su comportamiento. Los informes de ensayo de todos los cortes realizados se encuentran en el anexo XI.

### 3.8.1.1. Rechazo de afino (M-R100E0)

En la Figura 3.40 y la Figura 3.41 se muestran las curvas de rotura de las diferentes probetas de rechazo de afino ensayadas.

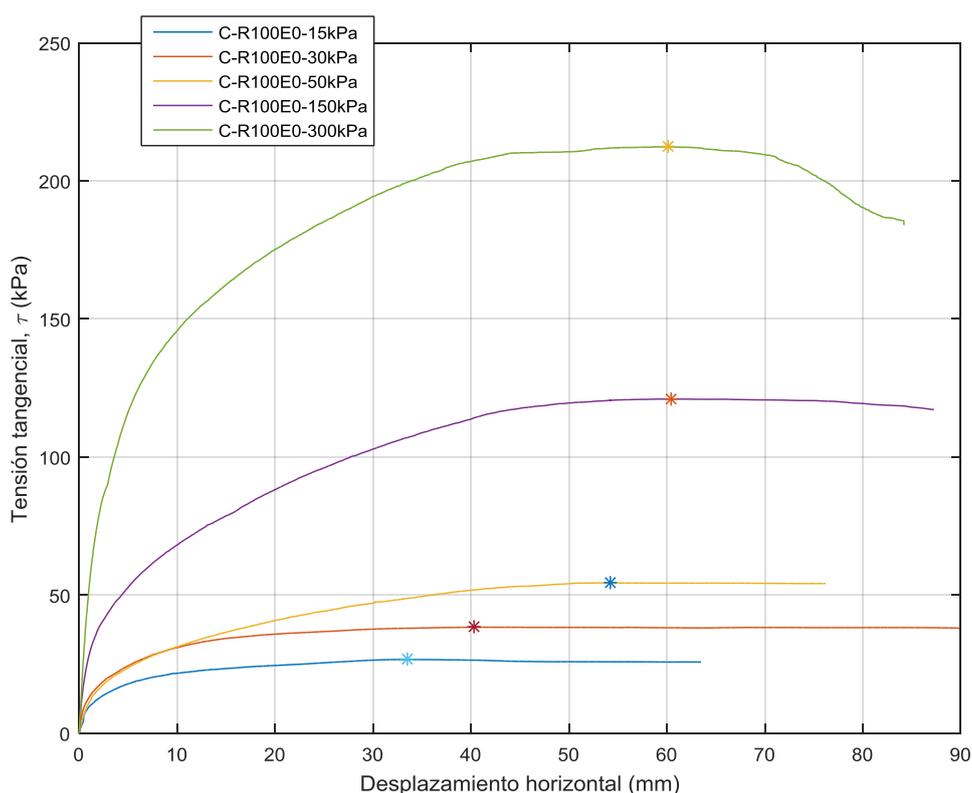


Figura 3.40.- Curva tensión tangencial – desplazamiento horizontal de la muestra M-R100E0

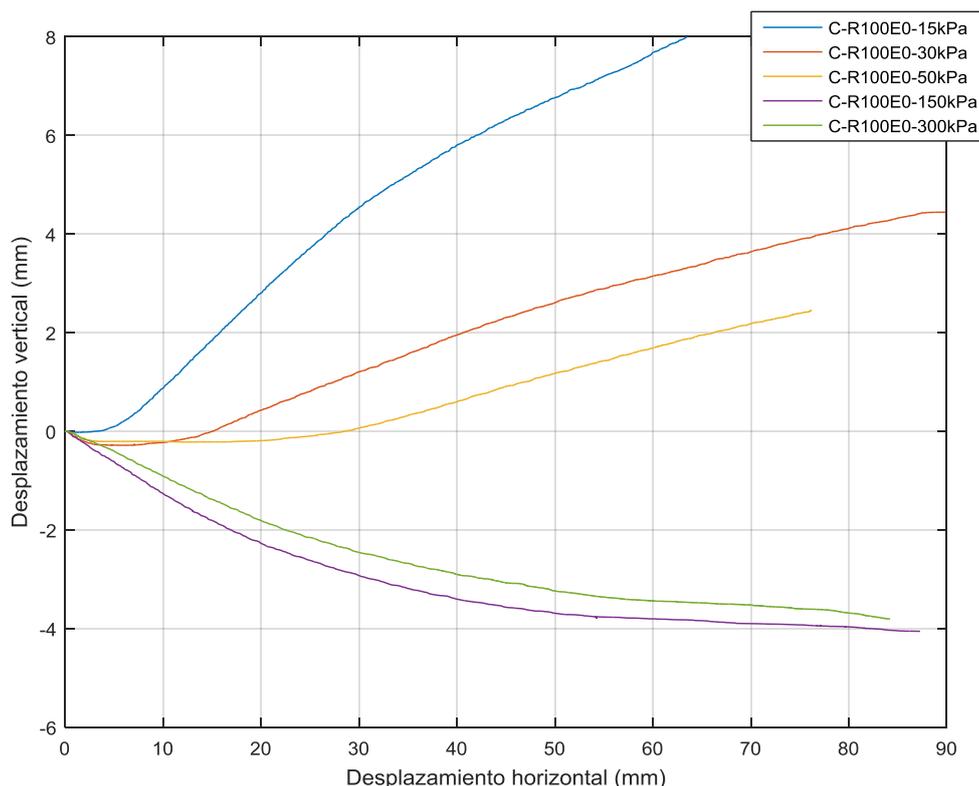


Figura 3.41.- Curva desplazamiento vertical – desplazamiento horizontal de la muestra M-R100E0

Como puede verse en la Figura 3.40, en todas las probetas ensayadas se ha alcanzado un valor máximo de la tensión tangencial para las deformaciones impuestas durante el ensayo, señalado en la gráfica con un asterisco. En la mayoría de los casos, este valor máximo prácticamente se mantiene hasta el final del ensayo. En la probeta ensayada con tensión vertical de 300 kPa se aprecia una disminución de la tensión tangencial después de alcanzar el máximo, lo que indicaría este punto se corresponde con un valor de pico. Sin embargo, esta disminución se produce para valores muy altos del desplazamiento (> 70mm) lo que se corresponde aproximadamente con el 23% de la longitud de la caja de corte y no se llega a una estabilización clara. Por ello, y en base al comportamiento generalizado de dichas muestras no se ha considerado la posibilidad de rotura de pico y crítica. Los desplazamientos necesarios para alcanzar la rotura se incrementan con el valor de la tensión vertical de ensayo.

Por otro lado, en la Figura 3.41 se observa que el comportamiento de las probetas con menor valor de la tensión normal (15, 30 y 50 kPa) es dilatante. Hay que recordar que la tensión de compactación estática es del orden de 30-50 kPa, por lo que

las dos primeras y, en ocasiones, la tercera están sobreconsolidadas. Las probetas sometidas a tensiones mayores muestran un cambio volumétrico negativo.

Una vez obtenidos los puntos de rotura de cada una de las probetas, se pueden representar en el plano de Mohr ( $\tau - \sigma$ ) y determinar los valores de los parámetros del criterio de rotura considerado. En la Figura 3.42 se muestran estos puntos en el diagrama de Mohr.

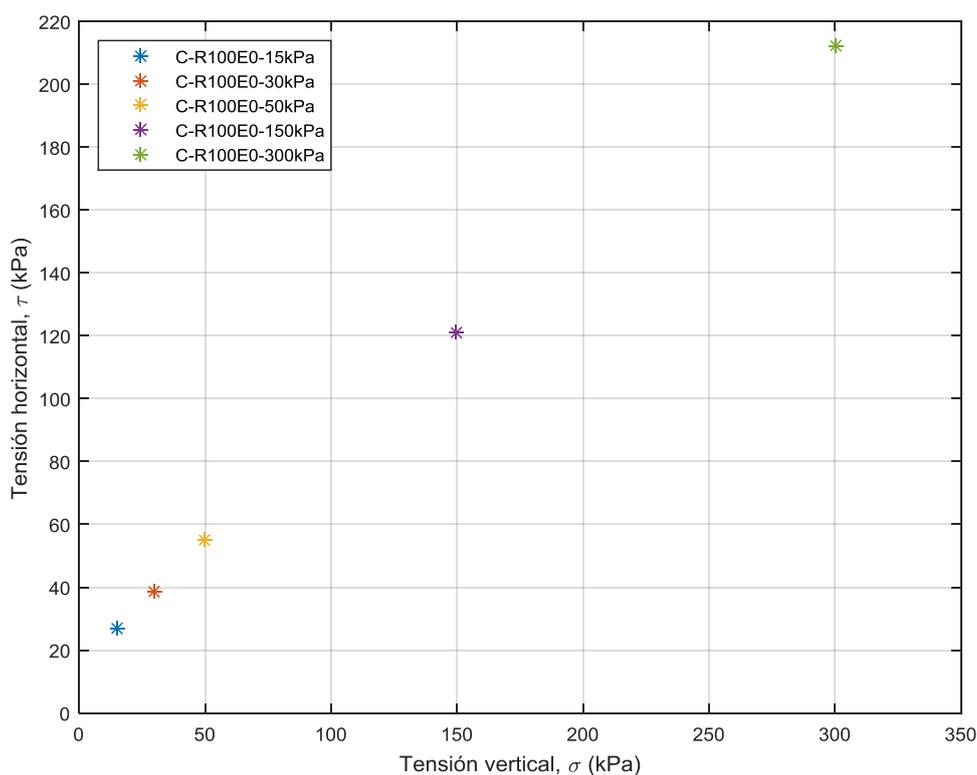


Figura 3.42.- Puntos de rotura de la muestra M-R100E0 representados en el plano de Mohr

### Ajuste de Mohr-Coulomb

Como primer criterio de rotura se ha elegido el criterio de Mohr-Coulomb. Para lo que se han ajustado los puntos a una recta y obtenido el valor de los parámetros correspondientes ( $c$ ,  $\phi$ ) a partir de esta. En la Figura 3.43 se muestra el ajuste realizado. Los valores de los parámetros obtenidos, así como el indicador de la bondad del ajuste se recogen en la Tabla 3.11.

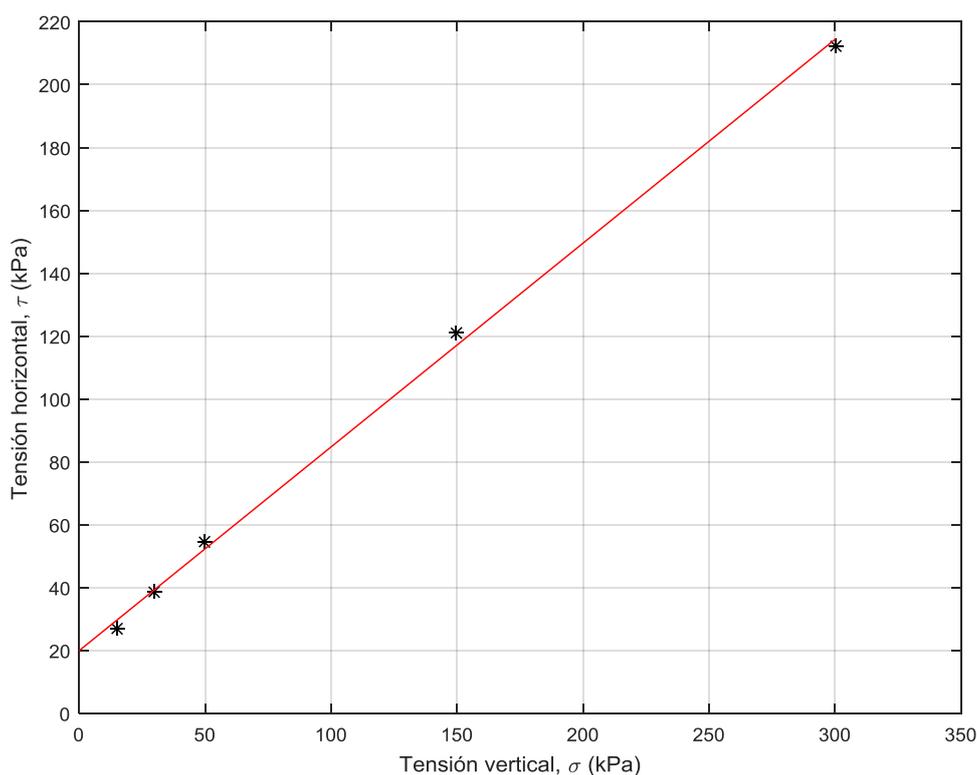


Figura 3.43.- Ajuste de Mohr-Coulomb para la mezcla M-R100E0

### Ajuste potencial

De forma análoga a lo observado en los ensayos de campo analizados en el capítulo anterior, se observa que los puntos, si bien se ajustan de forma razonable a una recta, muestran una tendencia a disminuir el ratio de crecimiento de la tensión tangencial para valores mayores de la tensión normal. Con el fin de tener en cuenta la no linealidad de la curva de rotura, se han ajustado los puntos a una ley potencial sencilla que pasa por el origen usando la expresión  $\tau = A\sigma_n'^b$ . Las ventajas e inconvenientes de la utilización de esta ley ya se han comentado en el apartado correspondiente a este ajuste del capítulo anterior (apartado 2.6.2).

En la Figura 3.44 se muestra el ajuste potencial a los valores obtenidos para la muestra de rechazo de afino (M-R100E0), los valores de los coeficientes resultantes se presentan en la Tabla 3.11.

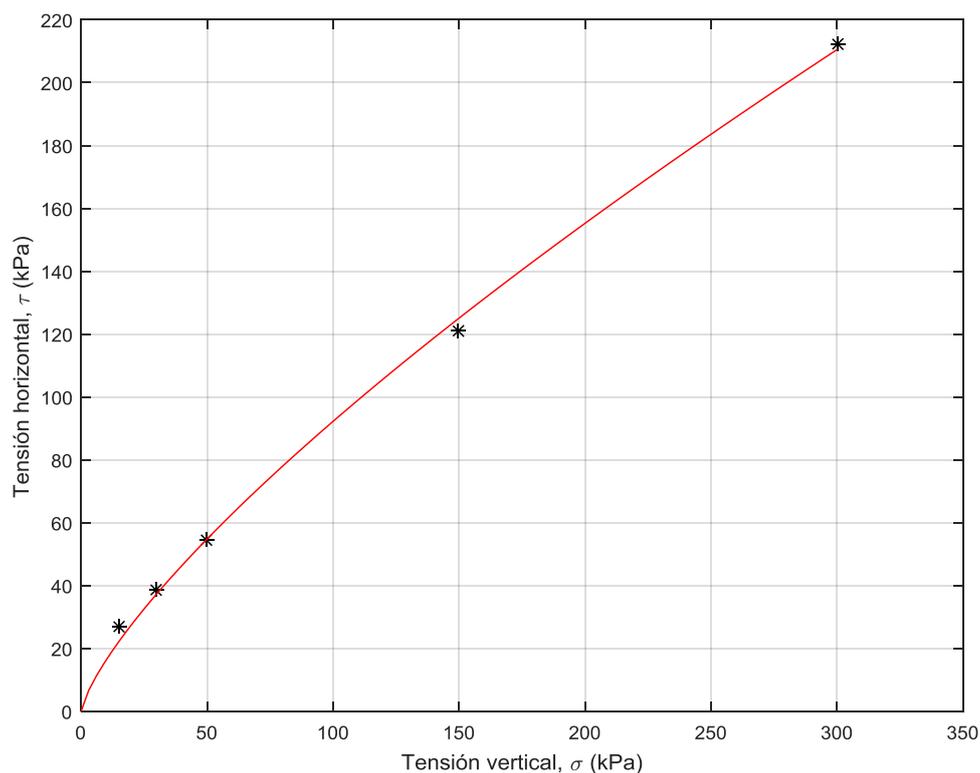


Figura 3.44.- Ajuste potencial para la muestra M-R100E0

### Ajuste usando el criterio de Mohr-Coulomb con $\phi$ variable

En el capítulo 2 se muestran diversas expresiones para realizar el ajuste no lineal utilizando modificaciones del criterio de Mohr-Coulomb. De entre ellos, en esta investigación se ha usado el propuesto por Zekkos et al. (2010) que utiliza la formulación del criterio de Mohr-Coulomb ( $\tau = c + \sigma' \cdot \tan(\phi)$ ) considerando el ángulo de rozamiento variable en función de la tensión normal (ver ecuación 2.13). En la Figura 3.45 se muestra el ajuste para la muestra M-R100E0 y en la Tabla 3.11 los valores de los parámetros obtenidos.

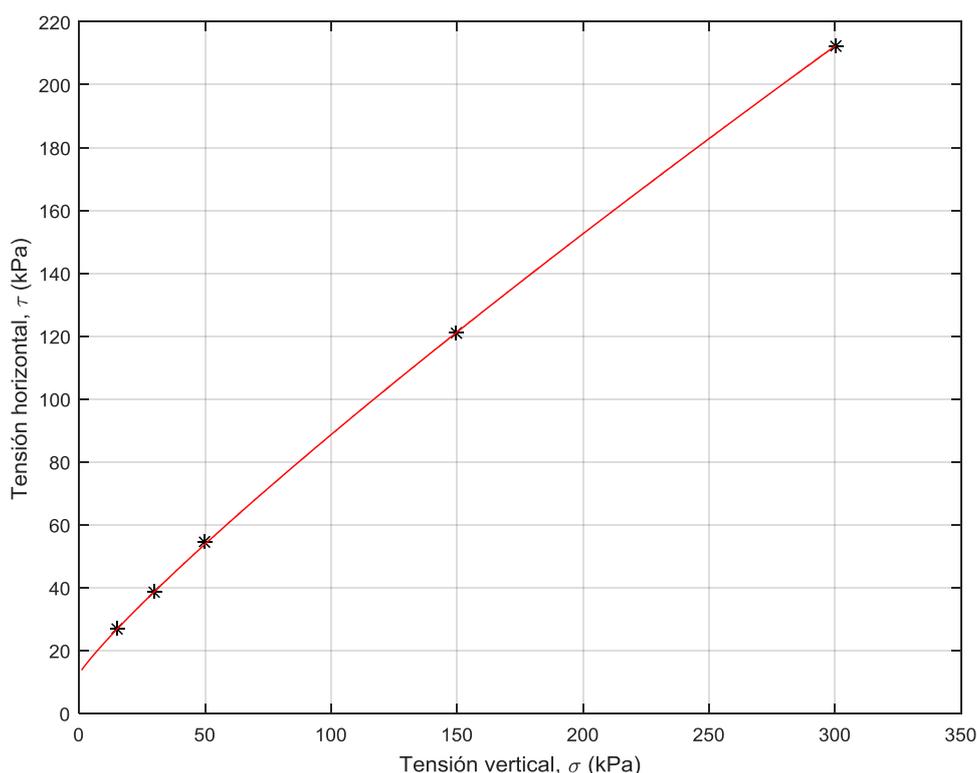


Figura 3.45.- Ajuste con  $\phi$  variable para la mezcla M-R100E0

A continuación se presentan los valores de los parámetros obtenidos en los tres ajustes realizados, así como el estimador de la bondad de ajuste  $R^2$  de cada uno de ellos.

Tipo de ajuste	Parámetros	$R^2$
<b>Mohr-Coulomb</b>	$c = 19,92 \text{ kPa}$ $\phi = 32,95^\circ$	0,99861
<b>Potencial</b>	$\tau = 2,9\sigma_n'^{0,7511}$	0,99826
<b><math>\phi</math> variable (logarítmico)</b>	$c = 12,42 \text{ kPa}$ $\phi = 37,27^\circ - 3,31^\circ \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n'}{p_a}\right)$	0,99997

Tabla 3.11.- Ajustes obtenidos para la muestra M-R100E0

A partir de las curvas de desplazamientos verticales, representadas en la Figura 3.41, se ha obtenido el valor de la dilatancia ( $\psi$ ) de cada una de las probetas. En la Tabla 3.12 se muestran dichos valores.

Tensión vertical (kPa)				
15	30	50	150	300
10,76°	4,33°	3,13°	-0,48°	-0,58°

Tabla 3.12.- Dilatación de la muestra M-R100E0

**3.8.1.2. Escorias de incineradora (M-R0E100)**

Las escorias de incineradora muestran un comportamiento que difiere notablemente del observado en el rechazo de afino. Si bien también se obtiene un valor máximo de la tensión tangencial durante el ensayo, este se corresponde con una resistencia de pico. Una vez obtenido este valor máximo, la tensión tangencial disminuye hasta estabilizarse en un valor menor (resistencia crítica) en las probetas sometidas a tensiones verticales bajas, y con tendencia a ello en las probetas consolidadas a tensiones más altas. A medida que el valor de la tensión vertical del ensayo es mayor, los desplazamientos necesarios para alcanzar la tensión de pico y residual aumentan. Se ha realizado un análisis igual al realizado para el rechazo de afino para estas dos situaciones. En la Figura 3.46 se muestran las curvas de rotura, indicando los puntos de rotura de pico (o) y crítica (\*).

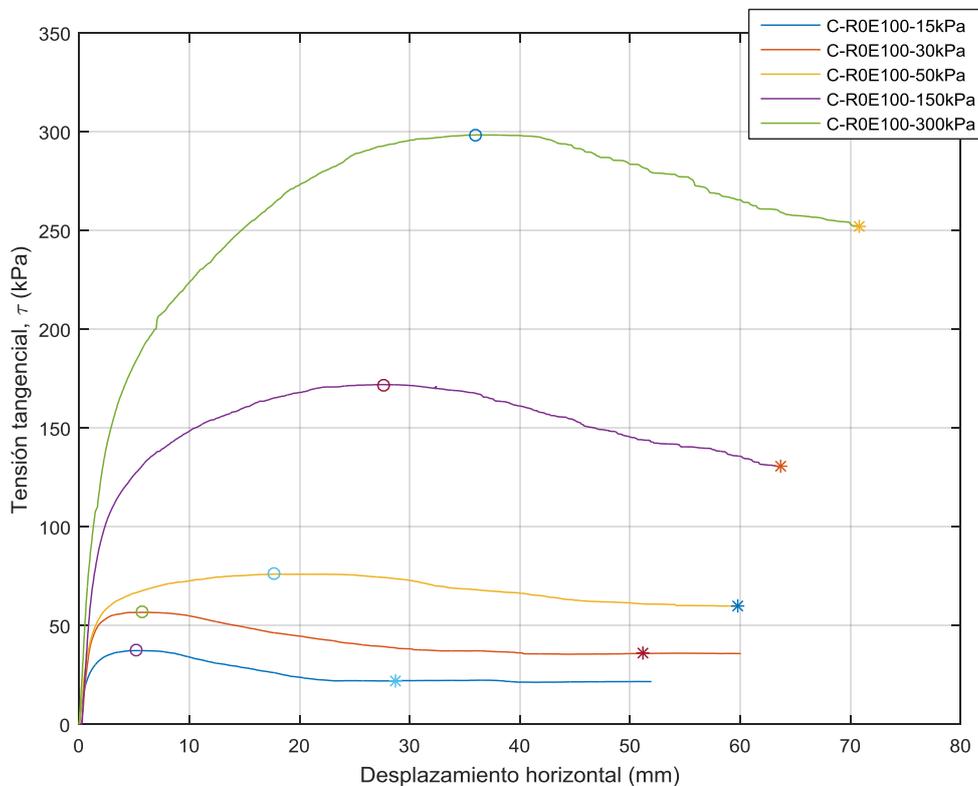


Figura 3.46.- Curva tensión tangencial – desplazamiento horizontal de la muestra M-R0E100, indicando la rotura de pico (o) y crítica (\*)

### Ajustes para la resistencia de pico

En la Figura 3.47 se muestran los ajustes para la resistencia de pico de la escoria de incineradora y en la Tabla 3.13 los valores de los parámetros obtenidos.

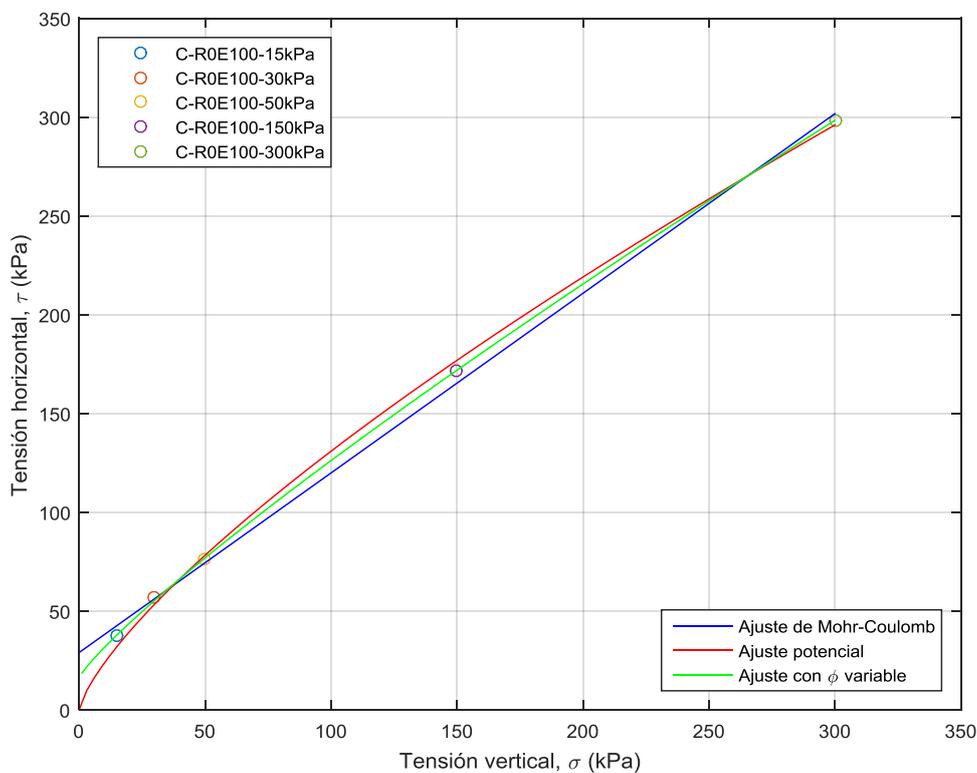


Figura 3.47.- Ajustes para la mezcla M-R0E100 (rotura de pico)

Tipo de ajuste	Parámetros	R <sup>2</sup>
<b>Mohr-Coulomb</b>	$c = 29,01 \text{ kPa}$ $\phi = 42,28^\circ$	0,99817
<b>Potencial</b>	$\tau = 4,28\sigma_n'^{0,7427}$	0,99845
<b>φ variable (logarítmico)</b>	$c = 16,02 \text{ kPa}$ $\phi = 47,72^\circ - 4,1^\circ \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n'}{p_a}\right)$	0,99994

Tabla 3.13.- Ajustes obtenidos para la muestra M-R0E100 (rotura de pico)

### Ajustes para la resistencia crítica

En la Figura 3.48 se muestran los ajustes para la resistencia crítica de la escoria de incineradora y en la Tabla 3.14 los valores de los parámetros obtenidos.

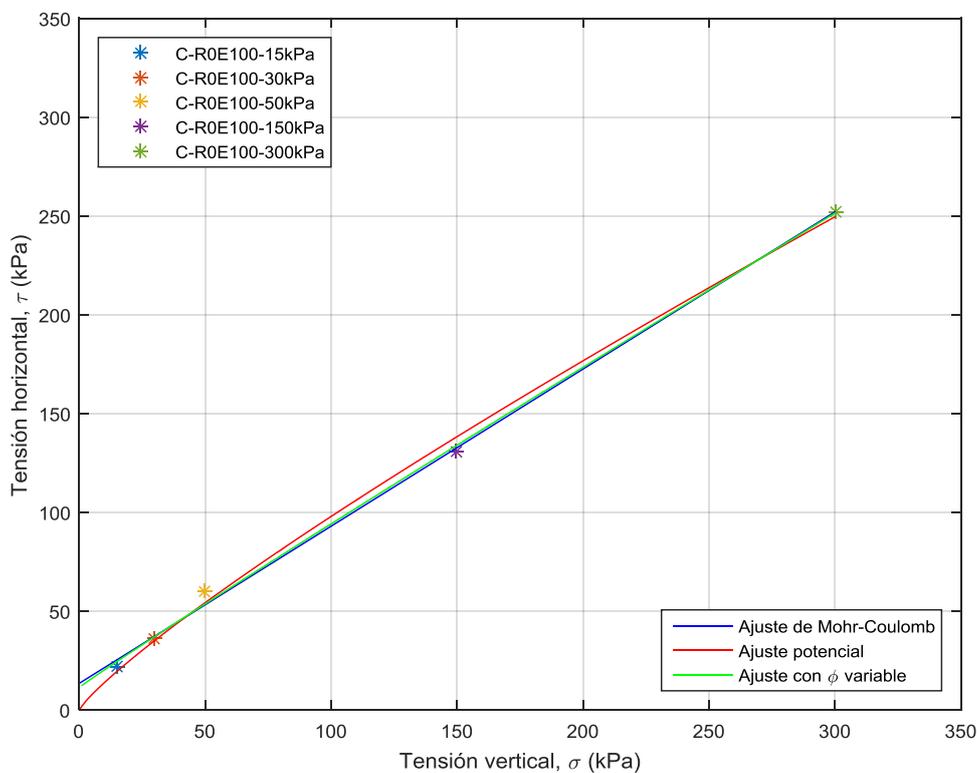


Figura 3.48.- Ajustes para la mezcla M-R0E100 (rotura crítica)

Tipo de ajuste	Parámetros	R <sup>2</sup>
<b>Mohr-Coulomb</b>	$c = 13,39 \text{ kPa}$ $\phi = 38,5^\circ$	0.99827
<b>Potencial</b>	$\tau = 1,94\sigma_n'^{0,8519}$	0.997
<b>φ variable (logarítmico)</b>	$c = 11,3 \text{ kPa}$ $\phi = 39,61^\circ - 0,86^\circ \cdot \ln\left(\frac{\sigma_n'}{p_a}\right)$	0.99835

Tabla 3.14.- Ajustes obtenidos para la muestra M-R0E100 (rotura crítica)

### Obtención de la dilatancia

Observando la curva desplazamiento vertical – desplazamiento horizontal (Figura 3.49), todas las muestras presentan comportamiento dilatante, sobre todo las ensayadas a tensiones verticales bajas, lo que es acorde con las características granulométricas. Se ha obtenido la dilatancia de las probetas ensayadas a partir de dicha curva. Los valores del ángulo de dilatancia obtenidos se muestran en la Tabla 3.15.

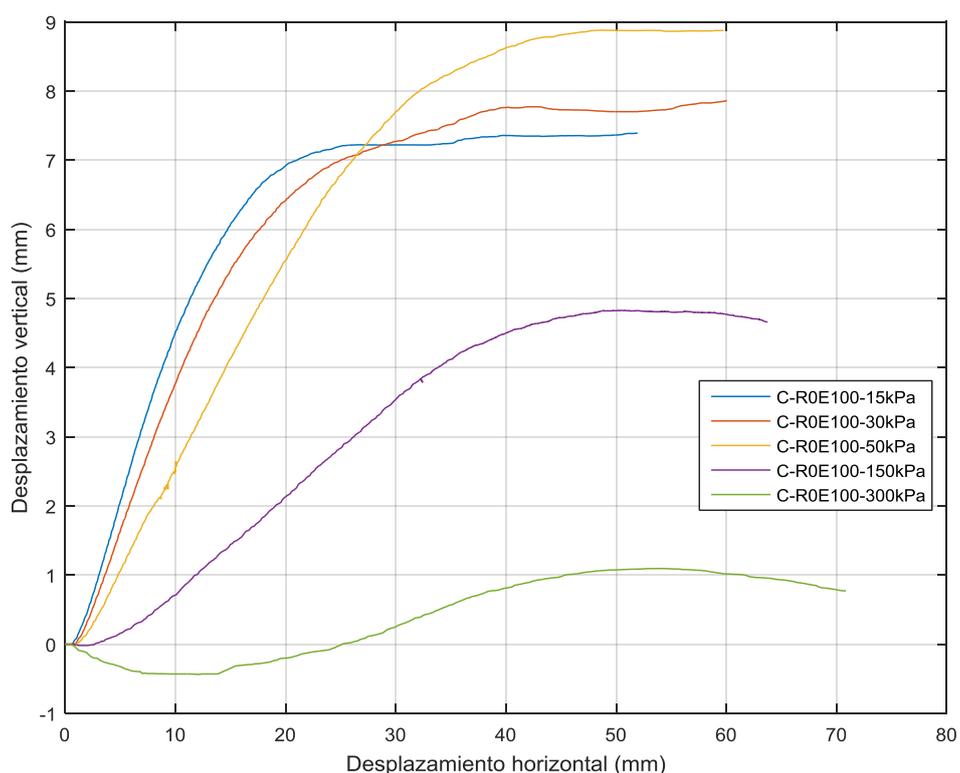


Figura 3.49.- Curva desplazamiento vertical – desplazamiento horizontal de la muestra M-R0E100

Tensión vertical (kPa)				
15	30	50	150	300
24,48°	22,76°	16,73°	7,99°	3,41°

Tabla 3.15.- Dilatancia de la muestra M-R0E100

### 3.8.1.3. Mezclas

El comportamiento de las mezclas estudiadas es similar al mostrado por la muestra de rechazo de afino. Las probetas no presentan, en general resistencia de pico a excepción de las ensayadas con tensiones verticales altas (150 y 300 kPa) en las que

se obtiene un valor máximo de la tensión tangencial y posteriormente, para grandes desplazamientos, este valor disminuye. Al igual que en el caso de la muestra de rechazo de afino, este valor no tiende a estabilizarse, por lo que no se ha considerado la obtención de resistencia de pico y crítica.

Si bien el comportamiento es similar, se ha observado que el desplazamiento necesario para producir la rotura disminuye con el aumento del porcentaje de escorias en la mezcla. Desde los 65 mm de media para las probetas con un 20% de escorias hasta valores del entorno de los 50 mm para las muestras con contenidos de escorias del 80%.

En cuanto al comportamiento dilatante, todas las muestras ensayadas muestran la misma tendencia que la muestra de rechazo de afino, esto es, dilatante para las probetas ensayadas con tensión vertical igual o inferior a 50 kPa y contractante para el resto.

En el Anexo XI se recogen los informes completos de todos los ensayos de corte realizados.

#### 3.8.1.4. Comparación de resultados

En la Tabla 3.16 se presentan los valores de los parámetros resistentes obtenidos utilizando los diferentes criterios para las diferentes muestras estudiadas.

Ajuste		Mezcla						ROE100 (pico)	ROE100 (crítico)
		R100E0	R80E20	R60E40	R40E60	R20E80			
<b>Mohr - Coulomb</b>	c (kPa)	19,92	22,04	21,08	16,93	20,33	29,01	13,39	
	$\phi$ (°)	32,95	29,43	33,04	36,56	36,19	42,28	38,5	
<b>Potencial</b>	A	2,9	3,47	3,16	2,45	3,06	4,28	1,94	
	b	0,7511	0,7	0,74	0,8	0,76	0,74	0,85	
<b><math>\phi</math> variable</b>	$\phi_0$ (°)	37,27	36,26	39,05	40,57	43,69	47,72	39,61	
	$\Delta\phi$ (°)	3,31	5,19	4,57	3,08	5,6	4,1	0,86	
	c (kPa)	12,43	10,59	10,22	9,3	4,89	16,02	11,3	

Tabla 3.16.- Valores de los parámetros resistentes de las diferentes muestras

En la Figura 3.50 y la Figura 3.51 se ha representado la evolución de la cohesión y del ángulo de rozamiento críticos obtenidos usando el ajuste lineal de Mohr-Coulomb. Si bien el valor de la cohesión es muy sensible a pequeños cambios en los niveles de tensión en rotura registrados, se observa una tendencia a su disminución con la cantidad

de escorias de incineradora presentes en la mezcla. Por otro lado, en el caso del ángulo de rozamiento se observa la tendencia contraria, es decir, su valor aumenta con el contenido de escorias.

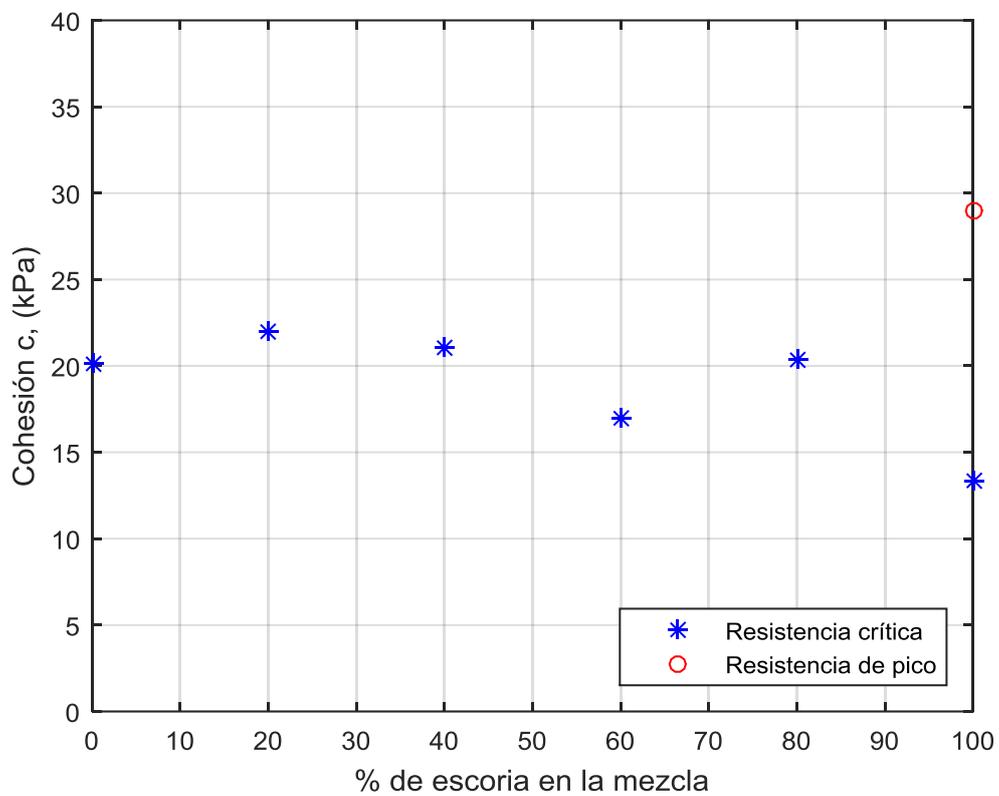


Figura 3.50.- Evolución de la cohesión con el porcentaje de escoria (Mohr-Coulomb)

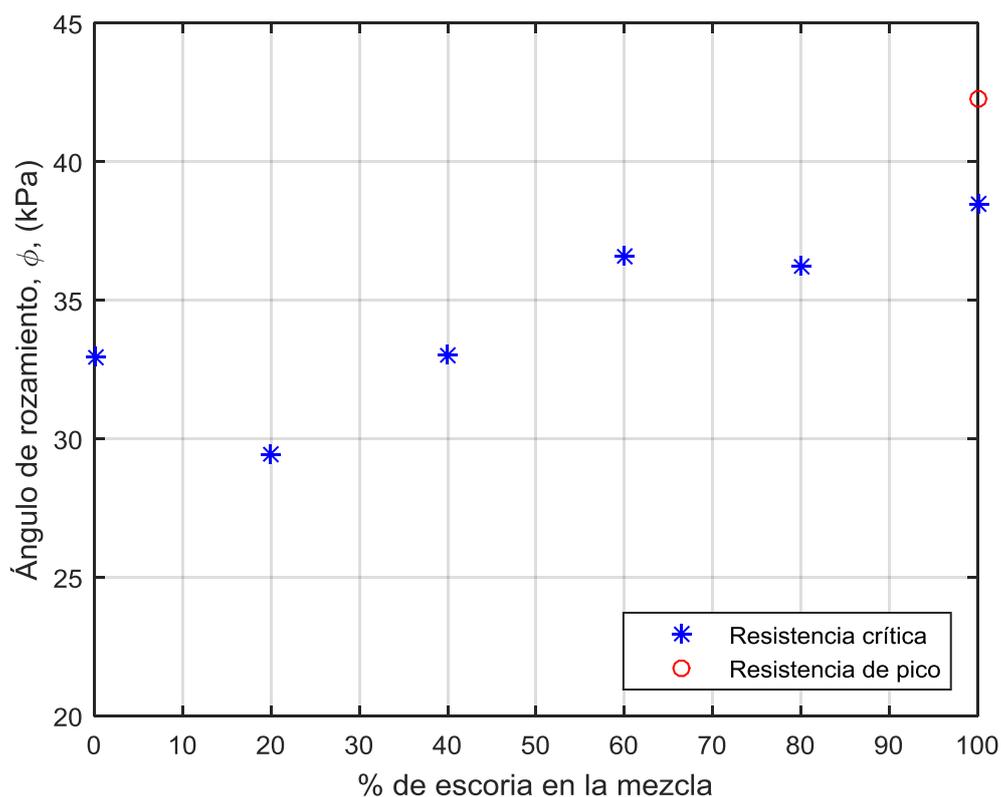


Figura 3.51.- Evolución de  $\phi$  con el porcentaje de escoria (Mohr-Coulomb)

En la Figura 3.52 se han representado la propuesta de parámetros de diseño de Cañizal et al. (2011) para vertederos de R.S.U. convencionales, superponiendo los valores de los parámetros obtenidos en la campaña de ensayos de laboratorio sobre residuos sometidos a tratamiento M.B.T.

Las mezclas con mayor contenido de rechazo de afino (M-R100E0, M-R80E20, M-R60E40) se encuentran dentro la propuesta, si bien dos de ellas se encuentran en el límite superior de la resistencia marcada. Las mezclas cuyo componente mayoritario es la escoria de incineradora (M-R40E20, M-R20E80 y M-R0E100) se encuentran fuera de la zona delimitada por la propuesta, con ángulos de rozamiento mayores que los propuestos.

En general, es deducible que la resistencia de estos residuos es mayor que la de los residuos convencionales.

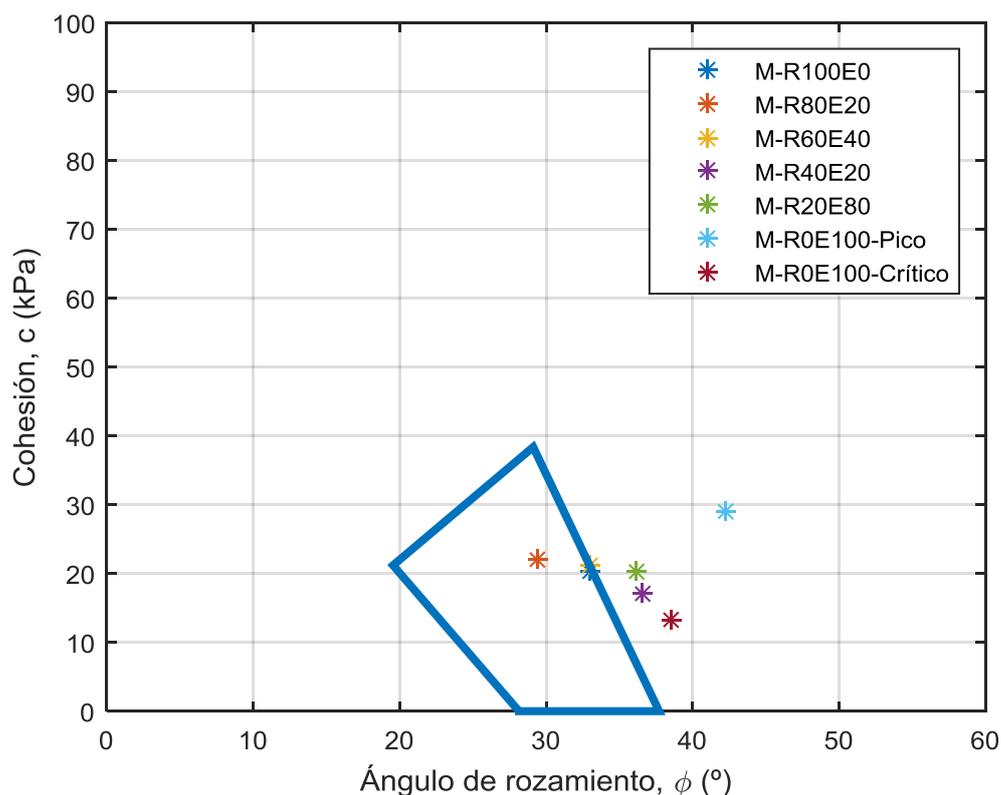


Figura 3.52.-Comparación de los valores obtenidos con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011)

### 3.8.2. Ensayos triaxiales CD

Se han realizado un total de 7 ensayos de compresión triaxial consolidados drenados, uno para cada una de las muestras estudiadas, excepto para la muestra de escoria de la que se han realizado dos. En cada ensayo se han realizado 3 probetas con diferentes tensiones verticales (50, 150 y 300 kPa), por lo que el número de probetas triaxiales ensayadas es 31. Además de estas probetas, se han realizado ensayos adicionales para establecer las metodologías y diseñar las modificaciones necesarias de los equipos para la realización de ensayos sobre residuos.

En este apartado se muestran los resultados obtenidos en la campaña experimental. Igual que en el caso de los ensayos de corte directo, se describe de forma más exhaustiva la caracterización de las muestras correspondientes a los materiales sin mezclar (M-R100E0 y M-R0E100).

### 3.8.2.1. Rechazo de afino (M-R100E0)

En la Figura 3.53 se muestra la variación de la tensión desviadora frente a la deformación axial de las tres probetas ensayadas de rechazo de afino sin mezclar (M-R100E0).

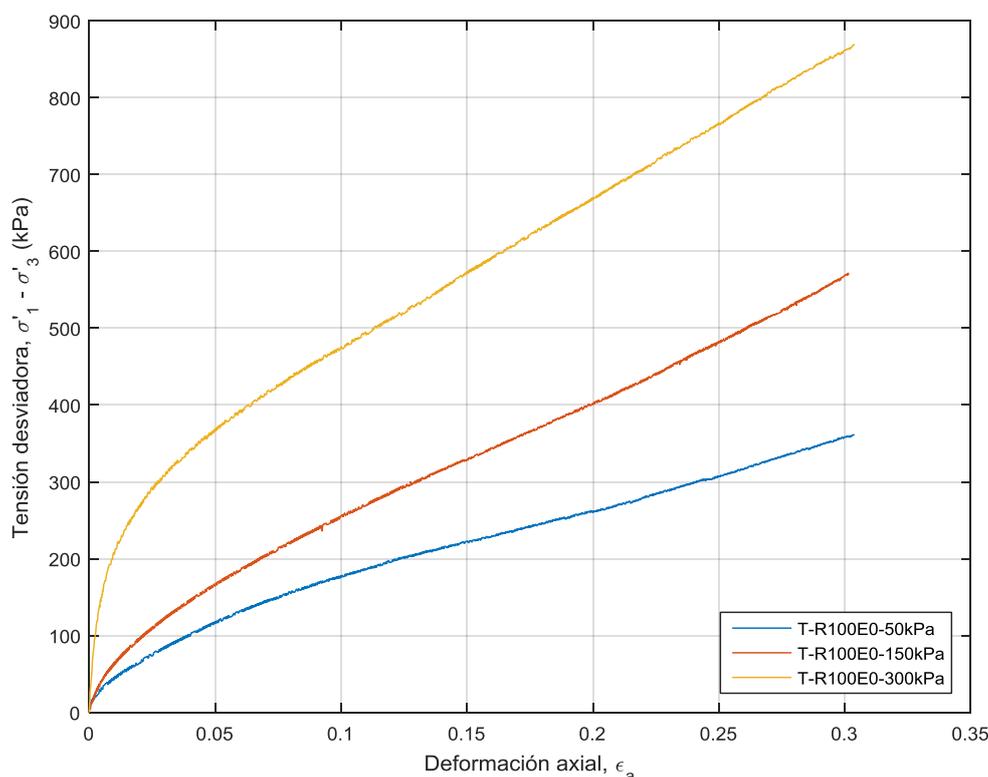


Figura 3.53.- Curva tensión desviadora – deformación axial de la muestra M-R100E0

Al contrario de lo que sucedía en los ensayos de corte directo, durante el ensayo no se alcanza un valor máximo del desviador, por lo que no es posible obtener directamente el estado tensional en rotura. Como se ha visto en el capítulo 1, esta situación es habitual en el estudio de la resistencia de residuos y, en la mayoría de los casos, los diferentes autores proponen la obtención de los valores de los parámetros movilizados a una determinada deformación, compatible con la del resto de elementos del vertedero.

Al disponer solo de tres determinaciones por muestra, en la presente investigación se ha utilizado Mohr-Coulomb como criterio de rotura en el análisis de los ensayos triaxiales CD, por lo que se ha obtenido tanto la cohesión como el ángulo de

rozamiento movilizados a las diferentes deformaciones consideradas. Para ello se han ajustado una serie de rectas a los puntos de la trayectoria de tensiones en el plano de Lambe correspondientes a las deformaciones fijadas. Se han obtenido los valores de los parámetros para deformaciones del 5, 10, 15, 20 y 25%. En la Figura 3.54 se muestran los ajustes obtenidos.

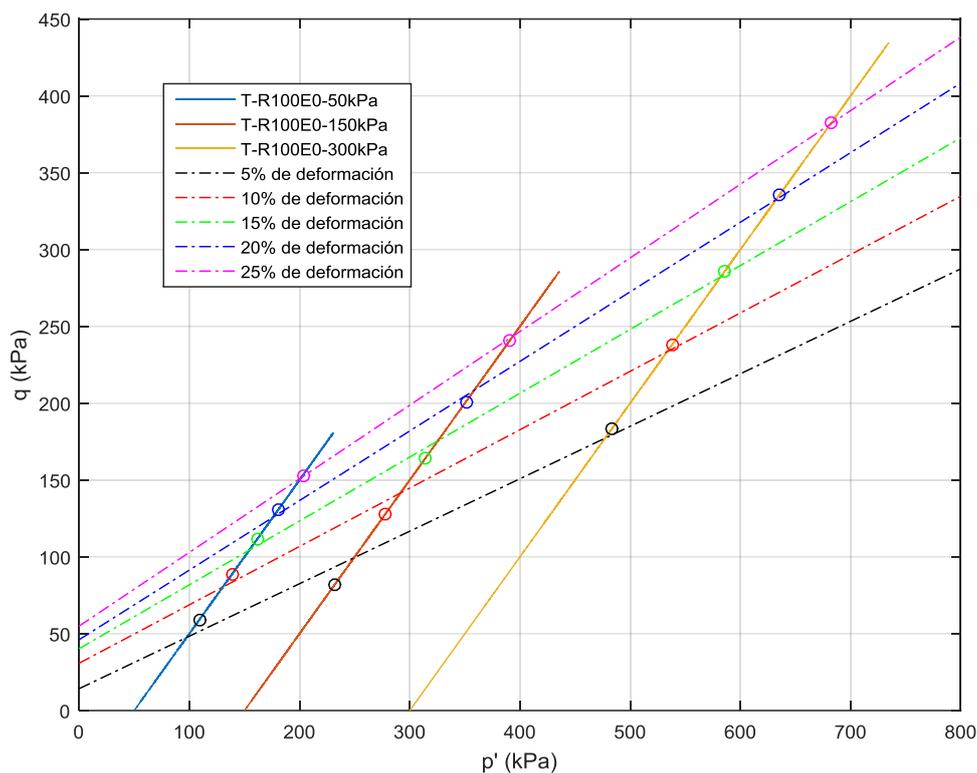


Figura 3.54.-Trayectorias de tensiones durante el ensayo y ajustes de resistencia en el plano de Lambe de la muestra M-R100E0

En la Tabla 3.17 se muestran los valores de los parámetros resistentes proporcionados por el ajuste de rectas.

Deformación (%)	5	10	15	20	25
<b>c (kPa)</b>	15,14	33,29	44,25	51,72	62,64
<b>φ (°)</b>	19,97	22,33	24,55	26,92	28,63
<b>R<sup>2</sup></b>	0,97674	0,99103	0,99603	0,99883	0,99991

Tabla 3.17.- Valores de los parámetros resistentes de la muestra M-R100E0

Adicionalmente se ha obtenido el valor de los módulos de Young secantes de cada una de las probetas ensayadas para cada una de deformaciones consideradas. Los valores de los módulos resultantes se presentan en la Tabla 3.18.

Módulo de Young secante (MPa)					
Presión de célula (kPa)	Deformación (%)				
	5	10	15	20	25
<b>50</b>	2,36	1,78	1,49	1,30	1,22
<b>150</b>	3,28	2,56	2,19	2,01	1,93
<b>300</b>	7,31	4,76	3,81	3,35	3,06

Tabla 3.18.- Valores del módulo de Young secante de la muestra M-R100E0

En la Figura 3.55 se muestran las curvas cambio de volumen frente a la deformación axial para las tres probetas ensayadas, a partir de las cuales se ha obtenido el coeficiente de Poisson y el ángulo de dilatancia para cada una de ellas. Los valores de estos parámetros se recogen en la Tabla 3.19. El comportamiento de todas las probetas es contractante.

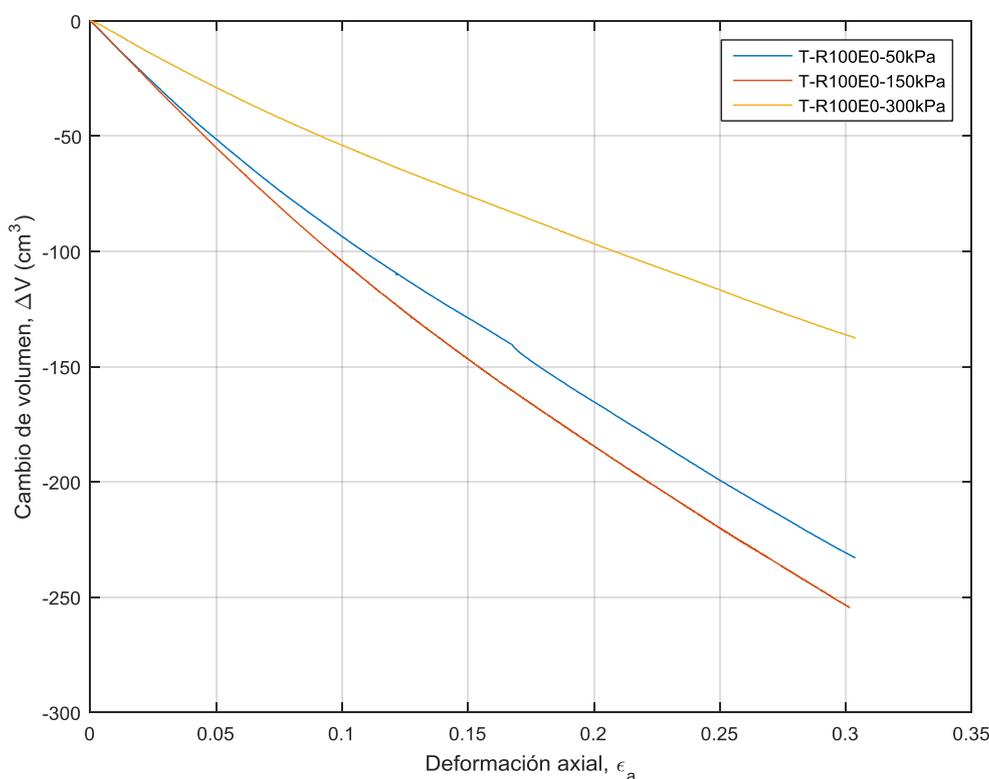


Figura 3.55.- Curva cambio de volumen – deformación axial de la muestra M-R100E0

Presión de célula (kPa)	50	150	300
$\psi$ (°)	-17,70	-21,62	-13,21
$\nu$	0,12	0,067	0,23

Tabla 3.19.- Valores del coeficiente de Poisson y el ángulo de dilatación de la muestra M-R100E0

### 3.8.2.2. Escorias de incineradora (M-R0E100)

La saturación de las probetas de escoria de incineradora ha resultado problemática, no consiguiéndose valores del coeficiente B de Skempton superiores a 0,85 en ninguna de las probetas, con valores mínimos en el caso de la probeta con presión de célula de 300 kPa de 0,55. Se ha comprobado que, manteniendo las condiciones de presión de célula y con los circuitos de agua de sistema adecuadamente desaireados, estos valores iniciales del coeficiente disminuyen con el tiempo, lo que indica una disminución del grado de saturación. Pese a esto, se realizó el ensayo en estas condiciones y sus resultados se muestran a continuación.

Se han probado varios métodos para intentar aumentar el grado de saturación de la probeta y reducir su disminución con el tiempo. En primer lugar, según se indica en el apartado 3.7.1.3, se probó a mejorar la saturación disminuyendo el incremento de presión de cola en cada escalón de la fase de saturación y aumentando su tiempo, sin conseguir mejoras significativas. Además, aunque se añadieron más drenes laterales a las probetas, el resultado siguió siendo el mismo que en la situación inicial.

Por otro lado, se intentó una mejora haciendo circular agua por el interior de la probeta, para lo que fue necesario instalar los cabezales originales, ya que los diseñados para la presente investigación carecen de conductos de drenaje. Una vez establecido el gradiente hidráulico se permitió el flujo de agua a través de la probeta, no observándose tampoco incremento alguno del grado de saturación tras el proceso.

Paralelamente a estas pruebas, se mantuvo una muestra del material sumergido en agua, con el fin de que se saturasen los poros de las propias partículas. Tras 1 mes con el material sumergido en agua, se fabricaron y ensayaron las probetas, observándose una mejora significativa en el grado de saturación alcanzado. Los valores del coeficiente B de Skempton obtenidos usando este método fueron de 0,99, 0,98 y 0,83 para las probetas sometidas a presión de célula de 50, 150 y 300 kPa respectivamente.

De lo anterior, cabe deducir que es muy probable la existencia de aire o gas ocluido en el interior de las partículas de escoria, gracias a su porosidad. Durante la fabricación de la probeta el agua añadida no penetra en el interior de los poros ni expulsa el aire de los mismos. Posteriormente, en la fase de consolidación con la presión de célula proporcionada el agua penetra en el interior de las partículas expulsando el aire que finalmente se ubica en los huecos entre partículas disminuyendo la saturación de la probeta.

En los apartados siguientes se muestra la caracterización realizada a partir de los ensayos realizados en las dos situaciones indicadas.

### Escorias de incineradora con humedad natural

En este apartado se muestran los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales sobre probetas de escorias de incineradora que no han sido mantenidas en agua antes de su fabricación (M-R0E100S).

En la Figura 3.56 se muestra de la tensión desviadora frente la deformación axial de las tres probetas ensayadas.

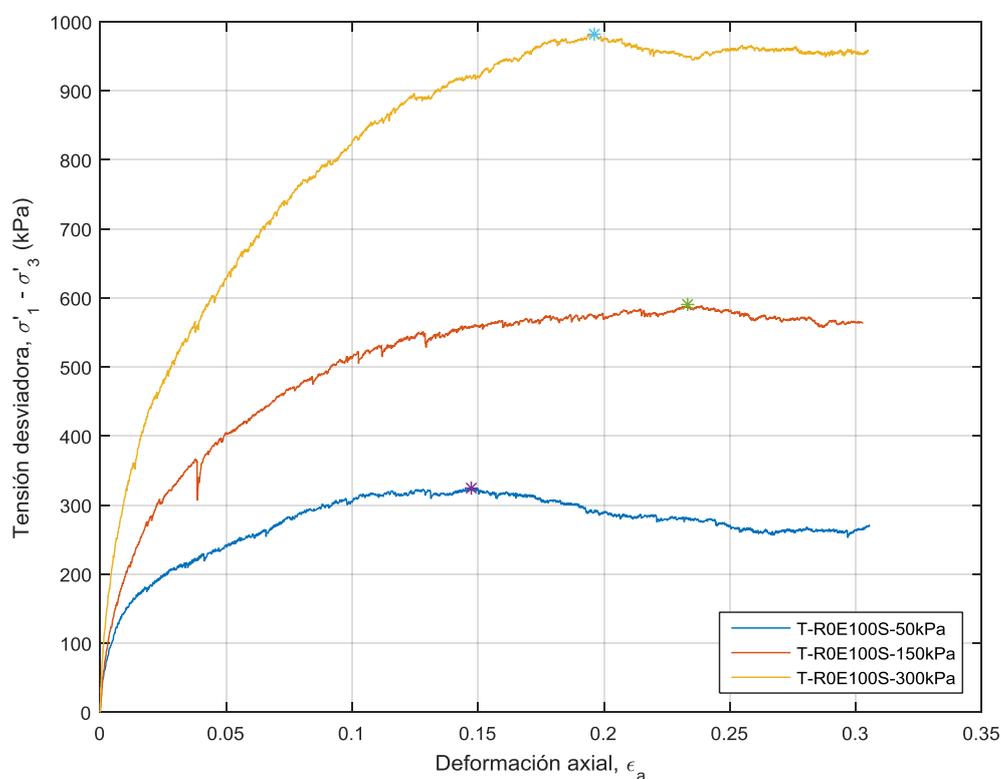


Figura 3.56.- Curva tensión desviadora – deformación axial de la muestra M-R0E100S

Durante el ensayo se alcanzan valores máximos de la tensión desviadora aplicada para deformaciones entre el 15 y el 20%, lo que ha permitido la obtención del valor tanto de la cohesión como del ángulo de rozamiento en rotura. Para la muestra ensayada se ha obtenido una cohesión de 50,67 kPa y un ángulo de rozamiento de 34,64°. En la Figura 3.57 se muestra el ajuste lineal realizado.

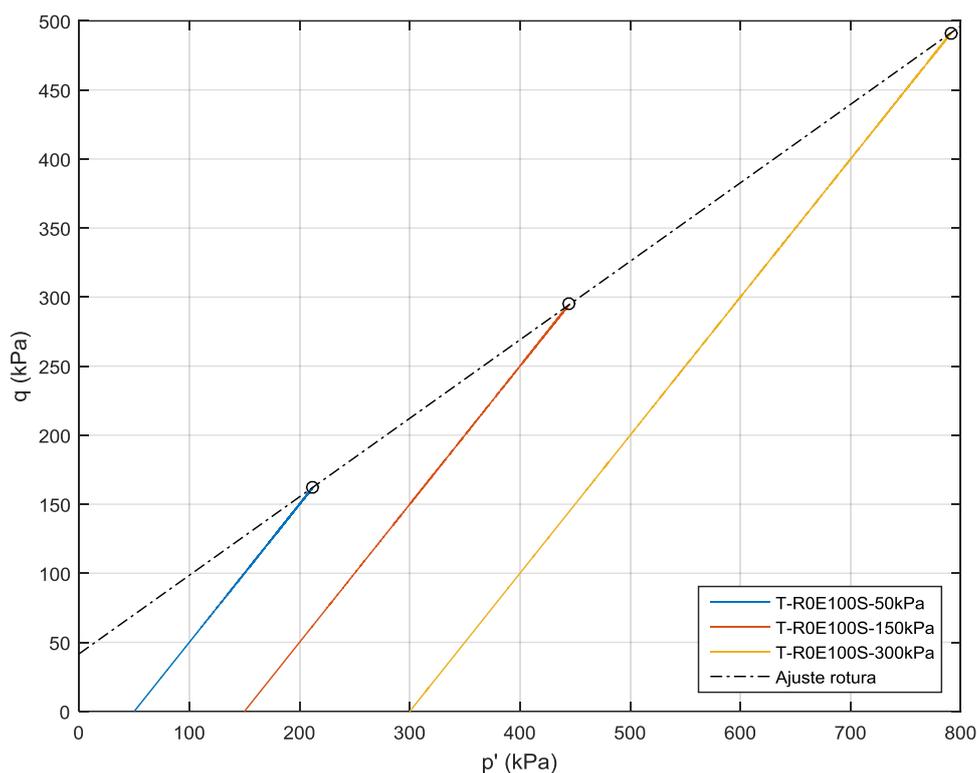


Figura 3.57.-Trayectorias de tensiones durante el ensayo y ajuste de resistencia en el plano de Lambe de la muestra M-ROE100S

Los valores del módulo de Young obtenidos para deformaciones del 5, 10 y 15% (inferiores a la deformación en rotura) se presentan en la Tabla 3.20.

<b>Módulo de Young secante (MPa)</b>			
<b>Presión de célula (kPa)</b>	<b>Deformación (%)</b>		
	5	10	15
<b>50</b>	4,82	3,03	2,16
<b>150</b>	8,03	5,12	3,73
<b>300</b>	12,53	8,25	6,14

Tabla 3.20.- Valores del módulo de Young secante de la muestra M-ROE100S

En la Figura 3.58 se muestran las curvas de cambio de volumen frente a la deformación axial para las tres probetas ensayadas, a partir de las cuales se han obtenido los valores del coeficiente de Poisson y del ángulo de dilatancia para cada una de ellas. Los valores obtenidos se recogen en la Tabla 3.21. El valor del ángulo de dilatancia es pequeño, siendo positivo para la probeta con presión de célula de 50 kPa (1,4°), negativo para la de 300 kPa (-1,13) y prácticamente nulo para la de 150 kPa.

Presión de célula (kPa)	50	150	300
$\psi$ (°)	1,4	0,012	-1,13
$\nu$	0,36	0,27	0,26

Tabla 3.21.- Valores del coeficiente de Poisson y el ángulo de dilatancia de la muestra M-R0E100S.

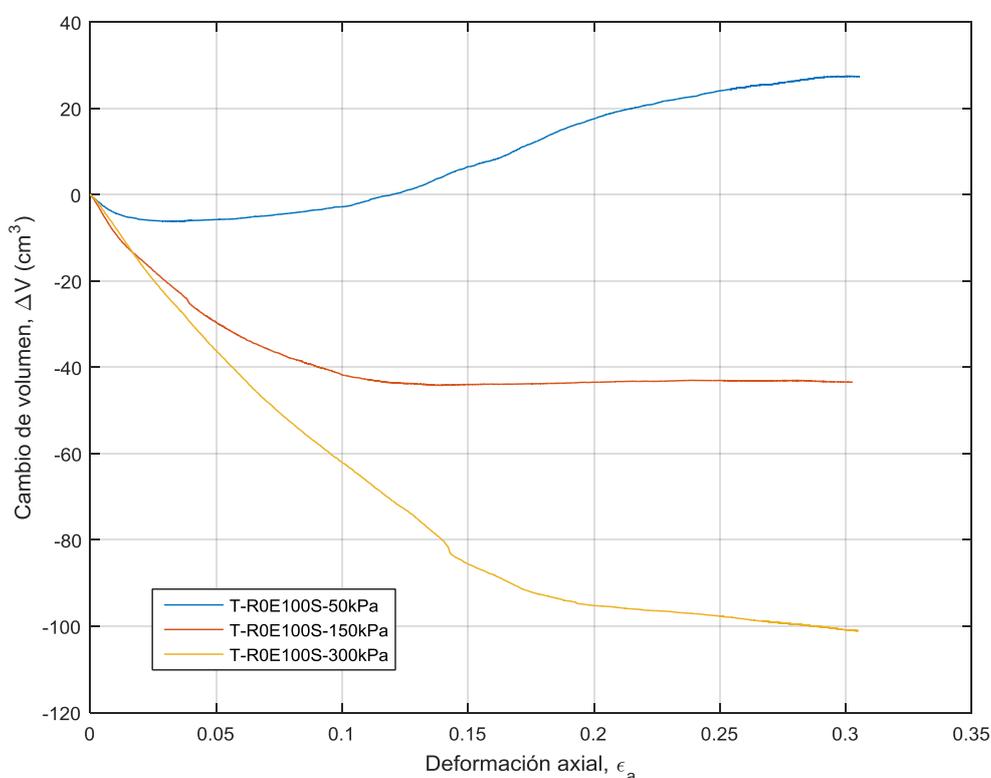


Figura 3.58.- Curva cambio de volumen – deformación axial de la muestra M-R0E100S

### Escorias sumergidas en agua

En este apartado se muestran los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales sobre probetas de escorias de incineradora mantenidas en agua durante un mes antes de su fabricación.

En la Figura 3.59 y la Figura 3.60 se muestran las curvas de rotura obtenidas en el ensayo. El comportamiento del material es similar al mostrado por las escorias sin sumergir, si bien la tensión máxima se reduce en la probeta ensayada con presión de célula de 300 kPa y se mantiene aproximadamente igual en el resto. Respecto al cambio de volumen, las probetas con menores presiones de célula (50 y 150 kPa) se comportan de forma prácticamente idéntica que las que no fueron sumergidas, mientras que la probeta con presión de célula de 300 kPa experimenta un cambio de volumen 20 cm<sup>3</sup> mayor.

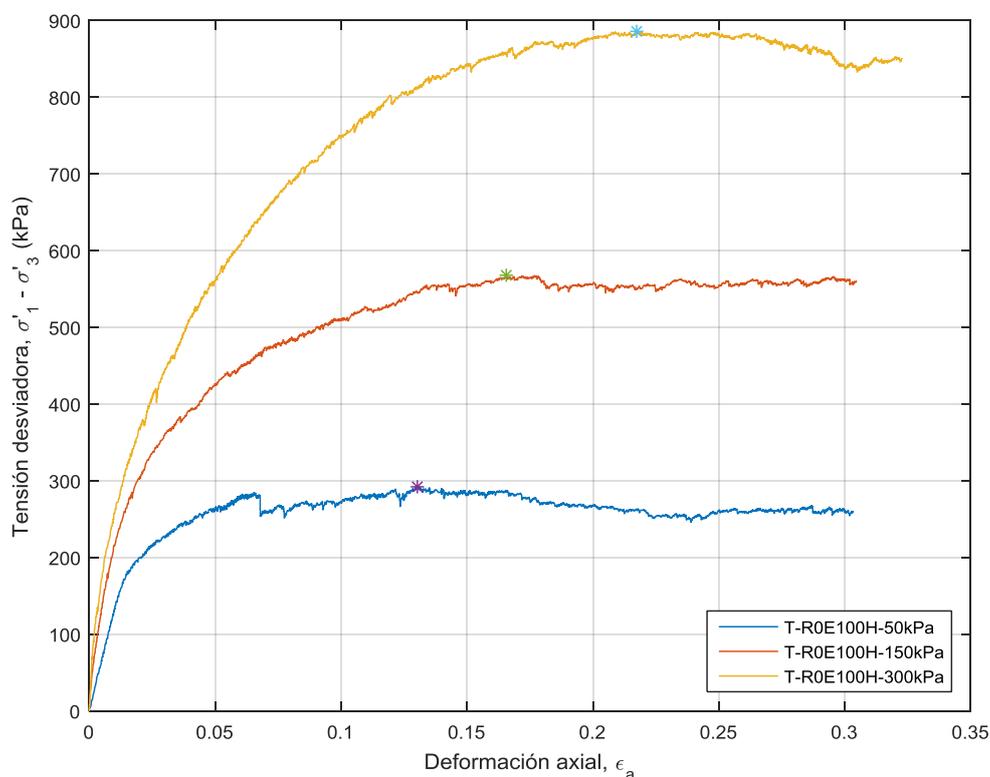


Figura 3.59.- Curva tensión desviadora – deformación axial de la muestra M-R0E100H

Los valores del módulo de Young obtenidos para deformaciones del 5, 10 y 15% (inferiores a la deformación media en rotura) se presentan en la Tabla 3.22.

<b>Módulo de Young secante (MPa)</b>			
<b>Presión de célula (kPa)</b>	<b>Deformación (%)</b>		
	5	10	15
<b>50</b>	5,27	2,72	1,87
<b>150</b>	8,5	5,09	3,7
<b>300</b>	11,19	7,49	5,62

Tabla 3.22.- Valores del módulo de Young secante de la muestra M-R0E100H

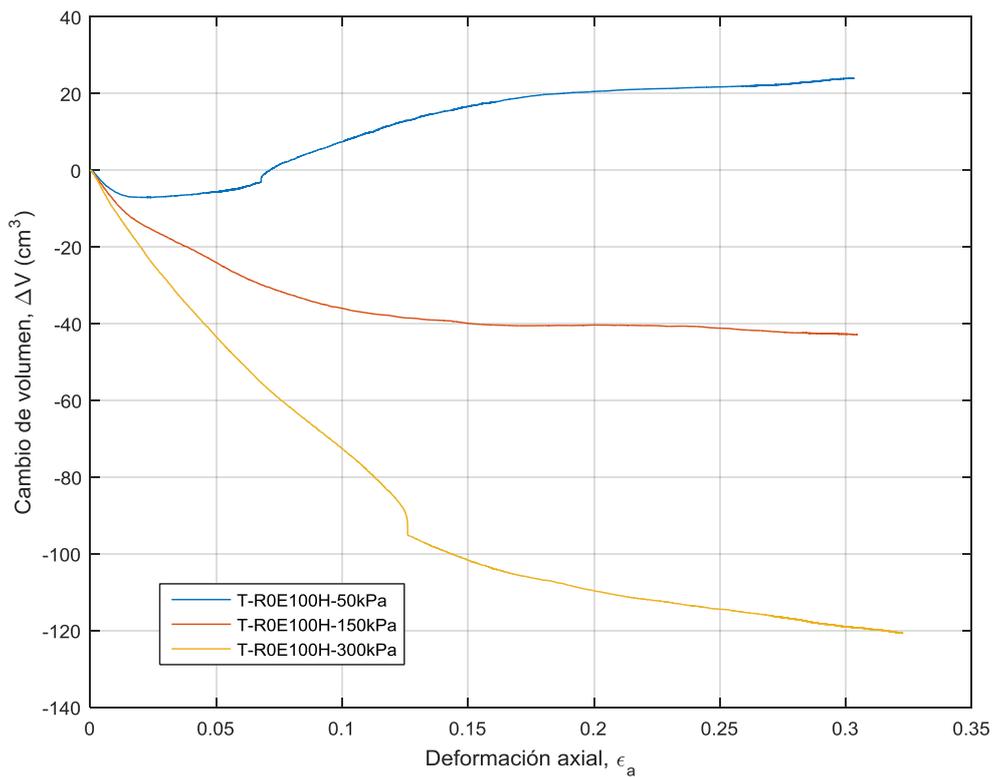


Figura 3.60.- Curva cambio de volumen – deformación axial de la muestra M-R0E100S

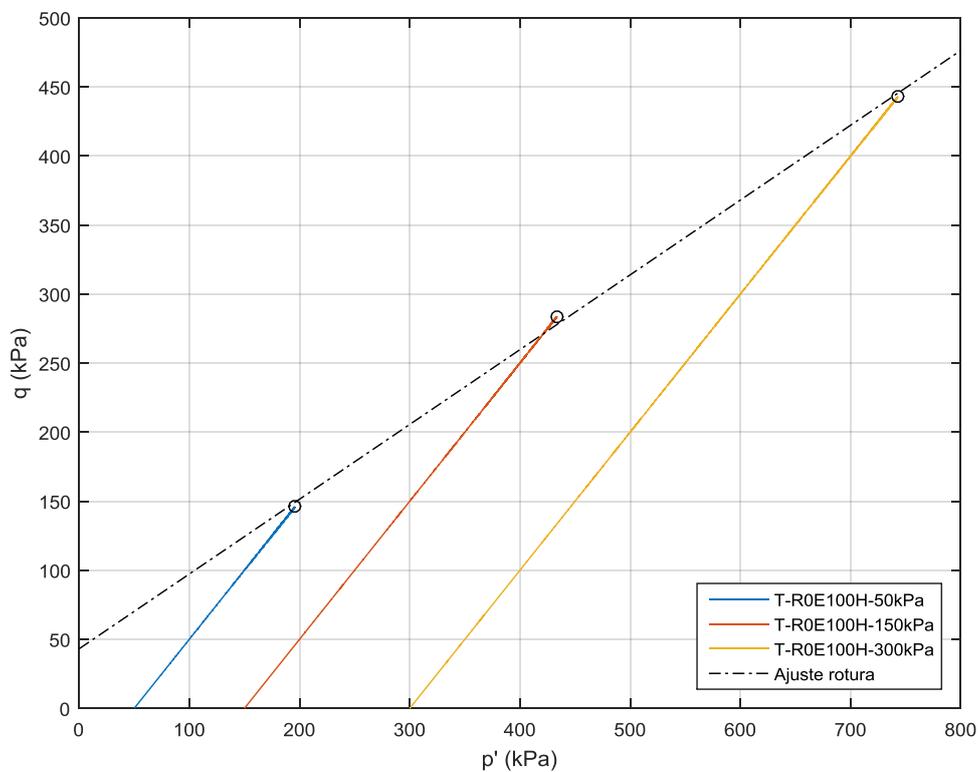


Figura 3.61.- Trayectorias de tensiones durante el ensayo y ajuste de resistencia en el plano de Lambe de la muestra M-R0E100H

En la Figura 3.61 se muestran las trayectorias de tensiones en el plano de Lambe durante el ensayo de la muestra M-ROE100H, indicando el valor máximo de  $q$  para cada una de las probetas y la recta de ajuste correspondiente. Se deducen unos valores de los parámetros del criterio de rotura de Mohr-Coulomb de:  $c = 51,28$  kPa y  $\phi = 32,79^\circ$ .

Son escasas las diferencias observadas entre los resultados del ensayo realizado en estas muestras con preparación diferente. Los valores de los parámetros deducibles son muy parecidos entre sí. El hecho de que el grado de saturación sea bajo influye relativamente poco al ser los ensayos realizados con drenaje.

### 3.8.2.3. Mezclas

Durante el ensayo de las mezclas no se llega a un valor máximo de la tensión, a excepción de la muestra con mayor contenido de escorias (M-R20E80) en la que se alcanza un valor máximo para deformaciones superiores al 25% y se mantiene prácticamente constante hasta la finalización del ensayo. El comportamiento observado es pues similar al de la muestra de rechazo de afino.

En cuanto a la dilatancia, todas las muestras muestran un comportamiento contractante, con independencia de la presión de célula a la que se realice el ensayo.

En el Anexo XII se recogen los informes de todos los ensayos de compresión triaxial consolidados drenados llevados a cabo.

### 3.8.2.4. Comparación de resultados

En la Tabla 3.23 se presentan los valores de los parámetros para las diferentes muestras estudiadas y para las deformaciones consideradas obtenidos del ajuste de Mohr-Coulomb. Por otro lado, en la Figura 3.62 se han representado en un diagrama  $c - \phi$  los valores anteriores.

	Muestra						
	R100E0	R80E20	R60E40	R40E60	R20E60	ROE100S	ROE100H
$c_5$ (kPa)	15,14	20,00	17,62	14,89	27,69	52,48	74,73
$\phi_5$ (°)	19,97	18,62	19,10	19,58	20,25	25,78	21,74
$c_{10}$ (kPa)	33,29	33,61	24,77	18,98	27,35	56,56	57,10
$\phi_{10}$ (°)	22,33	22,05	25,22	26,21	27,51	30,72	29,10
$c_{15}$ (kPa)	44,25	43,13	25,81	17,27	22,01	55,14	52,01
$\phi_{15}$ (°)	24,55	24,68	29,61	30,97	32,04	32,98	31,85
$c_{20}$ (kPa)	51,72	49,08	27,26	18,33	20,55	-	-
$\phi_{20}$ (°)	26,92	27,25	32,31	33,59	34,36	-	-
$c_{25}$ (kPa)	62,64	52,29	24,35	18,54	16,87	-	-
$\phi_{25}$ (°)	28,63	29,85	34,40	35,04	35,78	-	-
$c_R$ (kPa)	-	-	-	-	-	50,67	51,28
$\phi_R$ (°)	-	-	-	-	-	34,64	32,79

Tabla 3.23.- Valores de los parámetros resistentes de las diferentes muestras

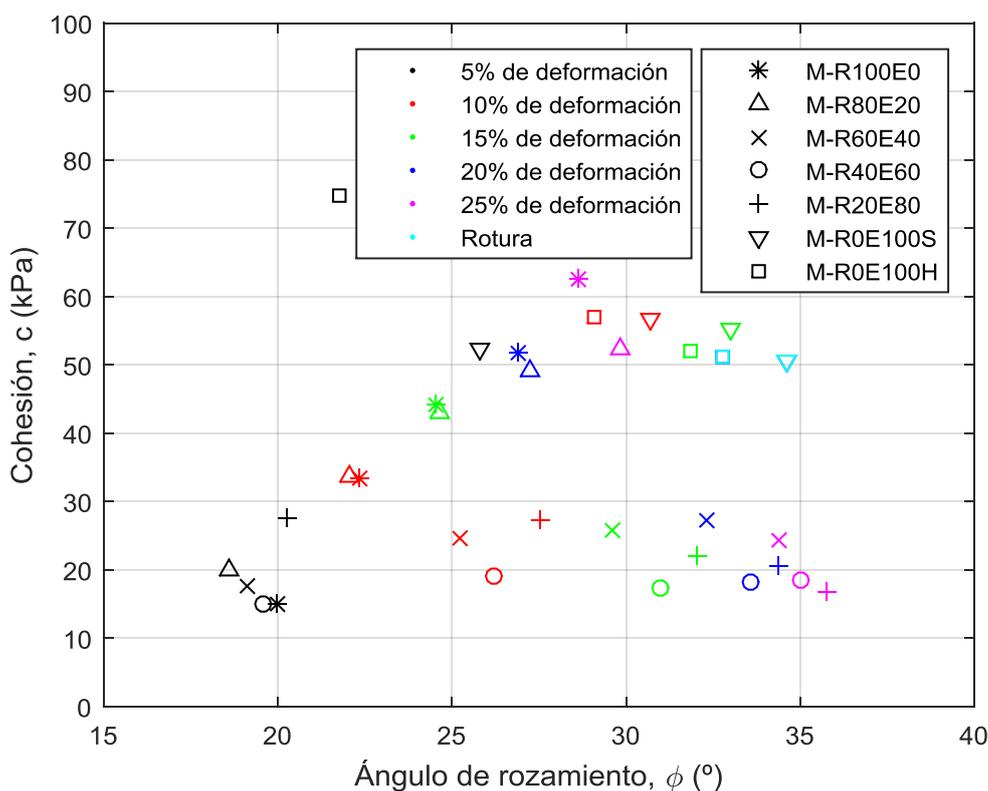


Figura 3.62.-Parámetros resistentes movilizados en cada muestra según la deformación

Al objeto de clarificar el comportamiento de las diversas mezclas, en el siguiente gráfico, Figura 3.63, no se han representado los puntos correspondientes a las tres muestras con contenido de 80 y 100% de escorias de incineradora (M-R20E80, M-

R100E0S y M-R100E0H), con el fin de visualizar de forma más adecuada la tendencia del resto de mezclas.

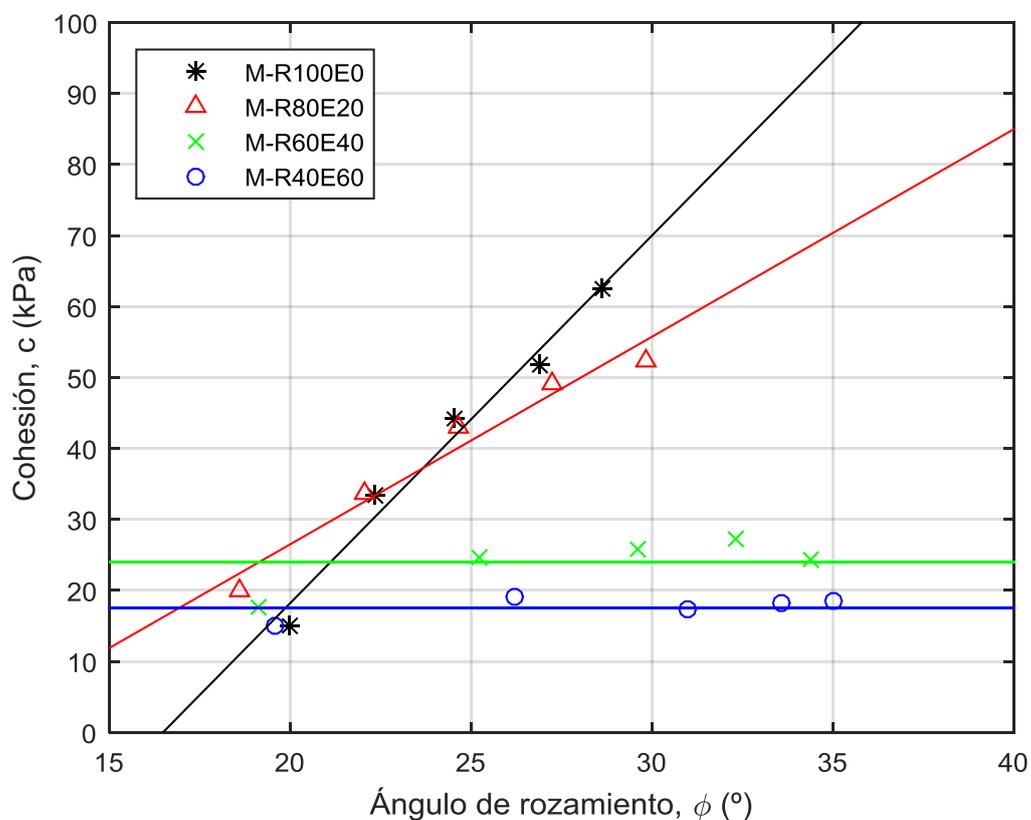


Figura 3.63.-Parámetros resistentes movilizados en las muestras con menor contenido de escorias de incineradora

Se observan dos tendencias, por un lado, en las muestras con contenidos de escorias del 0 y 20% la cohesión crece con la deformación aplicada, mientras que en las muestras con 40 y 60% de escorias el valor permanece aproximadamente constante. En ambos casos se produce un incremento del ángulo de rozamiento con la deformación. Para confirmar esta tendencia se han representado para cada una de las mezclas la evolución del valor de los parámetros resistentes con la deformación axial (Figura 3.64 y Figura 3.65).

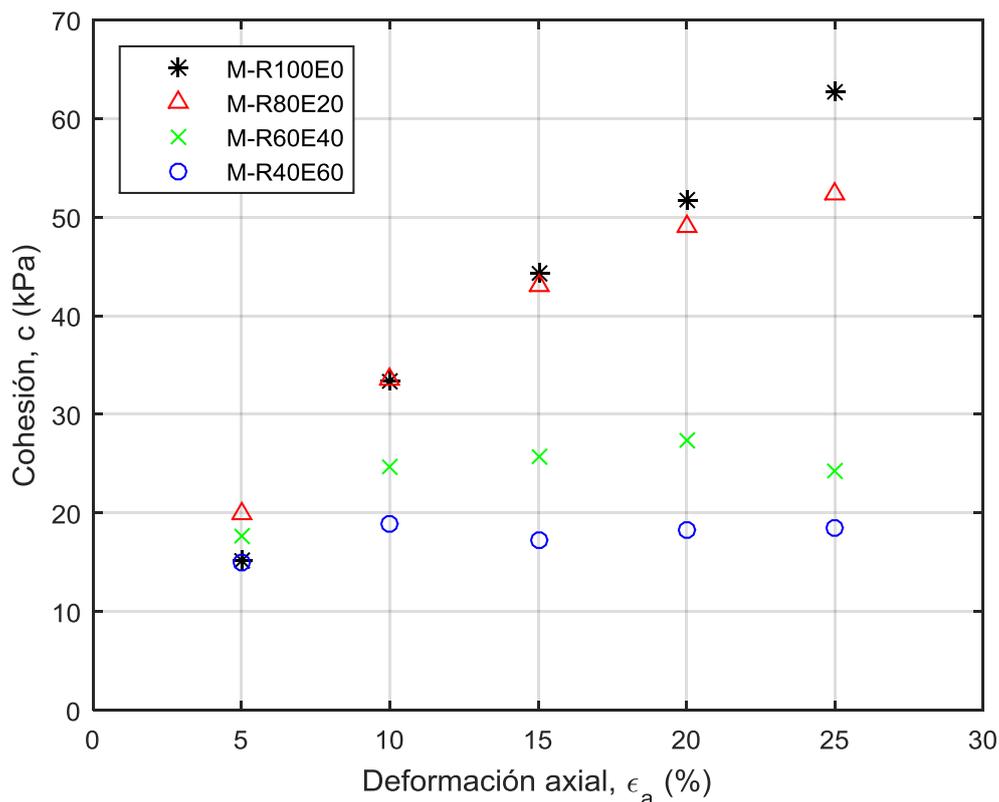


Figura 3.64.- Cohesión movilizada frente a la deformación en las muestras con menor contenido de escorias de incineradora

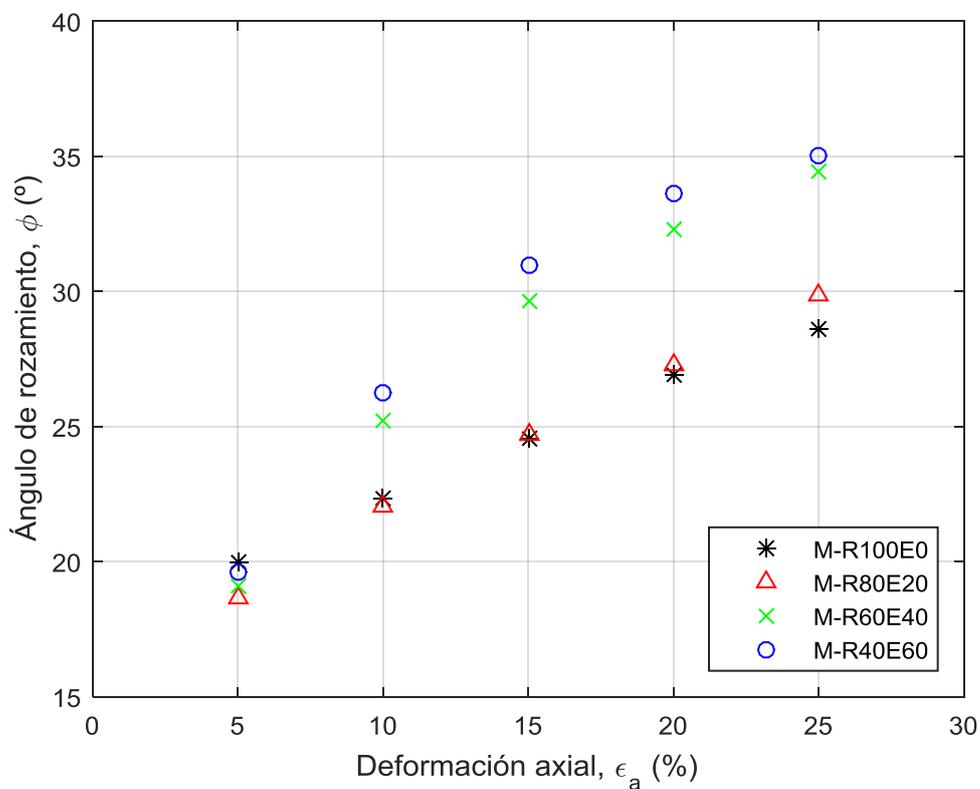


Figura 3.65.- Ángulo de rozamiento movilizado frente a la deformación en las muestras con menor contenido de escorias de incineradora

En el diagrama  $c - \phi$  se pueden representar curvas de isodeformación, ajustando el conjunto de valores de los parámetros resistentes movilizados a cada una de las distintas deformaciones. En la Figura 3.66 se presentan ajustes rectos de los puntos correspondientes a las mezclas con menor contenido de escorias (M-R100E0, M-R80E20, M-R60E40 y M-R40E60). Puede verse que estas rectas de isodeformación son aproximadamente paralelas en entre sí.

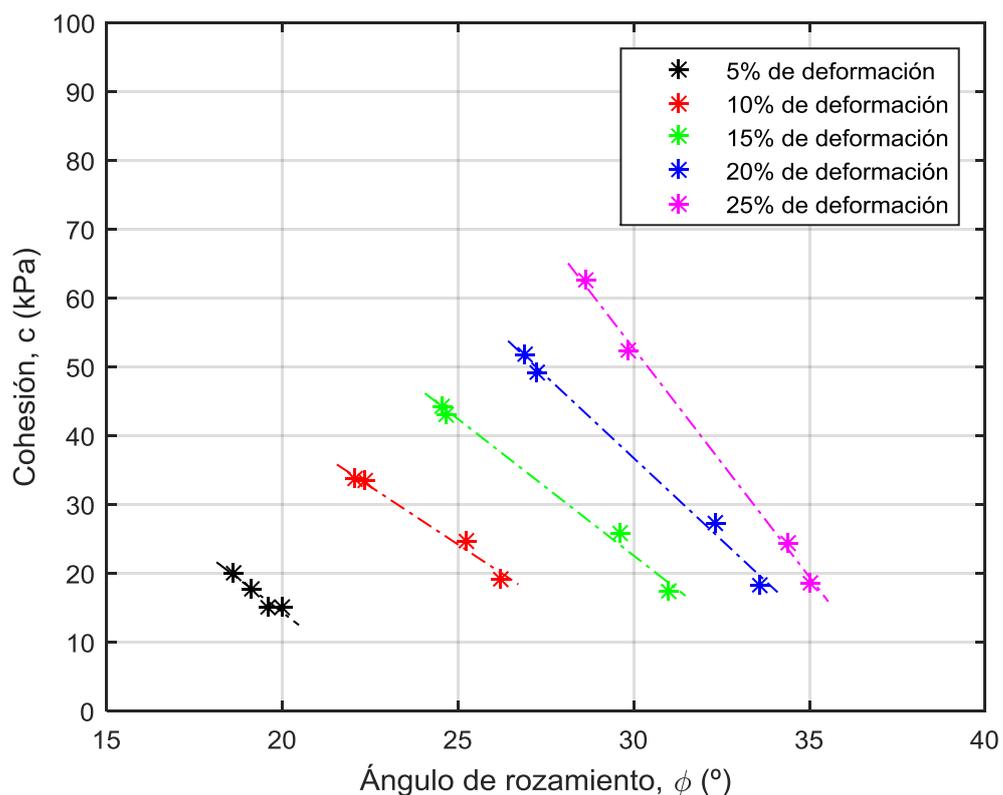


Figura 3.66.- Líneas de isodeformación para las muestras con menor contenido de escorias de incineradora

En la Figura 3.67 se han representado los valores deducidos superponiendo la propuesta de parámetros de diseño de Cañizal et al. (2011).

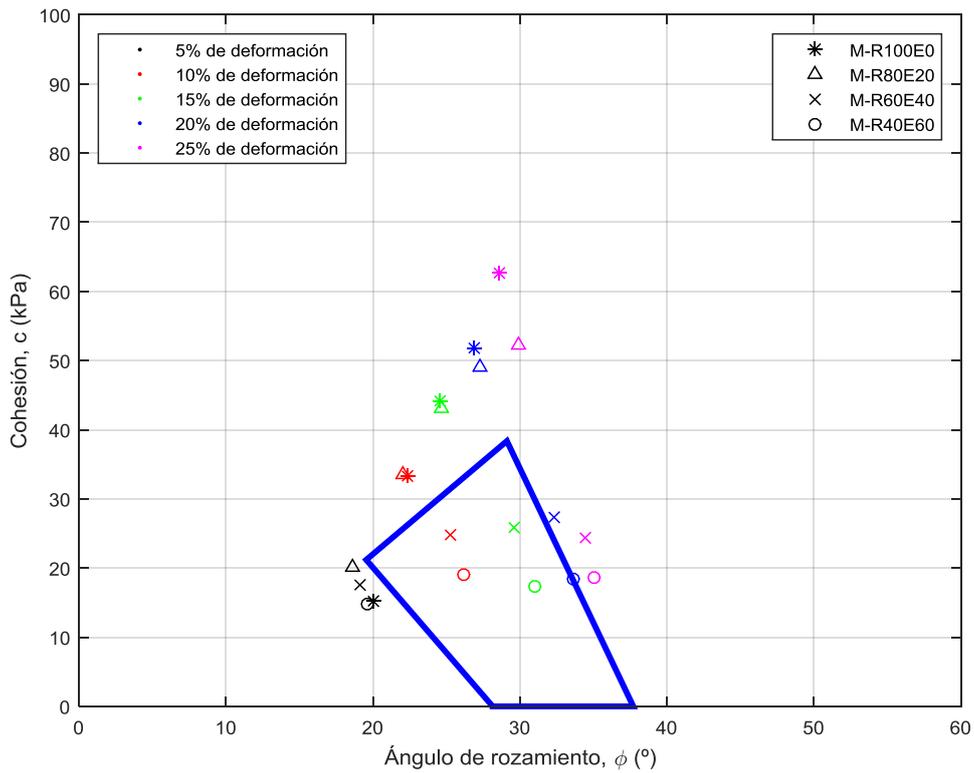


Figura 3.67.- Comparación de los valores obtenidos con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011)

Los valores de los parámetros resistentes de las mezclas con contenidos intermedios de rechazo de afino (M-R40E60 y M-R60E40) se encuentran prácticamente en su totalidad (a excepción de los valores deducidos para 25% de deformación) en el interior de la región propuesta. Los límites de dicha región coinciden aproximadamente con los valores obtenidos para deformaciones del 5% y del 20%, límites inferior y superior de la resistencia propuesta respectivamente.

Por otro lado, las muestras con mayor contenido de rechazo de afino muestran valores del ángulo de rozamiento coherentes con la propuesta, pero valores de la cohesión superiores a los propuestos.

Para analizar las muestras con mayor contenido de escoria, se ha representado una figura análoga a la Figura 3.62, pero solo con los puntos correspondientes a estas últimas. Se aprecia que la cohesión disminuye ligeramente con la deformación y, al igual que en el resto de las muestras, el ángulo de rozamiento aumenta con ella.

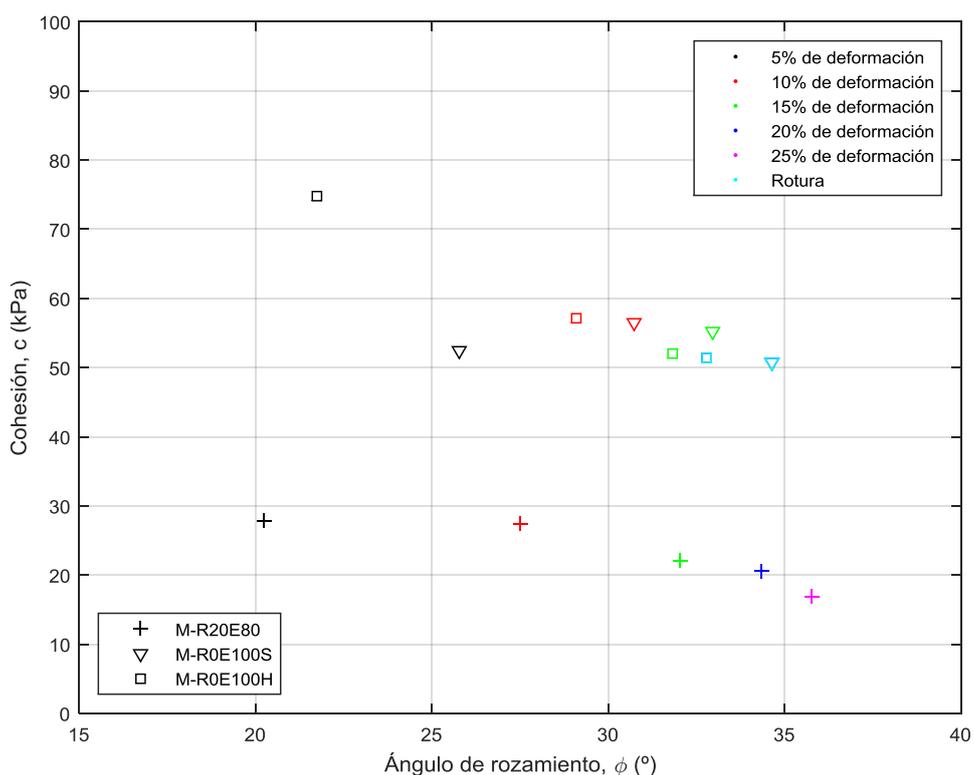


Figura 3.68.-Parámetros resistentes movilizados en las muestras con mayor contenido de escorias de incineradora

En la Figura 3.69 y la Figura 3.70 se ha representado la evolución de la cohesión y el ángulo de rozamiento movilizados en las muestras con mayores contenidos de escorias. En el caso de las muestras con 100% de escorias, solo se presentan los valores obtenidos para deformaciones menores que las que producen la rotura.

La cohesión se mantiene aproximadamente estable en el caso de la mezcla M-R0E100S y disminuye ligeramente con la deformación en las otras dos mezclas. Por otro lado, al igual que en el resto de mezclas el valor del ángulo de rozamiento movilizado aumenta con la deformación aplicada.

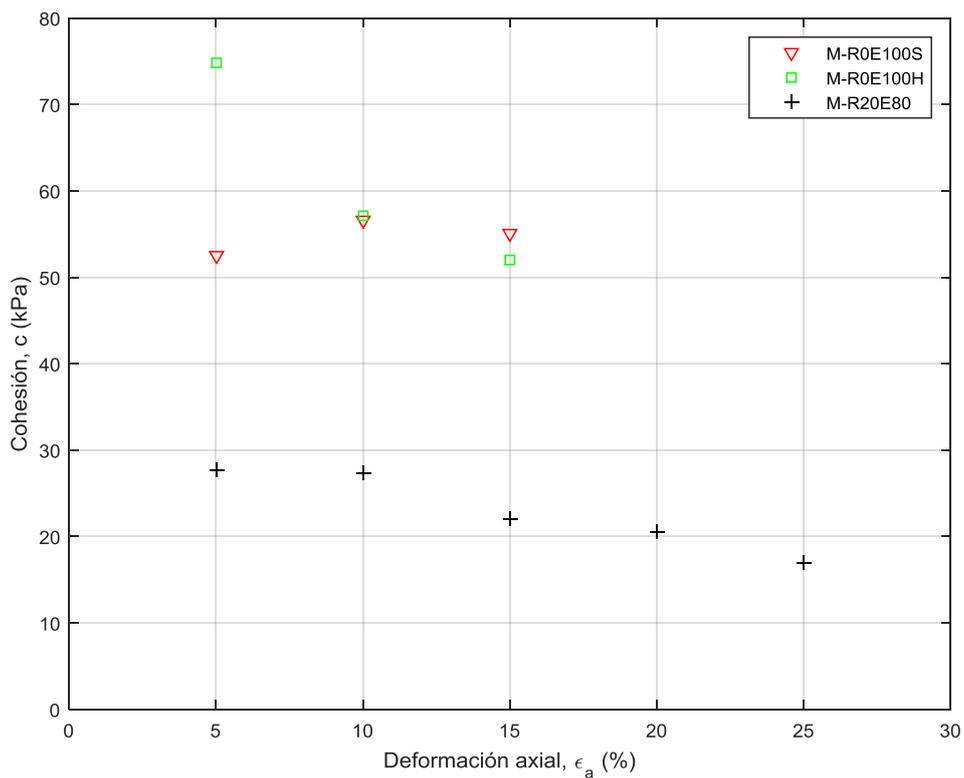


Figura 3.69.- Cohesión movilizada frente a la deformación en las muestras con mayor contenido de escorias de incineradora

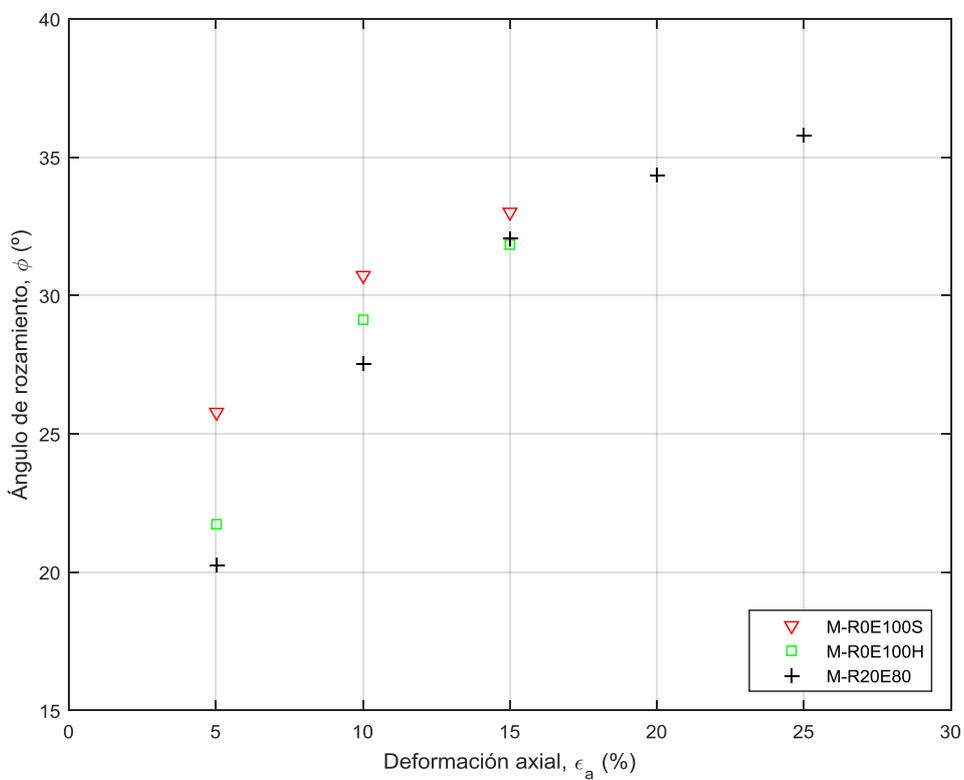


Figura 3.70.- Ángulo de rozamiento movilizado frente a la deformación en las muestras con mayor contenido de escorias de incineradora

En la Figura 3.71 se han representado los valores deducidos de la cohesión y el ángulo de rozamiento para las mezclas con mayor contenido de escorias de incineradora (M-R20E80, M-R0E100S, M-R0E100H) junto con la propuesta de parámetros de diseño de Cañizal et al. (2011).

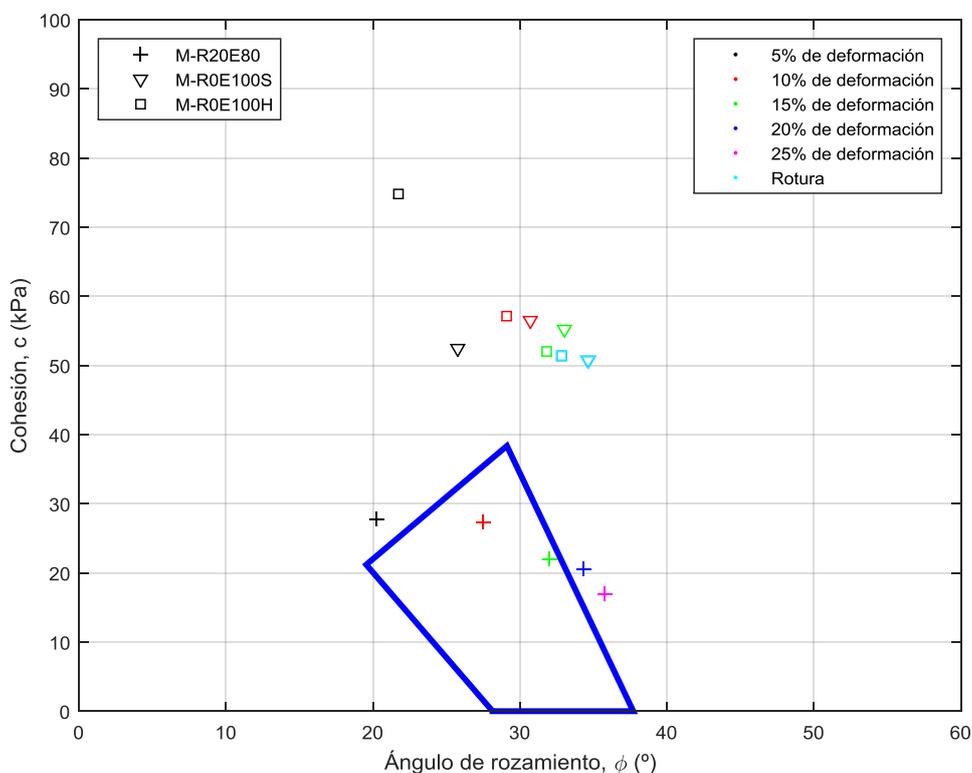


Figura 3.71.- Comparación de los valores obtenidos con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011)

La muestra M-R20E80 se comporta de forma similar al resto de mezclas y se encuentra en el entorno de la región propuesta.

Las muestras de escorias sin mezclar no se ajustan a la propuesta, mostrando mayor resistencia para todas las deformaciones. Su comportamiento no es asimilable al observado tanto en residuos convencionales como en las muestras de rechazo de afino estudiadas. Como se ha dicho con anterioridad, su comportamiento geotécnico se asemeja al mostrado por materiales granulares.



## Capítulo 4

# BACK-ANALYSIS DE UN DESLIZAMIENTO EN UN VERTEDERO DE R.S.U. EN CHILE

En los capítulos anteriores se han obtenido las características resistentes de diferentes tipos de residuos usando ensayos de campo y laboratorio. En este capítulo se presenta un ejemplo de la obtención de los valores de los parámetros resistentes del material que conforma un vertedero usando la tercera técnica descrita en el capítulo correspondiente al estado del conocimiento: el análisis retrospectivo de deslizamientos o back-analysis.

Del estudio de este tipo de accidentes se puede obtener información valiosa sobre el comportamiento de los materiales involucrados, así como de la conveniencia de los métodos usados durante la explotación.

El presente estudio se ha realizado durante una estancia de investigación predoctoral en el Grupo de Geotecnia de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (Chile) bajo la tutela del profesor Juan H. Palma González, miembro del equipo que se

encontraba estudiando el accidente. Pese a esto, los razonamientos y la investigación desarrollada son propios del autor de este trabajo y, por lo tanto, las conclusiones pueden diferir de las deducidas por dicho equipo.

#### **4.1. Fuentes de información**

El análisis de un accidente de estas características requiere de la recopilación de cuanta información sea posible. Durante el estudio se han utilizado, de entre los proporcionados por el Consorcio Santa Marta (empresa explotadora del vertedero) los siguientes documentos:

- Topografía del vertedero antes del accidente (acceso limitado).
- Informes de ensayos de densidad in-situ con cono de arena y densímetro nuclear (ver Anexo XIV).
- Registro del nivel de lixiviados previo al accidente (ver Anexo XIV).

Además de los documentos anteriores, se han consultado otros de acceso público, tanto sobre el vertedero como sobre el accidente estudiado:

- Resoluciones de Calificación Ambiental (R.C.A.) que regulan la actividad del vertedero (RCA 433/2001 y RCA 76/2012).
- Informe de fiscalización realizado por la Superintendencia del Medio Ambiente del gobierno de Chile sobre el accidente (DFZ-2016-678-XIII-RCA-IA) (ver Anexo XIV).

Por otro lado, se ha recabado toda la información posible durante las visitas realizadas al relleno. Esta información se ha obtenido de forma predominantemente verbal, en las conversaciones con diferentes trabajadores de la empresa explotadora.

Para la determinación de la climatología y de la sismología se han usado fuentes de información de acceso libre. El registro de las precipitaciones se ha obtenido de la Dirección General de Aeronáutica Civil (DGAC), mientras que el registro de aceleraciones sísmicas se ha obtenido de la Red Nacional de Acelerógrafos (RENADIC) dependiente de la Universidad de Chile.

Por último, se ha utilizado el histórico de fotografías de satélite ofrecido por Google Earth.

#### 4.2. Características del relleno

Se ha estudiado el accidente ocurrido el 15 de enero de 2016 en el Relleno Sanitario de Santa Marta (R.S.S.M.), ubicado en la comuna de Talagante en la Región Metropolitana de Santiago de Chile. Además de las zonas dedicadas a la disposición de residuos, el relleno dispone de una planta de valorización energética del biogás generado y una planta de tratamiento de lixiviados. Las instalaciones asociadas al vertedero se extienden en 296 ha, mientras que la zona destinada propiamente al vertido de residuos tiene una superficie de 87,7 ha. En la Figura 4.1 se muestra una vista general de las instalaciones.



Figura 4.1.- Vista general del relleno el 12/02/2017 (Google Earth)

El vertedero inició operaciones en 2002 con el fin de dar servicio a la zona sur de Santiago, que en ese momento depositaba sus residuos en el relleno sanitario de Lepanto. En un principio se proyectó con una vida útil de 20 años y una tasa inicial de ingreso de residuos de 60.000 t/mes con peso específico medio de 1 t/m<sup>3</sup> (RCA 433/2001). En el año 2012 se amplió la vida útil del proyecto hasta el año 2029, considerando una tasa de ingreso de residuos variable (RCA 76/2012). Como orden de magnitud, el valor fijado para esta tasa en 2016 fue de 119.000 t/mes. En Tabla 4.1 se

presenta la tasa de ingreso de residuos desde el año 2011 y su proyección hasta el año 2020 (Superintendencia del Medio Ambiente, 2016).

<b>Año</b>	<b>t/mes</b>
2011	87.936
2012	109.920
2013	112.119
2014	114.361
2015	116.648
2016	118.981
2017	121.361
2018	128.788
2019	126.264
2020	128.789

Tabla 4.1.- Tasa de ingreso de residuos (Superintendencia del Medio Ambiente, 2016)

El relleno se realiza en una vaguada, por lo que en el proyecto original se contemplaba la instalación de un sistema de impermeabilización tanto en el fondo como en los taludes naturales preexistentes. La impermeabilización se ha realizado usando un sistema GCL (Geosynthetic Clay Liner), cuyo funcionamiento hasta el momento ha sido adecuado.

Una vez realizada la impermeabilización, se instaló un dren de fondo para el manejo de los lixiviados, con el fin de eliminarlos del interior de la masa de residuo y canalizarlos hasta la planta de tratamiento. En el año 2004, se solicitó por parte de la empresa explotadora del vertedero a la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (P.U.C.V.) el diseño de un sistema evacuación adicional de lixiviados. El diseño consistió en la introducción en el vertedero de una serie de drenes horizontales para captar los lixiviados del interior de la masa de residuo y una serie de conducciones externas adicionales, para conducir los líquidos captados hasta la estación de tratamiento. Así mismo, se diseñó por parte de la P.U.C.V. un sistema de manejo de biogás, consistente en la construcción de chimeneas para su extracción. Estos diseños nunca llegaron a implementarse en el relleno.

El vertido de los residuos se realiza sin pretratamiento alguno. En la estación de transferencia Puerta Sur (E.T.P.S.) se reciben los residuos directamente de los camiones de recolección y su carga es transferida a las unidades de transferencia

(semirremolques). Una vez que los semirremolques alcanzan su capacidad máxima, se les coloca una lona en la parte superior y se envían directamente al vertedero.

En el relleno, los camiones de transferencia son pesados y enviados al frente de vertido, donde, tras la retirada la lona de protección, son enviados a las plataformas de descarga (dúmpers) para descargar la carga en el frente de vertido.

Según la RCA 76/2012, en la que se describen los procedimientos modificados para la explotación del vertedero, la disposición final de los residuos debe realizarse en capas de 60 cm, compactando hasta alcanzar un peso específico entre 0,90 y 1,05 t/m<sup>3</sup>. La compactación se realiza usando buldócer. El espesor máximo de las celdas se fija en 4 metros y las inclinaciones de los taludes 1:2 (V:H) para taludes provisionales y 1:3 (V:H) para taludes definitivos. Además, se debe disponer de cobertura con material tipo suelo de forma diaria, intermedia y definitiva. Sin embargo, según el informe de la Superintendencia del Medio Ambiente del gobierno de Chile sobre el accidente, el espesor utilizado para las celdas ha sido en realidad de 25 m, hecho que la compañía achaca a la imposibilidad de realizar celdas de menor altura y a que era el recogido en el proyecto original de 2001.

Desde el año 2007 se realiza una disposición parcial de lodos en el relleno, principalmente procedentes de plantas de tratamiento de aguas residuales. Según la empresa explotadora, tanto la cantidad de lodos como la humedad máxima de los mismos se adecuan a la normativa chilena al respecto. Esta normativa fija únicamente los valores máximos de los factores dichos, dejando a criterio del operador del relleno el método para la incorporación de los lodos a la masa de residuo (Espinace y Farfán, 2016).

Por último, a partir del año 2012 entró en funcionamiento en el relleno la central de energía renovable no convencional (E.R.N.C.) con la que se genera electricidad a partir del biogás extraído del vertedero. La central producía antes del accidente una media de 8.500 MWh mensuales, con una potencia instalada de 16 MW. Esto obligó a la construcción de chimeneas para extracción de gas, lo que, en principio, tiene un efecto positivo sobre la estabilidad del relleno, al reducir la presión de poro en el interior de la masa de residuo.

### 4.3. Características del accidente

El 15 de enero de 2016 se produjo en el relleno un deslizamiento de tipo rotacional afectando a la masa de residuo de la zona central del mismo, sobre el eje de la vaguada. En un primer momento se estimó que la cantidad de material afectado por el deslizamiento era de 400.000 m<sup>3</sup> (Superintendencia del Medio Ambiente, 2016) si bien cálculos posteriores sitúan esta cifra en el entorno del millón de metros cúbicos (Espinace y Farfán, 2016). Alrededor del 50% del material movilizado traspasó el muro de pie y se depositó sobre zonas no impermeabilizadas. Pese a la magnitud del accidente y a la cantidad de material afectado, no se produjeron, afortunadamente, daños a personas ni grandes pérdidas materiales a terceros. En la Figura 4.2 puede verse una vista aérea de la parte superior de la zona deslizada.



Figura 4.2.- Vista aérea de la zona del accidente (Superintendencia del Medio Ambiente, 2016)

Con posterioridad a la rotura, el 18 de enero de 2016 se produjo un incendio en la zona afectada por el deslizamiento, que se mantuvo activo durante 3 días, generando una nube de gases tóxicos que cubrió gran parte del área metropolitana de Santiago de Chile. Para el control y extinción del incendio fue necesaria la utilización de maquinaria de movimiento de tierras para realizar caminos de acceso a las zonas incendiadas. La metodología de extinción consistió en la utilización de una mezcla de residuo y terreno de cobertura para la cubrición de las zonas afectadas por el fuego. De forma

complementaría, los equipos de bomberos desplazados a la zona distribuyeron espuma, lo que permitió reducir el fuego, la temperatura y el humo (Espince y Farfán, 2016). En la Figura 4.3 se muestra una imagen de satélite del vertedero pocos días después de la extinción del incendio. Puede verse una panorámica de la zona deslizada, y la acumulación de los residuos en la zona baja del talud, cubriendo completamente el muro de pie y rebasándolo.



Figura 4.3.- Imagen de satélite del 30/01/2016 tras la extinción del incendio (Google Earth)

#### 4.3.1. Antecedentes

En los días previos al deslizamiento, se observaron ciertos indicios de inestabilidad por parte de los trabajadores del relleno, consistentes en la aparición de grietas en la superficie del relleno y de movimientos en la superficie del talud. Posteriormente se detectó el escurrimiento de lixiviados por la superficie del talud desde estas grietas. Por otro lado, se produjo la elevación de la parte media del talud, aproximadamente a la altura de los caminos de acceso.



Figura 4.4.- Imagen satelital del 10/01/2016 con la grieta resaltada (Google Earth)

Cabe destacar, que ni en los días previos a la ocurrencia del deslizamiento ni en el momento de este se registraron movimientos sísmicos significativos, por lo que a los efectos de análisis y cálculo se puede considerar un caso de rotura estática.

#### 4.3.2. Geometría del deslizamiento

Con los datos mostrados en el apartado anterior y el conocimiento de la posición de la grieta de tracción en la parte superior del deslizamiento, se puede determinar de forma aproximada la geometría de la superficie de deslizamiento. En la Figura 4.5 se muestra una imagen de satélite en la que se han superpuesto las zonas determinadas como superior (entrada) e inferior (salida) de la superficie de rotura.



Figura 4.5.- Posición de la entrada y la salida de la superficie de rotura

Como puede verse en la figura, el frente de vertido en los días inmediatamente anteriores al deslizamiento se encontraba en las inmediaciones de la superficie afectada pero no directamente sobre ella. Se ha establecido la cota máxima de la línea superior en 570 m sobre el nivel del mar y la más baja de la línea inferior en 515 m.

La determinación de la superficie del deslizamiento no puede realizarse de forma exacta, ya que no se conoce ni su alcance en profundidad ni la posible existencia de planos de debilidad que condicionen la forma de la misma. Además de las zonas superior e inferior estimadas con anterioridad, únicamente se conoce, respecto a la primera de ellas, la forma y profundidad de la grieta de tracción, cuyo valor se ha estimado en 20 m. Por otro lado, dado que la afección a las aguas subterráneas ha sido mínima, y perfectamente achacable al depósito de residuos fuera del área impermeabilizada del vertedero, puede asumirse de forma razonable que la capa de sellado de fondo del vertedero no se ha visto afectada por el deslizamiento.

#### 4.3.3. Geometría de la superficie del vertedero en la zona afectada

La determinación de la superficie del vertedero se ha realizado en colaboración con la empresa Geotecnia Ambiental Ltda. y el Grupo de Geotecnia de la P.U.C.V., que se encontraban en el momento de la estancia estudiando el accidente.

Para la obtención del perfil del vertedero se ha usado la última topografía disponible anterior al accidente, de diciembre de 2015. Como se ha visto en el apartado anterior, en las fechas inmediatamente anteriores al accidente, el frente de trabajo estaba ubicado cerca de la coronación del talud, por lo que la geometría de esta zona no está bien representada en dicha topografía. Al no haberse visto directamente implicada en el deslizamiento, se ha podido complementar con los datos de un levantamiento topográfico realizado después del accidente, en febrero de 2016. En la Figura 4.6 se muestra el perfil considerado, junto con las zonas superior e inferior indicadas en la Figura 4.5 y la grieta de tracción en la parte alta de la superficie de deslizamiento.

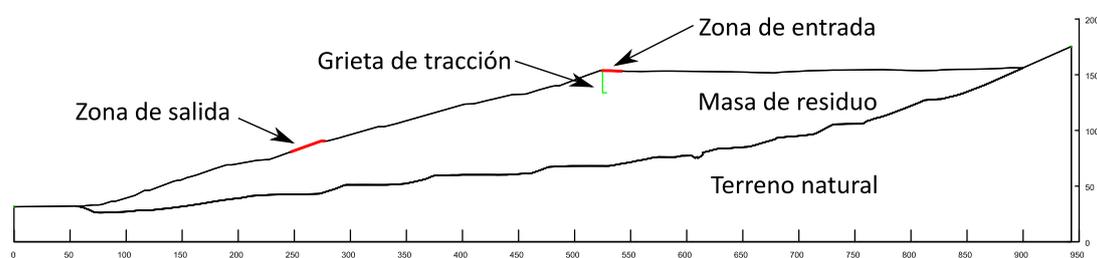


Figura 4.6.- Perfil del vertedero antes del deslizamiento

#### 4.3.4. Peso específico de los residuos

Como se ha indicado con anterioridad, se ha tenido acceso a dos campañas de ensayos in-situ para la determinación del peso específico de los residuos, una anterior al accidente (año 2011) y otra posterior (septiembre de 2016).

En la campaña del 2011 se realizaron dos tipos de ensayos: ensayos de cono de arena y ensayos con densímetro nuclear. En el informe al que se ha tenido acceso no se detalla la metodología seguida para el estudio, más allá de las normas empleadas. Como es habitual en los vertederos controlados actuales, en el relleno sanitario de Santa Marta se disponen capas de cubrición sobre los residuos usando suelo, la forma en la que esta cobertura se retira y el espesor de la misma puede afectar de forma significativa a la densidad medida con los sistemas citados. Cabe destacar el escaso espesor de la cobertura en todos los puntos medidos. En el informe no se especifica si este espesor correspondía a cubriciones temporales o finales. En la Tabla 4.2 se presentan los datos obtenidos en el informe.

Ensayo	Cota (m)	Espesor cobertura (cm)	Profundidad (m)	Peso específico húmedo (kN/m <sup>3</sup> )	Humedad (%)	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )
Cono de arena	570,17	6	0,46	10.760	-	-
	555,08	4	0,44	11.113	-	-
	543,81	4	0,44	11.192	-	-
	534,41	5	0,45	11.152	-	-
	524	4	0,43	11.103	-	-
	513,8	5	0,43	11.446	-	-
	506,96	6	0,45	12.319	-	-
	506,95	4	0,45	12.083	-	-
	495,33	7	0,46	12.515	-	-
	485,69	7	0,47	12.818	-	-
Densímetro nuclear (Troloxler 3480)	570,17	6	0,3	10.927	5,1	10.398
	555,08	4	0,3	11.290	4	10.858
	543,81	4	0,3	11.329	3,8	10.917
	534,41	5	0,3	11.329	4,8	10.809
	524	4	0,3	11.241	5	10.702
	513,8	5	0,3	11.515	4,5	11.015
	506,96	6	0,3	12.456	3,9	11.985
	506,95	4	0,3	12.230	3,9	11.770
	495,33	7	0,3	12.417	5,1	11.819
	485,69	7	0,3	12.593	6,3	11.838

Tabla 4.2.- Peso específico obtenido en la campaña de 2011

No se obtuvo la humedad de la muestra extraída durante la realización del cono de arena. En el caso de los densímetros nucleares, estos devuelven de forma automática un valor de la misma. La humedad obtenida usando este último método dista mucho de la esperada considerando la experiencia, tanto propia como de otros autores. Esto puede achacarse a varios motivos: desecación de la capa superficial por la temperatura (los ensayos se realizaron en el mes de enero), existencia en la zona afectada por el ensayo de restos del terreno de cobertura o la no adecuación del método de ensayo a los residuos. Independientemente del motivo, los valores de la humedad, y por lo tanto del peso específico seco, obtenidos usando el densímetro nuclear no se han tenido en cuenta en el estudio.

En la Figura 4.7 se muestra la evolución del peso específico con la cota del punto en el que se obtuvo, lo que indica la evolución de este parámetro con la altura del relleno.

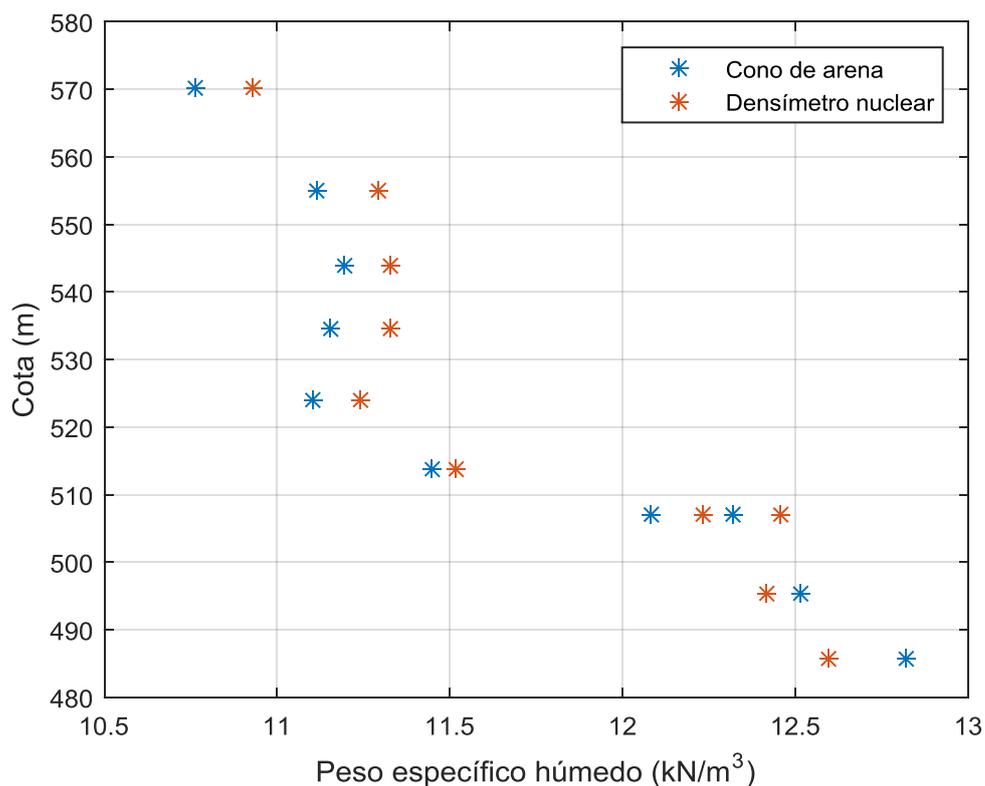


Figura 4.7.- Evolución del peso específico superficial con la altura del relleno (Datos de enero de 2011)

Los datos de ambos ensayos muestran una disminución del peso específico con el aumento de la altura del relleno. Dado que ni los residuos depositados en el relleno ni los procedimientos operacionales sufrieron grandes modificaciones desde la apertura del relleno hasta la realización de estos ensayos, la variación en el peso específico puede explicarse por la degradación de los residuos, la compactación por su peso propio, o por un mayor grado de saturación.

Con posterioridad al accidente, en septiembre de 2016 se realizó una nueva campaña de determinación del peso específico de los materiales vertidos en la zona segura delimitada tras del deslizamiento. La metodología empleada en este caso fue únicamente la de cono de arena de 12". En el informe correspondiente a los ensayos realizados en 2016, se detallan los procedimientos seguidos para la realización de los ensayos, que pueden resumirse en los siguientes puntos:

1. Retirada de la capa superficial de cobertura con suelo.
2. Realización sobre los residuos del ensayo de cono de arena a acuerdo a la norma NCh1516 1979.

3. Secado de la muestra. Dada la gran cantidad de materia orgánica y materiales susceptibles de ser dañados a las temperaturas convencionales de secado en estufa, el secado se realizó al aire en bandejas metálicas en las propias instalaciones del vertedero durante un periodo de 48 a 72 horas.

En la Tabla 4.3 se muestran los resultados obtenidos.

Cota (m)	Profundidad (m)	Peso específico húmedo (kN/m <sup>3</sup> )	Humedad (%)	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )
602	1,3	11,858	16,7	10,1626
602	0,8	13,5926	25,7	10,8094
601	0,7	11,76	29,6	9,0748
603	0,9	11,8972	6,7	11,1524
604	0,7	10,7408	10,6	9,7118
604	0,6	11,27	13,5	9,9274
605	0,9	12,3284	27,1	9,702
605	1	13,0046	9,1	11,9168
605	0,8	12,2304	22,2	10,0058
604	0,4	11,27	38,8	8,1242
603	0,7	11,907	32,1	9,016
602	0,5	11,27	9,1	10,3292

Tabla 4.3.- Peso específico obtenido en la campaña de 2016

Todas las determinaciones se realizaron aproximadamente a la misma altura para material dispuesto recientemente, por lo que los valores obtenidos pueden considerarse representativos del estado de los residuos tras su compactación.

El peso específico húmedo obtenido varía desde 10,74 kN/m<sup>3</sup> hasta 13,59 kN/m<sup>3</sup> con un valor medio de 11,93 kN/m<sup>3</sup>. El método de secado al aire utilizado no es tan efectivo como el secado en estufa, por lo que los valores obtenidos pueden ser algo inferiores a los reales. Con independencia de lo anterior, los valores de humedad, aun siendo bajos en comparación con los indicados por otros autores y por esta misma tesis, son más razonables que los obtenidos usando el densímetro nuclear. El valor de la humedad medida varía entre 6.7% y 38,8% con una media de 20,1%. Tras el secado del material se obtuvo el peso específico seco que varía entre 8,12 kN/m<sup>3</sup> y 11,92 kN/m<sup>3</sup> con un valor medio de 10 kN/m<sup>3</sup>.

Como se verá en el siguiente apartado, el nivel freático en el relleno antes del accidente se encontraba cerca de la superficie, por lo que la práctica totalidad del material estaba saturado. Por ello, aunque el vertedero no se estuviese explotando como un bio-reactor, las condiciones en el interior de la masa de residuo se asemejan a las que pueden encontrarse en un vertedero de este tipo. Como se ha visto en el capítulo 1, Kavazanjian (2001), tras una revisión bibliográfica, establece que el peso específico húmedo de los residuos dispuestos en vertederos sujetos a re-circulación de lixiviados (bio-reactores) es aproximadamente un 20% superior al que se obtiene en vertederos convencionales, y sitúa su valor en profundidad en el rango entre 18 y 22 kN/m<sup>3</sup>. Los datos obtenidos en la campaña realizada en 2016 corresponden a valores superficiales, y se encuentran aproximadamente en la media de los valores indicados para esta situación por Kavazanjian (2001), por lo que cabe esperar que el valor del peso específico en profundidad de los residuos se encuentre también dentro del rango propuesto, pero más cercano al extremo superior.

#### **4.3.5. Altura del nivel freático**

En el Anexo 5 del informe de fiscalización del accidente se recoge el registro de los niveles de lixiviados en los años 2014 y 2015. El programa de control incluye la medida de la profundidad del nivel freático a diferentes cotas del relleno, en tres zonas (Norte, Centro y Sur). Para realizar la medición se utilizan unos pozos a los que llaman semi-profundos, de 10 m de profundidad según el plan de explotación (ver anexo XIV). En lugar de medir la distancia desde la superficie hasta la cota de lixiviado, la medida se realiza desde el fondo de la excavación hasta la lámina de lixiviado. El procedimiento detallado de monitorización se adjunta en el anexo XIV. En las Figura 4.8 se muestran los datos recopilados.

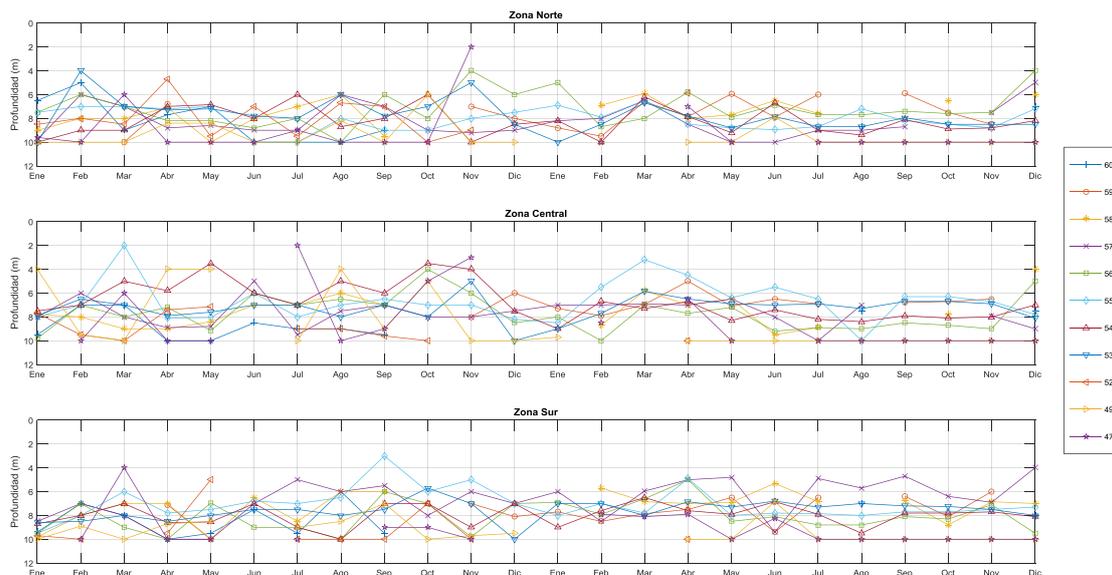


Figura 4.8.- Niveles de lixiviados medidos durante 2014 y 2015

En el mes de diciembre de 2015 (últimas medidas antes del accidente) se produjo una elevación de los niveles de lixiviado en la cota 570 m en la zona sur, en las cotas 560 y 580 m en la zona centro y en las cotas comprendidas entre los 550 y 580 m en la zona norte. Este aumento no se corresponde con la ocurrencia de lluvias en la zona.

Se ha comprobado que en las hojas de toma de datos de la altura de lixiviados (ver anexo XIV), en algunas ocasiones el operario hacía constar la profundidad real del pozo y, normalmente, esta no alcanzaba los 10 m fijados en el plan de explotación. Debido a esto, la profundidad del nivel freático obtenida usando esta medidas es una cota superior de la real, ya que se ha obtenido asumiendo que la longitud de todos los pozos es 10 m. La menor profundidad de los pozos puede deberse a la presencia de lodos en su parte inferior, como se dice en algunos de los registros de la monitorización.

Con independencia de lo anterior, las últimas lecturas se obtuvieron el 23 de diciembre de 2015, 23 días antes del accidente. Si, como se observa en la Figura 4.8, el nivel de lixiviados estaba elevándose cabe pensar que en los instantes anteriores al deslizamiento este estaría más alto que lo registrado. A partir de conversaciones con trabajadores de la empresa explotadora y de los testimonios recogidos en el Informe de fiscalización (Superintendencia del Medio Ambiente, 2016), en las fechas anteriores al deslizamiento se produjeron afloramientos generalizados de lixiviados por el talud del

vertedero, lo que indica que nivel freático en ese momento se encontraba prácticamente en la superficie del talud. Debido a esto, en los cálculos de estabilidad realizados se ha considerado que el nivel freático durante el deslizamiento se encontraba en la superficie del vertedero.

#### 4.3.6. Co-disposición de lodos

Desde el año 2007 hasta el accidente, se realizó en el vertedero la disposición adicional de lodos, principalmente procedentes de estaciones de tratamiento de aguas residuales. En la Tabla 4.4 se presenta la tasa anual de disposición de lodos en el vertedero, así como el porcentaje que estos representaban respecto a los R.S.U. depositados en cad anualidad.

<b>Año</b>	<b>Residuos (t)</b>	<b>Lodos (t)</b>	<b>% de lodos</b>
<b>2007</b>	897.886	309	0,03
<b>2008</b>	1.002.706	274	0,03
<b>2009</b>	969.714	12866	1,33
<b>2010</b>	1.018.805	5.868	0,58
<b>2011</b>	1.059.771	19.816	1,87
<b>2012</b>	1.165.356	55.996	4,81
<b>2013</b>	1.322.408	68.730	5,2
<b>2014</b>	1.456.728	68.061	4,67
<b>2015</b>	1.555.189	65.521	4,21

Tabla 4.4.- Lodos depositados en el vertedero en el periodo 2010-2014

La aportación de lodos alcanzó valores significativos a partir de año 2012 y su tasa anual se ha mantenido prácticamente constante desde entonces. La normativa Chilena que regula esta práctica (D.S. N° 004) establece el máximo porcentaje de lodos en el 6% en peso de los residuos depositados, por lo que en términos anuales se ha cumplido la normativa.

Sin embargo, la citada normativa no establece los métodos de disposición y los deja a criterio de las empresas explotadoras. Según las conversaciones mantenidas con el personal de la empresa explotadora, los métodos utilizados fueron de dos tipos:

1. Vertido directo sobre el frente de trabajo. En un principio los lodos se vertían directamente sobre el tajo, y se compactaban junto con el resto de residuos. Este método generaba problemas para la operación de los

buldócers, por lo que se dejó de utilizar cuando aumentó la cantidad de lodos depositados.

2. Vertido en los camiones. Para mejorar el mezclado de los lodos con los residuos, se cambió el vertido directo sobre el frente de trabajo por el vertido en cada uno de los semirremolques de una pequeña cantidad de lodos, para posteriormente depositar la mezcla en el vertedero.

Si bien el segundo método descrito mejoró la operación de los buldócers, ninguno de los métodos utilizados parece suficiente para lograr una mezcla homogénea de lodos y residuos, por lo que favorecen la acumulación de lodos en determinados puntos del vertedero, afectando a su estabilidad.

#### **4.4. Determinación del comportamiento resistente**

Se ha utilizado la técnica del back-analysis para determinar las características resistentes del relleno en el momento del accidente.

##### **4.4.1. Metodología de análisis**

El análisis de la estabilidad del relleno en los distintos modelos considerados se ha realizado usando Métodos de Equilibrio Límite (M.E.L.), ampliamente utilizados en la práctica geotécnica debido a su sencillez. En todos los cálculos se ha utilizado Morgenstern-Price con función de variación semisenoidal de la tensión normal a la superficie analizada.

El criterio de rotura utilizado para los cálculos es el de Mohr-Coulomb, con parámetros constantes. Este criterio de plastificación depende de dos factores y, como se ha visto en el capítulo 1, de la realización de un back-análisis solo puede obtenerse una relación entre ellos. La utilización de modelos con mayor número de parámetros complicaría la obtención de resultados y obligaría a realizar un mayor número de suposiciones.

Para obtener la relación entre los parámetros, se han realizado cálculos de estabilidad de los diferentes modelos fijando valores del ángulo de rozamiento y obteniendo los valores de la cohesión que devuelven un coeficiente de seguridad igual a la unidad.

#### 4.4.2. Hipótesis 1 (Material homogéneo)

A pesar de la heterogeneidad del material, su comportamiento a nivel de vertedero puede considerarse homogéneo (Palma, 1995; Cañizal et al., 2011). Debido a esto, se ha planteado un modelo considerando un único material.

Como se ha dicho en el capítulo 1, es imprescindible ajustar la superficie de rotura a la detectada (Stark et al., 2000; Huvaj-Sarihan y Stark, 2008). En el accidente estudiado se conocen únicamente las zonas aproximadas de entrada y salida de la superficie de deslizamiento y la posición de la grieta de tracción. En la Figura 4.9 se muestra el perfil utilizado, en el que se ha incluido la información relativa a la geometría de la superficie de deslizamiento.

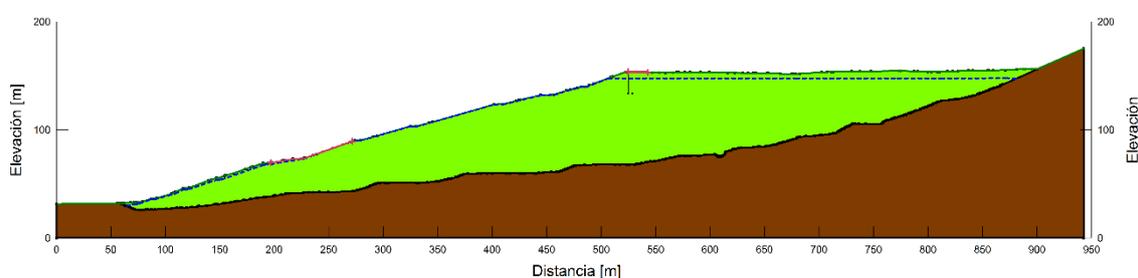


Figura 4.9.- Perfil considerado en la hipótesis 1

El material de color marrón se corresponde con el terreno de apoyo, cuyas características geotécnicas han sido facilitadas por el Grupo de Geotecnia de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, que ha trabajado en diversos proyectos para el vertedero desde su apertura. En la Tabla 4.5 se presentan los valores de los parámetros de dicho material.

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	c (kPa)
21	40	100

Tabla 4.5.- Parámetros geotécnicos del terreno de apoyo

Siguiendo la metodología descrita, se han obtenido pares de valores de  $c$  y  $\phi$  que hacen que la estabilidad sea crítica. En el anexo XV, se recogen los diversos resultados obtenidos en los cálculos realizados usando la hipótesis 1. En la Figura 4.10 se ha representado en un diagrama  $c$ - $\phi$  los pares de valores obtenidos para estos parámetros.

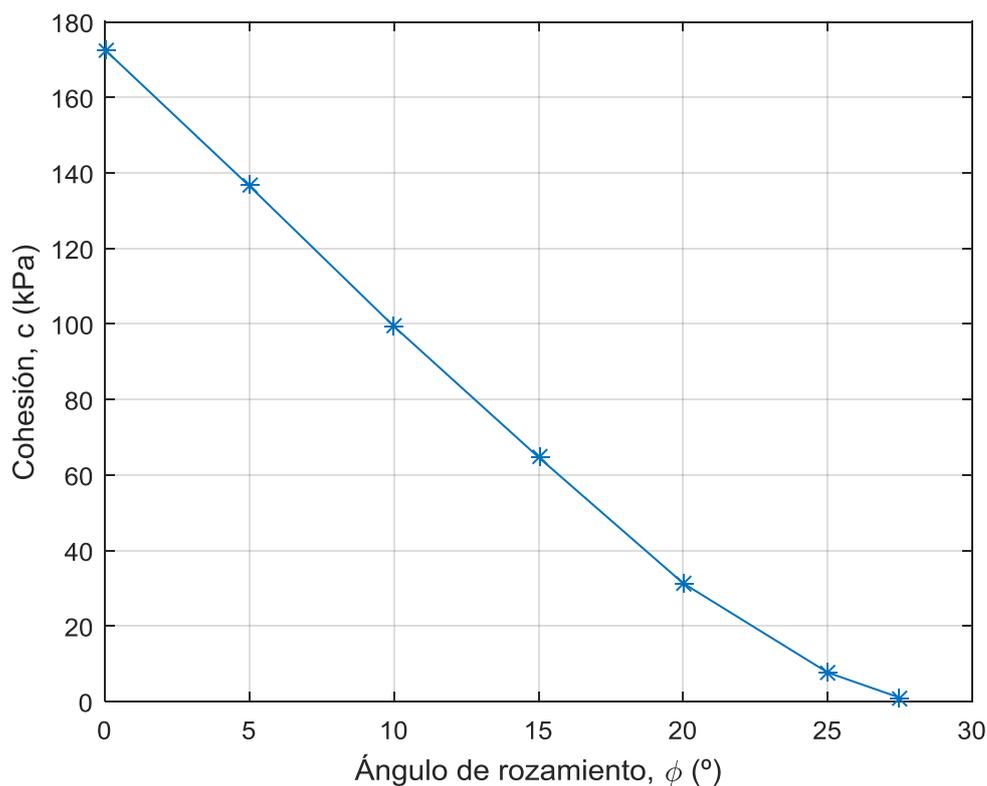


Figura 4.10.- Resultados de la hipótesis 1

Pese a que no se conoce la geometría exacta de la superficie de rotura, se ha podido establecer que esta no afecta a la capa de sellado inferior del vertedero. Esta circunstancia permite acotar el rango de valores de los parámetros resistentes obtenidos, teniendo en cuenta la forma de la superficie de rotura obtenida en los cálculos. Para valores del ángulo de rozamiento inferiores a  $20^\circ$ , la superficie de rotura resulta ser tangente al terreno de apoyo, lo que habría comprometido la integridad de la capa de impermeabilización. Para valores mayores de este parámetro, la profundidad de la superficie de deslizamiento disminuye progresivamente y, en ninguno de los casos es tangente al terreno de apoyo. Por otro lado, la profundidad de la superficie de deslizamiento obtenida para un valor del ángulo de rozamiento menor o igual de  $20^\circ$  conllevaría un volumen de material movilizado muy superior al detectado. No es posible establecer con certeza el valor del ángulo de rozamiento que coincide con el volumen de material movilizado, al no conocerse con certeza este. Es pues una hipótesis razonable establecer este valor en el punto medio entre ambas situaciones. Debido a lo

anterior, se ha considerado adecuado eliminar las situaciones en las que el ángulo de rozamiento es inferior a  $22,5^\circ$ .

Teniendo en cuenta lo anterior, puede establecerse un valor de  $\phi$  entre  $22,5$  y  $27,5^\circ$  con cohesiones entre 1 y 20 kPa.

#### 4.4.3. Hipótesis 2 (Ampliación frontal)

El 27 de febrero de 2010 se sintió un fuerte movimiento sísmico en la Región Metropolitana de Santiago de Chile, de 8,8 grados en la escala de magnitud de momento ( $M_w$ ) con epicentro en la costa centro-sur chilena, 150 km al noroeste de Concepción. Pese a la magnitud del terremoto, el vertedero no presentó ninguna anomalía, ni siquiera la aparición de grietas.

Con posterioridad al terremoto, y con la justificación de una explotación excesivamente conservadora frente a la estabilidad, la empresa explotadora del vertedero solicitó una revisión de la capacidad del relleno, que fue aceptada por la autoridad (RCA 76/2012). Esta modificación aumentó la tasa de ingreso de residuo y permitió la ampliación de la zona de vertido.

Dado que durante el terremoto de 2010 no se detectaron grietas en el relleno, la empresa explotadora decidió realizar una ampliación frontal, vertiendo residuos sobre el talud existente y aumentando la pendiente de este. En la Figura 4.11 pueden verse imágenes de satélite del año 2013 en las que el frente de trabajo se encuentra sobre el talud previo.



Figura 4.11.- Operaciones de vertido y retaluzado en el año 2013 (Google Earth)

En el informe de fiscalización del accidente se define el material utilizado para las capas de cobertura como “suelo fino arcilloso de baja humedad”, por lo que puede

suponerse que su permeabilidad es también baja. La introducción de este material en la masa de residuo puede producir la acumulación de lixiviados y lodos (Zhan et al., 2008), además de establecer una superficie de discontinuidad entre materiales que, en la mayoría de las situaciones, supone una zona más débil frente a los esfuerzos de corte. En condiciones normales, es decir, cuando la base sobre la que se depositan los residuos es horizontal, estos planos no favorecen el deslizamiento. En el caso de la ampliación frontal realizada en el vertedero, el plano de debilidad generado no es horizontal y su pendiente favorece el desarrollo de planos de deslizamiento.

Además de los efectos descritos en el párrafo anterior, la diferencia de edad entre los residuos depositados con anterioridad al retaluzado y los nuevos residuos hace que su deformabilidad también sea diferente. Los asientos del nuevo vertido frontal son mayores que los del resto de vertedero, produciéndose desplazamientos relativos en la zona de contacto coincidente con los restos del material arcilloso de cobertura frontal. Esto favorece también el deslizamiento.

Por otro lado, el contenido de lodos de los dos residuos es diferente, ya que, como se ha visto con anterioridad, la disposición de cantidades significativas de lodos en el relleno comenzó a partir de 2011. Por lo tanto, el contenido de lodos de los nuevos materiales vertidos es muy superior al de los antiguos, lo que reduce su resistencia (Xiaojuan y Cheng, 2014).

Por todo lo anterior, se ha realizado un segundo modelo del accidente, considerando dos materiales distintos.

#### **4.4.3.1. Back-analysis terremoto 2010**

Para obtener las características resistentes del material vertido con anterioridad a 2010, se ha realizado un back analysis del relleno durante el terremoto. Tradicionalmente este tipo de cálculos se realiza usando análisis pseudo-estáticos y, en la práctica chilena, normalmente se desprecia la componente vertical de las aceleraciones (Martínez et al., 2011), por lo que solo se aplica el coeficiente pseudo-estático horizontal ( $k_h$ ).

Noda y Uwave (1976) propusieron una expresión para la obtención del coeficiente  $k_h$  a partir de la aceleración máxima registrada en un sismo basada en el estudio de terremotos en Japón:

$$k_h = \begin{cases} \frac{a_{max}}{g} & ; \quad a_{max} \leq 0.2g \\ \frac{1}{3} \frac{a_{max}}{g} & ; \quad a_{max} > 0.2g \end{cases} \quad (4.1)$$

Donde:

$K_h$  = Coeficiente sísmico horizontal.

$a_{max}$  = Aceleración máxima.

$g$  = Aceleración de la gravedad (9,81 m/s<sup>2</sup>).

Las expresiones anteriores no son adecuadas para el estudio de sismos con frecuencias de vibración altas, característicos de los terremotos chilenos. Debido a esto, Saragoni (1993) adaptó estas expresiones para adecuarlas a la práctica chilena, obteniendo la siguiente expresión para  $k_h$ :

$$k_h = \begin{cases} 0,3 \frac{a_{max}}{g} & ; \quad a_{max} \leq 0.67g \\ 0,22 \left( \frac{a_{max}}{g} \right)^{0,33} & ; \quad a_{max} > 0.67g \end{cases} \quad (4.2)$$

La expresión anterior es, en la práctica chilena, la forma habitual de obtener el coeficiente sísmico, por lo que es la que se ha utilizado en la presente investigación.

### **Obtención de la aceleración máxima**

En la Figura 4.12 se muestra un mapa con la localización del epicentro del terremoto y los de las réplicas con magnitud mayor a 4,7.

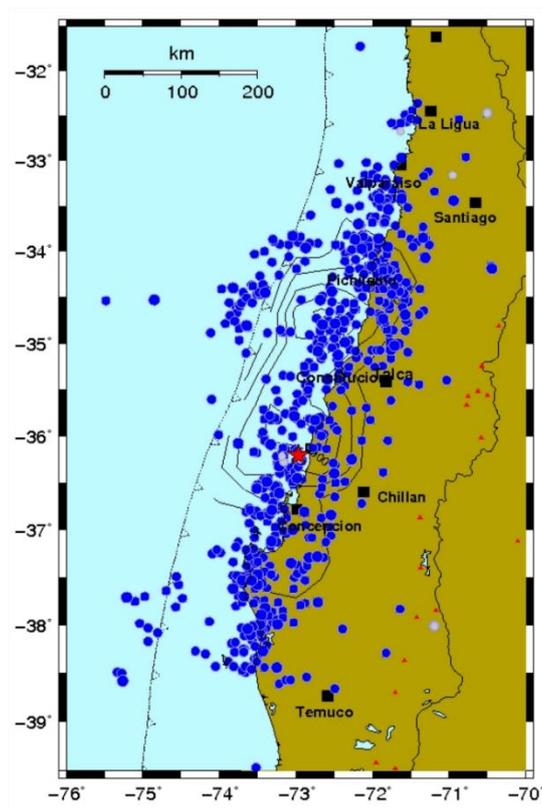


Figura 4.12.- Epicentro (estrella roja) y réplicas del terremoto de 2010 (Barrientos, 2010)

Según el servicio sismológico de la Universidad de Chile, el hipocentro del seísmo se ubicó en las coordenadas geográficas 36° 17' 23" S y 73° 14' 20" O a una profundidad de 30 km. El terremoto se produjo en el contacto entre la placa de Nazca y la Sudamericana, por lo que fue del tipo thrust.

Ruiz y Saragoni (2005) propusieron fórmulas de atenuación para los dos tipos de terremotos más comunes en Chile: interplaca tipo thrust e intraplaca de profundidad intermedia. Según los autores, estas expresiones están calibradas usando datos de grandes terremotos ocurridos en Chile, por lo que son de aplicación para el estudio del terremoto de 2010. Para terremotos tipo thrust propusieron la siguiente expresión:

$$a_h = \frac{2 \cdot e^{1,28M}}{(R+30)^{1,09}} \quad (4.3)$$

Donde:

$a_h$  = Aceleración horizontal máxima (cm/s<sup>2</sup>).

M = Magnitud del sismo ( $M_w$ ).

R = Distancia hipocentral ( $\sqrt{D^2 + H^2}$ , km).

D = Distancia epicentral (km).

H = Profundidad focal (km).

Al ser una expresión obtenida de forma estadística no es dimensionalmente correcta, por lo que para su utilización hay que prestar especial atención a las unidades.

La distancia del vertedero al epicentro es aproximadamente 300 km y al hipocentro de 301,5 km. Con estos datos, la aceleración horizontal obtenida usando las fórmulas de atenuación anteriores es  $a_h = 278,99 \text{ cm/s}^2 = 0,28g$ .

Como comprobación se dispone de los valores de las aceleraciones máximas registradas por los sismógrafos cercanos al relleno durante el terremoto, todos ellos ubicados a menos de 30 km del vertedero. En la Figura 4.13 puede verse una imagen de satélite con la ubicación del relleno y de las estaciones de medida consideradas.

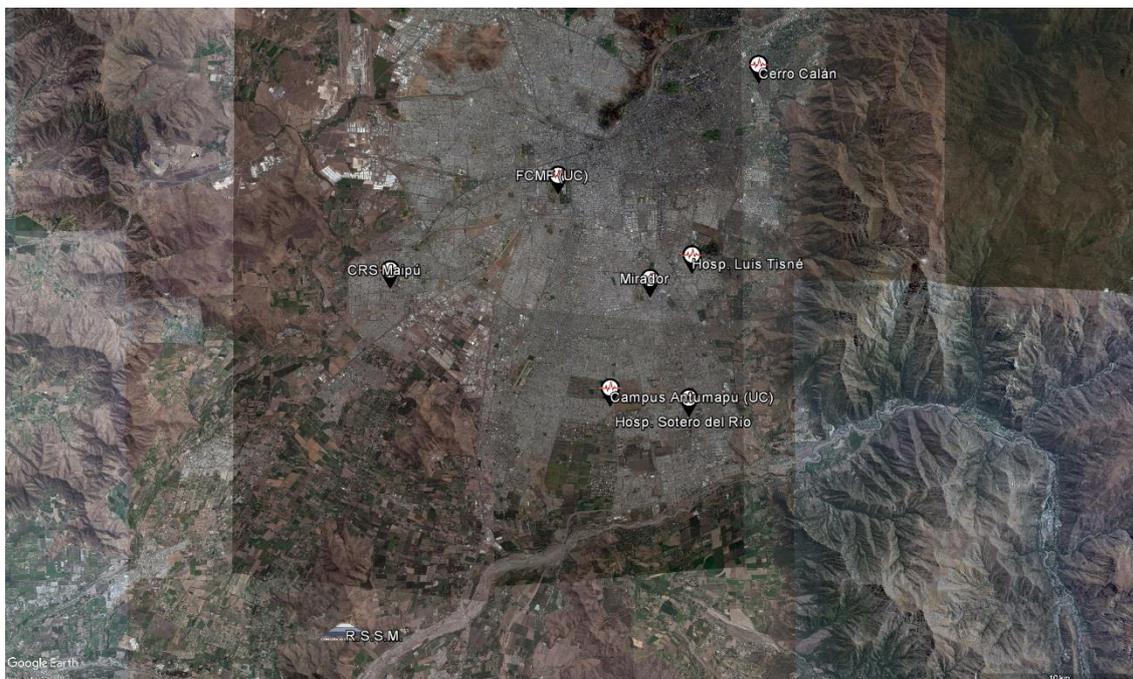


Figura 4.13.- Ubicación de los sismógrafos cercanos y del relleno

En la Tabla 4.6 se recogen los valores corregidos de la aceleración medida durante el terremoto:

	$a_h$ (g)	$a_v$ (g)
<b>FCMF (UC)</b>	0,17	0,14
<b>Mirador</b>	0,24	0,13
<b>CRS Maipú</b>	0,56	0,24
<b>Hosp. Luis Tisné</b>	0,3	0,28
<b>Hosp. Sotero del Río</b>	0,27	0,13
<b>Cerro Calán</b>	0,23	0,11
<b>Campus Antumapú</b>	0,27	0,17
<b>PROMEDIO</b>	0,29	0,17

Tabla 4.6.- Aceleraciones medidas en los sismógrafos cercanos durante el terremoto de 2010

La media de las aceleraciones medidas coincide adecuadamente con el valor obtenido antes, por lo que a efectos de cálculo se utilizará  $a_h = 0,29g$  como aceleración máxima durante el seísmo.

A partir del valor de la aceleración máxima se puede obtener el coeficiente sísmico utilizando la ecuación 4.2, de la que se deduce  $k_h = 0,087$ .

No se tiene datos sobre el nivel de lixiviados en la fecha del terremoto, por lo que se ha considerado una situación habitual en el vertedero, con el nivel freático prácticamente en superficie. En cuanto al peso específico, se ha considerado el utilizado en la hipótesis 1,  $20 \text{ kN/m}^3$ . Para el terreno de apoyo se han usado los mismos valores de los parámetros que en el modelo anterior (ver Tabla 4.5).

Como se ha dicho con anterioridad, el vertedero no sufrió daño alguno durante el terremoto, ni en la masa de residuos ni en las conducciones de extracción de líquidos y gases, por lo que el coeficiente de seguridad en el análisis de la estabilidad del relleno durante el terremoto tiene que ser mayor que 1. El establecimiento del valor del factor de seguridad no es posible de forma directa, por lo que es necesario asumir un valor razonable. Leroueil (2001) recoge datos sobre la relación entre la velocidad de desplazamiento del pie de un talud y su factor de seguridad frente al deslizamiento. En la Figura 4.14 se muestran estos valores.

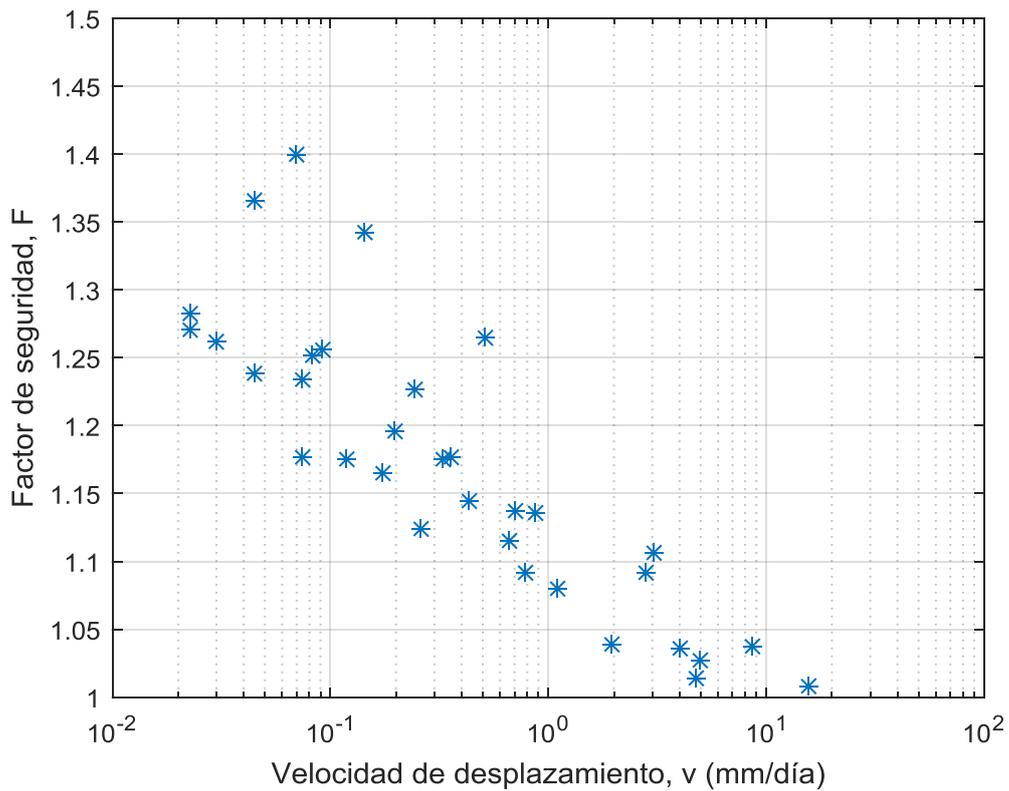


Figura 4.14.- Relación entre la velocidad de desplazamiento del pie del talud y el factor de seguridad (datos obtenidos de Leroueil, 2001)

Para valores del factor de seguridad mayores de 1,15 la velocidad es prácticamente despreciable ( $10^{-1}$  mm/día), además, este valor se usa con asiduidad en el cálculo de estabilidad de taludes a nivel de proyecto. Por ello, para la obtención de los valores de los parámetros resistentes se ha considerado dicho valor del factor de seguridad al deslizamiento.

En la Figura 4.15 puede verse el perfil utilizado, donde la geometría es la correspondiente al momento en el que se produjo el terremoto.

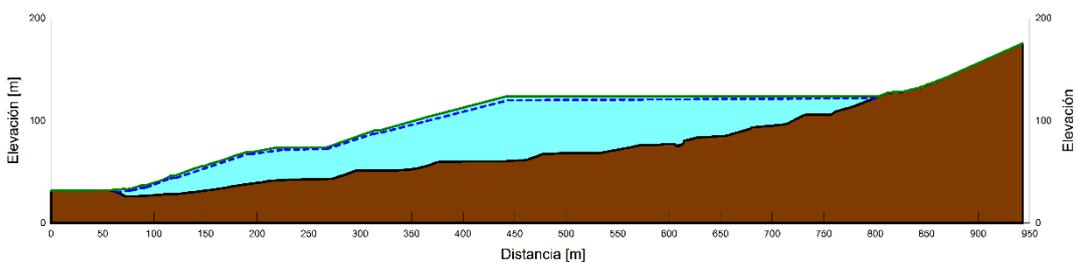


Figura 4.15.- Perfil para el cálculo de la estabilidad durante el terremoto de 2010

Siguiendo la metodología descrita, se han obtenido pares de valores de  $c$  y  $\phi$  para los que se obtiene un valor del factor de seguridad de 1.15. En el anexo XVI, se recogen los resultados obtenidos en los cálculos para el back-análisis pseudo-estático. En la Figura 4.16 se ha representado en un diagrama  $c$ - $\phi$  los pares de valores obtenidos.

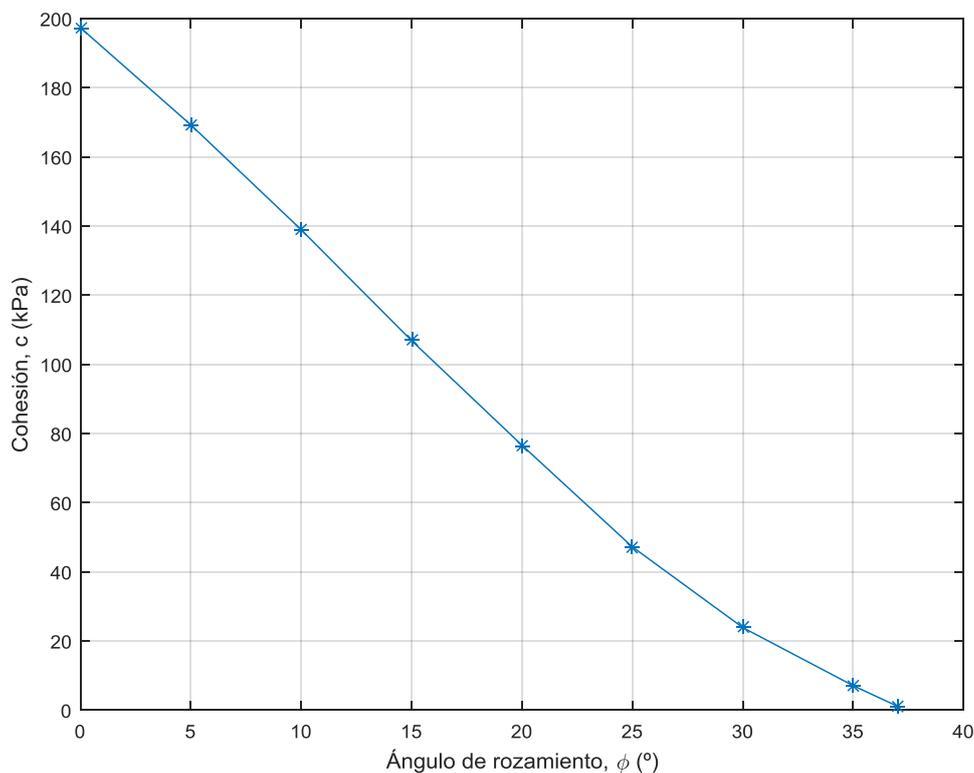


Figura 4.16.- Resultados de los cálculos pseudo-estáticos

Para valores del ángulo de rozamiento mayores de  $37^\circ$  se obtienen valores del factor de seguridad superiores a 1,15 para cualquier valor de la cohesión.

De forma análoga a lo que sucedía en los cálculos del modelo 1, el aumento del ángulo de rozamiento considerado hace que disminuya la profundidad de la superficie de rotura. Para valores de  $\phi$  menores de  $20^\circ$ , los círculos obtenidos son tangentes al terreno natural en la zona central del perfil.

De acuerdo con la bibliografía consultada, y a la experiencia propia, se ha considerado como parámetros resistentes los obtenidos para valores de cohesión bajos. En los cálculos posteriores se ha utilizado  $\phi = 35^\circ$  y  $c = 7$  kPa.

#### 4.4.3.2. Back-analysis accidente 2016

En la Figura 4.17 se muestra el modelo considerado para el análisis de la ampliación frontal del relleno.

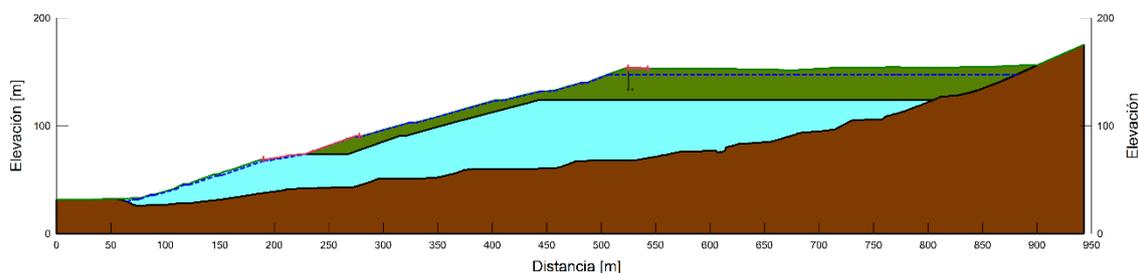


Figura 4.17.- Perfil de la hipótesis 2

El material azul se corresponde con el depositado antes del retaluzado del relleno, para el que se van a utilizar los valores de los parámetros resistentes obtenidos en el apartado anterior.

En este caso, el back-analysis se va a realizar variando únicamente los parámetros del material vertido posteriormente a la ampliación (representado en color verde), que se corresponde con el depositado después de 2010. Los residuos de esta zona contienen una mayor cantidad de lodos, por lo que su resistencia es, en principio, menor. Con independencia de lo anterior, los parámetros resistentes que se van a obtener son los del contacto entre los dos materiales en el que, como se ha dicho con anterioridad, es muy probable que existieran acumulaciones de lodos y lixiviados que lo lubricaban.

Las condiciones respecto a la geometría de la superficie de rotura son las mismas que las utilizadas en la hipótesis 1.

Siguiendo la metodología descrita, se han obtenido pares de valores de  $c$  y  $\phi$  que hacen que la estabilidad sea crítica, en el anexo XVI se recogen los resultados obtenidos en los cálculos realizados usando la hipótesis 2. En la Figura 4.18 se ha representado en un diagrama  $c$ - $\phi$  los pares de valores obtenidos.

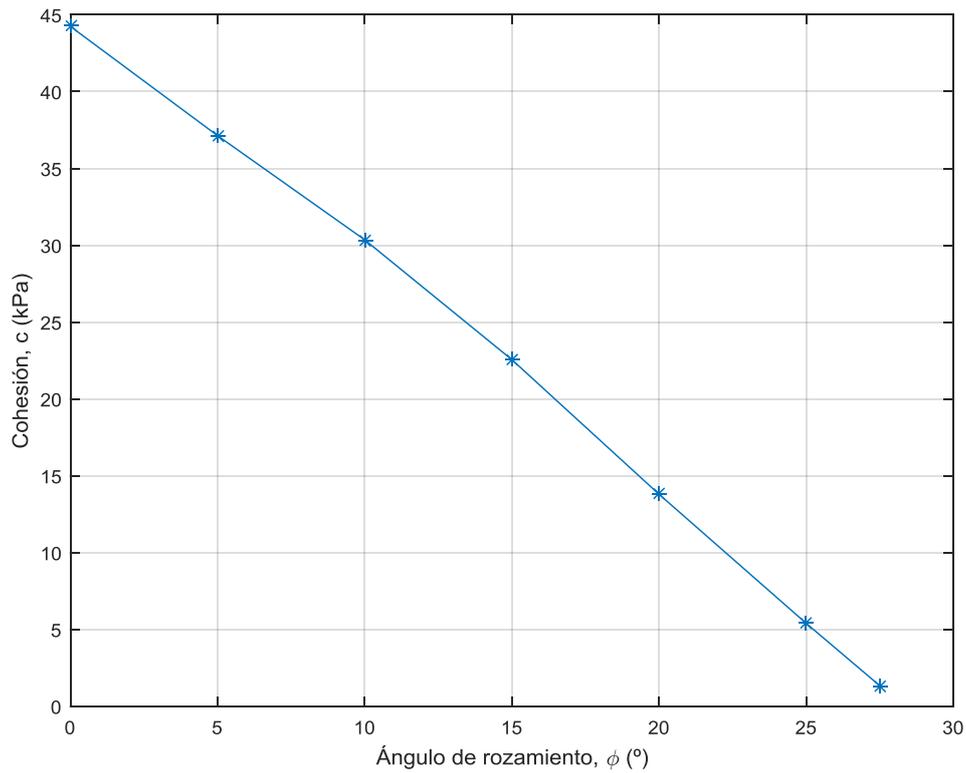


Figura 4.18.- Resultados de la hipótesis 2

El deslizamiento se ha producido en todos los casos por el contacto entre los dos tipos de residuo. Se observa una gran disminución de la resistencia respecto a los valores obtenidos para residuos depositados con anterioridad al 2010. Como se ha dicho con anterioridad, esto puede no deberse a una disminución real de la resistencia de los residuos sino a la acumulación de lodos y lixiviados en la interfaz entre los dos materiales, que puede crear una zona de debilidad alrededor de los restos de material de cobertura.

#### 4.5. Comparación con la propuesta de parámetros

En la Figura 4.19 se ha representado en un diagrama  $c-\phi$  los resultados obtenidos en los tres back analysis realizados, comparándolos con la propuesta de parámetros de diseño de Cañizal et al. (2011).

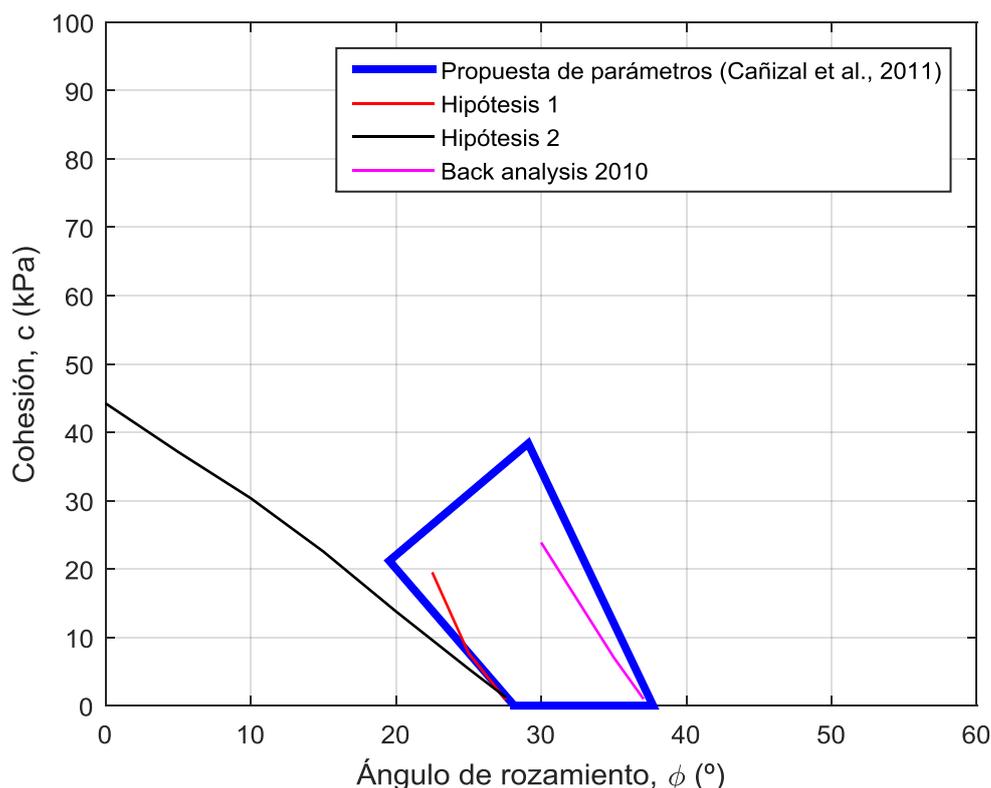


Figura 4.19.- Comparación de los resultados con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011)

Tomando los valores del back-analysis en la situación en la que estaba el vertedero en el terremoto de 2010 como los característicos de los residuos vertidos con anterioridad a la inclusión de lodos, puede verse que la resistencia de estos se encuentra dentro de la propuesta, en la zona correspondiente a vertederos con resistencias altas.

En la figura se observa que la resistencia obtenida en el back-analysis realizado según la hipótesis 1 (material homogéneo) es significativamente inferior a la del material vertido con anterioridad a 2010.

Por último, la resistencia obtenida usando la hipótesis 2 es la menor de las tres, situándose fuera de la zona propuesta.

#### 4.6. Posibles causas del accidente

Las posibles causas del accidente son diversas, siendo seguramente una combinación de todas ellas, en grado diverso y susceptible de interpretación, la que ha dado lugar al deslizamiento. A continuación se enumeran las causas detectadas a partir de los datos recopilados y del análisis efectuado.

1. Exceso de lixiviados. La acumulación excesiva de lixiviados en los días anteriores al accidente generó una elevación del nivel freático, lo que afectó negativamente a la estabilidad, al aumentar las presiones intersticiales en el interior de la masa de residuo.
2. Geometría del talud. Después de la ampliación frontal del vertedero se incrementó la pendiente del talud y se eliminaron las bermas intermedias. Se justificó la construcción con mayor inclinación que la proyectada en la reducción de pendiente que se produce por el asentamiento debido al peso propio de los residuos. Esta afirmación no es aceptable. En primer lugar, hay que conocer adecuadamente la deformabilidad de los residuos para definir la inclinación inicial que, tras el asiento, proporciona el talud de proyecto. Pero, por otro lado, incluso admitiendo dicha posibilidad, se produciría a un plazo largo, estando el vertedero durante todo este periodo con una geometría menos segura de lo exigido.
3. Ampliación frontal. El vertido de residuos sobre el talud pre-existente crea una discontinuidad en la masa entre el nuevo relleno y el ya depositado, con un cierto espesor de arcilla de cubrición. En la mayoría de las ocasiones los planos de contacto entre celdas son horizontales, por lo que no favorecen el deslizamiento a lo largo de ellos. Sin embargo, el plano de contacto producido por la ampliación frontal está inclinado y favorece la posibilidad de rotura. A lo anterior hay que añadir la mayor deformabilidad de los residuos recién depositados, que provoca movimientos diferenciales entre los rellenos reciente y antiguo. Si estas son elevadas, la resistencia en el contacto puede reducirse a valores residuales.
4. Co-disposición de lodos. El material resultante de la mezcla de residuo con lodo de depuradora tiene menor resistencia que los residuos sin mezclar. Además, los residuos tienen porosidad elevada, por lo que los lodos, sobre todo si tienen gran humedad, pueden migrar por el interior de la masa de residuos hasta que encuentran capas mucho menos porosas, generalmente capas de sellado, acumulándose en el contacto con dichas

capas. Esta disposición debilita aún más los planos de contacto entre materiales.

## Capítulo 5

# CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

### **5.1. Conclusiones**

A continuación se enumeran las principales conclusiones alcanzadas en el desarrollo de esta Tesis Doctoral.

#### **5.1.1. Relativas a los ensayos de campo sobre residuos convencionales (R.S.U.)**

- La utilización de los ensayos de campo propuestos para la caracterización geotécnica, ensayos presiométricos sobre sondeo (PBP) y ensayos de penetración estática (CPTu), ha resultado ser adecuada en vertederos de R.S.U. Aún con los problemas derivados de la falta de modelos de comportamiento para residuos, la utilización conjunta de ambos ensayos ha permitido caracterizar adecuadamente el comportamiento geotécnico de los distintos vertederos.
- El peso específico del material es un parámetro variable y difícil de determinar, por lo que su consideración en los análisis introduce incertidumbre en los

resultados. Por ello debe evitarse en la medida de lo posible. Si es necesaria la utilización de este parámetro se considera suficientemente adecuado el uso del modelo empírico propuesto por Zekkos et al. (2006).

- Se ha comprobado que en los vertederos ensayados, no ha resultado ser necesaria la realización de ensayos de disipación durante la realización de los CPTu, ya que estos no proporcionan información debido a la naturaleza drenante del material y a la no existencia de nivel freático en el interior del residuo. En situaciones distintas, con drenaje deficiente de lixiviados o afección del nivel freático al cuerpo del vertedero, sí podrían proporcionar datos de interés.
- La realización de ensayos presiométricos sobre sondeo ha permitido obtener los parámetros deformacionales del material. Para ello ha sido necesario realizar pequeñas adaptaciones a los procedimientos descritos en la norma. Estos cambios han dado lugar a una propuesta de protocolo de realización de ensayos presiométricos en vertederos, cuyo uso se ha demostrado adecuado para el fin buscado.
- La elección de la rigidez de la camisa es crítica para conseguir buenos resultados. En la campaña experimental realizada, se ha comprobado la necesidad de utilizar camisas blandas sin ningún tipo de protección metálica. De igual manera, la calibración de las camisas tiene gran influencia en el resultado obtenido, dado que la diferencia entre la presión aplicada al material y la necesaria para realizar el inflado en vacío de la camisa es pequeña.
- Debido a las características mecánicas de los R.S.U., ha sido necesaria la entubación del sondeo en el que se realizan los ensayos presiométricos. En el caso de sondeos profundos (>20m) ha sido necesario realizar una doble entubación para poder recuperar, con posterioridad, la tubería de revestimiento.
- Se han obtenido los módulos de corte de carga y recarga usando el ensayo presiométrico. Para la determinación del módulo de carga, dado el carácter lineal de la curva en los rangos de estudio, se ha utilizado la formulación convencional elástica, aun teniendo en cuenta que el comportamiento del material es elastoplástico incluso para pequeñas deformaciones. El valor obtenido para el módulo en el proceso de carga puede usarse para predecir la relación carga-deformación en un vertedero para deformaciones moderadas.

- De los resultados obtenidos cabe deducir que ambos módulos crecen con la profundidad.
- Se ha encontrado un mal ajuste a los resultados obtenidos en R.S.U. con los modelos teóricos existentes para la interpretación de ensayos presiométricos en suelos. Es necesario el desarrollo de un nuevo modelo de comportamiento si se quieren obtener parámetros resistentes usando ensayos PBP. La complejidad del comportamiento observado hace prever que para la interpretación sea necesario el uso de métodos numéricos.
- El análisis de los resultados obtenidos con el CPTu se ha elaborado de forma conveniente a los objetivos buscados en el estudio, determinando previamente niveles de comportamiento homogéneo.
- El tipo de comportamiento geotécnico observado para los residuos es el de un material predominantemente granular (arenas y mezclas de arena con limos). En esto, los resultados coinciden con la bibliografía revisada.
- Ajustando los resultados de los ensayos mediante correlación (ábaco) de común utilización en suelos arenosos se obtienen valores del ángulo de rozamiento ( $\phi$ ). Se deduce que el valor de dicho ángulo para el material ensayado disminuye con la profundidad.
- El conjunto de los pares  $(\sigma', \tau)$  deducible de los ensayos de penetración realizados en un determinado vertedero de R.S.U. muestra que la línea de rotura es curva. No tener en cuenta dicha curvatura hace que se sobreestime la resistencia del material para valores altos de la tensión normal.
- La no linealidad de la relación entre la resistencia al corte y la tensión vertical actuante puede tenerse en cuenta ajustando los resultados a diferentes modelos de comportamiento.
- Se ha ajustado el comportamiento al modelo de Mohr-Coulomb. Si bien la curva de rotura obtenida usando este modelo es recta, en el ajuste se tiene en cuenta la variación de  $\phi$  con la profundidad, lo que introduce una cohesión aparente y reduce el valor del ángulo de rozamiento medio.
- Se ha utilizado un modelo potencial sencillo para ajustar la curva de rotura del material. Si bien este modelo no considera linealidad entre tensiones tangencial

y normal, los parámetros del modelo no tienen sentido físico e introducen problemas de dimensionalidad en el ajuste.

- Por último se ha utilizado una modificación del modelo de Mohr-Coulomb que considera  $\phi$  variable con la tensión vertical, ajustando dicha variabilidad mediante una expresión logarítmica. El resultado obtenido con este modelo es prácticamente idéntico al obtenido usando modelos potenciales, pero tiene sentido físico y su implementación en software de análisis de estabilidad comerciales es, en la mayoría de los casos, directa.
- En todos los vertederos, el uso como parámetros resistentes del ángulo de rozamiento medio o los obtenidos del ajuste de Mohr-Coulomb sobrestima la resistencia del material para tensiones verticales elevadas.
- Se ha observado una tendencia al aumento de  $\phi$  con incrementos en el ratio  $G_L/G_R$ . Son necesarios más resultados para confirmarla.

#### **5.1.2. Relativas a los ensayos de laboratorio sobre residuos pre-tratados (M.B.T.-R.S.U.)**

- Se ha diseñado y puesto en funcionamiento un laboratorio específico para la realización de ensayos de caracterización geotécnica de residuos.
- El equipamiento de laboratorio se ha adaptado para las necesidades del material estudiado, sobre todo su gran compresibilidad y las grandes deformaciones necesarias para producir su rotura.
- Se ha diseñado un sistema de adquisición y procesado de datos de laboratorio basado en hardware comercial y software desarrollado de forma específica para esta investigación por parte del autor.
- Se ha realizado una campaña de ensayos de laboratorio para caracterizar geotécnicamente los residuos provenientes de la planta de tratamiento M.B.T. del vertedero de Meruelo en Cantabria. Esta ha incluido la realización de ensayos de corte directo en caja cuadrada de 300 mm de lado y de ensayos de compresión triaxial consolidados drenados en probetas de 100 mm de diámetro.
- Los materiales estudiados son el rechazo de la planta de afino, las escorias de la planta de incineración y mezclas de estos dos materiales en porcentaje variable.
- El rechazo de afino es el resultado de aplicar un tratamiento mecánico y biológico

a los residuos que llegan a la planta. El material tiene un aspecto similar a los R.S.U. convencionales, pero con tamaño de partícula menor (85% con tamaño inferior a 20mm), ya que se le somete a un proceso de triturado y cribado. Su humedad (42%) y contenido de materia orgánica son altos.

- La escoria de incineradora es el residuo generado por la planta eléctrica, donde se utiliza el residuo como combustible para generar energía. El material resultante es similar a un suelo granular tipo grava con fracción arenosa, pero con partículas frágiles. El tamaño máximo de partícula que se ha podido ensayar con los equipos disponibles es de 20 mm, lo que representa el 78% del material. Debido al proceso térmico, los niveles de humedad y materia orgánica del material son bajos.
- Los materiales estudiados se colocan conjuntamente en el vertedero. La casuística de la operación tanto de la planta como del vertedero hace que la proporción de cada uno de ellos sea variable. Debido a esto, se han estudiado mezclas de los mismos con proporciones variables (0, 20, 40, 60, 80 y 100% de cada material)
- No se dispone del peso específico de puesta ni de los materiales aislados ni de las mezclas. Para elegir el peso específico inicial de las probetas de ensayo, se ha establecido un procedimiento de compactación estático que reproduce la energía de compactación correspondiente al 95% de la densidad Próctor normal obtenida en el rechazo de afino compactado a su humedad natural. El valor del peso específico inicial de las probetas para las diferentes muestras varía entre los 12,5 kN/m<sup>3</sup> del rechazo de afino hasta los 15,4 kN/m<sup>3</sup>, siendo mayor cuanto más elevado es el contenido de escorias de la mezcla.
- Se ha comprobado que la compactación dinámica mediante el golpeo con maza rompe las partículas de las escorias, por lo que se ha usado compactación estática mediante presión.

#### **5.1.2.1. Ensayos de corte directo**

- Se han realizado ensayos de corte con tensiones normales de 15, 30, 50, 150 y 300 kPa y con velocidad de desplazamiento de 1 mm/min.
- En los ensayos de corte directo se ha llegado a una tensión tangencial máxima,

por lo que se han podido obtener directamente los valores de los parámetros de los criterios de rotura. Este comportamiento difiere tanto del observado en los ensayos de compresión triaxial como de la mayoría de la bibliografía consultada sobre el comportamiento de residuos convencionales.

- En las muestras con contenido de escorias de hasta el 80% no se presenta comportamiento de pico. En los ensayos realizados sobre escorias se ha obtenido resistencia de pico y postpico o crítica.
- Al haber obtenido cinco determinaciones por muestra, se han realizado ajustes de: Mohr-Coulomb, potencial y Mohr-Coulomb con ángulo de rozamiento variable con la tensión normal.
- La cohesión disminuye ligeramente con el contenido en escorias y el ángulo de rozamiento aumenta con él en mucha mayor proporción.
- Comparando los resultados con la propuesta de parámetros de Cañizal et al. (2011), cabe deducir que los residuos sometidos a pretratamiento muestran una resistencia mayor o en el límite superior de los residuos convencionales.
- En las muestras de rechazo de afino y de mezclas con hasta el 80% de escoria, el comportamiento en rotura es, en general, dilatante para las probetas con tensiones normales menores o iguales a 50 kPa y contractante para el resto. Lo que indica que las primeras están sobreconsolidadas. En el caso de las escorias de incineradora, su comportamiento es dilatante para todas las tensiones normales ensayadas, comportamiento similar a los suelos granulares.

#### **5.1.2.2. Ensayos de compresión triaxial consolidados drenados**

- El método de fabricación de probetas por congelación ha resultado satisfactorio permitiendo, además del manejo adecuado de las probetas, el almacenamiento de las estas durante más tiempo sin la aparición de moho.
- La gran deformabilidad y heterogeneidad de los materiales ensayados ha requerido del uso de cabezales guiados, para evitar el giro excesivo de la base superior de la probeta durante las fases de consolidación y rotura.
- A excepción de las escorias, las mezclas se han saturado con facilidad aplicando presiones de cola de 600 kPa. Sin embargo, las escorias han presentado problemas para alcanzar el grado de saturación necesario para la realización de

los ensayos. La solución ha consistido en sumergir el material en agua durante un mes previamente a la fabricación de las probetas.

- Se han realizado ensayos con presiones efectivas de célula de 50, 150 y 300 kPa.
- Al disponer de tres probetas por ensayo, solo se ha usado el criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb para la interpretación de los resultados.
- En los ensayos realizados sobre muestras de rechazo de afino y mezclas con hasta el 80% de escorias, no se ha alcanzado un valor máximo del desviador aplicado, ni asintótico ni de pico, por lo que se han obtenido los valores de los parámetros de Mohr-Coulomb movilizados al 5, 10, 15, 20 y 25% de deformación.
- En el caso de las muestras de escoria, se han alcanzado valores máximos del desviador para deformaciones en el entorno del 15%.
- A partir de la evolución de estos valores con la deformación pueden distinguirse tres tipos de comportamiento, dependiendo de la cantidad de escorias en la mezcla.
  - Comportamiento tipo rechazo de afino – Se da para las mezclas M-R100E0 y M-R80E20. En este tipo de materiales tanto la cohesión como el ángulo de rozamiento aumentan con la deformación.
  - Comportamiento tipo escoria – Se da para las muestras con mayor contenido en escorias (M-R20E80 y M-R0E100). Al igual que en los anteriores, en estos materiales el ángulo de rozamiento aumenta pero, en este caso, el valor de la cohesión disminuye ligeramente.
  - Comportamiento intermedio – Se da para contenidos medios de escorias (M-R40E60 y M-R60E40). En estos materiales el ángulo de rozamiento aumenta y la cohesión permanece aproximadamente constante.
- Los comportamientos pueden justificarse en base a:
  - En escorias puras o con bajos contenidos de rechazo (20%) la resistencia es aportada fundamentalmente por los contactos entre partículas granulares de escoria, material clasto-soportado, por lo que el comportamiento es el de un material granular. La aparición de un cierto valor de la cohesión no responde a una realidad física sino al ajuste lineal de Mohr-Coulomb de los resultados para un rango de presiones de

cálculo.

- En las muestras con porcentajes mayores de rechazo de afino (100 y 80%) el comportamiento corresponde al de este material. La presencia de fibras, aunque de menor longitud que en residuos convencionales, produce un incremento de la resistencia con la deformación que se traduce mayoritariamente en un aumento del valor del parámetro cohesivo.
- En las situaciones intermedias, el valor del ángulo de rozamiento es similar al de las mezclas compuestas mayoritariamente por rechazo de afino, dado que es la matriz formada por este material la que aporta la mayor parte de la resistencia, al no producirse contacto entre las partículas granulares de escoria (material matriz-soportado). Sin embargo, la cohesión no experimenta incremento, lo que podría explicarse por la menor presencia de fibras en las muestras.

### **5.1.3. Relativas al análisis del deslizamiento**

- Se ha analizado el deslizamiento ocurrido en el vertedero de Santa Marta (Santiago de Chile) el 15 de Enero de 2016, para lo que se ha realizado una estancia de investigación en la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso.
- Se han determinado las posibles causas del deslizamiento, de entre las que cabe destacar:
  - Altura excesiva del nivel freático.
  - Pendiente del talud excesiva.
  - Problemas derivados de la ampliación frontal realizada en el vertedero. Creación de un plano de debilidad inclinado que favorece el deslizamiento e incompatibilidad de deformaciones entre el residuo nuevo y el anterior a la ampliación.
  - Presencia de lodos en el interior de la masa de residuo, procedentes principalmente de estaciones de tratamiento de aguas residuales.
- Se han realizado dos hipótesis distintas, una considerando el material del vertedero homogéneo (hipótesis 1) y otra teniendo en cuenta los efectos de la ampliación frontal (hipótesis 2). Se han obtenido los valores de los parámetros

resistentes en cada una de estas situaciones.

- En la primera de ellas los parámetros deducidos se encuentran en la zona baja de la propuesta realizada por Cañizal et al. (2011).
- En la segunda hipótesis, el material colocado anteriormente a la ampliación frontal presenta unos valores que se ajustan a la propuesta anterior en la zona de resistencias altas. Sin embargo, los valores deducidos para la mezcla de lodos y R.S.U. vertida en la ampliación frontal son bajos y se encuentran fuera de la propuesta.

## **5.2. Futuras líneas de investigación**

A continuación se enumeran las futuras líneas de trabajo relacionadas con la investigación desarrollada en la presente tesis.

### **5.2.1. Respecto a la caracterización mediante técnicas de campo**

- Analizar resultados obtenidos en los ensayos de campo usando modelos de comportamiento desarrollados específicamente para residuos.
- Simular mediante modelos numéricos los ensayos de campo para su interpretación y obtención de parámetros.
- Desarrollar modelos numéricos y analíticos para simular e interpretar el comportamiento de los residuos durante los ensayos de campo.
- Estudiar vertederos mediante otras técnicas de campo (p.e. uso de la geofísica) comparándolas con las utilizadas.

### **5.2.2. Respecto a la caracterización mediante técnicas de laboratorio**

- Estudiar la resistencia del compost generado en la planta de tratamiento, en la posibilidad de su incorporación a los materiales vertidos. Estudiar la interacción de este con los otros dos materiales analizados en el presente trabajo.
- Realizar análisis similares al presentado en otros vertederos, comparando la influencia de los diversos tipos de tratamientos M.B.T. respecto a la resistencia al corte de los materiales que generan.
- Determinar la influencia del envejecimiento y la degradación en la resistencia de los residuos, usando reactores con condiciones ambientales controladas en

laboratorio.

- Determinar la influencia de la temperatura en la resistencia de los residuos. Para lo que es necesaria la utilización, al igual que en el punto anterior, de reactores de laboratorio que permiten controlar la temperatura durante la descomposición del material.
- Analizar las características de las escorias de incineradora como posible sub-producto utilizable como material de construcción. Bien como árido para hormigones de bajo peso específico o como mejorador de rellenos con baja capacidad portante.

## Capítulo 6

# SUMMARY, CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH

### **6.1. Thesis summary**

#### **6.1.1. Aim and scope**

The knowledge of the mechanical properties of MSW has many implications on the design and operation of landfills. The shear strength of the waste mass determine the maximum safe inclination of the slopes, and hence the capacity of the facilities. Traditionally, this property is obtained using geotechnical equipment and procedures, but the differences between soil-like materials and wastes makes it necessary to make some adaptations to the normal practice.

Testing waste in a regular laboratory, usually located in general purpose buildings, faces several sanitary problems. Besides, the cost of field tests are generally

lower than laboratory tests and their execution is faster. Because of that, field tests have become an interesting alternative to determine the mechanical properties of MSW.

In addition, over the last years, and due to new European regulations, pre-treatment of wastes using Mechanical and Biological Treatments (MBT) has become very popular. The wide variety of treatments available and their different intensities makes it difficult to determine the effect of them on the shear strength of the residue.

The main scope of this investigation is to advance in the knowledge of the behavior of wastes as a geotechnical material. The main objectives of this investigation are:

Objective 1: Identification of the most suitable in-situ testing techniques to obtain the shear strength of MSW, adjusting both the equipment and procedures if necessary.

Objective 2: Apply the selected techniques to the study of real landfills.

Objective 3: Design and build a new laboratory to study the mechanical properties of the pre-treated wastes. Undertake a laboratory testing campaign to characterize these materials.

Objective 4: Apply the know-how acquired in the realization of the research to analyze a real landfill with stability issues.

## **6.1.2. State of the knowledge**

### **6.1.2.1. Shear strength of non-treated MSW**

Although over the past thirty years the mechanical properties of non-treated wastes has been extensively studied, the results and procedures reported show great dispersion. The common characteristics in terms of mechanical behavior found in the literature review are summarized below:

- The Mohr-Coulomb failure criterion is widely used to characterize the shear strength of MSW.
- MSW shows great deformability to reach failure. In most cases this deformation is not compatible with the rest of the element of the landfill. Due to that, it is no reasonable to use failure parameters on the slopes

design. Most authors report the mobilized cohesion and friction angle for a strain considered critical.

- The shear stress-strain curve of the MSW shows a noticeable hardening, and a horizontal asymptotic level is not reached even with large strains. As a result, it is necessary to define a certain level of deformation in which it is assumed that the failure situation is being reached.
- MSW behaves like a frictional material, with increasing strength with higher level of octahedral stress.
- Fibers within the waste mass reinforce the material, giving rise to an apparent cohesion. Consequently, shear strength of MSW depends on fiber content. This influence has a maximum in which an excess in fiber content produces a reduction on the strength.
- Although the resistance increases with octahedral stress, and hence with depth, the rate of growth is no linear. This implies that the friction angle decreases with depth.
- Within the usual ranges, variations in unit weight do not produce large changes in MSW strength.
- Permeability of MSW is similar to the values obtained for sand-like materials, about  $10^{-5}$  m/s.
- Notwithstanding the great heterogeneity of the material, the average mechanical properties inside the waste mass vary consistently, and so the study of a landfill in real scale can be made considering the material homogeneous.

#### **6.1.2.2. Shear strength of pre-treated waste**

- It is not clear the influence of the treatment on shear strength.
- Pre-treated wastes are more homogeneous than non-treated ones.
- M.B.T. reduces the deformability and particle size. Pore size, and thus the permeability is also reduced.
- Settlements in pre-treated waste landfills are lower, and are mainly caused by mechanical creeping.

- Unit weight of compacted pre-treated waste is higher than in regular waste.

### 6.1.3. In-situ testing of Municipal Solid Waste (MSW)

In-situ testing have some clear advantages over laboratory studies in terms of representativeness, sanitary conditions and cost. Due to that, one of main objectives of this work is to find the most suitable methodology to obtain the shear strength of the waste mass in a landfill using only field test.

Cone penetration tests (CPTu) and pre-bored pressuremeter tests (PBP) were used to perform a testing campaign in three Spanish MSW landfills. The distribution of the tests among the different landfill is shown in Table 6.1:

Landfill	Code	Soundings	PBP	CPTu
Can Mata	CM	4	16	10
Alcalá del Río	AR	3	15	8
Cañada Hermosa	CH	4	22	11
<b>TOTAL</b>		11	53	29

Table 6.1.- Test distribution

#### 6.1.3.1. PBP testing

An Elastometer-2 HQ 4180 probe was used to perform the tests. One of the main issues in using pressuremeter tests in wastes is membrane selection. On the one hand, sharp elements within the waste mass can damage the membrane, and hence it is reported the usage of rigid membranes and even with protective devices to prevent punctures (Dixon et al., 2006). On the other hand, for materials with low stiffness such as MSW, the usage of soft membranes is recommended. In this work the softest membrane available was used without a noticeable reduction in its durability.

All the test were performed according to the ISO 22476-4 code for the loading part and the NF P 94-110-1 for the unloading-reloading cycles.

It was not possible to reach failure during the tests due to the limited deformability of the device and the obtained data did not fit the existing models for

pressuremeter response in soils. Due to that, only deformational parameters were obtained from the test.

### 6.1.3.2. CPTu testing

On-truck CPTu equipment was used in this work. The system comprised subtractive electrical cones with 60° tapered, 15 cm<sup>2</sup> tip area. The porous filter was located just behind the cone tip, in  $u_2$  position.

All the test were performed according to the guidelines established by the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, with a rate of penetration of the cone of 20 mm/s and recordings of  $q_c$ ,  $f_s$  and  $u_2$  every 10 mm.

### 6.1.3.3. Results

#### Soil behavior type

Using the data collected in CPTu tests, Robertson (2010) and Schmertmann (1969) charts were used to determine the soil behavior type of the landfills. In Figure 6.1 both charts for one of the landfill are presented.

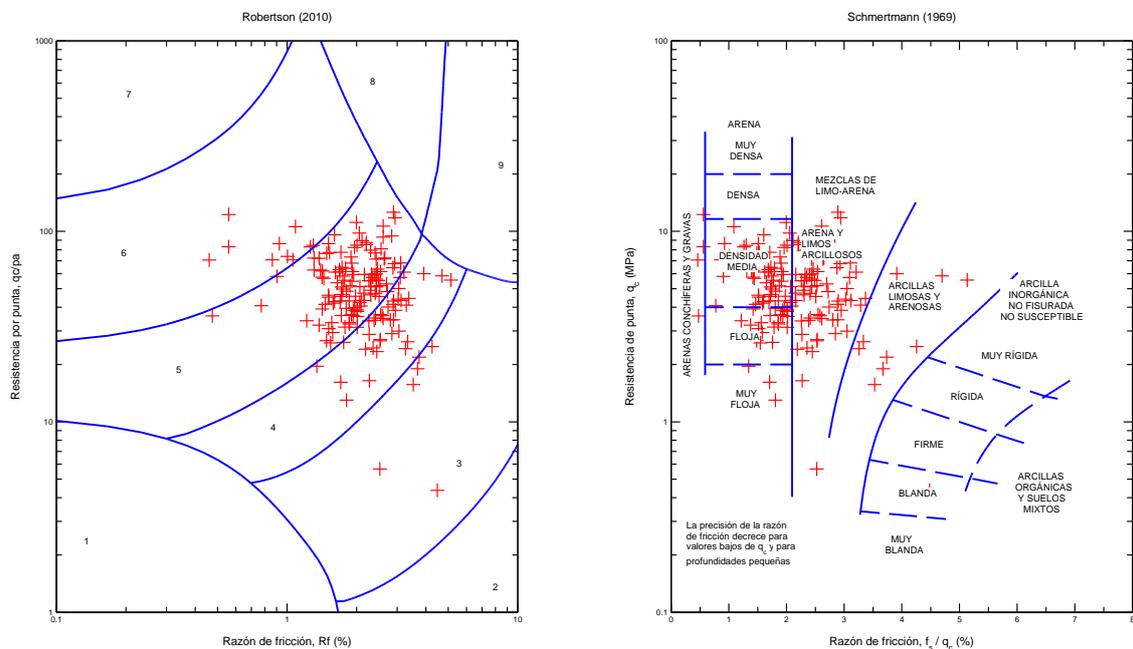


Figure 6.1.- Robertson (2010) and Schmertmann (1969) charts for one of the landfills

In general, the observed behavior of the material corresponds with sandy silts or silty sands.

### Shear strength

Once the material has been determined to behave like a frictional material, Robertson and Campanella chart (1983) can be used to obtain its friction angle. Figure 6.2 shows the values obtained against normal stress. It can be seen in the figure that the value of  $\phi$  decreases with the normal stress, and hence with depth.

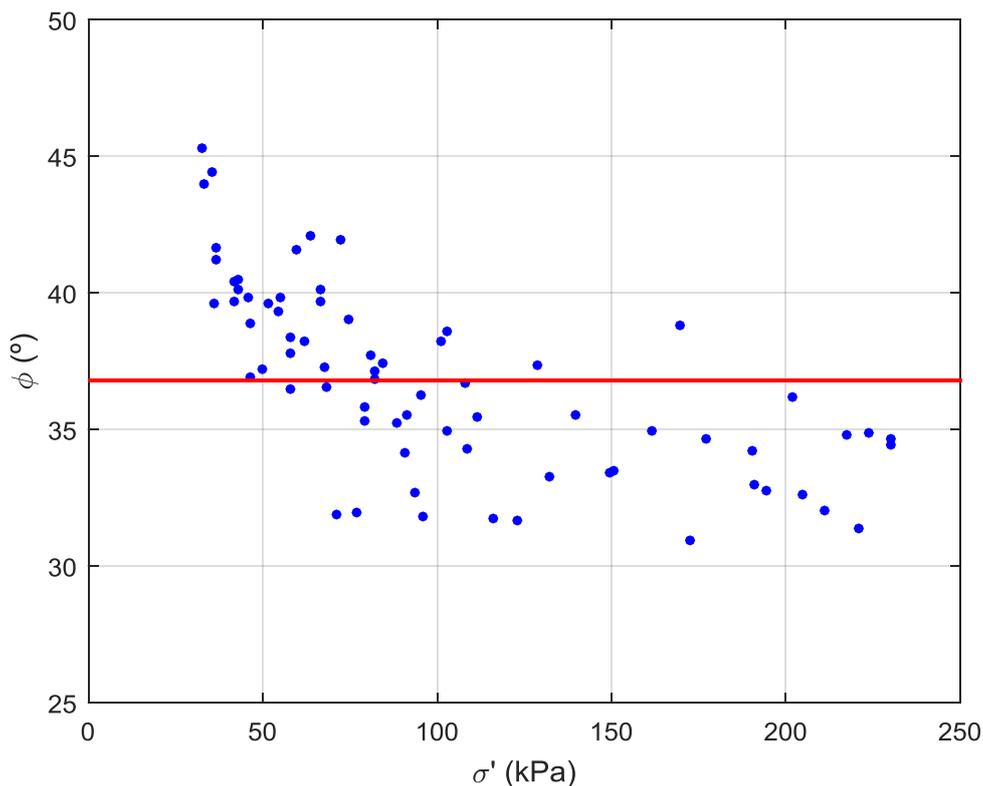


Figure 6.2.- Variation of the friction angle with normal stress

With the  $\phi$  obtained, the shear strength of each data point was obtained and plotted in a  $\tau$ - $\sigma$  diagram. To take in to account the variation of the friction angle with normal stress, nonlinear failure envelopes were considered in addition of the linear envelope proposed by the Mohr-Coulomb failure criterion. The equations of the nonlinear criterions used are presented in Table 6.2:

Criterion	Equation
Potencial	$\tau = A\sigma_n'^b$
Variable $\phi$	$\tau = \sigma' \cdot \tan\left(\phi_0 - \Delta\phi \cdot \log\left(\frac{\sigma'}{p_a}\right)\right)$

Table 6.2.- Nonlinear criterions considered

Figure 6.3 shows the resulting envelopes for one of the landfills.

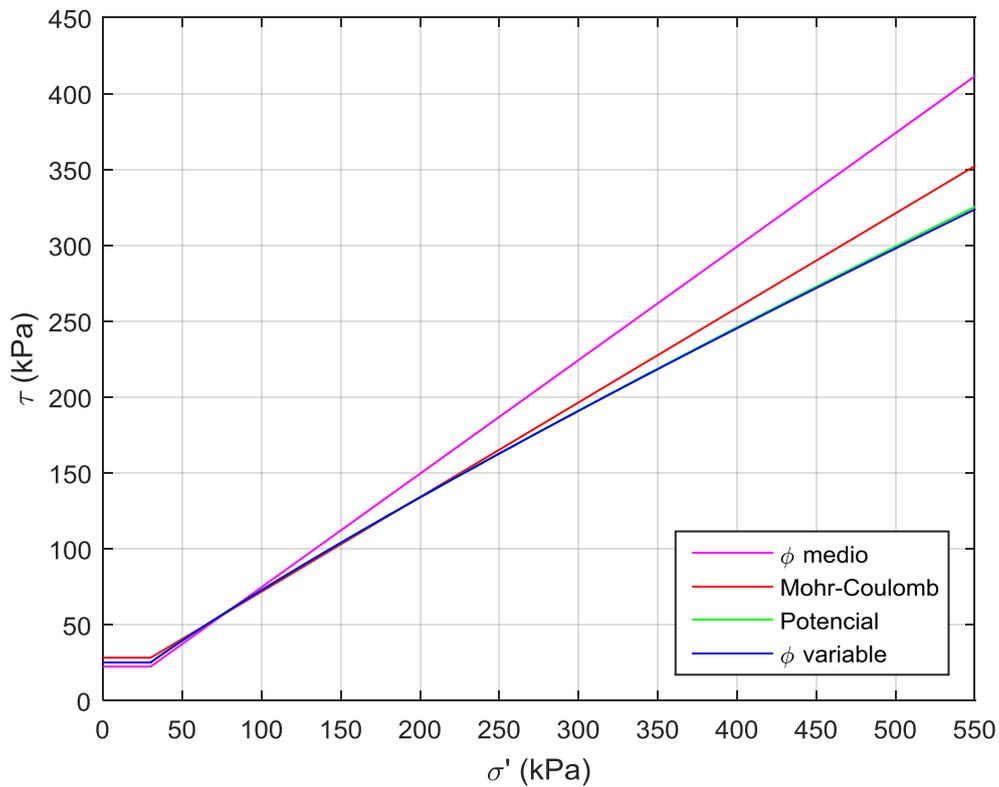


Figure 6.3.- Failure criterions determined for one of the landfills

A summary of the values for the shear strength parameters considering all the failure criterions is presented in Table 6.3:

Failure envelope	Normal stress $\sigma'$ (kPa)	Parameter	Can Mata (new)	Can Mata (old)	Alcalá del Río	Cañada Hermosa
Average $\phi$	$\sigma' > 30$	$\phi$ (°)	37.25	36.12	36.8	34.28
	$\sigma' < 30$	$c_u$ (kPa)	22.81	21.89	22.44	20.45
Mohr-Coulomb	$\sigma' > 30$	$c$ (kPa)	9.24	11.28	9.56	11.57
		$\phi$ (°)	33.68	31.73	31.93	29.4
	$\sigma' < 30$	$c_u$ (kPa)	29.23	29.83	28.26	28.47
Potential	$\sigma' > 30$	A	1.3	1.36	1.28	1.43
		b	0.88614	0.86941	0.87757	0.84235
$\phi$ variable (logarithmic)	$\sigma' > 30$	$\phi_0$ (°)	37.52	36.54	36.05	34.57
		$\Delta\phi$ (°)	3.13	3.53	3.3	4.16
	$\sigma' < 30$	$c_u$ (kPa)	26.38	25.92	25.23	24.84

Table 6.3.- Shear strength parameters.

**Stiffness**

Loading shear modulus ( $G_L$ ) and reloading shear modulus ( $G_R$ ) were obtained for all the tested points on the three sites. Despite the significant scatter, there is a general trend of increasing  $G_L$  and  $G_R$  with depth.

The ratio between the two moduli is often used to identify the soil type. Data show that this ratio remains approximately constant with depth.

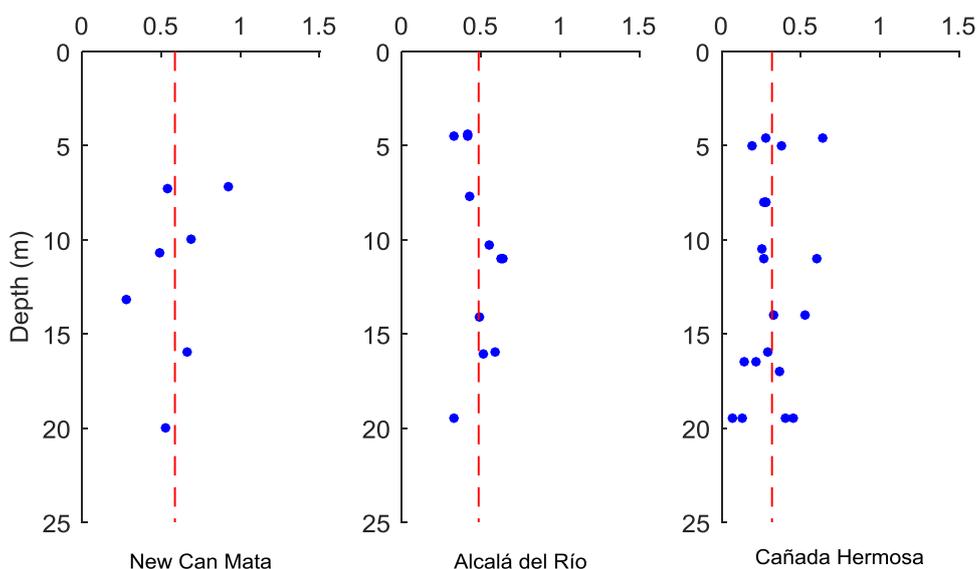


Figure 6.4.-  $G_L/G_R$  against depth

#### 6.1.4. Laboratory testing of pre-treated wastes (MBT-RSU)

A laboratory campaign using large scale direct shear and triaxial CD tests was carried out to determine the influence of MBT on the shear strength of MSW. Due to the odor of the material and the contaminant potential of the leachate, a new laboratory, isolated from the existing one was set up. Besides, due to the large strain at failure expected for the materials tested, some modification were made to the commercial geotechnical equipment.

The materials tested were sampled in the treatment facility of Meruelo's landfill (Cantabria, Spain) from the two main lines: refuse from the biological treatment and slag from the incineration plant.

The refuse is MSW-like material with high moisture levels. This material presents some of the characteristics of traditional waste (odor, high deformability, heterogeneous composition) but in a lower intensity. Due to the mechanical treatment, the particle size is smaller than in non-treated residues.

On the other hand, slags from the incineration plant is similar to granular soils, but with lower unit weight and more fragile particles.

Besides, mixtures of both material with varying contents were tested (Table 6.4).

Refuse content (%)	Slag content (%)	Mixture name
0	100	M-R0E100
20	80	M-R20E80
40	60	M-R40E60
60	40	M-R60E40
80	20	M-R80E20
100	0	M-R100E0

Table 6.4.- Studied mixtures

##### 6.1.4.1. Results

##### Direct Shear test

A total of 6 direct shear test were performed, one for each mixture. Each test consisted in 5 different specimens consolidated with different normal stress (15, 30, 50, 150, 300 kPa).

The refuse from the biological treatment and all the mixtures behave in a similar manner, reaching a maximum value of the shear stress and keeping it approximately constant during the rest of the test. As for the dilatancy, the three samples consolidated with a normal stress of 50 kPa or less show positive dilatancy and the other two negative.

The behavior of the slag samples is different, showing peak and critical resistance and positive dilatancy for all the specimens.

The same failure criterions described for field test were used for the characterization of the shear strength of the studied materials. A summary of the obtained result is shown in Table 6.5:

Failure criterion		Mixture						
		R100E0	R80E20	R60E40	R40E60	R20E80	ROE100 (peak)	ROE100 (critical)
<b>Mohr - Coulomb</b>	c (kPa)	19.92	22.04	21.08	16.93	20.33	29.01	13.39
	$\phi$ (°)	32.95	29.43	33.04	36.56	36.19	42.28	38.5
<b>Potential</b>	A	2.9	3.47	3.16	2.45	3.06	4.28	1.94
	b	0.7511	0.7	0.74	0.8	0.76	0.74	0.85
<b>Variable <math>\phi</math></b>	$\phi_0$ (°)	37.27	36.26	39.05	40.57	43.69	47.72	39.61
	$\Delta\phi$ (°)	3.31	5.19	4.57	3.08	5.6	4.1	0.86
	c (kPa)	12.43	10.59	10.22	9.3	4.89	16.02	11.3

Table 6.5.- Summary of the shear strength parameters obtained using direct shear tests

In Figure 6.5 the obtained parameters are plotted in a c- $\phi$  diagram along with a parameter proposal by Cañizal et al. (2011). The proposal is based on a compilation of field test, laboratory test and back-analysis of slope failures reported by several authors. It can be seen in the figure that the strength of pre-treated wastes is, in general, higher than the strength of non-treated waste.

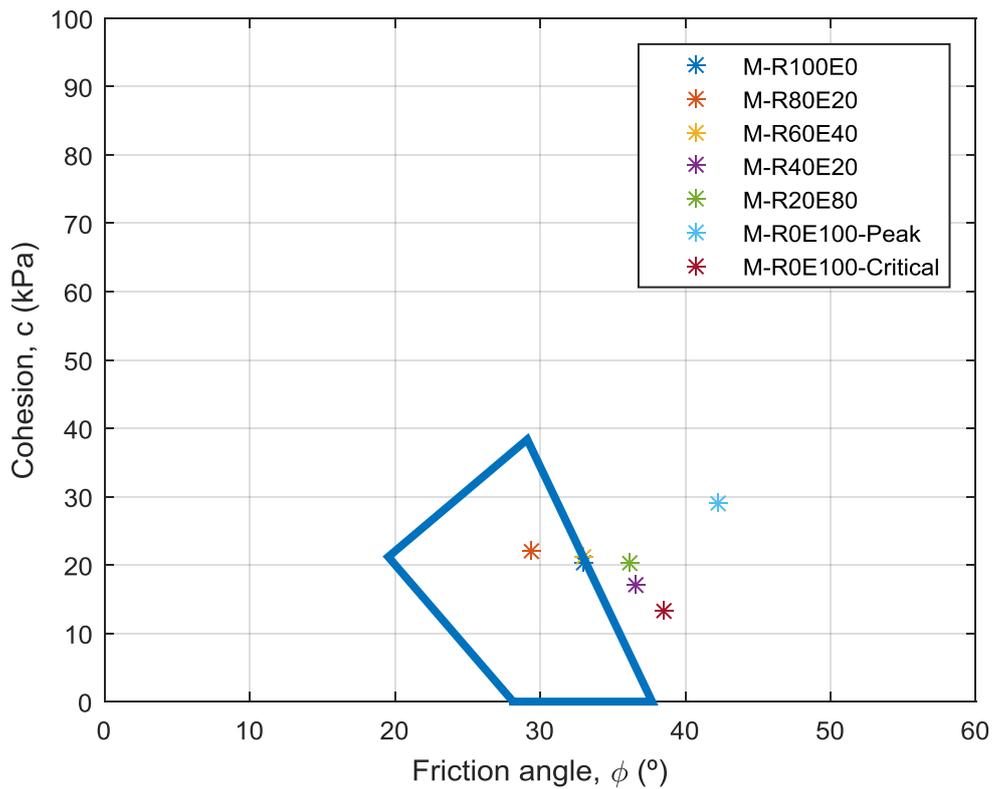


Figure 6.5.- Comparison between the obtained results and the proposal by Cañizal et al. (2011)

### Triaxial CD test

A total of 7 consolidated drained triaxial tests were performed. Each test consisted in 3 different specimens consolidated with different normal stress (50, 150, 300 kPa).

Except in slag samples, failure was not reached during the tests, and hence the mobilized shear strength parameters for different deformations were obtained. Due to the difficulties in saturating the specimens, two different tests were performed in slag samples, one with its natural moisture content and other after a month submerged in water.

As there were only three specimens in every test, only the Mohr-Coulomb failure criterion was used in the analysis of the results. A summary of the obtained shear strength parameters is presented in Table 6.6. Additionally, results were also plotted in  $c$ - $\phi$  diagram (Figure 6.6)

	Mixture						
	R100E0	R80E20	R60E40	R40E60	R20E60	ROE100S	ROE100H
$c_5$ (kPa)	15.14	20.00	17.62	14.89	27.69	52.48	74.73
$\phi_5$ (°)	19.97	18.62	19.10	19.58	20.25	25.78	21.74
$c_{10}$ (kPa)	33.29	33.61	24.77	18.98	27.35	56.56	57.10
$\phi_{10}$ (°)	22.33	22.05	25.22	26.21	27.51	30.72	29.10
$c_{15}$ (kPa)	44.25	43.13	25.81	17.27	22.01	55.14	52.01
$\phi_{15}$ (°)	24.55	24.68	29.61	30.97	32.04	32.98	31.85
$c_{20}$ (kPa)	51.72	49.08	27.26	18.33	20.55	-	-
$\phi_{20}$ (°)	26.92	27.25	32.31	33.59	34.36	-	-
$c_{25}$ (kPa)	62.64	52.29	24.35	18.54	16.87	-	-
$\phi_{25}$ (°)	28.63	29.85	34.40	35.04	35.78	-	-
$c_R$ (kPa)	-	-	-	-	-	50.67	51.28
$\phi_R$ (°)	-	-	-	-	-	34.64	32.79

Table 6.6.- Summary of the shear strength parameters obtained using triaxial tests

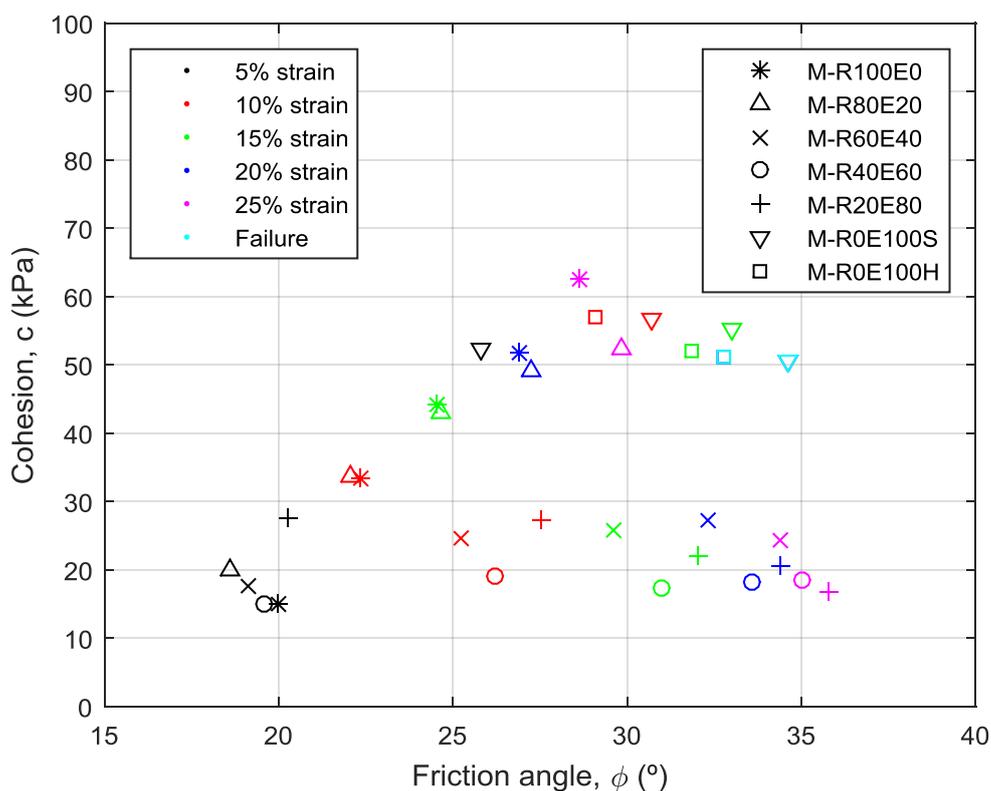


Figure 6.6.- Results from triaxial tests plotted in a c-φ diagram

Three different types of behavior were observed depending on the content of slag of the samples:

1. Refuse behavior – The value of the friction angle and the cohesion increase with strain. It was observed for M-R100E0 and M-R80E20.
2. Slag behavior – The value of the friction angle and the cohesion decrease with strain. It was observed for M-R0E100S, M-R0E100H and M-R20E80.
3. Intermediate behavior – Only the value of friction angle is affected by the strain, cohesion is approximately constant. It was observed for M-R40E60 and M-R60E40.

Behavior 1 and 3, despite being different, produce similar parameters and hence can be analyzed together. In Figure 6.7 linear adjustments were made to obtain the iso-deformation lines for the samples with fewer slag content. The obtained lines are roughly parallel.

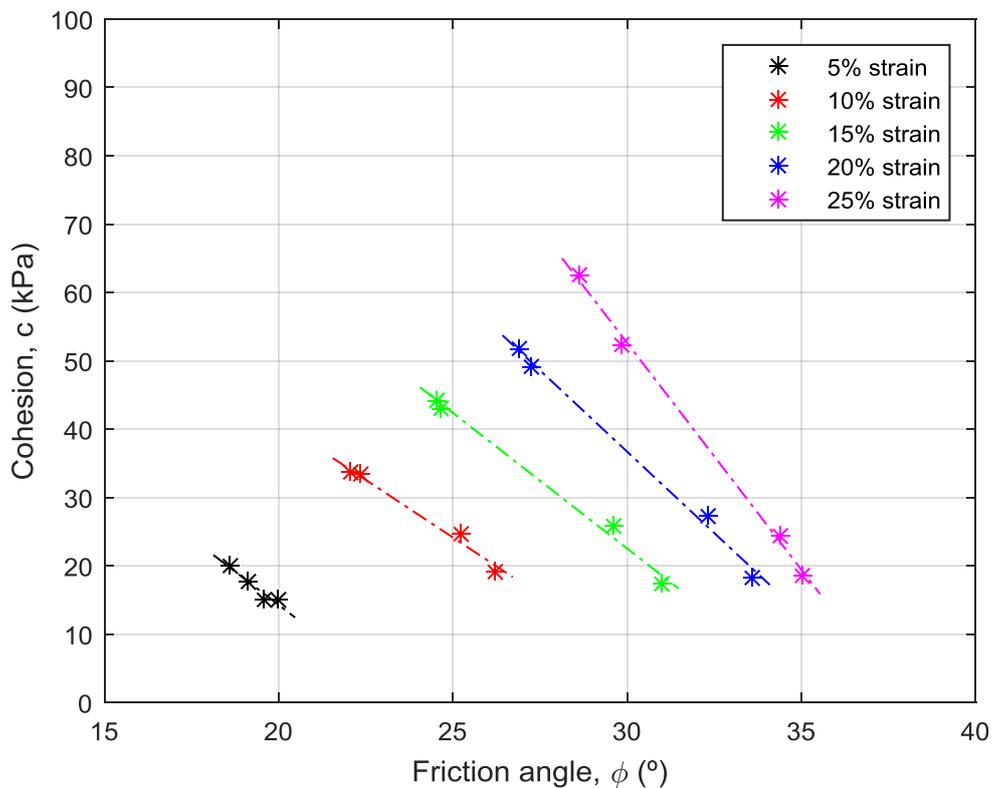


Figure 6.7.- Iso-deformation lines for the simple with fewer slag content

Additionally, the values obtained were compared with the parameter proposal by Cañizal et al. (2011). (Figure 6.8)

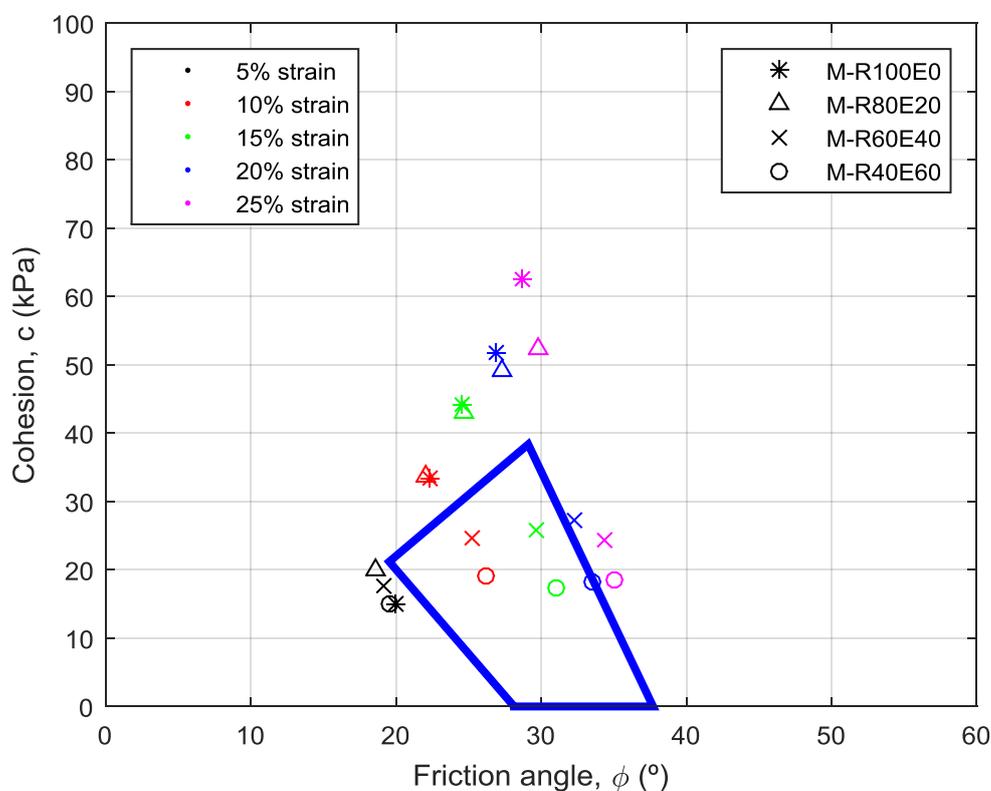


Figure 6.8.- Cañizal et al. (2011) parameter proposal comparison

The value of the parameters obtained for samples with intermediate slag content (M-R40E60 y M-R60E40) are within the proposed range (with the exception of those corresponding with 25% strain). The limits of the proposed region correspond approximately with the values of the parameters mobilized for a strain of 5 and 25%.

The samples with lower slag content show values of the friction angle within the proposed range, but higher cohesion.

The behavior of the samples with high content of slag is totally different, and similar to the behavior of granular materials.

#### 6.1.5. Back-analysis of a slope failure on a MSW landfill

On January 15<sup>th</sup> 2016 a slope failure occurred in Santa Marta landfill in the metropolitan area of Santiago (Chile). The amount of affected material was reported to

be between 400,000 and 1,000,000 m<sup>3</sup>. There were no fatalities, and the damages produced outside the facilities were minimal.



Figure 6.9.- Aerial view of the affected area

Back-analysis technique was used to determine the shear strength of the material. Limit equilibrium methods (Morgenstern-Price) were used and two hypotheses were made to model the failure:

1. Homogeneous material.
2. Discontinuity produced by an expansion. On the last years, new waste was disposed on top of the existing slope, creating a leaning contact area between the two residues.

Using these hypotheses, ranges for the value of the shear strength parameters for both situations were obtained (Figure 6.10). It was possible to establish a reduced range for the parameters by using the available information about the failure surface and the available data on the behavior of MSW (Figure 6.11).

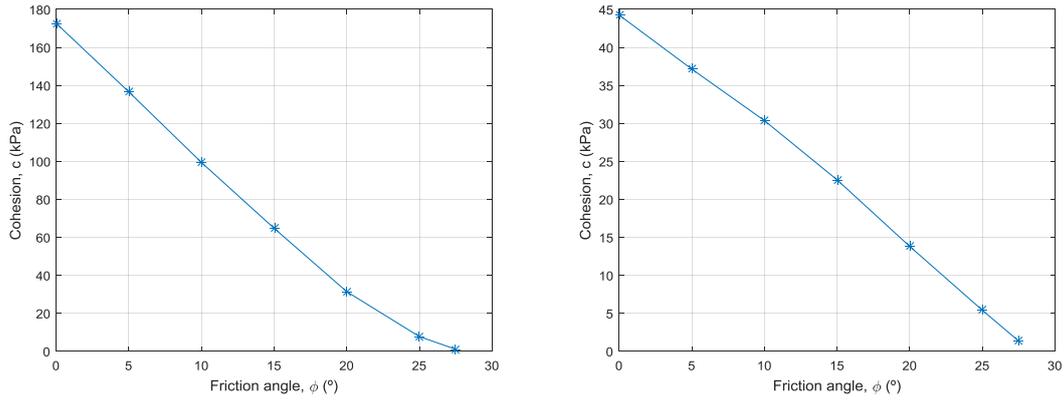


Figure 6.10.- Relationship between  $c$  and  $\phi$  obtained in the back analysis

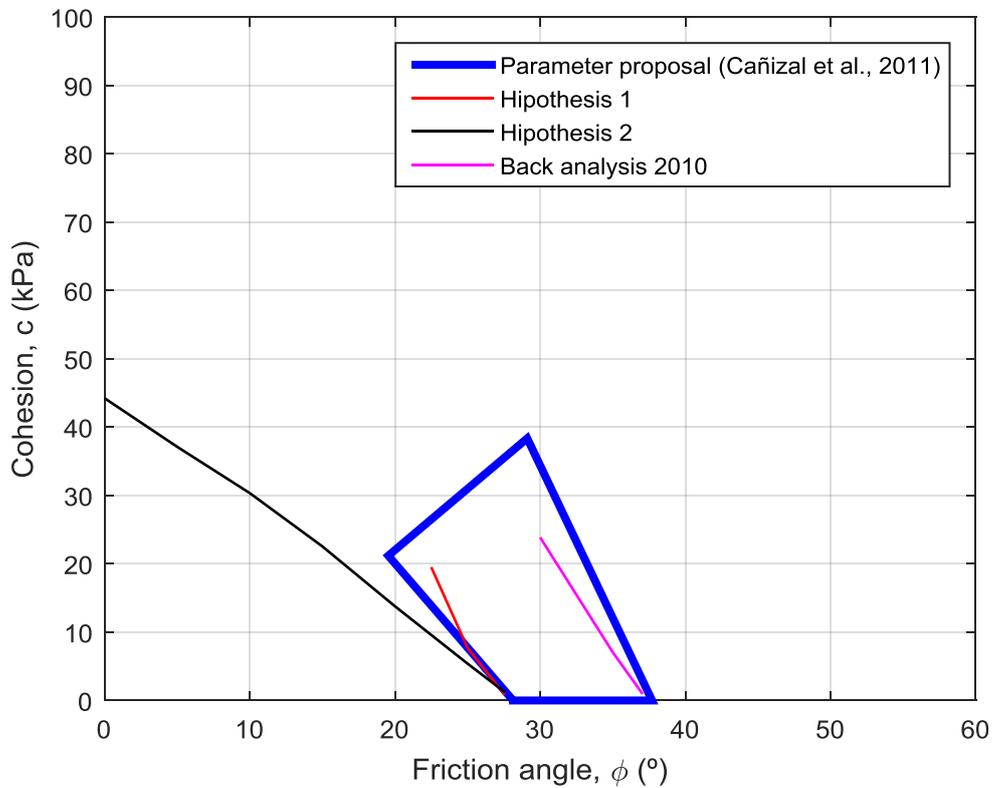


Figure 6.11.- Reduced ranges compared with the parameter proposal

## 6.2. Conclusions

The main conclusions reached in the development of this work are presented in this section.

### 6.2.1. Conclusions on in-situ testing of Municipal Solid Waste

- Pre-bored pressuremeter test (PBP) and Cone Penetration Test (CPTu) have been

successfully used to obtain the mechanical characteristics of MSW.

- Obtaining the unit weight of MSW is not an easy task, and hence its usage adds uncertainties to the analysis. Due to this, it should not be used when possible. If it is necessary, the model proposed by Zekkos et al. (2006) is adequate.
- In the studied landfills, due to the low degree of saturation of the material, the study of dissipation test produced little result.
- PBP tests have allowed to obtain the stiffness of MSW. Little adaptations were made to the test procedures for its usage on waste. The proposed adaptations have given rise to a procedure proposal.
- Membrane selection is a key factor to obtain good results using PBP tests. In the experimental campaign, it has been proved necessary to use soft membranes without protection. Likewise, calibration of membranes is also crucial, due to the little difference between the pressure needed to inflate the membrane and the one transmitted to the material.
- Due to the instabilities of the boreholes' walls it was necessary to case them even for shallow excavations. For deep boreholes, a telescopic casing system was used to be able to recover the tubes after the tests because of the high friction between them and the waste.
- Although the material has shown to be non-elastic since the beginning of the test, the curves obtained during PBP tests were almost straight. Due to this, the shear moduli on loading ( $G_L$ ) and reloading ( $G_R$ ) conditions were obtained using regular elastic expressions. The value of  $G_L$  can be used to predict the stress-strain relationship for moderate strains.
- The value of both moduli increase with depth.
- The observed behavior does not fit the existing models for PBP response. The development of new model is needed to obtain shear strength parameters from pressuremeter tests. Due to the complexity of the observed behavior, the usage of numerical modeling may be necessary.
- The soil behavior type obtained for the studied MSW corresponds with granular soils (sands and sand-silt mixtures).
- Using a commonly used chart, it was possible to obtain the value of the friction

angle for each considered data point. The obtained values show that this value decreases with depth.

- The failure line for the tested landfills is nonlinear. Not considering this curvature overestimates the strength for high levels of normal stress.
- The Mohr-Coulomb failure criterion was used. In this case, to compensate the variation of  $\phi$  with depth, its value was reduced and an apparent cohesion was introduced in the adjustment.
- A simple potential failure line was adjusted. The parameters of the model have no physical meaning.
- A modification of the Mohr-Coulomb failure criterion that considers  $\phi$  a function of normal stress was also used. The obtained failure lines are similar to those obtained using potential models, with the advantage of using parameters with physical meaning.
- A trend for increasing values of  $\phi$  with the ratio  $G_L/G_R$  was observed.

#### **6.2.2. Conclusions on laboratory testing of pre-treated wastes (MBT-MSW)**

- A new geotechnical laboratory has been designed and built to work with waste.
- The laboratory equipment has been adapted to meet the specific needs of the material, especially the great compressibility and strain on failure expected.
- A new data acquisition system based on commercial hardware and software specifically developed for this research by the author has been designed.
- A laboratory campaign, using large scale Direct Shear and Consolidated Drained Triaxial Compression tests, was carried out to obtain the geotechnical characteristics of the MBT-MSW generated in the Meruelo's landfill treatment facility in Spain. The studied materials are the refuse from the biological treatment and the slag from the power plant.
- The refuse from the biological treatment is similar to non-treated MSW but with a smaller particle size and less organic content.
- The slag generated in the power plant is similar to a granular soil, with gravel and sand fractions. Unlike regular granular materials, the particles are brittle. Moisture and organic matter contents are low.

- These materials are disposed together in the landfill. The percentage of each material in the landfilled mixture is driven by the facility's operation, and hence it is highly variable. Because of this, mixtures with different compositions were tested.
- The unit weight of the material and the samples is not known. To obtain the initial unit weight of the testing specimens, a static method that reproduces the compaction energy corresponding to the 95% of the Proctor density obtained in samples of refuse with its natural moisture content was designed. The unit weight obtained increases with the content of slag.
- Dynamic compaction has proven to break the slag particles, and hence the specimens were prepared using static compaction procedures.

#### **6.2.2.1. Direct shear tests**

- Large scale Direct Shear test with normal stresses of 15, 30, 50, 150 y 300 kPa and a shear velocity of 1 mm/min have been performed.
- In Direct Shear tests failure was reached, and hence shear strength parameters were obtained.
- The specimens of incineration slag tested showed peak and critical resistance. On the contrary, the rest of samples have different behavior, showing only critical resistance.
- Different adjustments for the failure line were tried: Mohr-Coulomb, potential and a Mohr-Coulomb modification with variable  $\phi$ .
- Cohesion slightly decreases with slag content. Friction angle increases with slag content in higher proportion.
- Cañizal et al. (2011) made a parameter proposal for MSW resistance. Comparing the results with this proposal, it can be said that MBT-RSU shear strength is bigger than in regular MSW.
- The refuse from the biological treatment and all the mixtures showed a similar behavior in terms of dilatancy, positive for specimens tested with normal stress up to 50 kPa, and negative for the rest. However, all slag specimens showed positive dilatancy.

**6.2.2.2. Consolidated – Drained Triaxial Compression tests**

- A freezing method was used to prepare the samples. It has improved handling and increased storage time.
- Guided loading caps were needed due to the heterogeneity and deformability of the material.
- With the exception of slag specimens, saturation of the sample was easy with 600 kPa pore pressure. To reach an adequate level of saturation, slag samples were soaked in water for a month before specimen preparation.
- Effective cell pressures of 50, 150 and 300 kPa were used.
- The Mohr-Coulomb failure criterion was used to analyze the results.
- With the exception of slag samples, failure was not reached during the tests. Due to that, a strain criterion was used to obtain the mobilized shear strength parameters at different strains (5, 10, 15, 20, and 25%).
- Slag specimens reached failure approximately at 15% strain.
- Three different behaviors were identified depending on the evolution of these parameters.
  - Refuse like behavior – It is shown in samples M-R100E0 and M-R80E20. Both cohesion and friction angle increase with strain.
  - Slag like behavior – It is shown in M-R20E80 and M-R0E100. In this case, friction angle increases with strain but cohesion decreases.
  - Intermediate behavior – In samples with intermediate contents of slag (M-R40E60 and M-R60E40), friction angle increases with strain and cohesion remains constant.
- A possible explanation of these behaviors is:
  - In slag samples and in mixtures with low slag content, friction between slag particles provides most of the resistance, and hence the behavior is similar to granular soils. The value for the cohesion parameter obtained does not respond to a real cohesion between the particles, is due to the linear Mohr-Coulomb adjustment.
  - In refuse samples and mixtures with high contents of refuse, the behavior corresponds with this material. Even though the fibers within the

material are shorter than in regular MSW, they have a reinforcement effect, and give rise to an apparent cohesion with increasing strains.

- In intermediate situations, friction angle is similar than in samples with high refuse content. The lack of contact between slag particles makes that the main contributor to the shear strength of the material is the refuse matrix. The fact that cohesion does not increase with strain might be attributed to the lower fiber content.

### **6.2.3. Conclusions on the slope failure**

- A failure in the main slope of Santa Marta landfill has been studied.
- The possible causes of the accident have been determined:
  - Excessive height of the ground water table.
  - Excessive slope inclination.
  - Issues derived from a frontal expansion.
  - High sludge contents on the waste mass that accumulates in areas of the landfill.
- Two different hypotheses have been made to explain the accident, one considering the material homogeneous (hypothesis 1) and other considering the effects of the frontal expansion, and hence using two materials (hypothesis 2). Shear strength parameters were obtain for both situations.
- The parameters obtained using hypothesis 1 are within the proposal made by Cañizal et al. (2011), in the lowest strength area.
- The values obtained with the second hypothesis for the new material are lower than the proposed ones.

## **6.3. Future research**

### **6.3.1. About in-situ techniques**

- Use constitutive models developed for MSW to analyze in-situ tests.
- Use numerical modeling for in-situ tests interpretation and parameter determination.
- Develop new numerical or analytical models to simulate the behavior of MSW

during field tests.

- Use other field test techniques and compare the results with this campaign.

### **6.3.2. About laboratory techniques**

- Characterize the compost generated in the plant and the interaction with the studied materials in case it is added to the landfilled materials.
- Study other MBT-MSW landfills to compare the influence of different kinds of treatment in the shear strength.
- Study the influence of aging and degradation on the shear strength of MSW using laboratory reactors.
- Determine the influence of landfill temperature on the shear strength of the material.
- Analyze the possible usage of the incinerator slag as a construction material.

# BIBLIOGRAFÍA

AFNOR 2000, Norme NFP 94-110-1, Essai pressiométrique Ménard - essai sans cycle.

AFNOR 1999, Norme NFP 94-110-2, Essai pressiométrique Ménard - essai avec cycle.

Ali, L., Ali, S., y Maqbool A. 2009. Large Direct Shear Test Apparatus for Insitu Testing of Municipal Solid Waste Landfill Sites. Proceedings of the GeoHunan International Conference, 86-91.

ASTM D3080 / D3080M – 11. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.

ASTM D7181 – 11. Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.

Athanasopoulos, G.A. 2008. Laboratory Testing of Municipal Solid Waste. Proceedings of the 2008 International Symposium on Waste Mechanics (Nueva Orleans, Luisiana), 195-205.

Barton, N. 1976. The shear strength of rock and rock joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Vol. 13, No. 9, 255–279.

Bhandari A.R., y Powrie, W. 2013. Behavior of an MBT waste in monotonic triaxial shear tests. Waste Management 33, 881–891.

BS 1377-7:1990. Methods of test for soils for civil engineering purposes. Shear strength tests (total stress).

BS 1377-8:1990. Methods of test for soils for civil engineering purposes. Shear strength tests (effective stress)

Bray, J.D., Zekkos, D., y Merry, S. 2008. Shear Strength of Municipal Solid Waste. Proceedings of the 2008 International Symposium on Waste Mechanics (Nueva Orleans, Luisiana), 44-75.

- Bray, J. D., Zekkos, D., Kavazanjian, E., Athanasopoulos, G. A., Riemer, y M. F. 2009. Shear strength of municipal solid waste. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE.
- Cano, H. 2008. Obtención de parámetros geotécnicos mediante el ensayo presiométrico. Jornada: El ensayo presiométrico en el proyecto geotécnico, CEDEX-UPC, Madrid, 24 de junio de 2008.
- Cañizal, J., Lapeña, P., Castro, J., Da Costa, A., y Sagasetta, C. 2011. Determination of shear strength of MSW. Field tests vs. laboratory tests. Fourth International Workshop Hydro-Physico-Mechanics of Landfills (Santander, España).
- Carter, J.P., Booker, J., y Yeung, S.K. 1986. Cavity expansion in cohesive frictional soil. *Géotechnique* Vol. 36 No. 3, 349-358
- Cimentada, A.I. 2009. Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radial y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava. Tesis doctoral. Universidad de Cantabria.
- Dixon, N., y Jones, D.R.V. 2005. Engineering properties of municipal solid waste. *Geotextiles and Geomembranes* 23, 205-233.
- Dixon N., Whittle R.W. y Jones D.R.V., y Ng'Ambi S. 2006. Pressuremeter tests in municipal solid waste: measurement of shear stiffness. *Géotechnique* 56, (3), 211-222.
- Dixon, N., Langer, U. y Gotteland, P. 2008. Classification and Mechanical Behavior Relationships for Municipal Solid Waste: Study Using Synthetic Wastes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 134, No 1, 79-90.
- Eid, H.T, Stark, T.D, Douglas, W.D. y Sherry, P.E. 2000. Municipal Solid waste slope failure 1. Waste and foundation properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.5: 397-407.
- Eid, H.T. 2014. Stability charts for uniform slopes in soils with nonlinear failure envelopes. *Engineering Geology* 168, 38–45

- Elton D.J. 1981. The effect of elastic tube strength on the pressuremeter modulus. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ*, Vol. 4, No. 3, Sept 1981, pp. 130-134.
- Espinace, R., Díaz, I., Olaeta, J.A., Palma, J.H. y Prado, O. 1990. Problemas Geotécnicos de los Rellenos Sanitarios. *Revista Ingeniería Civil* 77, 77-83.
- Espinace, R., y Farfán, J. 2016. Desafíos en la estabilidad de nuevos rellenos sanitarios. *Actas del IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*.
- Fernando V.I.S.C.K. 2011. Shear Strength Characteristics of Mechanically Biologically Treated (MBT) Waste. Tesis doctoral. Universidad de Southampton.
- Gabr, M.A., Hossain, M.S., y Barlaz, M.A. 2007. Shear strength parameters of municipal solid waste with leachate recirculation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133, 478–484.
- Gibson R.E. y Anderson W.F. 1961. In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. *Civil Engineering And Public Works Rev.* 56:658,615-618.
- Gotteland, P., Gourc, J. P., Aboura, A., y Thomas, S. 2000. On site determination of geomechanical characteristics of waste. *Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering (Melbourne, Australia)*.
- Grisolia, M., y Napoleoni, X. 1996. Geotechnical characterization of municipal solid waste: Choice of design parameters. *Proceedings of the 2nd International Congress on Environmental Geotechnics (Osaka, Japan)*, vol 2, 641-646.
- Harris, J.M., Shafer, A.L., DeGroff, W., Hater, G.R., Gabr, M., y Barlaz, M.A. 2006. Shear Strength of Degraded Reconstituted Municipal Solid Waste. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, Vol. 29, No. 2.
- Hinkle, R.D. 1990. Landfill site reclaimed for commercial use as container storage facility. *Geotechnics of Waste fills – Theory and Practice, ASTM STP 1070*, 331-344.

- Hoek, E., Wood, D., y Shah, S. 1992. A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses. Proceedings of the International ISRM Symposium on Rock Characterization (Chester, Reino Unido)
- Houlsby, G.T., y Withers, N.J. 1988. Analisis of the cone pressuremeter test in clay. *Géotechnique* 38, No 4, 575-587.
- Houston, W.N., Houston, S.L., Liu, J.W., Elsayed, A., y Sanders, C.O. 1995. Insitu Testing Methods for Dynamic Properties of MSW Landfills. Earthquake Design and Performance of Solid Waste Landfills, ASCE Geotechnical Special Publication No. 54, 73-82.
- Hughes, J.M.O., Wroth, C.P., y Windle D. Pressuremeter Tests in Sands. *Géotechnique*, Vol. 24, No. 4, 455-477.
- ISO 2012, Code ISO 22476-4, Geotechnical investigation and testing – Field Testing – Part 4: Ménard pressuremeter test
- Ivanova, L. K., Richards, D. J., y Smallman, D. J. 2008. The long-term settlement of landfill waste.” Proceedings of the International Conference on Waste and Resource Management (Londres, Reino Unido), 121–133.
- Jessberger, H.L., y Kockel, R. 1991. Mechanical Properties of Waste Material. Proceedings of the XV Geotechnical Conferente in Torino, Vol 15.08.
- Jiang, J.C., Baker, R., y Yamagami, T. The effect of strength envelope nonlinearity on slope stability computations. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 40, No. 2, 308-325.
- Karimpour-Fard, M., Machado, S.L., Shariatmadari, N., y Noorzad, A. 2011. A laboratory study on the MSW mechanical behavior in triaxial apparatus. *Waste Management* 31, 1807–1819
- Kavazanjian E., Matasović N., Bonaparte R., y Schmertmann G. R. 1995. Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis. Proc. GeoEnvironment 2000, Special Geotechnical Publication, ASCE.

- Kavazanjian, E., Matasovic, N., Stokoe, K.H., y Bray, J.D. 1996. In situ shear wave velocity of solid waste from surface wave measurements. Proceeding of the 2<sup>nd</sup> International Congress on Environmental Geotechnics (Osaka, Japón), 97-102.
- Kavazanjian, E. 1999. Seismic design of Solid Waste Containment Facilities. Proceedings of the Eighth Canadian Conference on Earthquake Engineering (Vancouver, BC), 51-89.
- Kavazanjian, E. 2001. Mechanical properties of Municipal Solid Waste. Proceedings of the Eighth International Landfill Symposium (Cerdeña, Italia).
- Kavazanjian, E., Hendron, D., y Corcoran, G.T. 2001. Strength and stability of bioreactor landfills. Proceedings of the 6<sup>th</sup> Annual Symposium of the Solid Waste Association of North America (San Diego, California),
- Kavazanjian E. 2003. Evaluation of MSW properties using field measurements. Proceedings, GRI-17: Hot Topics in Geosynthetics, IV, Koerner, R.M., Hsuan, Y., Koerner, G.R., and Ashley, M.V. editors., Geosynthetics Institute, Folsom, Pennsylvania, December 2003, pp. 74-113.
- Kavazanjian, E. 2008. Impact of degradation on MSW shear strength. Proceedings of selected session of Geocongress 2008. vol.177. ASCE Geotechnical Special Publication, pp.224–231.
- Kölsch, F. 1995. Material values for some mechanical properties of domestic waste. Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Landfill Symposium in Sardinia.
- Landva, A.O., Clark, J. I. (1986), Geotechnical testing of wastefill. Proceedings of the 39th Canadian Geotechnical Conference Ottawa, Ontario: 371–385.
- Landva, A.O., and Clark, J. I. (1990) "Geotechnics of waste fill, Theory and practice," STP 1070, Landva and Knowles (ed.), ASTM: 86-103.
- Lapeña, P. 2012. Diseño y desarrollo de un sistema de adquisición de datos en un laboratorio de ensayos geotécnicos. Trabajo Fin de Máster. Universidad de Cantabria.

- Larsson, R., y Mulabdić, M. 1991. Piezocone Tests in Clays. Report No. 42, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, 240 p
- Leroueil, S. 2001. Natural slopes and cuts: movement and failure mechanisms. *Géotechnique*, Vol. 51 No. 3, 197-243.
- Lunne, T., Robertson, P.K., y Powell, J.J.M. 1997. Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.
- Machado, S.L., Karimpour-Fard, M., Shariatmadari, N., Carvalho, y do Nascimento, J.C.F. 2010. Evaluation of the geotechnical properties of MSW in two Brazilian landfills. *Waste Management* 30, 2579–2591.
- Makisimovic, M. 1989. Nonlinear Failure Envelope for Soils. *Journal of Geotechnical engineering*, Vol. 115, NO. 4, 581-586.
- Manassero, M., Van Impe, W.F., Bouazza, A. 1996. Waste Disposal and Containment. *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Congress on Environmental Geotechnics (Osaka, Japan)*, Vol. 2: 1425-1474.
- Martínez, R., Barrera, S. y Gómez, P. 2011. El método pseudoestático de estabilidad en presas: un análisis crítico. *Obras y Proyectos* 9, 30-37
- Martínez-Bacas, A.B. 2009. Comportamiento resistente al deslizamiento de geosintéticos. Tesis doctoral. Universidad de Cantabria.
- Martínez-Bacas, A.B., Konietzky, H., Cañizal, J., y Sagasetta, C. 2011. A new constitutive model for textured geomembrane/geotextile interfaces. *Geotextiles and Geomembranes* 29, 137-148.
- Matasovic, N., El-Sherbiny, R., y Kavazanjian, E. 2008. In-Situ Measurements of MSW Properties. *Proceedings of the 2008 International Symposium on Waste Mechanics (Nueva Orleans, Luisiana)*, 195-205.
- Mayne, P.W. 2007. In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. *Characterization & Engineering Properties of Natural Soils*, Vol. 3, 1602-1652

- Mazzucato, N., Simonini, y P., y Colombo, S. 1999. Analysis of block slide in a MSW landfill. Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Waste Management and Landfill symposium (Cerdeña, Italia).
- Merry, S.M., Kavazanjian, E. y Fritz, W.U. 2005. Reconnaissance of the July 10, 2000, Payatas Landfill Failure. Journal of performance of constructed facilities, Vol. 19, No 2, 100-107.
- Molleda, A., López, A., y Lobo, A. 2013. Características del rechazo de plantas de tratamiento mecánico-biológico: dos casos en España. Actas del V Simposio Iberoamericano de Ingeniería de Residuos.
- Molleda, A. 2017. Características detalladas y potencial contaminante en vertedero del rechazo de tratamiento mecánicos biológico de residuos municipales: el caso español. Tesis doctoral. Universidad de Cantabria.
- Noda. S. y T. Uwave (1976). Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity quaywalls. Proceedings of 6th World Conference on Earthquake Engineering (Nueva Delhi, India).
- Olalla, C. 1991. Comportamiento geotécnico de rellenos artificiales. Curso CEDEX.
- Özocak A., Sert S., y Bol E, 2013. Evaluation of the liquefaction potential through dissipation measurement in PCPT. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, v. 46:337-350,
- Palma, J. 1995. Comportamiento geotécnico de vertederos controlados de residuos sólidos urbanos. Tesis doctoral. Universidad de Cantabria.
- Perry. J. 1994. A technique for defining non-linear shear strength envelopes, and their incorporation in a slope stability method of analysis. Quaterly Journal of Engineering Geology, No. 27, 231-241.
- Pimolthai, P. 2010. Comparative Study of Physical and Chemical Characteristics of the Mechanically and Biologically Treated Waste from Luxembourg, Germany and Thailand. Tesis doctoral. Universidad de Trier.

- Ramaiah, B.J., y Ramana, G.V. 2014. CPTu at a municipal solid waste site in Delhi, India. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Cone Penetration Testing (Las Vegas, Nevada), 1083-1091.
- Reddy, K.R., Gangathulasi, J., Hettiarachchi, H., y Bogner, J. 2008. Geotechnical Properties of Municipal Solid Waste Subjected to Leachate Recirculation. Proceedings of GeoCongress 2008: Geotechnics of Waste Management and Remediation, 144-151.
- Reddy, K.R., Hettiarachchi, H., Parakalla, N.S., Gangathulasi, J., y Bogner, J.E. 2009. Geotechnical properties of fresh municipal solid waste at Orchard Hills Landfill, USA. Waste Management 29, 952-959.
- Richardson, G., y Reynolds, D. 1991. Geosynthetic Considerations in a Landfill on Compressible Clays. Proceedings of *Geosynthetics '91*, Vol. 2.
- Robertson, P.K., y Campanella R.G. Interpretation of Cone Penetration Tests – Part I (Sand). 1983. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 20, NO. 4
- Robertson P.K., y Cabal K.L., 2010. Estimating soil unit weight from CPT. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P.K., Soil behavior type from the CPT: an update. 2010. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.
- Ruiz, S., y Saragoni, G.R. 2005. Formulas de atenuación para la subducción de Chile considerando los dos mecanismos de sismogénesis y los efectos del suelo. Actas del Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica (Concepción, Chile)
- Sagaseta C., Cañizal J., Da Costa A. and Castro J. 2012. Dimensionamiento de pilotes en sustrato mioceno. Uso de ensayos. 9º Simposio anual de ingeniería geotécnica: Cimentaciones profundas. Seville, Spain. 399-408

- Sánchez-Alciturri, J.M., Palma, J., Sagasetta, C. y Cañizal, J. 1993. Mechanical properties of wastes in a sanitary landfill. *Waste Disposal by Landfill*. (R.W. Sarsby, ed.). Bolton, U.K. 357-364.
- Saragoni, R. 1993. Análisis de riesgo sísmico para la reconstrucción del Puerto de Valparaíso. *Actas de las 6ª Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica*, Santiago, Vol 2, 165-178.
- Schmertmann, J.H., 1978. Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design. Federal Highway Administration Report FHWA-TS-78-20+, Washington, D.C., USA
- Siddiqui, A.A., Richards, D.J., y Powrie, W. 2012. Investigations into the landfill behaviour of pretreated wastes. *Waste Management* 32, 1420–1426.
- Siddiqui, A.A., Powrie, W., y Richards, D.J. 2013. Settlement Characteristics of Mechanically Biologically Treated Wastes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 139, No. 10, 1676–1689.
- Siegel, R.A., Robertson, R.J., y Anderson, D.G. 1990. Slope stability investigations at a landfill in southern California. *Geotechnics of Waste fills – Theory and Practice*, ASTM STP 1070, 240-258.
- Singh, S., y Murphy, B.J. 1990. Evaluation of the stability of sanitary landfills. *Geotechnics of Wastefills—Theory and Practice*, Landva and Knowles (ed.), ASTM STP 1070, 240-257.
- Superintendencia del Medio Ambiente (Gobernación de Chile). 2016. Informe de fiscalización ambiental (DFZ-2016-678-XIII-RCA-IA).
- Sivakumar Babu, G.L., Lakshmikanthan, P., y Santhosh, L.G. 2015. Shear strength characteristics of mechanically biologically treated municipal solid waste (MBT-MSW) from Bangalore. *Waste Management* 39, 63–70.
- Sowers, G.F. 1968. Foundation Problems in Sanitary Landfills. *Journal of the Sanitary Division*, ASCE, Vol. 94, No. SA1, 103-116.

- Stark, T., Huvaj-Sarihan, N., y Li, G., 2008. "Shear strength of municipal solid waste for stability analyses". *Environ Geol.* 57: pp.1911–1923.
- U.N.E. 103401-98. Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo.
- U.N.E. 103-500-94. Ensayo de compactación. Proctor normal.
- U.N.E. 103-101-95. Análisis granulométrico de suelos por tamizado.
- U.N.E. 103402-98. Determinación de los parámetros resistentes de una muestra de suelo en el equipo triaxial.
- Van Impe, W.F. 1998. Environmental geotechnics: ITC 5 Activities, state of art. In: *Proceedings, 3rd international congress on environmental geotechnics, Vol 4, 1163–1187*
- Whittle, R. 1998. Pressuremeter testing in waste. Cambridge insitu technical reference.
- Xiaojuan, Y., y Cheng, J. 2014. Strength Characteristics of Sludge-MSW Mixed land filling and Numerical Simulation of Mixture Land filled Slope. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering.* Vol 19.
- Yang, Y., Gao, F., y Lai, Y. 2013. Modified Hoek–Brown criterion for nonlinear strength of frozen soil. *Cold Regions Science and Technology* Vol. 86, 98–103
- Yu H. 2000. Cavity expansion methods in geomechanics. Kluwer Academic, Dordrecht
- Zekkos D., Bray J.D., Kavazanjian E., Matasovic N., Rathje E.M., Riemer M.F. y Stokoe K. H. 2006. Unit Weight of Municipal Solid Waste. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, (10)
- Zekkos D., Bray, J.D., Athanasopoulos, G.A., Riemer, M.F., Kavazanjian, E., Founta, P.A. y Grizi, A. 2007. Compositional and loading rate effects on the shear strength of municipal solid waste. *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (Tsalónica, Grecia)*

- Zekkos D., Bray, J.D., Riemer, M.F., Kavazanjian, y Athanasopoulos, G.A. 2007. Response of municipal solid-waste from Tri-Cities landfill in triaxial compression. Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Waste Management and Landfill Symposium (Cerdeña, Italia)
- Zekkos, D., Athanasopoulos, G. A., Bray, J. D., y Grizi, A. and Theodoratos, A. 2010. Large-scale direct shear testing of municipal solid waste. *Waste Management* 30(8-9),1544-1555.
- Zekkos, D., Kabalan, M., Syal, S.M., Hambright, M., y Sahadewa, A. 2013. Geotechnical characterization of a Municipal Solid Waste Incineration Ash from a Michigan monofill. *Waste Management* 33, 1442–1450
- Zhan, T. L. T., Chen, Y. M. y Ling, W. A. 2008. Shear strength characterization of municipal solid waste at the Suzhou landfill, China”. *Engineering Geology* 97, pp. 97–111.