



**EL TRATAMIENTO DE LOS SUELOS
ARCILLOSOS CON CAL.
COMPORTAMIENTO MECÁNICO Y
EVOLUCIÓN A LARGO PLAZO ANTE
CAMBIOS DE HUMEDAD.**

**Tesis Doctoral para acceder al Grado de Doctor por la
Universidad de Sevilla**

**Doctorando:
Juan Diego Bauzá Castelló**

**Directores:
Dr. José Luis de Justo Alpañés
Dr. Percy Durand Neyra**

Septiembre de 2.015

RESUMEN

El tratamiento de los suelos arcillosos con cal para su empleo en la obra civil, especialmente en rellenos del tipo terraplén para grandes infraestructuras lineales, ha adquirido en las últimas décadas un especial protagonismo, principalmente por las grandes ventajas económicas y medioambientales que conlleva al limitar el consumo de recursos naturales.

Si bien su empleo empezó a divulgarse a mediados del pasado siglo, en los últimos años se ha generado un gran número de investigaciones en aspectos particulares que han resuelto algunas de las incógnitas que aún latían y abierto nuevos frentes de investigación más profundos.

En la presente tesis se repasa en primer lugar el estado del conocimiento de esta técnica recopilando y analizando la información existente. Así, se estudian las reacciones que se producen en el contacto suelo-cal, los efectos que se provocan, los factores condicionantes y la evolución del producto a lo largo del tiempo.

La cal produce en contacto con un suelo arcilloso un efecto de secado, un proceso de intercambio iónico y una reacción puzolánica. Estos mecanismos se manifiestan en una reducción de la humedad natural del suelo; una modificación de su granulometría, microestructura y porosidad; aumento de la permeabilidad; mayor trabajabilidad por reducción del índice de plasticidad; eliminación del potencial de cambios volumétricos; modificación de las características de compactación; aumento inmediato de la consistencia; cambios en la mineralogía; mayor resistencia a largo plazo con menor deformabilidad e incremento de la resistencia a la erosión. La mayoría de estos efectos eran conocidos por sus síntomas, sin embargo en la presente tesis se analizan teniendo en cuenta la humedad o succión y su influencia en el comportamiento físico-mecánico y microestructural.

Pero dichas mejoras están condicionadas por una serie de factores más o menos críticos cuyo conocimiento ha acaparado gran parte de las investigaciones recientes. Así se han identificado como tales y se estudian en la presente tesis los siguientes parámetros: el contenido en arcillas del suelo y

sus características mineralógicas; el posible contenido en materia orgánica y sulfatos solubles; la plasticidad del suelo y su peor trabajabilidad; el pH del medio; tipo y forma de aplicación de la cal; disgregación y homogeneidad de la mezcla; la dificultad de compactación y la humedad con que se realiza; el transcurso de los plazos de maduración y curado así como la temperatura en que se producen; la influencia del agua por la posible presencia de sustancias agresivas disueltas, los fenómenos de lixiviado y el riesgo de la formación de hielo.

Finalmente, se abordan los efectos que sobre la mezcla presentan los ciclos de humectación y secado, bien por factores meteorológicos bien por migración interna, provocando modificaciones en la estructura, cambios en la capacidad de retención de agua y en la estabilidad volumétrica.

La fase experimental de la presente tesis plantea el estudio de los cambios de humedad asociados al empleo de un suelo tratado con cal en un relleno del tipo terraplén.

Para ello, a partir de un suelo arcilloso de tipo montmorillonítico expansivo procedente de una obra real se han analizado más de 300 probetas y muestras comparando las propiedades tanto del suelo sin tratar como con adiciones de un 2 y 3% de cal viva, proporciones suficientes para la manifestación de los mecanismos descritos.

Además de realizar una identificación mineralógica del material base, un primer grupo de ensayos más o menos convencionales ha cubierto el análisis granulométrico por tamizado y sedimentación, la determinación del pH, plasticidad, ensayos de compactación próctor, densidad de las partículas del suelo, hinchamiento y colapso, composición química, resistencia al corte y deformabilidad por consolidación en edómetro. En ellos se ha confirmado la eficacia del tratamiento para la mejora del suelo y cuantificado su efecto en los términos antes descritos.

Un estudio más profundo se ha dirigido a los aspectos de microestructura y succión implicados en el comportamiento del material especialmente como suelo parcialmente saturado ante cambios en sus condiciones de equilibrio.

El análisis de la estructura mediante porosimetría por inyección de mercurio ha ilustrado los cambios en la distribución de los tamaños de poros que se producen por la floculación de las partículas y la generación de productos cementantes en los huecos, plasmándose tanto en la porosidad como en la capacidad de retención de agua. Igualmente se han analizado las diferentes variaciones en la porosidad intergranular, de mayor diámetro medio, de las que afectan a los microporos.

Ya en el campo de las modificaciones de humedad, se han valorado los efectos de las oscilaciones en un rango a partir de la humedad de compactación que pudiera sufrir el suelo en el relleno, tanto en posibles trayectorias de humectación como de secado.

Para valorar el efecto de la humectación, sin llegar a saturación, se han realizado ensayos de resistencia a compresión simple así como ensayos de deformación unidimensional en edómetro de humedad constante.

El efecto del secado se ha estudiado a través de las curvas características del suelo aplicando cambios en la humedad mediante la técnica de equilibrio de vapor y cuantificando las retracciones que se generan. Esta prueba se ha llevado desde las condiciones iniciales hasta un secado residual para proceder posteriormente a una humectación parcial.

El resultado de los ensayos en conjunto compara los efectos claramente beneficiosos de la cal sobre el suelo arcilloso, pero también ilustra los riesgos que para el comportamiento de los suelos estabilizados empleados en este tipo de construcciones suponen las modificaciones de humedad, a partir de los cuales se proponen nuevas líneas de investigación para profundizar en este conocimiento.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

RESUMEN	I
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
ÍNDICE DE TABLAS	XXXIII
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	1
1.2 ORIGEN E INTERÉS DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
1.4 ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN.....	4
1.5 METODOLOGÍA EMPLEADA EN LA INVESTIGACIÓN.....	5
1.6 ESTRUCTURACIÓN DEL TRABAJO	6
1.7 AGRADECIMIENTOS.....	6
2 PROBLEMÁTICA DE LOS TERRAPLENES CONSTRUIDOS CON SUELOS FINOS	9
2.1 LAS ARCILLAS.....	9
2.1.1 La presencia de suelos arcillosos.....	9
2.1.2 Definición y problemática de las arcillas.....	10
2.1.3 Propiedades de las arcillas.....	10
2.1.4 Estructura mineral de las arcillas.....	10
2.1.5 La capacidad de cambio de la arcilla.....	12
2.1.6 Cargas superficiales	13
2.1.7 La capa doble	13
2.1.8 Tamaño de las partículas	14
2.1.9 Tipos de arcillas.....	15
2.2 LOS MATERIALES ARCILLOSOS EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN	16
2.2.1 Propiedades de los suelos arcillosos.....	17
2.2.2 Efectos de los suelos arcillosos sobre las construcciones	18
2.2.3 Efectos de las construcciones sobre los suelos arcillosos	18

2.3	TRATAMIENTO DE LOS SUELOS ARCILLOSOS	20
2.3.1	Procesos de tratamiento de suelos arcillosos	20
2.3.2	Sustitución por otros suelos	21
2.3.3	Mezcla con otros suelos	22
2.3.4	Recompactación de los suelos	22
2.3.5	Control de las condiciones de humedad.....	23
2.3.6	Mezcla con conglomerantes.....	24
2.3.7	Mezcla con otros productos estabilizadores.....	25
2.4	LA CAL PARA EL TRATAMIENTO DE SUELOS	25
2.4.1	Antecedentes	25
2.4.2	Definición y procedencias.....	26
2.4.3	Tipos de cal	27
2.4.4	Presentación de la cal	27
2.4.5	Propiedades de la cal	29
2.5	NATURALEZA DE LOS SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS...	31
2.5.1	Fases de un suelo parcialmente saturado.....	32
2.5.2	La succión	33
2.5.3	Resistencia y deformación	36
2.5.4	Comportamiento volumétrico.....	38
2.5.5	Permeabilidad	39
2.5.6	Curva característica o de retención de agua	41
2.5.7	Formulación de las curvas características.....	48
3	EL TRATAMIENTO DE LOS SUELOS ARCILLOSOS CON CAL.....	53
3.1	INTRODUCCIÓN	53
3.2	LA MODIFICACIÓN DE LOS SUELOS ARCILLOSOS CON CAL	53
3.2.1	Mecanismos de interacción de la cal sobre un suelo	54
3.2.2	El intercambio iónico	55
3.2.3	Floculación y aglomeración de partículas.....	55
3.2.4	Modificación de la textura y consistencia	56
3.2.5	La reacción puzolánica.....	58
3.2.6	Carbonatación de la cal.....	64
3.3	DOSIFICACIÓN DE LA CAL	64
3.4	EFFECTOS DE LA APLICACIÓN DE LA CAL	65
3.4.1	Reducción de la humedad natural del suelo.....	67

3.4.2	Modificación de la granulometría.....	67
3.4.3	Modificación de la microestructura y porosidad.....	70
3.4.4	Aumento de la permeabilidad.....	73
3.4.5	Mayor trabajabilidad.....	75
3.4.6	Reducción del índice de plasticidad.....	76
3.4.7	Reducción del potencial de cambios volumétricos.....	80
3.4.8	Modificación de las características de compactación.....	83
3.4.9	Aumento inmediato de la consistencia.....	86
3.4.10	Cambios en la mineralogía.....	92
3.4.11	Mayor resistencia a largo plazo.....	94
3.4.12	Deformabilidad.....	106
3.4.13	Resistencia a la erosión.....	112
3.5	FACTORES CONDICIONANTES.....	113
3.5.1	Contenido en arcillas del suelo.....	114
3.5.2	Características mineralógicas de la arcilla.....	116
3.5.3	Contenido en materia orgánica.....	119
3.5.4	Contenido en sulfatos solubles.....	122
3.5.5	Plasticidad del suelo-Trabajabilidad.....	136
3.5.6	pH del medio.....	137
3.5.7	Tipo y forma de aplicación de la cal.....	138
3.5.8	Disgregación y homogeneidad de la mezcla.....	140
3.5.9	Dificultad de compactación.....	143
3.5.10	Humedad de compactación.....	145
3.5.11	Maduración de la mezcla.....	147
3.5.12	Período de curado.....	151
3.5.13	Temperatura de curado.....	155
3.5.14	Presencia de aguas agresivas.....	159
3.5.15	Fenómenos de lixiviado.....	160
3.5.16	Acción del hielo.....	164
3.6	EVOLUCIÓN DE LAS ESTABILIZACIONES CON EL TIEMPO.....	166
3.6.1	Modificación de la estructura con humectación y secado.....	166
3.6.2	Cambios en la capacidad de retención de agua.....	167
3.6.3	Cambios de volumen bajo ciclos de humectación.....	171
3.6.4	Origen de los cambios de humedad: migración.....	174
3.6.5	Compresibilidad bajo ciclos de humectación y secado.....	175

4	MATERIALES Y TÉCNICAS EXPERIMENTALES	177
4.1	ENCUADRE GEOLÓGICO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN...	177
4.1.1	Localización geográfica	178
4.1.2	Geología regional	179
4.1.3	Estratigrafía	180
4.1.4	Geología de detalle	182
4.2	TOMA DE MUESTRAS.....	184
4.3	PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS	184
4.3.1	Preparación del suelo base	184
4.3.2	Mezcla con cal y maduración	184
4.3.3	Cal empleada	185
4.3.4	Preparación de las probetas.....	185
4.3.5	Curado.....	187
4.4	PROPORCIONES DE MEZCLA CON CAL	187
4.5	CONDICIONES DE REFERENCIA.....	188
4.6	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.....	189
4.7	PLASTICIDAD	189
4.8	DETERMINACIÓN DEL PH.....	190
4.9	ENSAYOS DE COMPACTACIÓN.....	190
4.10	DENSIDAD RELATIVA DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO.....	190
4.11	ENSAYOS QUÍMICOS	190
4.12	HUMEDAD DE SATURACIÓN	190
4.13	CAMBIOS VOLUMÉTRICOS POR SATURACIÓN	191
4.13.1	Hinchamiento libre	191
4.13.2	Ensayo de presión de hinchamiento	191
4.13.3	Ensayo de colapso	191
4.13.4	Ensayo de inundación bajo carga	191
4.14	MICROESTRUCTURA	192
4.14.1	Análisis de mayores mediante técnica de fluorescencia	193
4.14.2	Identificación de filosilicatos por difracción de rayos X	193
4.14.3	Porosimetría.....	194
4.15	ENSAYOS DE RETRACCIÓN.....	198
4.16	VALORACIÓN Y MODIFICACIÓN DE LA SUCCIÓN.....	199

4.16.1	Tiempo de equilibrio mediante membrana de presión	200
4.16.2	Medición de la succión mediante papel de filtro	202
4.16.3	Cambios en la succión mediante equilibrio de vapor	203
4.17	ENSAYOS DE DEFORMACIÓN EN EDÓMETRO	206
4.17.1	Ensayo de consolidación convencional.....	206
4.17.2	Ensayos en edómetro a humedad constante	206
4.18	ENSAYOS DE RESISTENCIA.....	208
4.18.1	Resistencia al corte	208
4.18.2	Resistencia a compresión simple	209
5	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO SIN TRATAR	211
5.1	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO.....	211
5.2	DETERMINACIÓN DEL PH.....	211
5.3	PLASTICIDAD	212
5.4	ENSAYOS DE COMPACTACIÓN.....	212
5.5	DENSIDAD RELATIVA DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO	213
5.6	HUMEDAD DE SATURACIÓN	213
5.7	CAMBIOS VOLUMÉTRICOS POR SATURACIÓN.....	215
5.7.1	Hinchamiento libre.....	215
5.7.2	Ensayo de presión de hinchamiento.....	215
5.7.3	Ensayo de colapso	215
5.7.4	Ensayo de inundación bajo carga.....	215
5.8	ENSAYOS QUÍMICOS.....	216
5.9	CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS.....	216
5.9.1	Análisis químico elemental	216
5.9.2	Análisis de componentes por difracción de rayos X	217
5.9.3	Identificación de los filosilicatos.....	218
5.10	MICROESTRUCTURA Y POROSIDAD.....	219
5.11	CARACTERIZACIÓN Y CAMBIOS EN LA SUCCIÓN.....	222
5.11.1	Tiempo de estabilización.....	222
5.11.2	Caracterización de succión inicial	222
5.11.3	Curvas características.....	223
5.12	ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN EN EDÓMETRO	234
5.12.1	Ensayo de consolidación convencional.....	234

5.12.2	Ensayos edométricos a humedad constante.....	235
5.13	ENSAYOS DE RESISTENCIA.....	239
5.13.1	Resistencia al corte.....	239
5.13.2	Resistencia a compresión simple.....	240
6	ENSAYOS DEL SUELO TRATADO CON CAL	243
6.1	DETERMINACIÓN DEL PH.....	243
6.2	PLASTICIDAD	243
6.3	ENSAYOS DE COMPACTACIÓN.....	244
6.4	DENSIDAD RELATIVA DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO	245
6.5	HUMEDAD DE SATURACIÓN	245
6.6	CAMBIOS VOLUMÉTRICOS POR SATURACIÓN.....	246
6.6.1	Hinchamiento libre.....	247
6.6.2	Presión de hinchamiento en edómetro.....	248
6.6.3	Ensayo de colapso.....	249
6.6.4	Ensayo de inundación bajo carga.....	249
6.7	POROSIMETRÍA.....	250
6.7.1	Muestras sin curado	250
6.7.2	Efectos del curado.....	252
6.7.3	Resultado global tras el curado	254
6.8	CARACTERIZACIÓN Y CAMBIOS EN LA SUCCIÓN	256
6.8.1	Tiempo de estabilización	256
6.8.2	Caracterización de succión inicial mediante papel de filtro	256
6.8.3	Curvas características.....	257
6.9	ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN EN EDÓMETRO	262
6.9.1	Ensayo de consolidación convencional.....	262
6.9.2	Ensayos edométricos a humedad constante.....	266
6.10	ENSAYOS DE RESISTENCIA.....	268
6.10.1	Resistencia al corte.....	268
6.10.2	Resistencia a compresión simple.....	272
7	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.....	275
7.1	CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SUELO ESTUDIADO.....	275
7.2	APTITUD DEL SUELO SIN TRATAR PARA RELLENOS.....	275

7.3	APTITUD DEL SUELO PARA EL TRATAMIENTO CON CAL	276
7.4	EVOLUCIÓN DEL PH.....	278
7.5	PLASTICIDAD	278
7.6	CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN	279
7.7	EXPANSIVIDAD.....	281
7.8	MICROESTRUCTURA.....	283
7.8.1	Muestras sin curado	283
7.8.2	Efecto del curado.....	284
7.8.3	Muestras con 28 días de curado	286
7.9	DEFORMABILIDAD POR SECADO	287
7.9.1	Relación humedad gravimétrica-succión.....	287
7.9.2	Relación índice de poros-succión.....	289
7.9.3	Modelización de la curva característica.....	291
7.9.4	Relación humedad-deformación volumétrica	294
7.9.5	Deformabilidad vertical	298
7.10	DEFORMABILIDAD BAJO CARGA.....	300
7.10.1	Ensayos de consolidación en edómetro convencional.....	300
7.10.2	Ensayos edométricos a humedad constante.....	302
7.11	RESISTENCIA.....	306
7.11.1	Resistencia al corte.....	306
7.11.2	Resistencia a compresión simple.....	308
8	CONCLUSIONES Y NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	313
8.1	CONCLUSIONES	313
8.2	NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	321
	REFERENCIAS	323

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Evolución del consumo de cal para estabilización de suelos en España (Datos suministrados por ANCADE)	1
Figura 1-2. Espesores de pavimento para diferentes tráficos (ESAL= equivalent standard axle loads) empleando capas estabilizadas y sin estabilizar (Mishra et al., 2012)	2
Figura 2-1. Esquemas básicos de las agrupaciones moleculares de las arcillas (Little, 1995)	11
Figura 2-2. Láminas compuestas de distintos tipos de arcillas. En la parte superior, configuración 1:1 con enlaces de hidrógeno, típica de la caolinita; en la inferior, configuración 2:1 con enlaces catiónicos, típica de las esmectitas (Little, 1995)	11
Figura 2-3. Esquema ilustrativo de la adsorción de cationes y formación de la capa doble (adaptado de Little, 1995).....	14
Figura 2-4. Propiedades de los minerales arcillosos expansivos (Lambe, 1959)	15
Figura 2-5. Carta de plasticidad de Casagrande (CL=arcilla de baja plasticidad; CH=arcilla de alta plasticidad; MH=limo de alta plasticidad; OH=suelo orgánico de alta plasticidad)	17
Figura 2-6. Efecto de saturación diferencial bajo una zona pavimentada	19
Figura 2-7. Estructura de fases de un suelo parcialmente saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993)	31
Figura 2-8. Distintos tipos de estructuras de un suelo parcialmente saturado en función de la continuidad de las fases (Vázquez, 2009)	33
Figura 2-9. Zonas de suelo saturado y parcialmente saturado en un medio real (S=grado de saturación) (Meza, 2012 adaptado de Fredlund, 2000).....	33
Figura 2-10. Esquema ilustrativo de los conceptos de succión matricial S_m , osmótica S_{os} y total S_t (Alfaro, 2008).....	34
Figura 2-11. Resultados de medida en laboratorio de la succión total, matricial y osmótica (De Asanza 2009 a partir de Krahn &Fredlund 1972).....	34
Figura 2-12. Relación entre la succión total y contenido de agua para diferentes densidades secas a porosidad constante (Barrera, 2002)	35
Figura 2-13. Evolución de la curva de densidad de poros ante incrementos de succión para una marga arenosa (Romero y Simms, 2008 adaptado de Cuisinier y Laloui, 2004 y Koliji et al., 2006).....	36
Figura 2-14. Representación tridimensional de las variables de estado de un suelo parcialmente saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993)	37
Figura 2-15. Esquema ilustrativo del estado tensional de diferentes puntos en un suelo con diferentes grados de saturación (Fredlund, 2000)	37

Figura 2-16. Envolvente de la curva de resistencia al corte para suelos parcialmente saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993)	38
Figura 2-17. Variación de la permeabilidad en función de la succión (Fredlund y Rahardjo, 1993)	40
Figura 2-18. Funciones de permeabilidad típicas para una arena y un limo arcilloso en relación a la succión expresada en escala logarítmica (Fredlund, 2000).....	40
Figura 2-19. Relación entre succión expresada en pF y humedad de una arcilla (Jiménez Salas & Justo 1975 de Croney & Coleman, 1960)	41
Figura 2-20. Normalización del valor de la humedad en suelos parcialmente saturados (Asanza, 2009)	42
Figura 2-21. Curva característica típica con las distintas zonas de saturación (Vanapalli et al., 1999)	42
Figura 2-22. Parámetros representativos de una curva característica (Fredlund et al., 1994)	43
Figura 2-23. Diferencia entre las curvas características de un limo arcilloso y una arena (Fredlund y Rahardjo, 1993)	44
Figura 2-24. Curvas características teóricas para distintos tipos de granulometrías en función de su uniformidad (Asanza, 2009 de Fredlund, 2002)	45
Figura 2-25. Diferente capacidad de adsorción de agua según el tipo de suelo (Aiassa, 2008)	45
Figura 2-26. Comparación de curvas características para suelos de alta plasticidad D, plasticidad media W o baja H (Khattab, 2006).....	46
Figura 2-27. Comparación de curvas características para compactados con distintas humedades en relación a la óptima OMC, menor o “Dry” y mayor o “Wet” (Khattab, 2006).....	46
Figura 2-28. Comparación de curvas características para suelos con distintos grados de compactación próctor normal “std” o modificado “mod” (Khattab, 2006).....	47
Figura 2-29. Succión en el punto de entrada de aire AEV expresada en kPa para dos suelos arcillosos de alta plasticidad en función del contenido de finos F; suelo A=52%; suelo B=46% (Rao et al., 2011)	47
Figura 2-30. Resumen de las expresiones matemáticas propuestas para las curvas características (Fredlund, 2000)	48
Figura 2-31. Representación esquemática de la curva característica (Aiassa, 2008).....	49
Figura 2-32. Influencia del parámetro a en el modelo de Fredlund y Xing (Aiassa, 2008)	51
Figura 2-33. Influencia del parámetro n en el modelo de Fredlund y Xing (Aiassa, 2008)	51

Figura 2-34. Influencia del parámetro m en el modelo de Fredlund y Xing (Aiassa, 2008)	51
Figura 2-35. Ejemplo de dos curvas características con parámetros diferenciados (Fredlund et al., 1996).....	52
Figura 3-1. Diagrama de flujo ilustrativo del proceso de modificación de un suelo arcilloso por la adición de cal (Rajasekaran, 2005 a partir de Saitoh et al., 1985).....	54
Figura 3-2. Secuencia ilustrativa del proceso: A partir de una estructura laminar con un alto grosor de capa doble (a) se produce el intercambio iónico con reducción de la capa doble (b) que deriva en un desorden de la estructura y floculación por repulsión eléctrica (c); en la imagen (d) se representa el esquema intergranular obtenido a partir de los flóculos generados (Beetham, 2014).....	57
Figura 3-3. Solubilidad de la sílice SiO ₂ y alúmina Al ₂ O ₃ de la arcilla en función del pH (Keller, 1964)	59
Figura 3-4. Imágenes de microscopía electrónica de una arcilla expansiva sin tratar (a) y tratada (b) con cal (Wang, 2015)	60
Figura 3-5. Evolución de la estructura observada en microscopio electrónico para una arcilla sin tratar (a) y tratada (b) inmediatamente tras la aplicación de la cal (Zhao et al., 2014)	61
Figura 3-6. Evolución de la estructura observada en microscopio electrónico para una arcilla tratada con cal a las 4 horas de la aplicación (a) y a las 24 horas (b) de maduración (Zhao et al., 2014).....	61
Figura 3-7. Evolución de la estructura observada en microscopio electrónico para una arcilla tratada con cal a los 7 días (a) y a los 28 días (b) de maduración (Zhao et al., 2014)	62
Figura 3-8. Evolución de la estructura observada en microscopio electrónico para una arcilla tratada con cal a los 90 días de maduración (Zhao et al., 2014)	62
Figura 3-9. Imagen de microscopio electrónico a 2500 aumentos de una caolinita (K4) sin tratar (izquierda) y tratada (derecha) tras 10 años de curado (Kavak y Baykal, 2012)	63
Figura 3-10. Imagen de microscopio electrónico a 5000 aumentos de una caolinita (K4) sin tratar (izquierda) y tratada (derecha) tras 10 años de curado (Kavak y Baykal, 2012)	63
Figura 3-11. Imagen de microscopio electrónico a 10000 aumentos de una caolinita (K4) sin tratar (izquierda) y tratada (derecha) tras 10 años de curado (Kavak y Baykal, 2012)	63
Figura 3-12. Representación en la carta de plasticidad de Casagrande de los suelos de referencia de la autovía A-381	66
Figura 3-13. Modificación de la proporción de finos de los suelos de referencia por la aplicación de un 4% de cal (Bauzá, 2009)	68

Figura 3-14. Modificación en las fracciones granulométricas representativas de un suelo por la adición de distintas proporciones de cal y evolución con el tiempo de curado (Sakr et al., 2009)	68
Figura 3-15. Granulometrías por sedimentación comparadas de un suelo sin tratar y tratado con cal para diferentes tiempos de curado (Russo et al., 2007)	69
Figura 3-16. Efecto de la aplicación de mayores contenidos de cal en la granulometría (Tonoz et al., 2004)	69
Figura 3-17. Evolución de las curvas granulométricas por sedimentación para una arcilla blanda tratada con diferentes proporciones de cal (Ouhadi et al., 2014).....	70
Figura 3-18. Modificación de la granulometría tras un período de curado de 3 meses (Bozbey y Garaisayev, 2010)	70
Figura 3-19. Índice de poros de una muestra tratada con diferentes proporciones de cal compactada a la densidad máxima del ensayo próctor normal (Abdelkader et al., 2012)	71
Figura 3-20. Modificación de la función de densidad de poros para distintas proporciones de cal sin curado; OMC=humedad óptima; NE=compactación próctor normal (Le Runigo et al., 2009).....	72
Figura 3-21. Modificación de la función de densidad de poros para distintos tiempos de curado con una adición del 3% de cal (Le Runigo et al., 2009).....	72
Figura 3-22. Reducción de los incrementos de presión intersticial generados bajo carga en una mezcla artificial de arena con caolinita tratada con diferentes proporciones de cal (Yin y Yong, 2012)	73
Figura 3-23. Influencia de la humedad de compactación para distintos procedimientos (P: próctor; K: amasado) y distintas formas de aplicación de la cal (QL: viva; HL: apagada) con varias proporciones de adición (Cuisinier et al., 2012).....	74
Figura 3-24. Modificación de la absorción en ladrillos fabricados con cal CL-90 en proporciones del 6, 9, 12, 15 y 18% para diferentes períodos de curado (Miqueleiz et al., 2012).....	75
Figura 3-25. Evolución del límite plástico de los suelos de la autovía A-381 con distintas proporciones de cal.....	76
Figura 3-26. Evolución del límite líquido de los suelos de la autovía A-381 con distintas proporciones de cal.....	77
Figura 3-27. Evolución del índice de plasticidad de los suelos de la autovía A-381 con distintas proporciones de cal	77
Figura 3-28. Evolución de la posición relativa de los suelos de la autovía A-381 en la carta de plasticidad de Casagrande con el incremento de la dotación de cal aplicada	78
Figura 3-29. Evolución del índice de plasticidad de los suelos de la autovía A-381 con distintas proporciones de cal	78

Figura 3-30. . Evolución del índice en suelos de plasticidad media a baja (Oyediran y Okosun, 2013)	79
Figura 3-31. Modificación de la retracción lineal para diferentes proporciones de adición de cal para suelos procedentes de dos sondeos diferentes, BH-1 y BH-2 (Akawwi y Al-Kharabsheh, 2000)	79
Figura 3-32. Modificación del límite de retracción para diferentes proporciones de adición de cal sobre margas alteradas (Grine y Assia, 2011)	80
Figura 3-33. Modificación del hinchamiento medido en el ensayo CBR tras 4 días de inmersión sobre los suelos de la autovía A-381	81
Figura 3-34. Ensayo de hinchamiento libre y carga tras inundación sobre muestras expansivas tratadas con cal a diferentes edades (Bozbey y Garaisayev, 2010).....	81
Figura 3-35. Efecto de la adición de cal apagada y curado en el hinchamiento libre de una arcilla fuertemente expansiva (Lasledj y Al-Mukhtar, 2008)	82
Figura 3-36. Efecto de la adición de cal apagada y curado en el hinchamiento libre de una arcilla fuertemente expansiva (Lasledj y Al-Mukhtar, 2008)	82
Figura 3-37. Evolución del índice de colapso para muestras tratadas con cal (Cecconi y Russo, 2012).....	83
Figura 3-38. Evolución de la densidad máxima en el ensayo de compactación próctor normal para los suelos de la autovía A-381	84
Figura 3-39 Evolución de la humedad óptima en el ensayo de compactación próctor normal para los suelos de la autovía A-381	84
Figura 3-40. Esquema de evolución de las curvas de compactación en suelos conforme se incrementa el contenido de cal (Beetham et al., 2014 tomada de Bell, 1996).....	85
Figura 3-41. Efecto de la dotación de cal, tipo de cal y proceso de compactación (Próctor o amasado) sobre la densidad máxima y humedad óptima de compactación (Ciusinier et al., 2011)	85
Figura 3-42. Evolución del CBR al 100% de la densidad máxima del ensayo próctor con inmersión en los suelos de la autovía A-381	86
Figura 3-43. Evolución del CBR al 100% de la densidad máxima del ensayo próctor con inmersión en relación al contenido en cal en los suelos de la autovía A-381.....	87
Figura 3-44. Variación del CBR con inmersión en suelos limo-arenosos (Oyediran y Okosun, 2013)	87
Figura 3-45. Evolución del CBR con y sin inmersión sobre distintos tipos de suelos, superior=ML, central=CL; inferior CL-ML (Riaz et al., 2014).....	88
Figura 3-46. Evolución de la densidad máxima y CBR en una arcilla de alta plasticidad con el incremento de la dotación de cal (Utami, 2014).....	89
Figura 3-47. Evolución del CBR para distintos contenidos de cal en ensayos con y sin inmersión. Índice de plasticidad suelos A=32,5; B=27,6; C=23,9 (A partir de Amu, 2011)	90

Figura 3-48. Evolución de la resistencia a compresión simple UCS, pH e índice de plasticidad para distintos contenidos de cal (Ciancio et al., 2014)	90
Figura 3-49. Ilustración de un comportamiento anómalo de presión de hinchamiento y CBR sobre una arcilla montmorillonítica (Nadgouda y Hegde, 2010).....	91
Figura 3-50. Variación del CBR con el contenido de cal (Mishra et al., 2012) .	91
Figura 3-51. Difractogramas de rayos X sobre muestras tratadas con diferentes proporciones de cal tras curado a 20°C durante 28 días (Lasdeh y Al-Mukhtar, 2008).....	92
Figura 3-52. Difractograma de rayos X sobre una muestra tratada con diferentes proporciones de cal a las 24 del tratamiento; se aprecian los picos de cal (L) si reaccionar aún (Al-Mukhtar et al., 2010).....	93
Figura 3-53. Evolución de los difractogramas de rayos X sobre una muestra tratada con un 20% de cal a distintas edades (Al-Mukhtar et al., 2010)	93
Figura 3-54. Evolución de difractogramas de rayos X y carbonatación de la cal en exceso (Al-Mukhtar et al., 2012)	94
Figura 3-55. Esquema ilustrativo de la evolución de la densidad seca y resistencia a compresión simple de un suelo tratado en relación a la humedad (Oteo, 2007).....	96
Figura 3-56. Mejora de la resistencia a compresión simple de una arcilla caolinítica con la cal a diferentes edades (Muhmed, 2013)	97
Figura 3-57. Modelización de la evolución de la resistencia a compresión simple R'_c de un suelo de plasticidad moderada (IP=11) tratado con el 3% de cal a lo largo del tiempo (Leuseur, 2011)	97
Figura 3-58. Cambio en las formas de las curvas tensión deformación de los ensayos de resistencia a compresión simple de un suelo con la adición de cal (Sakr et al., 2009).....	98
Figura 3-59. Evolución de la resistencia a compresión simple ilustrando la caída con proporciones elevadas de cal para tres tipos de suelos, dos montmorilloníticos, A y B, y otro de naturaleza vermiculita, C, sin curado y con curado (A partir de Amu et al., 2011)	98
Figura 3-60. Correlación propuesta entre la resistencia a compresión simple q_u y la proporción de volumen de huecos V_v y volumen de cal aplicada V_{Li} sobre muestras curadas 28 días para distintos contenidos de cal $Li=3, 5, 7, 9$ y 11% (Consoli et al., 2009)	99
Figura 3-61. Cuantificación de la resistencia de suelos tratados mediante medición de la velocidad de propagación de ondas P, V_p (Ismail, 2006)	99
Figura 3-62. Modificación de la resistencia al cote en ensayos CU con distintas proporciones de cal (Aissioi et al., 2013)	100
Figura 3-63. Histograma de variación del ángulo de rozamiento en ensayos de corte directo bajo condiciones CU en función del contenido en cal (Aissiou et al., 2013)	100

Figura 3-64. Modificación de la cohesión obtenida en suelos tratados con diferentes períodos de curado en aparato triaxial con diferentes velocidades de deformación (F=fast $F_1 > F_2$; M=medium; S=slow $S_2 > S_1$) (Alzubaidi y Lafta, 2013).....	101
Figura 3-65. Efecto del contenido en cal y tiempo de curado en el ángulo de rozamiento interno obtenido en aparato triaxial (Alzubaidi y Lafta, 2013).....	102
Figura 3-66. Modificación de la cohesión mediante el tratamiento con cal en suelos granulares para diferentes períodos de curado medido en ensayos de corte directo (Cecconi y Russo, 2012)	102
Figura 3-67. Estudio de la dilatancia observada en ensayos de corte directo sobre suelos granulares sin tratar y tratados con cal a las 24 horas (Cecconi y Russo, 2012).....	103
Figura 3-68. Resistencias máximas a tracción indirecta obtenidas para diferentes contenidos de cal (Garnica et al., 2003).....	103
Figura 3-69. Correlación entre las mejoras obtenidas en los distintos ensayos de resistencia a compresión simple, tracción indirecta y CBR sobre muestras tratadas en condiciones de curado acelerado de 45°C a 48 horas (Arabani y Karami, 2006).....	104
Figura 3-70. Módulos dinámicos medidos sobre capas de arcillas estabilizadas en tramos de prueba reales en carreteras (Evans et al., 1998)	105
Figura 3-71. Tensión crítica de rotura en ensayos triaxiales de carga dinámica tras ciclos de hielo-deshielo con diferentes proporciones de cal (Liu et al., 2010)	105
Figura 3-72. Modificación de la deformabilidad en edómetro tras el tratamiento con cal bajo distintos valores de succión, s (Mavroulidou et al., 2013)	107
Figura 3-73. Curvas edométricas para suelos tratados con un 1% de cal tras diferentes períodos de curado (Sakr et al., 2009)	107
Figura 3-74. Modificación de las curvas edométricas y parámetros característicos de las mismas, presión de preconsolidación p_c e índice de compresión C_c , para distintas proporciones de cal (Ouhadi et al., 2014).....	108
Figura 3-75. Correlación entre el módulo de Young y la resistencia a compresión simple de muestras tratadas con cal y con cemento (Umesha et al., 2009).....	109
Figura 3-76. Curvas tensión-deformación en ensayos de compresión simple sobre muestras de arena con diferentes proporciones de arcilla tratadas con un 6% de cal (Arabani y Karami, 2006).....	109
Figura 3-77. Evolución del módulo secante en ensayos de compresión triaxial para distintas condiciones y contenidos de cal (Rogers y Lee, 1994).....	110
Figura 3-78. Módulo de compresibilidad en el segundo ciclo del ensayo de carga con placa sobre capas reales de arcilla de baja densidad tratada con cal (Oteo, 2007)	110
Figura 3-79. Valores del módulo de compresibilidad en segundo ciclo del ensayo de carga con placa sobre capas ejecutadas con arcilla tratada con un 4% de cal (Bauzá, 2009).....	111

Figura 3-80. Relación entre los módulos de compresibilidad en primer y segundo ciclo del ensayo de carga con placa sobre capas ejecutadas con arcilla tratada con un 4% de cal (Bauzá, 2009).....	111
Figura 3-81. Modificación del flujo en el ensayo de Pin Hole para distintas proporciones de adición de cal (Abdelkader et al., 2012)	112
Figura 3-82. Comparación del efecto de la cal sobre suelos con diferentes proporciones de fracción arcillosa (Battacharja et al., 2003).....	114
Figura 3-83. Ábaco para diseño de tratamientos de suelos con cal a partir del índice de plasticidad y la granulometría (McDowell, 1966)	115
Figura 3-84. Mejoras en los parámetros de resistencia al corte sobre suelos arenosos en función del contenido en arcillas al tratarlos con un 5% de cal (Yin y Yong, 2012).....	116
Figura 3-85. Capacidad de intercambio catiónico de dos tipos de arcilla tras la aplicación de diferentes proporciones de cal (Bell, 1996)	117
Figura 3-86. Velocidad de absorción de la cal de diferentes tipos de arcillas cuantificada en el consumo a 1,5 horas de la aplicación; Sm=esmectita; I=Illita; Kaol=caolinita (Al-Mukhtar et al., 2014)	118
Figura 3-87. Resistencia al corte sin drenaje Su y su evolución durante el período de curado, medida en ensayos de propagación de ondas transversales para cuatro arcillas de origen diferente (Choquette et al., 1987 de Locat y Beauséjour, 1986).....	118
Figura 3-88. Reducción de la resistencia a compresión simple en relación a la presencia de materia orgánica (Thompson, 1967).....	119
Figura 3-89. Modificación de la resistencia a compresión simple en suelos con diferente contenido en materia orgánica añadida, A=2%, B=4%, C=6% (Petry y Glazier, 2004).....	120
Figura 3-90. Efecto del período de curado en la resistencia al corte de una arcilla inorgánica tratada con cal en función del contenido en ácido húmico (Mohd Yunus et al., 2011).....	120
Figura 3-91. Efecto del curado en el valor del pH de una arcilla orgánica con diferentes contenidos de ácido húmico; 1,5HA5L=1,5% ácido húmico, 5% cal (Mohd Yunus et al., 2012).....	121
Figura 3-92. Efecto del contenido en cal sobre la resistencia al corte sin drenaje Su en arcillas con diferentes proporciones de ácido húmico HA tratadas con cal tras 7 días de curado; OLC=contenido óptimo de cal (Mohd Yunus et al., 2012)	121
Figura 3-93. Efecto del curado sobre la resistencia al corte sin drenaje Su de arcillas con diferentes contenidos de ácido húmico HA tratadas con el 5% de cal (Mohd Yunus et al., 2012)	122
Figura 3-94. Presión de hinchamiento en función del tiempo de inundación en agua a 20°C de una caolinita tratada con 6% de cal para varios contenidos de yeso añadido (Abdi y Wild, 1993).....	126

Figura 3-95. Formación de las partículas aciculares de ettringita en una caolinita tratada con cal a los 20 meses de curado ilustrada en el microscopio electrónico a 600, 2000 y 6000 aumentos (Mitchell y Dermatas, 1992).....	126
Figura 3-96. Porcentajes de hinchamiento de suelos con distintos concentraciones de sulfatos solubles (Simic, 2007).....	127
Figura 3-97. Cambios volumétricos asociados a la formación de ettringita en función del origen del agua bien sea externa, hinchamiento, bien interna, retracción (Little, 2011)	128
Figura 3-98. Diagrama de fases que refleja la situación de un determinado suelo para determinar la posible producción de las sustancias derivadas por exceso en el contenido en sulfatos (Simic, 2007)	128
Figura 3-99. Evolución del hinchamiento en función del contenido en cal para suelos con sulfatos (Dermatas, 1995).....	129
Figura 3-100. Efecto de la temperatura de curado sobre el hinchamiento medido en muestras sumergidas durante 30 días (Mitchell y Dermatas, 1992)	129
Figura 3-101. Relación entre la expansión lineal y el tiempo de curado de una caolinita tratada con un 6% de cal para diversos contenidos de yeso añadido (Abdi y Wild, 1993).....	130
Figura 3-102. Imágenes de microscopía electrónica ilustrando la formación de ettringita para distintos contenidos en yeso añadido y tiempos de curado (Aldaood et al., 2014).....	130
Figura 3-103. Difractogramas de rayos X de muestras tratadas con cal con distintas proporciones de yeso añadido a los 28 días de curado (A) y tras ciclos de humectación y secado (B) en el que se aprecian los picos de yeso (G), ettringita (E), Sílice (Q), caolinita (K), illita (I), calcita (C) y feldespato (F) (Aldaood et al., 2014).....	131
Figura 3-104. Modificación en la distribución de poros en muestras tratadas con cal con distintas proporciones de yeso G añadido a los 28 días de curado (A) y tras ciclos de humectación y secado (B) (Aldaood et al., 2014).....	132
Figura 3-105. Evolución temporal del hinchamiento por efecto de la presencia de sulfatos (Olalla et al., 2004).....	132
Figura 3-106. Evolución temporal del hinchamiento en suelos tratados con sulfatos tratados con distintas proporciones de cal (Harris et al., 2004)	133
Figura 3-107. Evolución del pH durante el período de curado de un tratamiento con cal (Rao y Shivananda, 2005)	137
Figura 3-108. Relación entre pH y resistencia al corte sin drenaje (Ghobadi et al., 2014)	138
Figura 3-109. Relación entre el pH y el ángulo de rozamiento (Ghobadi et al., 2014).....	138
Figura 3-110. Comparación del efecto del tipo de cal, viva o apagada, sobre la resistencia a compresión simple (Jacobson, 2002).....	139

Figura 3-111. Comparación del efecto sobre la resistencia a compresión simple de diversos tipos de cal en suelos loessicos (Glasse, 1986)	140
Figura 3-112. Relación entre el tamaño máximo del material estabilizado D_{max} y el módulo de rigidez transversal G_{max} para distintos valores de la humedad de compactación (Tang et al., 2011).....	141
Figura 3-113. Grados de pulverización empleados en los ensayos, (a) alto – (b) medio – (c) bajo (Bozbey y Garaisayev, 2010)	142
Figura 3-114. Efecto de la pulverización de la muestra sobre la resistencia a compresión simple obtenida por el tratamiento con cal (Bozbey y Garaisayev, 2010).....	142
Figura 3-115. Relación entre la resistencia a compresión simple q_u y la porosidad de un suelo n tratado con diferentes proporciones de cal a los 360 días de curado (Consoli et al., 2014)	144
Figura 3-116. Correlación entre la resistencia a compresión simple q_u , la porosidad n y el contenido volumétrico de cal aplicado L_v para diferentes períodos de curado (Consoli et al., 2014).....	144
Figura 3-117. Modelo conceptual del proceso de estabilización del suelo con cal en función del nivel de humedad de compactación (Locat, 1990 adaptado de Ingles y Metcalf, 1973).....	145
Figura 3-118. Influencia de la humedad de compactación en la distribución de poros según sea inferior a la óptima (DMC), óptima (OMC) o superior (WMC) bajo condiciones de compactación de próctor normal NE (Le Runigo et al., 2009).....	146
Figura 3-119. Influencia de la energía de compactación en la distribución de poros, $LE < NE < HE$ para muestras con humedad inferior a la óptima (DMC) (Le Runigo et al., 2009).....	146
Figura 3-120. Influencia de la humedad de compactación en la resistencia a compresión simple según sea inferior a la óptima (DMC), óptima (OMC) o superior (WMC) para 14 y 28 días de curado (Muhmed y Wanatowski, 2013)	147
Figura 3-121. Variación del índice de plasticidad durante el período de maduración para distintos contenidos de cal (Sweeney et al., 1988).....	149
Figura 3-122. Relación entre el hinchamiento y el contenido final de agua tras inmersión para muestras con diferentes plazos de maduración tratadas con un 4% de cal (Sweeney et al., 1988).....	149
Figura 3-123 Relación entre la resistencia a compresión simple y el contenido final de agua tras inmersión para muestras con diferentes plazos de maduración tratadas con un 2% de cal (Sweeney et al., 1988)	149
Figura 3-124. Modificación de las curvas de compactación durante el período de maduración; ZAV=línea de saturación (Parsons et al., 2001).....	150
Figura 3-125. Concentración de cationes de calcio disponibles durante el período de curado; consumo de cal (Zhao et al., 2014).....	151
Figura 3-126. Difractogramas de rayos X de una caolinita tratada con cal durante el período de curado (Al-Mukhtar et al., 2014).....	152

Figura 3-127. Difractogramas de rayos X de una esmectita tratada con cal durante el período de curado (Al-Mukhtar et al., 2014).....	152
Figura 3-128. Curvas de intrusión acumulada y distribución de poros de muestras tratadas con cal al inicio del curado (t=0) y tras 28 días sobre muestras con distintas humedades de compactación; dry=menor que la óptima; opt=óptima; wet=mayor que la óptima (Russo et al., 2007)	153
Figura 3-129. Evolución de la resistencia a compresión simple durante el período de curado para diferentes proporciones de cal (Kavak y Baykal, 2012)	154
Figura 3-130. Evolución de las curvas de rotura a compresión simple UCS durante el período de curado (Kavak y Baykal, 2012)	154
Figura 3-131. Evolución de la resistencia a compresión simple UCS durante la vida de la mezcla, incluso más allá de lo que suele considerarse el período de curado (Kavak y Baykal, 2012)	154
Figura 3-132. Influencia de la temperatura de curado sobre la tensión desviadora q para dos suelos diferentes tratados con un contenidos de cal A_w del 2% (Liu et al., 2010)	155
Figura 3-133. Influencia de la temperatura de curado sobre la resistencia a compresión simple para distintas proporciones de cal (Arabi y Wild, 1986) ..	156
Figura 3-134. Influencia de la temperatura de curado sobre la resistencia a compresión simple para dos arcillas diferenciadas a los 7 días de curado (Bell, 1996).....	156
Figura 3-135. Influencia de condiciones de curado con y sin inmersión a distintas temperaturas sobre la resistencia a compresión simple y el módulo secante E_s tras 21 días de curado (George et al., 1992)	157
Figura 3-136. Consumo de la cal de suelos tratados con curados a 20°C y 50°C; Sm=esmectita; I=Illita; Kaol=caolinita (Al-Mukhtar et al., 2014)	157
Figura 3-137. Comparación de la resistencia a compresión simple obtenida sobre muestras curadas a temperatura ambiente (A) y en horno (O) a 105°C durante 24 horas (Ciancio et al., 2014)	158
Figura 3-138. Efecto de la temperatura de curado sobre la resistencia a compresión simple (Ingles y Metcalf, 1973)	158
Figura 3-139. Estudio comparativo de ensayos de resistencia con distintas condiciones de curado para suelos sin tratar, tratados con cal y con adición de cenizas (Beeghly, 2003).....	159
Figura 3-140. Efecto sobre la resistencia a distintas edades de la presencia de ciertos componentes (S-sulfatos, P-fosfatos, N-nitratos y C-cloruros) en distintas concentraciones (H-alta y L-baja) sobre suelos tratados con 1,5% de cal viva y 6% de cemento (Cuisinier et al., 2011).....	160
Figura 3-141. Evolución temporal de la permeabilidad k en suelos tratados sometidos a filtración en diferentes condiciones de compactación según la humedad (OMC-óptima, WMC-húmeda) y energía (LE-baja, NE-normal) (Le Runigo et al., 2009).....	162

Figura 3-142. Efecto sobre la microestructura de una inmersión y un proceso de lixiviado para muestras preparadas con la humedad óptima OMC y energía de compactación de próctor normal NE (Le Runigo et al., 2009).....	162
Figura 3-143. Efecto de la inmersión en la resistencia a compresión simple para suelos tratados con 1% y 3% de cal con la humedad óptima OMC y energía de compactación de próctor normal NE (Le Runigo et al., 2009).....	163
Figura 3-144. Efecto de la circulación de agua en la resistencia a compresión simple para suelos tratados con 1% y 3% de cal con la humedad óptima OMC y energía de compactación de próctor normal NE (Le Runigo et al., 2011).....	163
Figura 3-145. Pérdida relativa de altura de las probetas (R) y de humedad (T) durante ciclos de hielo-deshielo (Liu et al., 2010)	164
Figura 3-146. Efecto sobre la permeabilidad de la aplicación de 3 ciclos de hielo-deshielo sobre un suelo tratado con el 6% de cal durante el período de curado (Yildiz y Soganci, 2012).....	165
Figura 3-147. Efecto de la aplicación de 3 ciclos de hielo-deshielo sobre una arcilla tratada con un 6% de cal (Yildiz y Soganci, 2012).....	165
Figura 3-148. Efecto de los cambios de succión-humedad sobre la distribución de poros y el índice de poros de un suelo sin tratar y tratado con un 2% de cal a los 28 días de curado reflejada en la función de densidad de poros PSD y en las porosidades total, macroestructural y microestructural (Stoltz et al., 2012)	167
Figura 3-149. Curvas características de una arcilla de alta plasticidad tratada con diferentes proporciones de cal (Khattab et al., 2006).....	168
Figura 3-150. Curvas características de una arcilla expansiva en muestra inalterada y tratada con cal (Wang et al., 2015).....	168
Figura 3-151. Evolución de las curvas características para diferentes proporciones de cal y plazos de curado (Stoltz et al., 2012).....	169
Figura 3-152. Relación entre el índice de poros y la succión en una arcilla de Londres tratada con cal en diferentes situaciones de confinamiento (Mavroulidou et al., 2011)	170
Figura 3-153. Cambios de volumen de una arcilla de Londres sin tratar y con el 5% de cal en el proceso de secado y humectación a distintas edades (Mavroulidou et al., 2011)	170
Figura 3-154. Retracción de una arcilla expansiva y su modificación con un 2% de cal en relación a la humedad gravimétrica (Stoltz et al., 2012).....	171
Figura 3-155. Evolución del hinchamiento libre de un suelo muy plástico tratado con 3 y 6% de cal a lo largo de una serie de ciclos de inmersión y secado (Guney et al., 2007)	172
Figura 3-156. Evolución de la presión de hinchamiento de un suelo muy plástico tratado con cal a lo largo de una serie de ciclos de inmersión y secado (Guney et al., 2007)	172
Figura 3-157. Efecto de 4 ciclos de secado-humectación de un suelo “black cotton soil” BCS tratado con el 2% de cal (Rao et al., 2001)	173

Figura 3-158. Influencia de la sucesión de ciclos de secado y humectación sobre los cambios volumétricos sobre tres muestras C, D y E tratadas con cal tras 3 años de curado en un terraplén real (Cuisinier y Deneele, 2008)	174
Figura 4-1. Fotografía aérea de la obra de la que provienen las muestras objeto de la investigación.....	178
Figura 4-2. Ubicación geográfica del emplazamiento	178
Figura 4-3: Croquis del emplazamiento de la planta en la hoja nº 1020 del Mapa Topográfico Nacional	178
Figura 4-4: Fragmento de la hoja nº 1020 “El Coronil” de la serie MAGNA a escala 1:50.000 editada por el IGME, donde se ubica el emplazamiento.....	181
Figura 4-5: Leyenda de la hoja nº 1020 “El Coronil” de la serie MAGNA a escala 1:50.000 editada por el IGME	181
Figura 4-6: Leyenda de la hoja nº 1020 “El Coronil” de la serie MAGNA a escala 1:50.000 editada por el IGME (cont).....	182
Figura 4-7. Planta geológica de distribución de las unidades detectadas.....	182
Figura 4-8: Excavación del afloramiento de arcillas negras de fondo de vaguada	183
Figura 4-9: Detalle de afloramiento de arcillas negras de fondo de vaguada. Presenta cuarteado por desecación lo que indica su alta plasticidad.	183
Figura 4-10. Fotografías del estado del suelo M7 y su aspecto tras la pulverización	184
Figura 4-11. Ficha técnica de la cal empleada en los tratamientos.....	186
Figura 4-12. Tipos de suelos según su micro y macroestructura. Alonso et Al. (1987).....	193
Figura 4-13. Curva de volumen inyectado acumulado por diámetros	195
Figura 4-14. Función de distribución volumétrica de poros.....	196
Figura 4-15. Volumen incremental en cada intervalo de presión o diámetro .	196
Figura 4-16. Función de distribución volumétrica de poros.....	197
Figura 4-17. Función de densidad numérica de poros	197
Figura 4-18. Equipo de membrana de presión usado en la investigación del Laboratorio de Mecánica del Suelo de la Escuela de Arquitectura de Sevilla	200
Figura 4-19. Gráfico ejemplo de la estabilización de dos probetas.....	201
Figura 4-20. Curvas de calibración para la determinación de la succión mediante papel de filtro	203
Figura 4-21. Imagen de los desecadores de vacío durante un escalón del ensayo de equilibrio de vapor	204
Figura 4-22. Esquema de la célula edométrica de humedad constante (Delgado, A, 1.986).....	207
Figura 4-23. Bancadas edométricas y detalle de las mismas del Laboratorio de la Escuela de Arquitectura de Sevilla.....	208

Figura 5-1. Curva granulométrica de la muestra de suelo M7 sin tratar.....	211
Figura 5-2. Representación de la muestra M7 en la carta de plasticidad de Casagrande.....	212
Figura 5-3. Curvas de compactación próctor para el suelo sin tratar	213
Figura 5-4. Curvas de compactación y de isosaturación para una humedad del 100% y para una compactación del 95% del próctor normal	214
Figura 5-5. Ensayo de inundación bajo carga de la muestra M7 sin tratar	216
Figura 5-6. Distribución cuantitativa elemental de mayores de la muestra de suelo M7 mediante fluorescencia de rayos X.....	217
Figura 5-7. Difractograma de rayos X de la muestra M7 sin tratar.....	217
Figura 5-8: Difractogramas de los agregados orientados de la muestra M7. En azul se ha representado el diagrama de agregado orientado, en negro tras el tratamiento de solvatación con etilenglicol y en rojo tras el tratamiento térmico a 550°C.	218
Figura 5-9. Curva de inyección de mercurio en la muestra M7	219
Figura 5-10. Curva de intrusión incremental según el diámetro de los poros para la muestra M7	220
Figura 5-11. Curva de intrusión incremental expresada en porcentajes	220
Figura 5-12. Función de distribución de poros	221
Figura 5-13. Función de densidad numérica de poros	221
Figura 5-14. Gráfica de pérdida de peso de muestras de suelo sin tratar sometidas a succión para determinar el tiempo de estabilización.....	222
Figura 5-15. Relación humedad gravimétrica-succión para la muestra M7 sin tratar.....	224
Figura 5-16. Normalización del valor de la humedad en suelos parcialmente saturados (Asanza, 2009).....	224
Figura 5-17. Relación humedad gravimétrica normalizada-succión para la muestra M7 sin tratar	225
Figura 5-18. Curva media de humedad gravimétrica-succión para la muestra M7 sin tratar	225
Figura 5-19. Curva media de humedad gravimétrica normalizada-succión para la muestra M7 sin tratar	226
Figura 5-20. Curvas humedad volumétrica-succión para la muestra M7 sin tratar.....	226
Figura 5-21. Curva media de índice de poros-succión para la muestra M7 sin tratar.....	227
Figura 5-22. Posible ajuste lineal de la relación índice de poros-succión	228
Figura 5-23. Relación entre el índice de poros y la humedad gravimétrica para la muestra M7 sin tratar	229

Figura 5-24. Relación entre la deformación volumétrica y la humedad para la muestra M7 sin tratar	229
Figura 5-25. Deformación volumétrica del suelo en relación a la humedad ante cambios de succión para la muestra M7 sin tratar	230
Figura 5-26. Ajuste lineal de la relación entre la deformación volumétrica y la humedad para la muestra M7 sin tratar	230
Figura 5-27. Deformación volumétrica del suelo en relación a la humedad ante cambios de succión para la muestra M7 sin tratar	231
Figura 5-28. Ajuste lineal de la relación entre la deformación vertical y la humedad para la muestra M7 sin tratar	232
Figura 5-29. Modelización de la relación humedad-succión mediante tramos lineales para la muestra M7 sin tratar	232
Figura 5-30. Ajuste de la curva característica a la expresión de Fredlund&Xing para la muestra M7 sin tratar	233
Figura 5-31. Curva edométrica para la muestra M7 sin tratar	234
Figura 5-32. Curvas de consolidación para los distintos escalones del ensayo edométrico de la muestra M7 sin tratar	235
Figura 5-33. Curvas edométricas comparadas de un ensayo convencional saturado y un ensayo a humedad constante para la muestra de suelo sin tratar	236
Figura 5-34. Curvas de consolidación del suelo sin tratar en edómetro a humedad constante.....	236
Figura 5-35. Curvas edométricas bajo humedad constante para el suelo sin tratar.....	237
Figura 5-36. Deformación volumétrica de la muestra de suelo sin tratar en edómetro con humedad constante para distintas condiciones de presión y humedad	238
Figura 5-37. Evolución del índice de compresión y la presión de preconsolidación en ensayos edométricos con humedad constante para la muestra M7 sin tratar	239
Figura 5-38. Curvas de rotura en ensayo de corte directo UU sin saturación para la muestra M7 sin tratar	240
Figura 5-39. Ajuste lineal de los resultados del ensayo de corte directo.....	240
Figura 5-40. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 sin tratar.....	241
Figura 5-41. Formas de rotura a compresión simple de las probetas de M7 sin tratar con diferentes humedades.....	241
Figura 6-1. Representación de la muestra M7 con distintas proporciones de cal en la carta de plasticidad de Casagrande	244
Figura 6-2. Evolución de las curvas de compactación del ensayo próctor normal con la adición de cal.....	244

Figura 6-3. Gráfica de resultados del ensayo de hinchamiento libre en edómetro para la muestra sin tratar y tratada con diferentes períodos de curado	247
Figura 6-4. Gráfica de resultados del ensayo de presión de hinchamiento en edómetro para la muestra sin tratar y tratada con diferentes períodos de curado	248
Figura 6-5. Ensayo de inundación bajo carga sobre muestra de suelo sin tratar y con el 2% de cal a los 3 días de curado	249
Figura 6-6. Comparación de las curvas de intrusión de mercurio en la muestra sin tratar y con cal, sin curado.....	250
Figura 6-7. Curva de intrusión incremental para muestras sin tratar y tratadas sin curar	251
Figura 6-8. Función de distribución volumétrica de poros para la muestra sin tratar y tratada sin curado	251
Figura 6-9. Función del índice de densidad del número de poros para muestra sin tratar y tratada sin curado.....	252
Figura 6-10. Curvas de intrusión para muestra tratada con el 2% de cal a diferentes edades.....	253
Figura 6-11. Curva de distribución del volumen de poros para la muestra tratada con el 2% de cal a diferentes edades de curado	253
Figura 6-12. Función de densidad de poros para la muestra tratada con el 2% de cal a diferentes edades de curado	254
Figura 6-13. Curvas de intrusión para la muestra sin tratar y tratada tras 28 días de curado	254
Figura 6-14. Curvas de intrusión incremental para el suelo sin tratar y tratado tras 28 días de curado	255
Figura 6-15. Función de densidad numérica de poros para el suelo sin tratar y tratado tras 28 días de curado	255
Figura 6-16. Gráfica de pérdida de peso de muestras de suelo tratadas con 2 y 3% de cal sometidas a succión para determinar el tiempo de estabilización con diferentes plazos de curado	256
Figura 6-17. Curvas humedad gravimétrica-succión para la muestra M7 tratada con cal.....	257
Figura 6-18. Curvas índice de poros-succión para la muestra M7 tratada con cal	258
Figura 6-19. Deformación volumétrica del suelo en relación a la humedad ante cambios de succión para la muestra M7 tratada con cal	259
Figura 6-20. Ajuste lineal por tramos de las curvas características deformación volumétrica-humedad para la muestra M7 tratada con cal	259
Figura 6-21. Ajuste lineal por tramos de las curvas características deformación vertical-humedad para la muestra M7 tratada con cal	259
Figura 6-22. Curvas deformación volumétrica-humedad para la muestra M7 tratada con cal.....	260

Figura 6-23. Ajuste de las curvas características a la expresión de Fredlund & Xing para la muestra M7 tratada con cal.....	261
Figura 6-24. Curvas edométricas de la muestra M7 sin tratar y tratada sin curado	262
Figura 6-25. Curvas de consolidación para los distintos escalones del ensayo edométrico de la muestra M7 tratada con un 2% de cal sin curado.....	263
Figura 6-26. Curvas edométricas para la muestra M7 tratada con un 2% de cal a diferentes edades de curado.....	264
Figura 6-27. Curvas edométricas del suelo sin tratar y tratado con cal a los 28 días de curado	265
Figura 6-28. Curvas edométricas bajo humedad constante para la muestra M7 tratada con un 2% de cal a diferentes humedades	267
Figura 6-29 Curvas edométricas bajo humedad constante para la muestra M7 tratada con un 3% de cal a diferentes humedades	268
Figura 6-30. Gráficas de rotura y ajuste lineal de los resultados para ensayos de corte directo UU sin saturación de las muestras M7 tratadas con cal para diferentes edades de curado.....	271
Figura 6-31. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 tratadas con el 2% de cal.....	273
Figura 6-32. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 tratadas con el 3% de cal.....	273
Figura 7-1. Ábaco para diseño de tratamientos de suelos con cal a partir del índice de plasticidad y la granulometría (McDowell, 1966)	277
Figura 7-2. Evolución del pH con el contenido de cal	278
Figura 7-3. Evolución de los límites de Atterberg con el contenido de cal	279
Figura 7-4. Evolución de la densidad máxima y de la humedad óptima de compactación del ensayo próctor normal sobre las muestras en función del contenido en cal.....	279
Figura 7-5. Evolución de las curvas de compactación del ensayo próctor normal con la adición de cal.....	280
Figura 7-6. Sensibilidad del suelo a la compactación por reducción en la humedad de compactación en relación a la óptima expresada en proporción de la densidad seca máxima.....	280
Figura 7-7. Modificación en el índice de poros con el contenido de cal para una compactación del 95% del próctor normal	281
Figura 7-8. Ensayos de hinchamiento libre y presión de hinchamiento en edómetro para las muestras de suelo sin tratar y tratado a diferentes edades de curado	282
Figura 7-9. Ensayo de inundación bajo carga del suelo sin tratar y tratado con el 2% de cal a los 3 días de curado	282
Figura 7-10. Diagramas correspondientes a la porosimetría por inyección de mercurio sobre el suelo sin tratar y tratado sin curado.....	283

Figura 7-11. Diagramas correspondientes a la porosimetría por inyección de mercurio sobre el suelo tratado con un 2% de cal durante el período de curado	285
Figura 7-12. Diagramas correspondientes a la porosimetría por inyección de mercurio sobre el suelo sin tratar y tratado tras 28 días de curado.....	286
Figura 7-13. Curvas características humedad-succión comparadas para el suelo sin tratar y tratado.....	288
Figura 7-14. Relación índice de poros-succión para la muestra sin tratar y tratada.....	289
Figura 7-15. Ajuste lineal por tramos de las curvas características índice de poros-succión para la muestra M7 sin tratar y tratada con cal.....	290
Figura 7-16. Ajuste lineal por tramos de las curvas características humedad-succión para la muestra M7 sin tratar y tratada con cal.....	291
Figura 7-17. Ajustes de las curvas características humedad-succión a la expresión de Fredlund&Xing	293
Figura 7-18. Curvas de retracción para las muestras de suelo sin tratar y tratadas con cal.....	294
Figura 7-19. Relación entre la deformación volumétrica y la variación de humedad para la muestra sin tratar y tratada con cal	295
Figura 7-20. Ajuste lineal de las relaciones entre la deformación volumétrica y la variación de la humedad para el suelo sin tratar	295
Figura 7-21. Ajuste lineal de las relaciones entre la deformación volumétrica y la variación de la humedad para el suelo tratado con cal	296
Figura 7-22. Correlación entre las deformaciones volumétricas por retracción ε_{sh} y el cambio de humedad Δw para diferentes magnitudes; vol=volumétrica; ver=vertical; rad=radial (Puppala et al., 2014)	297
Figura 7-23. Ajuste lineal de las relaciones entre la deformación vertical y la humedad para el suelo sin tratar y tratado con cal.....	298
Figura 7-24. Relación entre la deformación volumétrica y vertical en retracción en función del índice de plasticidad del suelo (Puppala et al., 2014).....	299
Figura 7-25. Curvas edométricas del suelo sin tratar y tratado con cal a los 28 días de curado	300
Figura 7-26. Evolución del coeficiente de compresibilidad en función del contenido en cal para muestras sin curado y curadas 28 días	301
Figura 7-27. Evolución del índice de compresión de la rama de carga noval en función del contenido en cal para muestras sin curado y curadas 28 días	301
Figura 7-28. Curvas de deformación en edómetro de humedad constante para el suelo sin tratar y tratado con cal.....	302
Figura 7-29. Deformabilidad vertical máxima medida en diferentes escalones de carga en edómetro a humedad constante para el suelo sin tratar y tratado ..	303

Figura 7-30. Evolución del índice de compresión determinado en el escalón de 800 a 1.500 kPa en ensayos edométricos a humedad constante para el suelo sin tratar y tratado con cal.....	304
Figura 7-31. Ajuste lineal de la evolución del índice de compresión determinado en el escalón de 800 a 1.500 kPa en ensayos edométricos a humedad constante para el suelo sin tratar y tratado con cal.....	304
Figura 7-32. Ajuste lineal de las leyes de deformabilidad vertical máxima medida para el escalón de 200 kPa en edómetro a humedad constante para el suelo sin tratar y tratado.....	305
Figura 7-33. Evolución de los ensayos de corte directos sobre las muestras sin tratar y tratadas con 3 días de curado.....	306
Figura 7-34. Evolución de los ensayos de corte directos sobre las muestras sin tratar y tratadas con 28 días de curado.....	307
Figura 7-35. Evolución de la cohesión y ángulo de rozamiento para distintos contenidos de cal.....	307
Figura 7-36. Evolución de los parámetros de resistencia al corte en los suelos tratados en función del plazo de curado.....	308
Figura 7-37. Evolución de la resistencia a compresión simple del suelo sin tratar y tratado con cal para diferentes plazos de curado.....	309
Figura 7-38. Evolución de la resistencia con diferentes humedades para muestras sin tratar y tratadas.....	310
Figura 7-39. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 tratadas con el 2% de cal.....	310
Figura 7-40. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 tratadas con el 3% de cal.....	311

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Diferentes características de composición y propiedades mecánicas de la caolinita, montmorillonita y cuarzo (Bell, 1996)	16
Tabla 2-2. Comparativa de la cal viva y apagada en sus diversas presentaciones.....	29
Tabla 3-1. Resultados de las determinaciones sobre distintos suelos de la autovía A-381.....	66
Tabla 3-2. Parámetros característicos de porosidad y tamaño de poros característicos diferenciando entre los macroporos y microporos de una arcilla expansiva tratada con cal a los 28 días de curado (Stoltz et al., 2012)	71
Tabla 3-3. CBR de una arcilla de Londres con un 2,5% de cal viva a las 4 horas (Perry et al., 1996)	89
Tabla 3-4. Resultados de resistencia a compresión simple y módulo resiliente sobre distintos tipos de materiales tratados con cal (Little, 2000).....	104
Tabla 3-5. Valores característicos de la modificación de la deformabilidad en edómetro tras el tratamiento con cal bajo distintos valores de succión, s (p'_c = presión de preconsolidación; λ =índice de compresión; m_v =coeficiente de compresibilidad) (Mavroulidou et al., 2013)	106
Tabla 3-6. Efecto del tratamiento con cal sobre la velocidad de consolidación de los suelos y sus parámetros característicos (Singh et al., 2008).....	108
Tabla 3-7. Relación de episodios patológicos descritos en la bibliografía debidos a la presencia de sulfatos en los tratamientos de suelos con cal (Rajasekaran, 2005).....	123
Tabla 3-8. Relación de episodios patológicos descritos en la bibliografía debidos a la presencia de sulfatos en los tratamientos de suelos con cal, continuación (Rajasekaran, 2005).....	124
Tabla 3-9. Recopilación bibliográfica de propuestas para evitar los efectos patológicos de la presencia de sulfatos en suelos a tratar con cal (Rajasekaran, 2005).....	134
Tabla 3-10. Recopilación bibliográfica de limitaciones a los contenidos de sulfatos en los suelos a tratar con cal, expresados en ión SO_3 (Cabane, 2004)	135
Tabla 3-11. Efecto de la energía y humedad de compactación sobre la resistencia a compresión simple tras inmersión de 24 horas para tres tipos de suelo (Little, 2000).....	147
Tabla 3-12. Propiedades de deformación en edómetro de muestras con y sin tratamiento de cal al 1%; p_0 = presión de preconsolidación; λ = índice de compresión; k =índice de recarga (Nowamooz et al., 2010)	175
Tabla 3-13. Propiedades de deformación para muestras sometidas a distintos grados de succión; p_0 = presión de preconsolidación; λ = índice de compresión; k =índice de recarga (Nowamooz et al., 2010).....	175

Tabla 4-1. Condiciones establecidos en el PG-3 a los tratamientos de suelos con cal para su empleo en terraplenes	188
Tabla 4-2. Técnicas experimentales para medición de la succión en suelos (Arroyo, H., 2012 adaptado de Alonso et al., 2008)	202
Tabla 4-3. Succiones impuestas por soluciones de NaCl a diferentes concentraciones (Ávila, 2004)	205
Tabla 4-4. Valores de la succión (MPa) para diversas temperaturas (°C) y porcentaje de sulfúrico (peso ácido / peso ácido + peso agua) (Pintado, 2002 de Gmitro y Vermeulen, 1994)	205
Tabla 5-1. Distribución cuantitativa elemental de mayores de la muestra de suelo M7 mediante fluorescencia de rayos X.....	216
Tabla 5-2. Parámetros característicos de la curva edométrica de la muestra M7 sin tratar	234
Tabla 5-3. Parámetros característicos de las curvas edométricas para humedad constante en el suelo M7 sin tratar	238
Tabla 6-1. Valores del pH de las muestras sin tratar y tratadas.....	243
Tabla 6-2. Límites de Atterberg de las muestras de suelo sin tratar y tratadas	243
Tabla 6-3. Valores de densidad máxima y humedad óptima del ensayo de compactación próctor normal para las muestras sin tratar y tratadas	245
Tabla 6-4. Peso específico de las partículas sólidas del suelo sin tratar y tratado con cal.....	245
Tabla 6-5. Índice de poros y humedad de saturación para muestras compactadas al 100% de la densidad máxima del ensayo próctor normal	246
Tabla 6-6. Parámetros volumétricos y humedad de las muestras de suelo sin tratar y tratadas al 95% de la densidad máxima del ensayo próctor normal ..	246
Tabla 6-7. Humedad de saturación de las muestras de suelo inundadas en condiciones edométricas sin permitir hinchamiento	246
Tabla 6-8. Resultados del ensayo de hinchamiento libre en edómetro para la muestra sin tratar y tratada con diferentes períodos de curado	247
Tabla 6-9. Resultados del ensayo de presión de hinchamiento en edómetro para la muestra sin tratar y tratada con diferentes períodos de curado	248
Tabla 6-10. Parámetros de ajuste de las curvas características mediante tramos lineales para el suelo M7 sin tratar y tratado	260
Tabla 6-11. Parámetros de ajuste de las curvas características a la expresión de Fredlund & Xing para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal	261
Tabla 6-12. Parámetros característicos de la curva edométrica de la muestra M7 sin tratar y tratada sin curar.....	263
Tabla 6-13. Parámetros característicos de la curva edométrica de la muestra M7 tratada con el 2% de cal a distintas edades de curado	265
Tabla 6-14. Parámetros característicos de la curva edométrica de la muestra M7 sin tratar y tratada tras 28 días de curado.....	266

Tabla 6-15. Parámetros característicos de las curvas edométricas para humedad constante en el suelo M7 tratada con el 2% de cal	266
Tabla 6-16. Parámetros característicos de las curvas edométricas para humedad constante en el suelo M7 tratada con el 3% de cal	267
Tabla 6-17. Parámetros de resistencia de Mohr Coulomb deducidos de los ensayos de corte directo sobre las muestras sin tratar y tratadas a diferentes edades	272
Tabla 6-18. Valores máximos obtenidos en ensayos de rotura a compresión simple sobre probetas con distintos grados de humedad para misma porosidad de suelo sin tratar y tratado con cal	272
Tabla 7-1. Tabla resumen de la clasificación de los suelos para su empleo en terraplenes conforme al PG-3 del Ministerio de Fomento	276
Tabla 7-2. Proporción de volumen de poros en las muestras de suelo sin tratar y tratado con cal.....	287
Tabla 7-3. Deformaciones por retracciones acumuladas en las curvas características en forma índice de poros-succión para el suelo M7 sin tratar y tratado.....	290
Tabla 7-4. Parámetros de ajuste de las curvas características mediante tramos lineales para el suelo M7 sin tratar y tratado.....	292
Tabla 7-5. Parámetros de ajuste de las curvas características a la expresión de Fredlund&Xing para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal.....	293
Tabla 7-6. Parámetros de ajuste de la relación deformación volumétrica-variación de humedad para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal	296
Tabla 7-7. Parámetros de ajuste de la relación deformación vertical-variación de humedad para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal.....	299
Tabla 7-8. Deformabilidad vertical asociada a procesos de humectación a partir de las condiciones de compactación medidas para 200 kPa.....	305
Tabla 7-9. Evolución de las resistencias a compresión simple estimadas para humedades superiores a las óptimas de referencia para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal.....	312

1 INTRODUCCIÓN

1.1 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El empleo de la cal como conglomerante de suelos en la construcción de infraestructuras es una técnica rescatada de tiempos remotos que ha adquirido especial relevancia en las últimas décadas, aupada por los avances tecnológicos junto con el incremento de las exigencias medioambientales.

Se datan aplicaciones de esta técnica hace más de 5000 años en las pirámides de Sershi en el Tibet, así como en China e India (Greaves, 1996).

La aplicación más extendida en la actualidad en cuanto a volumen en la obra civil es el tratamiento de suelos de forma que se mejoren sus características para permitir el empleo en rellenos de terraplenes de materiales que, de no ser así, estarían destinados a vertedero. Precisamente en este aprovechamiento y en la no necesidad de abrir préstamos radica la mayor ventaja competitiva desde el punto de vista ecológico, al suponer un auténtico reciclado de suelos no aprovechables.

En la década de los años cuarenta del siglo XX se iniciaron las que podríamos considerar primeras etapas de la era moderna en el tratamiento de suelos con cal. De esta forma, hacia 1947 el estado de Texas, pionero en el desarrollo de estas técnicas, ya había construido 75 millas de calzadas tratadas con cal y comenzó a divulgarla en la bibliografía técnica (Quintana, 2005).

Como dato relevante en los tiempos recientes, Francia aporta una historia de más de 50 años de estabilización de suelos, con un volumen anual medio de 15 a 25 millones de metros cúbicos (Leuseur, 2011). El Reino Unido por su parte alcanzaba en 1995 un volumen de suelo estabilizado con cal del orden de medio millón de metros cúbicos (Greaves, 1996).

En España el consumo de cal para estabilización de suelos experimentó un incremento muy relevante a principios de este siglo, llegando a suponer más de 100.000 toneladas de cal, equivalentes a unos 3 millones de suelo estabilizado (Figura 1-1).

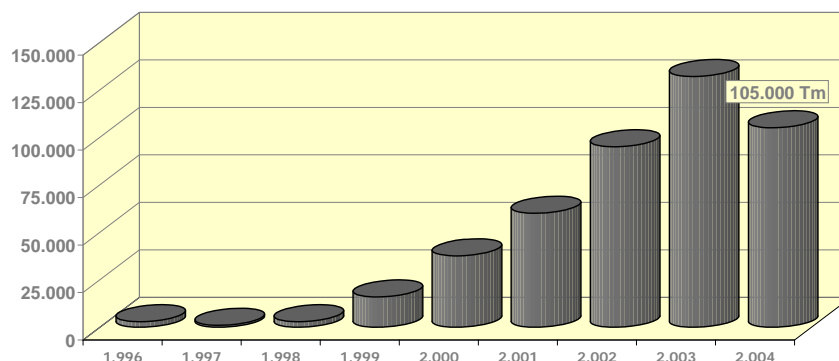


Figura 1-1. Evolución del consumo de cal para estabilización de suelos en España (Datos suministrados por ANCADE)

El desarrollo reciente de la aplicación práctica se ha visto acompañado por un intenso trabajo de conocimiento de los principios y posibilidades de la técnica cuyo resultado más directo ha sido la introducción de la misma como una alternativa de consideración en las instrucciones, normativas y pliegos de prescripciones de los principales entes responsables de la construcción de infraestructuras.

Desde que a finales de los años sesenta del pasado siglo XX se editaran los primeros estudios y manuales la experiencia ha crecido en todo el mundo de una manera muy rápida, con tan sólo las limitaciones de las coyunturas económicas. Ello ha propiciado un intenso desarrollo tecnológico a nivel de construcción que ha llevado a la disponibilidad de equipos y maquinaria de altas prestaciones específica para esta tarea que inicialmente se acometía con medios rudimentarios, la mayoría de maquinaria tipo agrícola.

Estos estudios han hecho valorar las estabilizaciones incluso más allá de sus ventajas medioambientales considerándola efectivamente como una técnica de bajo coste (Ramaji, 2012), hasta concluir con una repercusión en coste del pavimento que las hace económicamente competitivas frente a soluciones de firmes tradicionales gracias a las notables mejoras en resistencia que la cal, con o sin otras adiciones, proporciona a los suelos (Beeghly, 2003; Qubain et al., 2000; Mishra et al. 2012) proporcionando ahorros cuantificados hasta en un 20% al emplear capas de subbase tratadas con cal, como se ilustra en la Figura 1-2.

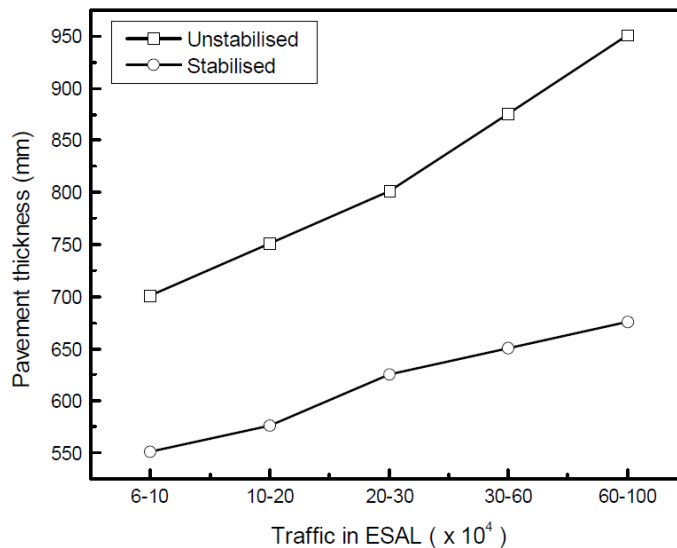


Figura 1-2. Espesores de pavimento para diferentes tráficos (ESAL= equivalent standard axle loads) empleando capas estabilizadas y sin estabilizar (Mishra et al., 2012)

Con esta expansión, surgieron problemas de aplicación por comportamientos patológicos, así como iniciativas para un mejor conocimiento la técnica y sus posibilidades de aplicación, que se vislumbraban muy amplias. Como consecuencia de ello, cabe decir que las últimas dos décadas han reflejado un aumento casi exponencial de la investigación por múltiples autores de muy diversos países.

Actualmente es difícil encontrar un aspecto del tratamiento con cal que no haya sido abordado por algún investigador, si bien muchos de ellos siguen abiertos a su discusión y debate en la comunidad científica.

Salvando los aspectos básicos de la mejora de los suelos con la cal, una de las vías de estudio abiertas en las que hay avances dispares es precisamente en el comportamiento de los materiales resultantes como un suelo parcialmente saturado.

Así, existe una laguna en el análisis del comportamiento de este tipo de material a largo plazo cuando, dispuesto en el núcleo de un terraplén, se encuentra sometido a los naturales cambios en su grado de humedad que acaecen en una estructura de tierra expuesta a los agentes meteorológicos. De hecho ésta es una de las principales causas de fallo de los terraplenes contruidos con suelos finos. Esta laguna responde de un lado a la relativa novedad del desarrollo tecnológico y, de otro, a que su análisis se enmarca en el campo de los suelos parcialmente saturados, hoy en día en plena evolución.

1.2 ORIGEN E INTERÉS DE LA INVESTIGACIÓN

Surge en este doctorando el interés por el tema de los tratamientos de suelos arcillosos con cal tras sus primeras incursiones en dicho mundo allá por el año 1.997 en una de las obras pioneras en España, la construcción de la autovía A-381 de Jerez de la Frontera a Los Barrios, en la provincia de Cádiz promovidas por la empresa pública Gestión de Infraestructuras de Andalucía.

Se trata ésta de una obra emblemática en la que los condicionantes medioambientales de su paso por el Parque Natural de Los Alcornocales propiciaron importantes medidas de protección, entre las que destacaba la limitación de préstamos y vertederos. Ello llevó al empleo de más de cinco millones de metros cúbicos de material considerado como inadecuado en los cuerpos de los terraplenes tras su tratamiento con cal con lo que, como cuantificador ilustrativo de la repercusión medioambiental, se logró evitar más de 900.000 viajes de camión y con ellos un ahorro de emisiones estimado de más de 11.500 toneladas de CO₂ (Sampedro, 2006).

Como responsable de gran parte de los estudios geotécnicos desarrollados para los proyectos de construcción y del laboratorio de control de calidad de recepción de cuatro de los seis tramos en que se ejecutó la obra, el conocimiento de la problemática despertó a este doctorando un interés que le ha llevado a investigar constantemente la materia y a presentar ponencias, comunicaciones y sesiones en diversos cursos y congresos tanto de ámbito nacional como internacional. Una plasmación directa de este estudio es el trabajo de investigación presentado para la superación de la primera fase de los estudios de doctorado y obtención del Diploma de Estudios Avanzados, titulado “El tratamiento de los suelos arcillosos con cal”, presentado en el año 2002.

1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

La presente tesis plantea un doble objetivo de investigación. De una parte se realiza un exhaustivo estudio del estado del conocimiento de los tratamientos de suelos con cal, recogiendo las numerosas y muy diversas aportaciones obtenidas por los investigadores en los últimos años. Por otra, se plantea el estudio concreto del comportamiento deformacional de un suelo arcilloso altamente plástico ante modificaciones en su grado de humedad y succión, uno de los campos de la materia menos documentados.

Este último objetivo, se ha aplicado sobre un suelo expansivo empleado en la construcción de la explanación de una importante obra de infraestructura en el entorno geológico de la provincia de Sevilla, concretamente de la localidad de Morón de la Frontera.

1.4 ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

En la actualidad el aprovechamiento de los efectos de la cal sobre los suelos se extiende a múltiples campos:

- Distintos materiales a tratar, aparte de las arcillas: materiales granulares (Moreno y Montoya, 2005; Cecconi y Russo, 2012), limos (Makki-Szymkiewicz et al., 2015), loess (Metelková et al., 2012; Quintana, 2005; Glassey, 1986), arenas colapsables (Okonta y Govender, 2006), suelos yesíferos (Aldood et al., 2014; Simic, 2007), lodos de excavación de túneles (Sampedro et al., 2006), residuos mineros (Musta et al., 2010), etc.
- Metodologías de aplicación diversas: mezcla superficial, formación de columnas (Broms, 1991; Ahnberg, 2006), inyecciones de lechada (Broms, 2004; Rajasekaran y Rao, 2002a), inmersión en soluciones de cal (Kazemi y Davoodi, 2012), etc.
- Formas de suministro y tipo de cal: lechada acuosa, cal viva, hidratada o apagada (Beetham et al., 2014), cales dolomíticas (Thompson, 1967).
- Usos diversos más allá de las explanaciones: cimentaciones (Bhuvaneshwari et al., 2010; Belabbaci et al., 2012), estructuras de contención hidráulica (Herrier et al., 2012), control de erosión (Abdelkader et al., 2012; Glassey, 1986), rellenos marinos (Locat et al., 1996), infraestructuras ferroviarias (Cabrera et al., 2012), explanadas para carreteras (Faluyi y Amu, 2005), firmes y pavimentos (Daita, 2005), pistas aeroportuarias (Sampedro, 2011), pistas forestales (Croisé, 1964; Légère, 2001), fabricación de ladrillos (SujitKawade et al., 2014; Nagaraj et al., 2014; Miqueleiz et al., 2012), tratamiento de lodos de depuradoras (Wurtz, 1981) y de excavación de túneles, etc.
- Con adiciones especiales: cenizas volantes de diferentes procedencias (Mateos, 1990; Okonta y Govender, 2006; Seco et al., 2011; Croft, 1967; Verma y Maru, 2013; Susanto et al., 2013;

Ramlakhan et al., 2013, Ismaiel, 2006), escoria de alto horno (Yi et al., 2015; Yeo et al., 1999), perlita silíceas (Calik y Sadoglu, 2014), cenizas de cáscara de arroz (Narashima et al., 2014; Muntohar, 2005; Behak et al., 2008), polvo de plantas cementeras (Oza y Gundaliya, 2013), puzolanas naturales (Harichane et al., 2011), puzolanas artificiales (Al-Rawas et al., 2005; Beeghly, 2003; Rojas et al. 2002), cemento (Hotineau et al., 2014; El-Rawi y Al-Samadi, 1995; Bahar y Kenai, 2014), filler (Bahar y Kenai, 2014), polvo de cantera (Sabat, 2012), agentes químicos sulfonados (Zhao et al., 2014), fibras de yute (Neeraja, 2010), fibras de polipropileno (Valle, 2010; Sirivitmaitrie, 2008), geomallas (SujitKawade et al. 2014), estériles mineros (Ramesh et al., 2013), etc.

La presente tesis se centra en la aplicación de cal a un suelo arcilloso para empleo en explanaciones estructurales de tipo terraplén como soporte de infraestructuras principalmente lineales.

Como tal los materiales tratados no estarán sometidos a condiciones estables de saturación, antes al contrario, se verán afectados por los cambios de humedad provocados por las variables situaciones meteorológicas que modificarán las condiciones iniciales de puesta en obra.

Ello hace preciso considerar el suelo tratado como un medio parcialmente saturado en evolución debido a los procesos cementantes que se generan y sometido a cambios en sus condiciones de contorno. Lo que implica una necesidad del conocimiento de su comportamiento en el tiempo y, especialmente, ante dichos cambios de condiciones.

1.5 METODOLOGÍA EMPLEADA EN LA INVESTIGACIÓN

Los trabajos desarrollados para la presente se han dividido fundamentalmente en tres grandes tipos de tareas.

De una parte está la investigación documental, que se refleja en la consulta de hasta 237 referencias de muy diversas fuentes. Hay que mencionar que más de la mitad de estas referencias corresponden a la última década, del año 2005 al presente, lo que ilustra la novedad de la información recopilada.

En paralelo y tras una programación previa básica, se han desarrollado trabajos de ensayo en laboratorio para la aplicación práctica de la investigación. Estos trabajos se han llevado a cabo en el Laboratorio de Mecánica del Suelo de la Escuela Técnica Superior de la Escuela de Arquitectura de la Universidad de Sevilla.

Los protocolos de ensayo y sistemática de los mismos fueron definidos de forma previa si bien hay que apuntar que han debido ser ajustado sobre la marcha ante la evolución detectada en algunos de los resultados.

Finalmente está la tarea de interpretación, análisis y conclusión de los resultados obtenidos que conduce definitivamente a la redacción de la presente tesis.

1.6 ESTRUCTURACIÓN DEL TRABAJO

El esquema del presente documento se reparte en una serie de capítulos según sigue:

- Este primer Capítulo 1 aborda la presentación del trabajo.
- En el Capítulo 2 se plantea brevemente la problemática que presentan los suelos arcillosos en la construcción, de la que se deriva la necesidad de su tratamiento.

Incluye un texto muy básico en forma didáctica de clara utilidad para técnicos legos en la materia pero que la experiencia de exposición del tema ha demostrado ser muy útil para la comprensión del resto.

- El Capítulo 3 recoge un exhaustivo estado del conocimiento de los tratamientos de suelos arcillosos con cal abordando todos los aspectos investigados a la fecha.

Se basa en una compilación bibliográfica extensa y documentada de todos los aspectos de los tratamientos, incluyendo sus mecanismos, efectos, manifestaciones, factores condicionantes y evolución.

- Como primer paso de la aplicación práctica, el Capítulo 4 plantea el emplazamiento de origen del material objeto de estudio así como los medios y técnicas experimentales empleados.
- En el Capítulo 5 se recogen los resultados de la caracterización completa del suelo sin tratar, cuyo detalle se ha planteado de forma independiente para poder poner posteriormente en contraste los resultados del tratamiento con cal en el Capítulo 6.
- En el primero se desarrollan en detalle los resultados de los ensayos para comprender el funcionamiento básico del material, mientras que en el Capítulo 6 la exposición es principalmente comparativa y a base de gráficos que ilustran los efectos del tratamiento.
- El Capítulo 7 recoge un análisis y síntesis comparada de los resultados obtenidos con el tratamiento de los suelos, planteando las conclusiones más relevantes deducidas del estudio.
- Finalmente, el Capítulo 8 incluye las conclusiones y propuestas de nuevas líneas de investigación que se extraen de los anteriores.

1.7 AGRADECIMIENTOS

No por obligado menos merecido, en primer lugar es de justicia agradecer el apoyo, coordinación y dirección realmente desinteresada y paciente de los codirectores de la presente tesis, los doctores José Luis de Justo Alpañés y Percy Durand Neyra, quienes seguro están satisfechos de que por fin se haya alcanzado este hito. El primero, mentor de este doctorando en

cuanto a las actividades de docencia e investigación desde hace años y el segundo, por su incansable actuación de tutorización durante los trabajos.

Cabe mencionar también por su apoyo a los trabajos de la presente tesis la colaboración necesaria de Jose Castilla Freire, arquitecto becario que ha desarrollado la casi totalidad de los ensayos llevados a cabo y a Manuel Vázquez Boza por su labor de coordinación en el laboratorio de dichos trabajos.

También merecen su mención en el presente los ingenieros de caminos Darío Brizio y Alberto Marina, de la empresa Acciona Infraestructuras por facilitar el acceso y material básico para este estudio en la obra de referencia.

2 PROBLEMÁTICA DE LOS TERRAPLENES CONSTRUIDOS CON SUELOS FINOS

El empleo de los suelos finos, especialmente los arcillosos, en la construcción de explanaciones para soporte de infraestructuras incluye dos grupos de circunstancias complejas en el ámbito de la mecánica de suelos.

De un lado, la utilización de este tipo de suelos, proscritos hasta hace pocas décadas, introduce en las estructuras de tierra la problemática de su sensibilidad los cambios de humedad que manifiestan en modificaciones de consistencia y volumétricas.

De otra parte, el hecho de colocarse en obra con un grado de saturación parcial hace preciso abordar su comportamiento como suelos parcialmente saturados, interviniendo en el mismo nuevos factores como es la succión.

Ambos aspectos se analizan someramente en el presente apartado como base conceptual primaria para el desarrollo de los apartados más específicos posteriores.

2.1 LAS ARCILLAS

Frente a los otros grandes grupos usuales de materiales, bien rocosos bien suelos limosos o granulares, los materiales arcillosos se distinguen por un comportamiento y unas características que los hacen objetivo especial de los procesos de mejora.

En este apartado se repasan someramente las nociones básicas y principios necesarios para comprender la utilidad y los mecanismos que intervienen en dichos procesos.

Evidentemente no es objeto del presente el desarrollo de la teoría completa y exhaustiva sobre los suelos arcillosos, sino más bien sentar las bases para la comprensión y el diseño de las soluciones que se basan en la mejora de suelos.

2.1.1 La presencia de suelos arcillosos

Como se ha avanzado, la presencia de materiales naturales y su influencia en las obras de construcción es casi inevitable. Pero más concretamente, la utilización de los suelos, como materiales locales fácilmente excavables y de uso directo, hace que su profusión y presencia en el entorno de cualquier obra sea incluso provocada.

Es fácil encontrar suelos, entre los que puede haber materiales arcillosos con casi toda seguridad, en las diversas partes de una obra, ya sea de edificación, ya de cualquier otro tipo. Así por ejemplo pueden formar parte de los materiales bajo las cimentaciones de edificios y como asiento de terraplenes o estructuras de tierra, como materiales de aportación para relleno

o refuerzo, y como materiales adyacentes, configurando los taludes.

Las tendencias históricas de selección de materiales consideraban habitualmente como aptos a los suelos granulares, descartando salvo justificación específica el empleo de suelos finos, especialmente los arcillosos. Ello salvo en casos especiales en que sus propiedades sean requeridas, como por ejemplo en núcleos de presas, capas impermeabilizantes, etc.

Las causas genéricas de tal marginación se deben a los problemas de consistencia y cambios volumétricos que los suelos arcillosos pueden experimentar ante cambios de humedad, normalmente inevitables en la mayoría de las obras de infraestructura.

2.1.2 Definición y problemática de las arcillas

Se definen como arcillosos aquellos suelos en cuya composición granulométrica tienen un peso especial las partículas pequeñas, cifradas éstas en las de tamaño inferior a dos micras. Estas partículas están compuestas en su mayoría por minerales arcillosos, silicatos de hierro, aluminio, magnesio, etc., originados por la alteración química de otros minerales originales.

Esta especial singularidad en cuanto al tamaño y composición de las partículas se plasma en un comportamiento dependiente de fenómenos más cercanos a las teorías moleculares que a las macroscópicas. Adquieren así en este tipo de suelos gran relevancia conceptos como la superficie específica de las partículas, la carga de las partículas y las atracciones e intercambios iónicos, conceptos que se manejan más raramente en la caracterización y funcionamiento de los restantes materiales empleados en las obras.

2.1.3 Propiedades de las arcillas

Las principales características que justifican el comportamiento de los materiales arcillosos pueden resumirse en su estructura mineral, la capacidad de cambio de las mismas, las cargas superficiales de las partículas de arcilla, la "capa doble"; y el tamaño de las partículas que las constituyen. A continuación se describen dichas nociones.

2.1.4 Estructura mineral de las arcillas

Las partículas de arcillas se componen por agrupaciones moleculares sencillas asociadas en estructuras más o menos complejas de disposición repetitiva.

Los esquemas básicos de agrupación están formados por láminas muy delgadas de unidades de mallas tetraédricas y octaédricas. Las unidades tetraédricas se componen de iones de sílice rodeados por cuatro átomos de oxígeno equidistantes del mismo constituyendo los vértices de la forma

geométrica. Las unidades octaédricas las forman seis grupos hidroxilos (OH) en los vértices rodeando a un átomo de aluminio o magnesio.

Estas unidades se combinan entre ellas compartiendo caras de los octaedros o vértices de los tetraedros para formar estructuras del tipo laminar, anular o lineal (Figura 2-1). Estas estructuras pueden en teoría extenderse indefinidamente en el espacio mediante la reproducción de los esquemas elementales. Las estructuras laminares son las más representativas y frecuentes de los suelos arcillosos.

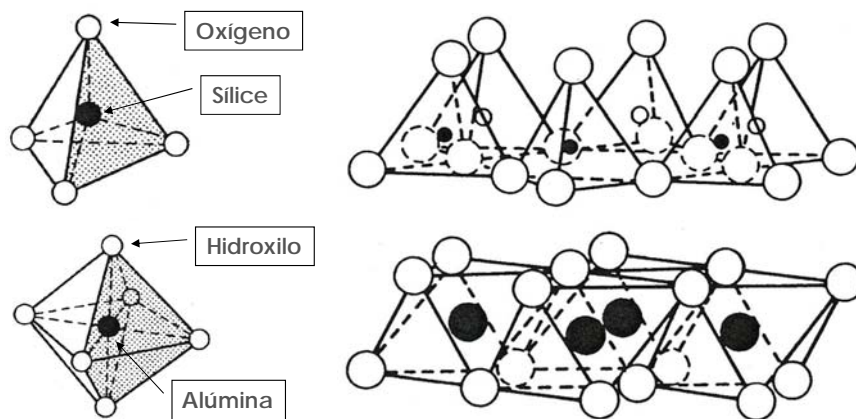


Figura 2-1. Esquemas básicos de las agrupaciones moleculares de las arcillas (Little, 1995)

A su vez, este esquema básico se reproduce mediante la yuxtaposición de multitud de láminas dispuestas en paralelo y unidas a su vez por enlaces de hidrógeno o cationes (Figura 2-2). Estas estructuras laminares son también típicas y repetitivas. El esquema de unión se basa en que una o varias capas de mallas octaédricas o tetraédricas comparten una de las caras o planos de átomos y agrupadas así en láminas compuestas se establecen los enlaces. En estas composiciones las atracciones entre láminas simples son mucho más fuertes que los enlaces entre las compuestas.

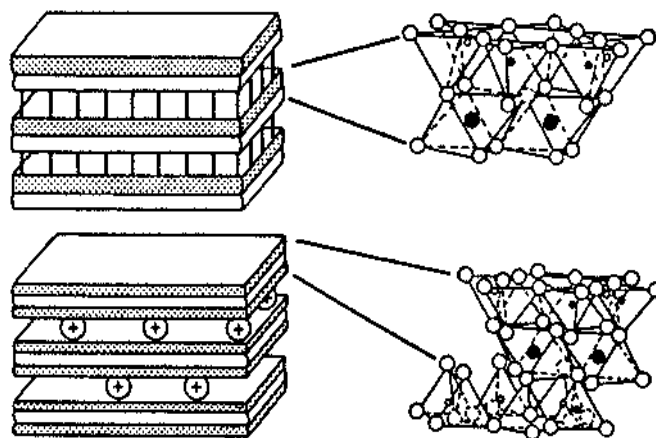


Figura 2-2. Láminas compuestas de distintos tipos de arcillas. En la parte superior, configuración 1:1 con enlaces de hidrógeno, típica de la caolinita; en la inferior, configuración 2:1 con enlaces cationicos, típica de las esmectitas (Little, 1995)

La diferencia de las fuerzas de unión en las distintas superficies de contacto justifica en parte los comportamientos que después se describirán en los suelos arcillosos.

La gran variedad de disposiciones que es posible componer basándose en las unidades básicas descritas, así como las distintas posibilidades de ubicar cationes o aniones diferentes tanto en el interior de las mallas como en los enlaces entre láminas, genera la diversidad de los minerales arcillosos que es posible encontrar en la naturaleza: Caolinitas, halloysitas, montmorillonitas (esmeclitas), vermiculitas, illitas, sepiolitas, etc..

Finalmente hay que citar que las configuraciones y estructuras que se han descrito y que constituyen las partículas de arcilla no son eléctricamente neutras y presentan un desequilibrio de las cargas. El hecho de que las agrupaciones elementales se basen en formas tetraédricas u octaédricas no significa que estén totalmente equilibradas eléctricamente, sino que éstas son las formas que minimizan las fuerzas de repulsión que puedan existir entre los átomos.

2.1.5 La capacidad de cambio de la arcilla

Un fenómeno muy común en las estructuras laminares tetraédricas y octaédricas descritas es su propensión a la sustitución de los iones de sílice o aluminio por otros de menor carga o valencia positiva. Esto provoca una deficiencia de cargas que se refleja en una carga negativa en la superficie de la lámina. La sustitución se justifica por la aparición de cationes más afines a la estructura que los que inicialmente la componen.

Este fenómeno, que suele presentarse más frecuentemente con los cationes, hace que exista un riesgo constante de sustitución en cualquiera de las estructuras que son susceptibles de ello mientras pueda presentarse ante el mineral un catión de mayor afinidad que el previamente existente. Es lo que se conoce como la “capacidad de cambio” de los minerales arcillosos.

Dependiendo de los tipos de agrupaciones, según los iones que compongan las mallas y sus estratificaciones, habrá más o menos posibilidad de absorción de los llamados “cationes de cambio”. La gran superficie específica de las partículas arcillosas aumenta además esta posibilidad de adsorción. Por otra parte, la posible rotura de las estructuras laminares en partículas pequeñas también aumenta esta propensión al provocarse en los bordes rotos la presencia de cargas desequilibradas.

La capacidad de cambio es una característica de cada tipo de mineral arcilloso. A más capacidad de cambio, más reactividad con potenciales aportadores de cationes y, consecuentemente, mayor carga negativa superficial en las partículas de la arcilla. Así ocurre con las montmorillonitas, que tienen una capacidad de cambio hasta diez veces superior a otros tipos como son las caolinitas.

Finalmente, hay que citar que un aumento del pH del entorno aumenta la

capacidad de cambio de cationes de un material dado, mientras inhibe o reduce la de aniones.

2.1.6 Cargas superficiales

Como consecuencia de los fenómenos de desequilibrio eléctrico en las unidades elementales y del intercambio iónico en las estructuras de los suelos arcillosos, es usual que se presenten dos circunstancias con gran importancia en cuanto a su comportamiento eléctrico.

En primer lugar, en las estructuras laminares compuestas suelen quedar cargas negativas libres, o deficiencias de cargas positivas, debidas a sustituciones en las estructuras de iones, que se manifiestan en sus caras "paralelas". Y en segundo lugar, aparecen cargas positivas o negativas en los bordes que se originan por la rotura de las láminas.

El primero de los fenómenos es característico de algunos tipos de arcillas especialmente activos, como las montmorillonitas, mientras que el segundo es casi genérico para todas las arcillas. Además, en cuanto a este segundo tipo hay que decir que a menor tamaño de partícula aumenta el nivel de cargas insatisfechas, debido esto a una mayor rotura de las grandes láminas estructurales y por tanto un mayor número de enlaces rotos.

2.1.7 La capa doble

El comportamiento eléctrico superficial de las arcillas tiene como se ha visto varias consecuencias. Así, el desequilibrio de cargas superficiales descrito se neutraliza mediante la atracción de cationes externos que se sitúan en la superficie de los minerales arcillosos o entre las láminas que los componen. Esto a su vez genera una concentración salina en las mismas.

Sin embargo, la atracción de cationes a la superficie de las arcillas es un fenómeno opuesto a la tendencia de los mismos a distribuirse de manera uniforme en el medio, evitando concentraciones diferenciales. Si la arcilla se encuentra en un medio acuoso, ante la presencia de agua libre en el contorno, ésta tiende por ósmosis a aproximarse a la superficie de las partículas, cargada de cationes, para diluir su mayor contenido salino. Con ello, finalmente se consigue que los cationes se dispersen en el entorno de las partículas de manera que su concentración aumenta progresivamente en dirección perpendicular hacia su superficie. Se crea así una especie de "doble capa" eléctrica: la negativa de la superficie y la positiva proporcionada por la agrupación de cationes en su proximidad, que da nombre a este fenómeno característico de las arcillas (Figura 2-3).

Se puede delimitar así la capa doble como la zona que existe entre la superficie de la partícula de arcilla y la distancia a la misma en que la concentración de cationes es igual a la del medio en que se encuentran. Su espesor por tanto es igual a la distancia dentro de la cual existe potencial

eléctrico en el entorno de la partícula. Este espesor dependerá también del tamaño relativo de los cationes en relación con su valencia o capacidad para equilibrar las cargas superficiales.

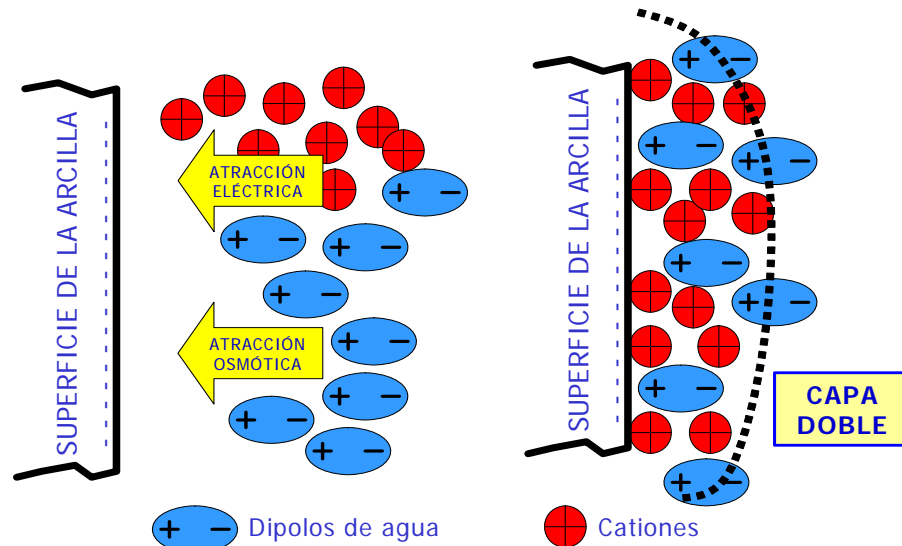


Figura 2-3. Esquema ilustrativo de la adsorción de cationes y formación de la capa doble (adaptado de Little, 1995)

El agua o medio en dicho entorno, que se encuentra unida a los iones, se encuentra bajo una fuerza de atracción conjuntamente con ellos, orientándose incluso como una molécula dipolar.

El efecto de la entrada o incorporación de agua a la capa doble provoca importantes cambios de volumen que se traducen en el conocido efecto de la expansividad de las arcillas.

2.1.8 Tamaño de las partículas

Como ya se ha citado los suelos arcillosos están compuestos por partículas muy pequeñas, menores de 2 micras. Una característica añadida a este tamaño y que se deduce de la estructura laminar descrita es que, además, tienen una gran superficie específica en relación con los restantes materiales. Así es usual hablar de superficies específicas de hasta varias centenas de metros cuadrados por cada gramo de material.

Esto hace que cualquier fenómeno o propiedad que afecte a su contorno o superficie, como los que se han descrito, adquiera especial relevancia en el estudio de las arcillas.

Pero también hay que citar que el tamaño de las partículas está condicionado por los enlaces y cargas eléctricas entre las unidades y láminas que las componen, por lo que es característica de cada tipo de arcilla.

Así, se ha citado que los enlaces de cationes suponen conexiones

bastante más débiles, por ejemplo, que las uniones entre láminas que comparten planos de átomos. Como consecuencia, aquellas arcillas con alta capacidad de cambio, en las que el desequilibrio de cargas ha llevado a una alta concentración de cationes en su superficie que configurará la unión entre capas, tendrán unas fuerzas de unión entre las mismas relativamente débiles. Por tanto, el riesgo de rotura de enlaces y de fraccionamiento de partículas es mayor.

Es el caso de las montmorillonitas, que se ha visto tienen una alta capacidad de cambio, muy superior a las caolinitas. Por ello, el tamaño medio de sus partículas es bastante inferior y, además, la superficie específica muy superior.

2.1.9 Tipos de arcillas

En función de estas características descritas es posible prever la gran variabilidad de las arcillas y de sus características. Si bien en el ámbito ingenieril suelen tratarse hasta más de una decena de tipos de arcillas, la realidad es que tres de estos tipos concentran usualmente la caracterización más frecuente de las mismas: La caolinita, la illita y el grupo de las montmorillonitas (esmeclitas).

Sus propiedades diferenciales pueden ilustrarse en la siguiente tabla:









Propiedades	MINERAL		
	Caolinita	Illita	Montmorillonita
Esquemas de la estructura	 	  	  
G = lámina de Gibbsita S = lámina de Silicato K = ión de potasio			
Tamaño de las partículas	d= 0.3 a 3 μm e = 1/3 a 1/10 d	d= 0.1 a 2 μm e = 1/10 d	d= 0.1 a 1 μm e = 1/10 d
Superficie específica	5 – 30	65 – 100	600 – 800
Capacidad de intercambio catiónico por 100g de arcilla	3 – 15	10 – 40	80 – 150
Forma de la partícula	Aplanada	Aplanada	Aplanada
Expansión máximo para una presión de 0.1 t/p ²	despreciable	350	1500
Expansión máxima para una presión de 0.2 t/p ²	despreciable	150	350

Figura 2-4. Propiedades de los minerales arcillosos expansivos (Lambe, 1959)

Bell (1996) ilustra las diferencias existentes entre los diferentes tipos de arcillas comparando los valores de sendas muestras de montmorillonita y caolinita, de alta y baja capacidad de intercambio respectivamente:

	Kaolinite	Montmorillonite	Quartz
1. Chemical composition			
SiO ₂	47.0%	60.4%	99.19%
Al ₂ O ₃	38.3%	19.2%	0.2%
Alkali (K ₂ O, Na ₂ O)	0.8%	1.1%	–
Fe ₂ O ₃	0.5%	1.7%	0.01%
TiO ₂	–	–	0.04%
CaO	–	1.9%	0.07%
MgO	–	5.6%	Trace
Loss of ignition	13.3%	8.4%	0.35%
pH at 10% solids	5.0±0.5	8.6±0.5	5.8±0.3
Cation exchange capacity (meq/100 g)	2–16	80–120	–
2. Physical properties			
Particle size distribution			
0.06–0.002 mm	6%	24%	32%
Less than 0.002 mm	94%	76%	68%
Specific gravity	2.57	2.63	2.65
Liquid limit (%)	75	114	52
Plastic limit (%)	42	67	38
Plasticity index (%)	33	47	14
Activity	0.35	0.47	0.27
Unconfined compressive strength (kPa) ^a	350	127	318
Modulus of elasticity (MPa)	35	26	24
Optimum moisture content (%)	29.5	20.0	28.5
Maximum dry density (Mg/m ³)	1.40	1.29	1.41
CBR	1	9	1

^aAt optimum moisture content.

Tabla 2-1. Diferentes características de composición y propiedades mecánicas de la caolinita, montmorillonita y cuarzo (Bell, 1996)

2.2 LOS MATERIALES ARCILLOSOS EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCIÓN

Evidentemente cuando en una construcción se emplea o afecta a un suelo éste suele estar compuesto por una serie de materiales más o menos dispares que hacen que casi nunca se presente, por ejemplo, una arcilla en estado puro. Es usual encontrar suelos compuestos o agrupaciones, por ejemplo, limoso-arcillosas, arcillo-arenosas, etc..

En función de la proporción dominante en cada suelo sus características estarán más o menos condicionadas por uno u otro material, presentando así comportamientos más o menos elásticos, cohesivos, drenantes, etc. según la fracción principal.

Cuando en un suelo la fracción condicionante es la de partículas arcillosas, sus propiedades físicas y mecánicas a escala macroscópica están dominadas por las características de estas partículas que se han descrito anteriormente. Dado que no es usual la realización de reconocimientos microscópicos sobre los materiales, la clasificación de un suelo se hace frecuentemente mediante el análisis de este comportamiento. Por ello se emplean para la identificación de suelos los ensayos en los que más influyen estas características, que indican casi de manera inequívoca el riesgo o la presencia de los fenómenos descritos.

Ensayos que usualmente sirven para clasificar los suelos son el análisis granulométrico y en especial de las fracciones dominantes de grava-arena-finos, las determinaciones de plasticidad mediante los límites de Atterberg, la

determinación del equivalente de arena, los ensayos de potencial de hinchamiento, los ensayos químicos sencillos y los ensayos de compactación. En base a ellos se establecen la mayoría de las clasificaciones de suelos que hoy en día se emplean para las obras de infraestructuras y de edificación.

Una primera aproximación a la caracterización de los suelos y, en especial, a la identificación de los suelos arcillosos es la clasificación conocida como de Casagrande. En ella, partiendo de los resultados de la determinación de los límites de Atterberg se clasifican los suelos según se recoge en el ábaco siguiente:

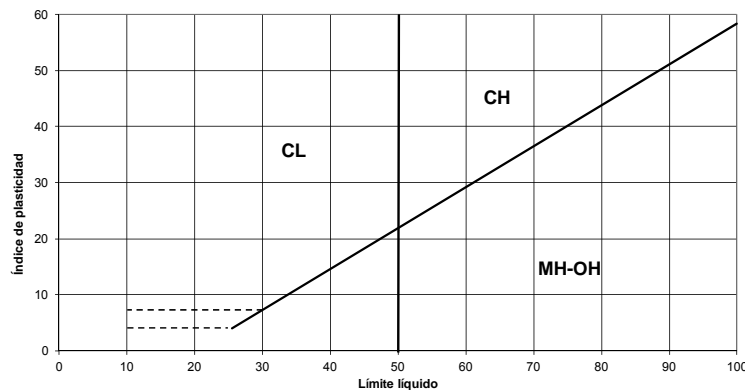


Figura 2-5. Carta de plasticidad de Casagrande (CL=arcilla de baja plasticidad; CH=arcilla de alta plasticidad; MH=limo de alta plasticidad; OH=suelo orgánico de alta plasticidad)

En él ya se tiene una primera selección que indican cuáles son los suelos que se pueden considerar como arcillosos (tipo “C”) sobre los que los fenómenos estudiados tienen especial influencia.

No obstante hay que insistir como se ha dicho que esta simple clasificación no aporta información de las características mineralógicas del suelo que diferencia claramente suelos que en ella podrían agruparse en entornos similares.

2.2.1 Propiedades de los suelos arcillosos

Las principales peculiaridades de los suelos arcillosos en su comportamiento macroscópico como material estructural derivadas de su estructura y composición se pueden resumir en los siguientes puntos:

- Comportamiento diferente según el nivel de humedad;
- Afinidad por el agua, manifiesta en mayor o menor grado según su mineralogía;
- Inestabilidad volumétrica;
- Baja resistencia y capacidad portante;
- Baja permeabilidad; y

- Compresibilidad dependiente del tiempo de aplicación de la carga

2.2.2 Efectos de los suelos arcillosos sobre las construcciones

Como consecuencia de estas características y vistas las funciones que los suelos arcillosos adquieren en las obras de construcción, es posible identificar una serie de efectos sobre las mismas que se producen de manera directa. Fundamentalmente se pueden clasificar según sigue:

- Perturbación de los procesos constructivos que se manifiesta en falta de trabajabilidad, dificultades para el drenaje, y sensibilidad a las condiciones meteorológicas desfavorables;
- Introducción de incertidumbres en la estimación de resistencias, dado que normalmente un incremento en las condiciones de humedad suele repercutir en el reblandecimiento de los suelos y la disminución de su resistencia;
- Incremento de los movimientos diferidos o de consolidación debido a la dificultad para eliminar el exceso de agua bajo situaciones de modificación de cargas por su baja permeabilidad;
- Movimientos asociados a cambios volumétricos por diferencias de humedad, que pueden originarse por causas naturales, como cambios en el nivel freático o en las condiciones atmosféricas del entorno, o artificiales, por el reajuste de las humedades empleadas en el proceso constructivo a las condiciones ambientales finales;
- Deformaciones plásticas del asiento de las construcciones; y
- Erosión y degradación de su superficie a la intemperie, manifestados por los cuarteos y agrietamientos característicos de ciclos de sequedad y humedad, que afecta negativamente a su durabilidad y a su estabilidad.

2.2.3 Efectos de las construcciones sobre los suelos arcillosos

Pero de igual modo es posible identificar unos efectos indirectos o inducidos por las construcciones que hacen que las consecuencias anteriormente mencionadas se amplifiquen en su magnitud o se compliquen con efectos secundarios, inicialmente imprevistos. Ello se debe a que las construcciones producen sobre los suelos en que se asientan o que las circundan fenómenos que se pueden agrupar en:

- Variación de las condiciones de contorno por cambios en la geometría que alteran los espesores naturales de los estratos de manera diferencial, en especial por excavaciones como las producidas en sótanos y desmontes a media ladera.

- Cambios en las condiciones de drenaje originados por la impermeabilización de la superficie de contacto de los suelos parcial o totalmente con el ambiente exterior. Es lo que se conoce como el “efecto de borde” cuya ilustración más evidente se produce en la construcción de una zona pavimentada impermeable sobre un suelo arcilloso, que genera zonas centrales y de borde de comportamiento diferenciado ante cambios de humedad:

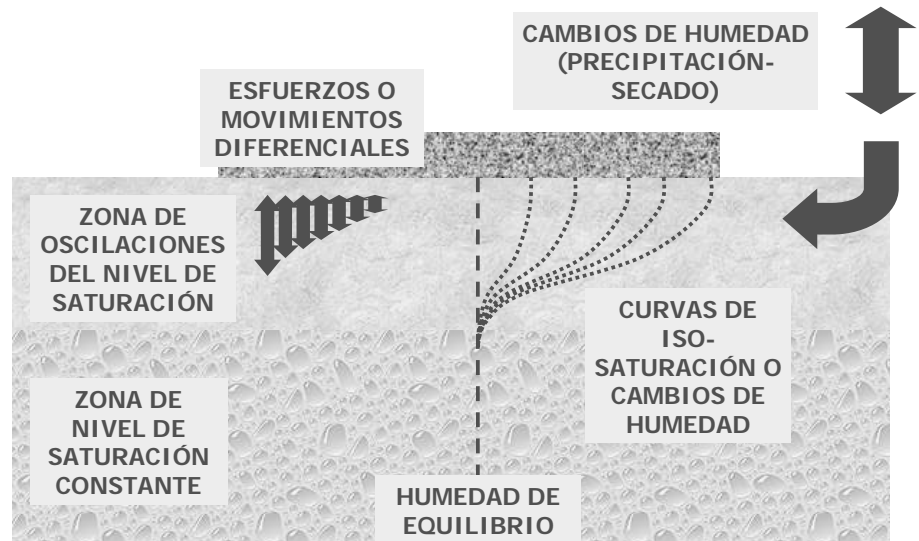


Figura 2-6. Efecto de saturación diferencial bajo una zona pavimentada

- Cambios en el drenaje por la apertura de nuevas superficies de contacto con el exterior. Este efecto, originado fundamentalmente en los cajeros y excavaciones genera el secado de capas profundas y su exposición a las condiciones meteorológicas;
- Cambios en las tensiones provocados por la descompresión del terreno fundamentalmente por excavación, lo que puede inducir levantamientos por el efecto de descarga; y finalmente
- Variaciones en el equilibrio hídrico (succión), como la que suele producirse cuando en una excavación se elimina la capa activa. Esto provocará una desecación en la franja superior de la rasante final para generar una nueva capa activa y que rompa la estabilización de condiciones que pudiera haberse alcanzado en una zona del sustrato.
- Incrementos de humedad por filtraciones: este efecto, que en ocasiones es no deseado y en otras es de alguna manera intencionada provoca la entrada de agua en los materiales en mayor medida que la que existía antes de la construcción a través de vías preferentes o localizadas. Suele originarse en casi todo tipo de obras y ejemplos comunes son:
 - En firmes y pavimentos: Grietas, juntas calzada-arcén, medianas, cunetas, obras de drenaje deficientes, etc.

- En edificios y zonas urbanizadas: Las redes de saneamiento y alcantarillado, sótanos, jardines, etc.
- En muros: Las grietas en el relleno, drenajes en trasdoses, etc.

2.3 TRATAMIENTO DE LOS SUELOS ARCILLOSOS

Como se ha visto, la presencia de suelos arcillosos, frecuentemente inevitable, suele ocasionar una serie de problemas y riesgos sobre las construcciones que el técnico proyectista o director de unas obras debe evitar o, al menos, atenuar.

Las formas de actuar ante la presencia de materiales problemáticos en el subsuelo suelen agruparse en tres grandes grupos de medidas, una vez que se ha comprobado la imposibilidad de cambiar el emplazamiento de la obra o que su coste es superior al daño o efecto a evitar. Estas son: la eliminación o sustitución de los materiales, ya en su totalidad ya parcialmente, por materiales aptos o menos sensibles; la modificación o tratamiento de los suelos mediante diversos mecanismos para hacerlos menos sensibles a los agentes que le hacen comportarse deficientemente; y la modificación de la tipología estructural para evitar que los efectos del comportamiento de dichos materiales afecten a la misma.

Sin embargo estas soluciones, en la mayoría de las ocasiones, no consiguen eliminar el efecto nocivo en su totalidad. Bien, por ejemplo, porque no es posible sustituir todo el material, bien porque no es rentable o justificable la modificación del mismo o de la estructura hasta los extremos precisos, la realidad es que las soluciones citadas y que se describirán a continuación suelen constituir tan sólo paliativos parciales. Por ello es preciso pensar en estas medidas como actuaciones de tipo más preventivo que correctivo y que se aplican casi siempre de forma combinada.

2.3.1 Procesos de tratamiento de suelos arcillosos

Los dos primeros grandes grupos de soluciones citados anteriormente incluyen todas las posibles actuaciones que conllevan la manipulación de los suelos para su adaptación a las necesidades constructivas. En estos grupos se centra la presente tesis y, por tanto, el contenido que se detalla a continuación.

Los principales mecanismos que se aplican para el tratamiento de los suelos arcillosos y la reducción de sus efectos perjudiciales sobre las construcciones se pueden agrupar en actuaciones mediante procesos físicos o procesos químicos. Los más frecuentes son los siguientes:

- Procesos físicos:
 - Sustitución por materiales menos sensibles
 - Mezcla con otros materiales

- Recompactación de los suelos
- Control de las condiciones de humedad
- Procesos químicos:
 - Mezcla con conglomerantes
 - Mezcla con otros productos estabilizadores

Con la salvedad de la sustitución de suelos y el control del drenaje, el resto de las soluciones persiguen de una u otra manera modificar la masa del suelo arcilloso para convertirla en otra masa más rígida bien por la modificación de la disposición de las partículas bien por modificación de sus uniones.

Existen otros mecanismos como pueden ser las inyecciones volumétricas o el tratamiento eléctrico mediante ósmosis que por su limitada aplicación no son objeto de este apartado más allá de su simple mención.

A continuación se describen someramente los procesos mencionados como paso de entrada al tema que afecta en más profundidad este documento que es la estabilización de suelos mediante la mezcla con cal.

2.3.2 Sustitución por otros suelos

En ocasiones existe la posibilidad de la eliminación de los suelos arcillosos más allá del nivel que la explanación exige.

En estos casos la solución más intuitiva y fácil para evitar los problemas de los suelos arcillosos es la sobreexcavación, remoción y sustitución de los mismos por materiales menos sensibles. Sin necesidad de recurrir a materiales selectos, esta sustitución será efectiva en cuanto se eliminen no todos los efectos de los suelos arcillosos, sino los que afectan a la estructura a construir.

Pero esta posibilidad no siempre se plantea en las obras. Con frecuencia existen limitaciones económicas, medioambientales o incluso técnicas que limitan este recurso. Es el caso de obras pequeñas, de obras en zonas protegidas en las que es difícil encontrar un vertedero o un préstamo adecuado para la sustitución o, por ejemplo, de obras en las que los suelos arcillosos se encuentran bajo el nivel freático y esto complica su extracción.

Además, como ya se ha comentado, también es frecuente que la potencia o espesor de las capas de suelos arcillosos bajo o junto a las construcciones sea superior a la que es viable eliminar. En este caso, habría que estudiar el espesor mínimo efectivo que es preciso sustituir para hacer realmente efectiva la actuación.

Ejemplos de sustitución son las sobreexcavaciones bajo cimentaciones de edificios y terraplenes que se rellenan posteriormente de materiales granulares, escolleras, etc. para mejorar las condiciones de cimentación o trabajabilidad de las obras.

También se podría considerar una sustitución la coronación de un terraplén por un material mejor cuando el núcleo de dicho terraplén se ha

construido con suelos arcillosos.

2.3.3 Mezcla con otros suelos

Una segunda solución frecuente para la problemática de los suelos arcillosos es su mezcla mecánica con otro tipo de suelos para modificar sus características.

Estas mezclas suelen realizarse con suelos arenosos o, en general, granulares ya que son los que en mejor medida pueden corregir los efectos de las arcillas. El proceso se basa fundamentalmente en la alteración granulométrica del suelo mediante la adición de partículas gruesas y la consiguiente dilución del efecto de las partículas finas características de las arcillas.

Con estas mezclas, convenientemente estudiadas y diseñadas, se eliminan fundamentalmente los efectos de plasticidad y de higroscopicidad que afectan al comportamiento mecánico de los suelos arcillosos y, en especial, a su dependencia del nivel de humedad. También se aumenta con este efecto la componente de fricción o rozamiento entre partículas que contribuye a la capacidad portante o resistente de los suelos. Esta componente es menos sensible a la presencia de agua que la cohesión entre partículas, por lo que otro de los efectos conseguidos es una mayor resistencia y más estabilidad de la misma.

Este mecanismo es bien conocido en el campo agrícola para la mejora de fincas y en la construcción de vías y pistas rurales en las que la única tecnología disponible es la maquinaria agrícola de gradeo y extensión de tierras y el único material asequible es el suelo, de mejor o peor calidad.

La mezcla como mecanismo a gran escala puede sin embargo emplearse incluso mediante su realización en centrales fuera de la obra para conseguir mejores condiciones de homogeneidad y mezclado.

2.3.4 Recompactación de los suelos

En ocasiones los efectos perjudiciales de los suelos arcillosos se deben a una estructura o disposición en cierto modo disgregada o poco densa que no permite su empleo o uso como asiento de construcciones. Esto puede deberse a la propia descompresión del terreno por la excavación, a su meteorización por la exposición ambiental o, sencillamente, a que las condiciones de preconsolidación en las que se encuentra el material no son adecuadas.

En estos casos a veces basta como solución o actuación ante dicha disgregación la densificación mediante la recompactación del material para modificar su estructura y comportamiento. Esto hace que el material obtenido sea menos compresible, más resistente y por tanto menos deformable que el inicialmente presente.

Sin embargo, esta actuación es delicada porque los efectos que se pueden lograr pueden ser contrarios a los perseguidos si no se controla correctamente. Así, si un material arcilloso se compacta en exceso se puede llegar a obtener una reorientación de la estructura existente, dando lugar a otra laminar muy estratificada en caras paralelas a la de la compactación. Estas estructuras suelen ser mucho más sensibles a los efectos de atracción de agua y por tanto a los posibles hinchamientos y efectos perjudiciales posteriores.

Por ello, los niveles de recompactación de suelos arcillosos suelen requerir un estudio específico para determinar las condiciones de humedad y energía de compactación que minimizan su sensibilidad posterior.

Otra singularidad de las arcillas es que su baja permeabilidad condiciona los tiempos de efectividad de los procesos de compactación, al ser éstos función de la posibilidad de desalojar el agua de los huecos que se persigue reducir con la densificación y la velocidad a que ese desalojo se realiza. Por ello el estudio anterior debe contemplar lo que se conoce como el proceso de consolidación bajo el mecanismo de compactación que se aplique.

Los métodos empleados para la recompactación de suelos arcillosos son a veces singulares dadas las características especiales de los mismos. Así, incluso la propia compactación mecánica suele realizarse empleando rodillos especiales del tipo conocido como “pata de cabra” dotados de protuberancias que facilitan la salida del agua y concentran las tensiones transmitidas. Otros métodos singulares son el empleo de impactos rápidos de alta energía, mediante golpeo con maza o explosivos, o incluso la compactación que podría llamarse natural o precarga a medio plazo mediante la sobrecarga a niveles superiores a los estrictamente precisos para acelerar la consolidación.

Mención especial requiere el caso de la recompactación de los suelos arcillosos para su impermeabilización superficial. Esta solución, que encaja tanto en este epígrafe como en el siguiente persigue fundamentalmente aprovechar las condiciones de continuidad y limitación de poros y huecos que presentan las arcillas bajo ciertos niveles de densidad.

2.3.5 Control de las condiciones de humedad

Una de las soluciones más frecuentes en la construcción para la limitación de los efectos nocivos de los suelos arcillosos consiste en actuar sobre el entorno para intentar controlar sus condiciones de humedad.

Esto se debe además a que como ya se ha citado casi nunca puede evitarse que queden materiales sin corregir y sobre ellos se adoptan estas medidas paliativas.

El principio de este mecanismo de actuación se basa en mantener constantes las características de las arcillas manteniendo fijo su nivel de saturación. En efecto, en ocasiones el problema no es la baja capacidad portante, las deformaciones excesivas o la inestabilidad por sí mismas, sino el riesgo de la variabilidad del comportamiento de las arcillas ante las

modificaciones en su saturación.

Para ello lo que suele hacerse en las obras es controlar el flujo de agua desde el exterior de la misma hacia la parte que afecta a la construcción. Y este control se puede realizar, fundamentalmente, mediante captaciones o mediante barreras que impidan el acceso de los flujos.

Ejemplos de soluciones de este tipo son:

- Drenajes mediante zanjas perimetrales en construcciones junto a laderas o taludes;
- Drenajes transversales en terrenos sometidos al agua en su superficie (firmes);
- Impermeabilización de masas de suelo arcilloso mediante láminas y membranas;
- Impermeabilización mediante capas de materiales en su coronación;
- Impermeabilización de taludes; e
- Impermeabilización de recintos en profundidad mediante pantallas de inyecciones.

Un caso especial de la corrección de las condiciones de humedad es el drenaje de las masas arcillosas para permitir la salida del agua intersticial que se ubica entre las partículas ante eventuales incrementos de la presión. Esta solución, si bien se ejecuta mediante la modificación de las condiciones de drenaje, puede enmarcarse entre las que en el apartado anterior persiguen a recompactación o densificación de los suelos. Este mecanismo es el principio que gobierna los drenajes verticales mediante pilotes de grava o bandas drenantes empleados para el control de la consolidación en suelos arcillosos ante cargas verticales.

2.3.6 Mezcla con conglomerantes

El mecanismo del tratamiento de los suelos arcillosos mediante la adición de productos conglomerantes es quizás una de las soluciones tecnológicamente más avanzadas, pero también una de las más caras.

Quizás por ello su empleo se ha restringido hasta la fecha a grandes obras públicas o actuaciones singulares en las que el papel de los suelos tratados excedía de ser un simple sustrato de apoyo de construcciones y pasaba a adquirir responsabilidad estructural. Este es el caso de las capas de firmes de suelos estabilizados.

Las soluciones más frecuentes en este tipo de actuación son las que se conocen genéricamente como estabilizaciones, desarrolladas además con conglomerantes hidráulicos del tipo de la cal y el cemento.

El principio de estos tratamientos se basa en la alteración del comportamiento de las arcillas mediante fenómenos de intercambio iónico y de

modificación física de la estructura de sus partículas por las peculiaridades que tanto la cal como el cemento desarrollan en su contacto con las mismas y con el medio en que se mezcla, el agua. Se consigue así unificar en un sólo mecanismo gran parte de los efectos que se han estudiado en los anteriores, añadiendo los procesos químicos beneficiosos.

Se añade a estos mecanismos el efecto conglomerante a medio o largo plazo que tanto la cal como el cemento tienen y que aporta una rigidez a la mezcla muy superior a la del suelo primitivo.

Dado que la mezcla con cal es el objeto de este documento no se tratará en mayor extensión en este apartado esta solución.

2.3.7 Mezcla con otros productos estabilizadores

Finalmente hay que citar que existen ciertos tratamientos conocidos también como estabilizaciones mediante la adición de compuestos químicos que modifican fundamentalmente el comportamiento eléctrico de las arcillas y su susceptibilidad al intercambio iónico, reduciendo por tanto sus riesgos.

Un ejemplo es el uso de productos defloculantes que convierten al suelo en hidrófobos. También se pueden incluir aquí los ligantes hidrocarbonados en forma de emulsiones.

Su uso es muy limitado y, además, los efectos que se obtienen no parecen especialmente perdurables, por lo que su aplicación no se ha extendido con la rapidez que podría derivarse de unas ventajas inicialmente tan atractivas.

Fundamentalmente se han usado para el sellado y tratamiento de superficies de caminos o pistas rurales construidas con materiales cohesivos o arcillosos.

2.4 LA CAL PARA EL TRATAMIENTO DE SUELOS

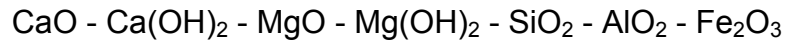
2.4.1 Antecedentes

La cal es uno de los conglomerantes hidráulicos con mayor historia en el mundo de la construcción. Durante siglos se ha empleado con profusión como tal en morteros de albañilería, así como para enfoscados y revocos. En los últimos decenios su uso se ha extendido a la mejora de suelos para su estabilización en vías y explanaciones.

La justificación de estas referencias tan ancestrales está probablemente en que su producción se basa en procesos naturales aplicados sobre materiales naturales presentes en el medio de manera frecuente.

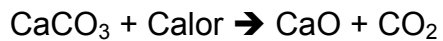
2.4.2 Definición y procedencias

En efecto, como término genérico la cal es un producto compuesto de óxidos e hidróxidos de calcio y magnesio que procede de la calcinación de minerales calizos y dolomíticos. También suele contener óxidos de silicio, aluminio e hierro en función del material básico de procedencia:



En el proceso de calcinación, los minerales compuestos por carbonatos cálcicos y magnésicos, en proporciones variables según la calidad y tipología del mineral base dan lugar, ante la aplicación de calor, a la formación de óxidos de cal y/o magnesio, que es el producto buscado, con desprendimiento de dióxido de carbono.

Las reacciones químicas siguen el siguiente esquema:



Una característica especial de estos procesos es que la temperatura de la reacción debe ser suficientemente alta para lograr la disociación de los carbonatos. Son así precisas a presión atmosféricas temperaturas superiores a 1.300°C que, además, deben prolongarse durante tiempo suficiente para asegurar la reacción. También es importante para la formación de la cal que durante la reacción el dióxido de carbono que se genera pueda ser evacuado.

El producto directamente obtenido de esta reacción es el que se conoce como “cal viva”. Para la consecución de un buen producto es necesario que el mineral de origen sea de gran pureza en cuanto al contenido de carbonatos. Pero evidentemente en el proceso de calcinación influyen otra serie de factores físicos del mineral que deben asegurarse para obtener una calidad adecuada del producto. Estos factores son, fundamentalmente, la granulometría y superficie del mineral expuesto a calcinación, su porosidad y densidad.

Un segundo paso o estadio de avance en la producción de derivados de la cal es el proceso de hidratación que es posible aplicar sobre la cal viva. Si al óxido de calcio/magnesio obtenido se le añade agua en cantidad suficiente, se origina la formación de hidróxido de calcio/magnesio mediante un fenómeno que se resume químicamente en las siguientes reacciones:



El producto de esta reacción se conoce como “cal apagada”, y el proceso es el popular y conocido mecanismo del “apagado de la cal”. Como se ha recogido en las expresiones anteriores, las reacciones de apagado son altamente exotérmicas, con un desprendimiento de calor de unas 277 kcal/kg de óxido en el caso de los carbonatos cálcicos.

En todas las reacciones anteriores se han barajado minerales que no son sólo caliza puras, sino que se ha contemplado la posibilidad de la presencia de carbonatos magnésicos, o dolomías. Pues bien, el mayor o menor

contenido en carbonatos u óxidos magnésicos condicionará la pureza o tipo de cal y, por añadidura, su actividad o capacidad para empleo en diversas aplicaciones.

El constituyente activo de la cal es el óxido de calcio libre (CaO) y su contenido será, por tanto, el que condicione la calidad y en consecuencia, la actividad de la misma.

2.4.3 Tipos de cal

Una primera clasificación de los tipos de cal ya se ha citado anteriormente y se basa en la composición del mineral básico que es sometido a calcinación. Así, según la proporción de carbonatos magnésicos en relación con el total de carbonatos, se puede clasificar en:

- Cales de alto contenido en calcio: Procedentes de material base de CaCO_3 , con no más del 5% de MgCO_3 . Se componen pues, fundamentalmente de óxidos de calcio; y
- Cales dolomíticas: Procedentes de material base con contenidos de más del 5% de MgCO_3 . Se componen de óxidos de calcio y magnesio.

Inicialmente tantos los óxidos de magnesio como los de calcio tienen acciones análogas. No obstante, la diferencia entre ambos tipos puede establecerse en que las cales dolomíticas son menos solubles en el agua y que el fenómeno de la hidratación es más lento en ellas que en las cálcicas. Esto hace que en el empleo de las cales dolomíticas, al aplicarlas en vía acuosa se desprenda menor cantidad de óxido de calcio libre que con las calizas y que la reacción conglomerante perseguida en su aplicación sea más lenta, lo que puede incluso hacerla ineficaz en ciertos usos.

Otra posible clasificación es la que se deduce de los procesos de obtención y materiales de origen. En este sentido se pueden dividir en:

- Cales hidráulicas: Obtenidas a partir de calizas que contienen arcillas, sílice y alúmina, por su calcinación y posterior hidratación. Además de hidróxido cálcico incorporan silicatos y aluminatos cálcicos. Tienen propiedades hidráulicas, es decir, endurecen con el agua. El dióxido de carbono atmosférico contribuye a este proceso de endurecimiento adicionalmente.
- Cales aéreas: Compuestas de óxido e hidróxido de calcio y magnesio, que endurecen en contacto con el CO_2 del aire. No tienen propiedades hidráulicas, es decir, no endurecen con ella. Se obtienen de rocas calizas con más del 95% de carbonatos

2.4.4 Presentación de la cal

Como se ha descrito en el primer punto, la cal como principio activo es

posible obtenerla o presentarla como:

- Cal viva, u óxido de calcio/magnesio procedente directamente del proceso de calcinación. Se presenta en forma de grano o molidas en polvo, incluso micronizadas, ya que esta forma supone que no se ha hidratado el producto de la calcinación.
- Cal apagada, procedente de la hidratación de la cal viva, compuesta por hidróxidos de calcio/magnesio. Como tal es posible presentarla en forma de pasta, lechada o suspensión de cal en agua, o incluso en forma de polvo seco.

La principal diferencia entre ambas formas de presentación es el riesgo en la aplicación. El manejo de cal viva debe asumir que su contacto con el agua, aunque sea estrictamente con la humedad propia del medio en que se va a aplicar o incluso con la atmosférica, va a generar la reacción de hidratación de los óxidos, que se ha descrito como fuertemente exotérmica. Esto lleva asociado el consiguiente riesgo que este fenómeno tiene en la seguridad del personal que realiza la aplicación, fenómeno sobradamente conocido en el popular proceso del “apagado de la cal”.

Otra diferencia estriba en que en la presentación de la cal viva, por su propia composición química (CaO), existe más proporción del principio activo por unidad de peso que en la cal apagada $\text{Ca}(\text{OH})_2$, que contiene en su estructura una molécula extra de agua que no aporta ventajas a la actividad de la cal. La diferencia es posible cuantificarla si se tiene en cuenta que en la cal viva, con peso molecular de 56, todo es óxido de calcio, frente a la cal apagada, que tiene un peso molecular de 74. Esto se plasma en que es preciso aplicar más de un treinta y dos por ciento (32%) adicional de cal apagada sobre una cantidad inicial de cal viva para asegurar disponer de la misma proporción de óxido de calcio o principio activo. Esta proporción evidentemente se refiere a formulaciones puras, y es susceptible de variación en función de la pureza de las cales de referencia.

Por otra parte, la idea de que la cal apagada es menos pura que la viva no es del todo cierta. Si bien no se abordan en este texto los procesos de fabricación, hay que citar que el apagado de la cal se produce industrialmente en procesos en continuo que finalizan con una clasificación de las partículas secas mediante aire. Esto produce una autopulverización muy fina de materiales que sirve además para eliminar impurezas. Además hay que tener cuenta que se puede clasificar adicionalmente el material en función de su granulometría para distintos usos.

Cuando la cal se presenta en forma de lechada hay que suponer que se ha producido el apagado de la misma, bien de manera previa, bien en la elaboración de la lechada. En este caso, parte del agua aplicada se destinará a la hidratación y la restante constituirá el medio acuoso. Las lechadas habitualmente manejadas tienen una proporción de 150 a 400 g de hidróxido de calcio por litro de agua. Pueden elaborarse en la propia central de fabricación de la cal o en instalaciones provisionales mediante mezcla y agitación de la misma en depósitos al efecto.

De manera esquemática se recogen las ventajas e inconvenientes de cada una de las formas de presentación en la siguiente tabla:

Forma	Ventajas	Inconvenientes
Cal viva (polvo)	<ul style="list-style-type: none"> * La proporción de óxido de calcio es más alta para igual peso * Se puede usar para el secado del soporte o medio * Permite trabajar en más épocas del año (la cal “caliente” el suelo) * Ahorra costes de transporte * Al tener mayor densidad aparente su almacenamiento es más económico * Su aplicación es más rápida que en lechada 	<ul style="list-style-type: none"> * Es un material inestable para su almacenamiento * Su aplicación es peligrosa * Genera la emisión de polvo en la extensión * Requiere normalmente la aplicación de agua posterior para su empleo y para su apagado
Cal apagada en polvo	<ul style="list-style-type: none"> * No presenta riesgos de aplicación * Su aplicación es más rápida que en lechada 	<ul style="list-style-type: none"> * Requiere más cantidad para proporcionar la misma actividad que la cal viva * Genera la emisión de polvo en la extensión
Cal apagada en lechada	<ul style="list-style-type: none"> * Sirve para humectar el soporte o medio que lo recibe a la vez que se aplica * Es más fácil asegurar una distribución homogénea 	<ul style="list-style-type: none"> * Su transporte se encarece porque se mueve agua * Requiere incorporar medios especiales de almacenamiento y extensión

Tabla 2-2. Comparativa de la cal viva y apagada en sus diversas presentaciones

La cal en cualquiera de sus formas es un producto de color blanco, en mayor o menor intensidad según su pureza. Este color es más blanco en las cales que en los minerales de origen y, a su vez, lo es más en las apagadas que en las cales vivas de las que proceden.

2.4.5 Propiedades de la cal

La cal tiene una serie de características relevantes desde el punto de vista de su uso y comportamiento como conglomerante adicionado a otros materiales:

- Densidad aparente: Alcanza valores, según la forma de presentación, que oscilan entre 700 - 1.200 kg/dm³ para la cal viva y 300 - 1.000 kg/dm³ para la cal apagada.

Estos valores contrastan con el peso específico del óxido de calcio puro que toma valores superiores a 3 kg/dm³, asumiendo una porosidad nula.

- Finura de grano cuando se emplea en forma de polvo. Como se ha citado, la eficiencia de las reacciones depende de la concentración de las soluciones y a menor tamaño de partícula, más superficie específica y más concentración. Además, la finura influye en sus condiciones de transporte y aplicación. Normalmente las cales comerciales tienen un contenido entre el 75 y el 95 por ciento de material con un tamaño inferior a 200 µm.
- Solubilidad en agua: aunque es pequeña, una característica importante es que disminuye al aumentar la temperatura. Dado que la disolución en agua supone la hidratación de la cal, los valores más representativos serán los aportados para la cal apagada. Valores característicos de solubilidad del Ca(OH)₂ en agua destilada a 20°C expresados en peso con relación a la solución total rondan los 1,6 g/l, mientras que a 0°C aumenta a 1,8 g/l y a 100°C se reduce hasta 0,7 g/l. Estos valores son muy superiores a la solubilidad de los carbonatos. Esta solubilidad puede verse afectada por la presencia de sales en el medio que, en la mayoría de las ocasiones, aumentan los valores medios mencionados.
- Aportan al medio en que se aplican un carácter básico, elevando su pH. Este incremento es además muy rápido incluso para bajos contenidos de cal. Así, las soluciones de cal en agua a 25°C tienen valores de pH que oscilan entre 11 para muy bajas concentraciones y hasta 12,45 en sus valores máximos. Esta circunstancia de elevación del pH es importante porque en la mayoría de las ocasiones proporciona un medio idóneo para la reacción de la cal con otros minerales, lo que repercute en sus efectos conglomerantes.
- La cal es un producto reactivo con el CO₂. Se carbonata ante la presencia de dióxido de carbono, como ocurre en la atmósfera, ya se encuentre en forma de cal viva o de hidróxido cálcico. Ello se debe a que la reacción de su constitución es reversible. Por tanto, la exposición prolongada de cal a la atmósfera puede restar efecto a su acción si no se produce ésta antes de la carbonatación. Hay que tener en cuenta que la carbonatación es un fenómeno superficial y, por tanto, su efecto se incrementará al aumentar la finura de la cal.
- Finalmente, otra propiedad a destacar de la cal es su posibilidad de reacción con numerosos productos y, en especial desde el punto de vista de este documento, la reacción con la sílice (SiO₂) y la alúmina (Al₂O₃). También en determinadas condiciones se producen

reacciones complejas que derivan en la formación de aluminatos y silicatos de comportamiento indeseado.

Estas propiedades descritas de manera aislada combinan frecuentemente sus efectos para potenciar o minimizarlos. Así, por ejemplo, el aumento de la temperatura, que reduce la solubilidad, influye en que sea precisa más cal para obtener un cierto nivel de basicidad o pH en el medio. De igual manera una reducción de la finura influye en la solubilidad negativamente. También hay que citar que las cales dolomíticas, menos solubles, proporcionan pH inferiores a concentraciones similares.

2.5 NATURALEZA DE LOS SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

El estudio de los suelos parcialmente saturados está actualmente en desarrollo y plantea en principio una mayor complejidad que los suelos saturados, aunque sea por la falta de costumbre en su manejo.

Su característica es que está compuesto de tres fases, sólida, líquida y gaseosa dado que parte de sus poros están llenos de agua y otra de aire (Figura 2-7).

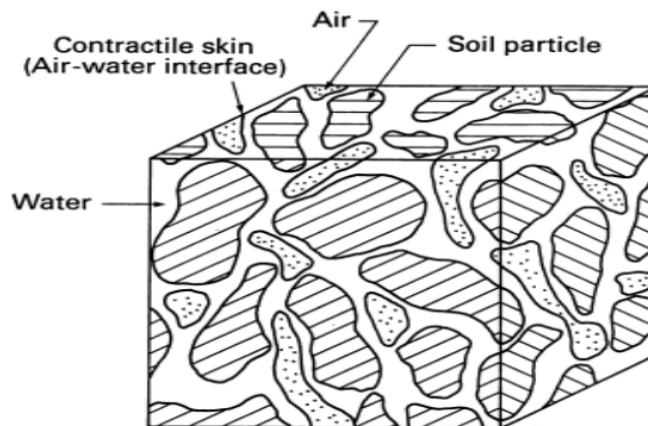


Figura 2-7. Estructura de fases de un suelo parcialmente saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993)

Para su conocimiento hay que partir de las fuerzas que retienen el agua en el suelo que, en el caso de los suelos arcillosos se corresponden con los mecanismos de adhesión a las superficies de las partículas del suelo y la cohesión entre las moléculas de agua adyacentes. Así, la capacidad de retención de agua de un suelo depende de varios factores relacionados con el catión, el tamaño de partícula, y su microporosidad (Al-Mukthar et al., 1999) así como por la concentración de electrolito, valencia del catión, constante dieléctrica del fluido de poro, temperatura, tamaño y tipo de iones, la redistribución de iones, la asociación de partículas de la arcilla y la interferencia, pH y adsorción de aniones (Lin y Cerato, 2012).

Los fenómenos más característicos del comportamiento de los suelos parcialmente saturados se relacionan con sus deformaciones volumétricas, de hinchamiento y de colapso, al cambiar su grado de saturación sin modificación

del estado tensional exterior. Estos fenómenos afectan especialmente a los suelos arcillosos sobre los que versa la presente.

2.5.1 Fases de un suelo parcialmente saturado

El conocimiento de las interacciones existentes entre las tres fases del sistema constituye el punto básico para el entendimiento del comportamiento del suelo no saturado.

La fase sólida está integrada básicamente por partículas sólidas de distintos tamaños que se organizan entre ellas conforme a distribuciones geométricas conocidas como estructura del suelo.

La fase líquida incluye el agua existente en los poros y el conjunto de sales disueltas en ella. Está compuesta a su vez de tres fracciones asociadas a las fuerzas que la retienen: el agua adsorbida en la partícula como parte de la capa doble difusa bajo fuerzas eléctricas y osmóticas; el agua capilar retenida por efecto de la tensión superficial; y el agua gravitacional, susceptible de ser drenada bajo la acción de la gravedad. Estos dos últimos tipos de agua se suelen agrupar en lo que se conoce como agua libre del sistema. El agua libre retenida en un suelo parcialmente saturado, situada por encima del nivel freático, está sometida a una presión intersticial negativa.

La fase gaseosa engloba aire y vapor de agua existente en los poros.

Desde un punto de vista geotécnico el aire se considera compresible, en contraposición con el agua que siempre se la considera incompresible.

La relación entre estas fases es fundamental para comprender y estudiar la estructura del suelo y depende especialmente del punto de partida y proceso por el cual el suelo ha llegado a estar en condiciones de saturación parcial: secado, compactación, etc. Esta estructura influye de manera muy importante en el comportamiento volumétrico y resistente del suelo parcialmente saturado.

Tanto el aire como el agua pueden distribuirse en los poros de forma continua o discontinua dando lugar a estructuras diferenciadas según la siguiente secuencia creciente en contenido de agua (Fredlund y Rajardhjo, 1993): suelo seco – agua discontinua o pendular – aire ocluido en burbujas con agua continua o funicular – agua y aire continuos – suelo saturado (Figura 2-8).

Estas situaciones pueden a su vez asimilarse a posiciones relativas sobre el nivel freático (Figura 2-9).

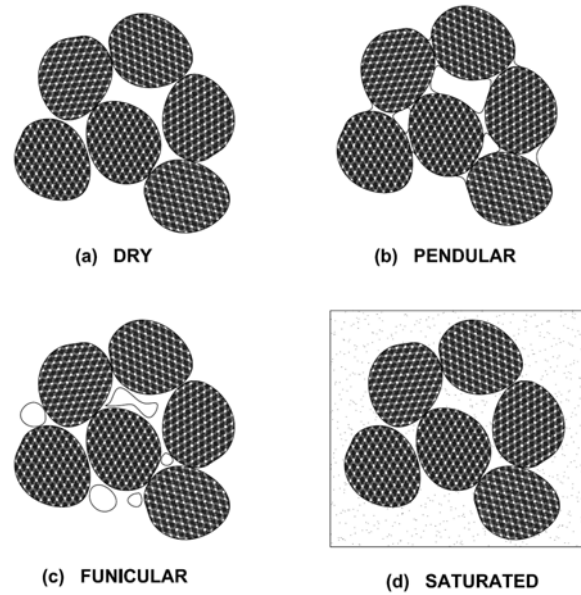


Figura 2-8. Distintos tipos de estructuras de un suelo parcialmente saturado en función de la continuidad de las fases (Vázquez, 2009)

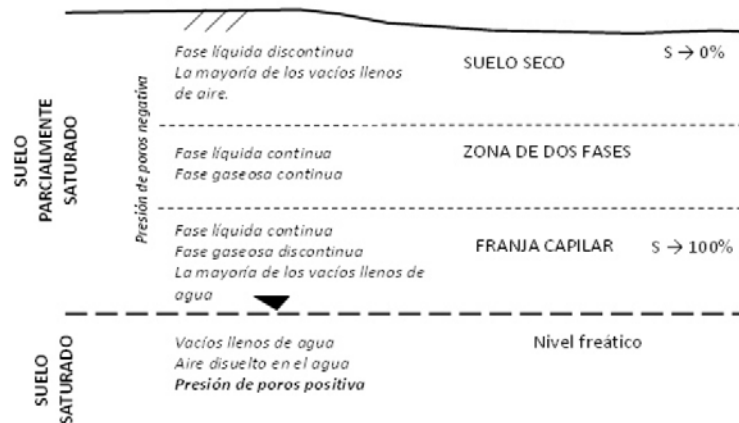


Figura 2-9. Zonas de suelo saturado y parcialmente saturado en un medio real (S =grado de saturación) (Meza, 2012 adaptado de Fredlund, 2000)

2.5.2 La succión

Uno de los métodos más habituales para caracterizar el comportamiento de los suelos parcialmente saturados es a través del concepto de la succión, que desempeña un papel muy relevante en sus propiedades de permeabilidad, resistencia y cambio de volumen, especialmente en zonas donde existen variaciones de humedad ambiental como son las situadas en climas áridos y semiáridos.

La succión se define como la energía libre total de agua del suelo por unidad de volumen, y se corresponde así con el trabajo total de las fuerzas de capilaridad, absorción y osmosis que retienen al agua entre las partículas de suelo. Es la presión manométrica negativa que debe ser aplicada en un recipiente de agua pura para que se mantenga el equilibrio a través de una membrana semipermeable, que permite flujo del agua y no de solutos, entre el recipiente y el agua el suelo (Alfaro, 2008) ilustrado en el esquema siguiente:

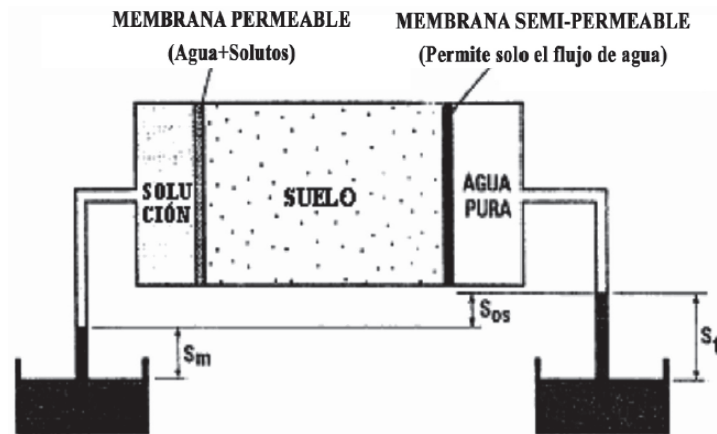


Figura 2-10. Esquema ilustrativo de los conceptos de succión matricial S_m , osmótica S_{os} y total S_t (Alfaro, 2008)

Se mide en unidades de presión.

Conforme al concepto expuesto, la succión total del suelo tiene dos componentes: la succión matricial y osmótica (Fredlund y Rahardjo, 1993) (Figura 2-11).

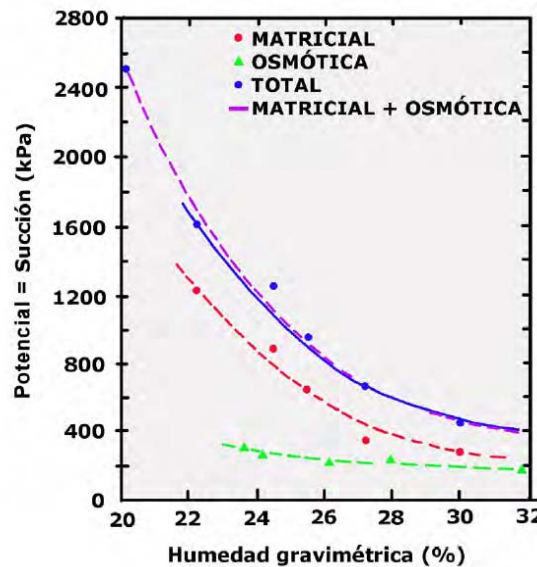


Figura 2-11. Resultados de medida en laboratorio de la succión total, matricial y osmótica (De Asanza 2009 a partir de Krahn & Fredlund 1972)

La succión matricial es una medida de la energía precisa para extraer una molécula de agua de la matriz del suelo sin que se produzca un cambio de estado en el agua. Se corresponde con la diferencia entre la presión de aire de los poros y la presión del agua de los poros.

La succión osmótica está asociada a la diferencia entre la concentración de sales en el agua intersticial y el agua destilada. Su influencia es limitada y sólo para valores bajos de succión y suelos muy salinos, de forma que suele admitirse que el valor de la succión total corresponde casi íntegramente al valor de succión matricial debida a las fuerzas de capilaridad (Fredlund & Rahardjo, 1993; Delgado, 1986).

El valor de la succión depende del tipo de suelo. Así, en el caso de los suelos arcillosos, debido al pequeño tamaño de sus poros, las succiones matriciales que se generan son mucho mayores que las de los granulares.

Otro de los factores que influyen en la succión es el grado de humedad del suelo. Así para humedades cercanas a la saturación, superiores al 98%, la succión está controlada por la red de macroporos, es decir estará muy influida por las condiciones macroscópicas, mientras que para humedades inferiores es la microporosidad la que gobierna el proceso (Al-Mukthar et al., 1999).

Dado que la succión está en directa relación con la mayor o menor tendencia de un suelo a absorber agua, para un mismo índice de poros y en procesos monótonos de secado o humectación, cuanto mayor sea la humedad o el grado de saturación, menor será la succión (Barrera, 2002). De esta forma puede obtenerse una relación en forma de curva entre el nivel de saturación y la succión correspondiente como la que se representa en la gráfica siguiente:

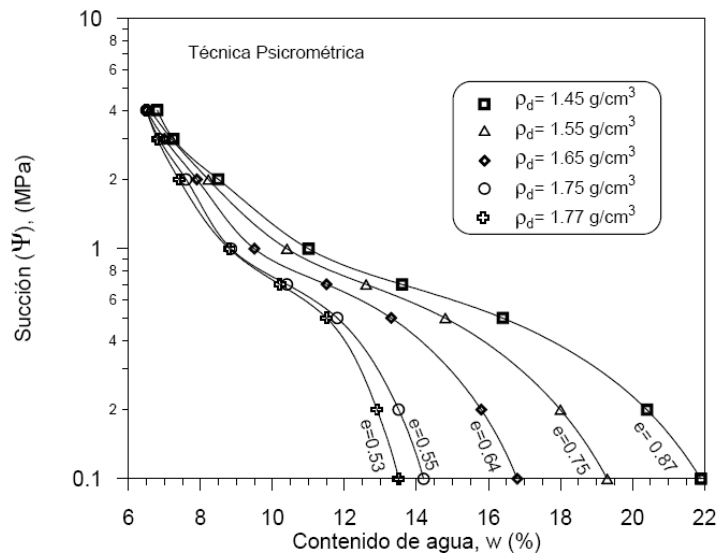


Figura 2-12. Relación entre la succión total y contenido de agua para diferentes densidades secas a porosidad constante (Barrera, 2002)

Hay que comentar finalmente el hecho de que las modificaciones en la succión también pueden afectar a la microestructura del suelo al influir en las fuerzas de atracción entre partículas ligadas al agua retenida. Romero y Simms

(2008) ilustran estas modificaciones en una marga arenosa en la que el incremento de la succión hace evolucionar una distribución unimodal de poros a otra bimodal, reduciendo un grupo de macroporos e incrementando otra fracción de menor tamaño:

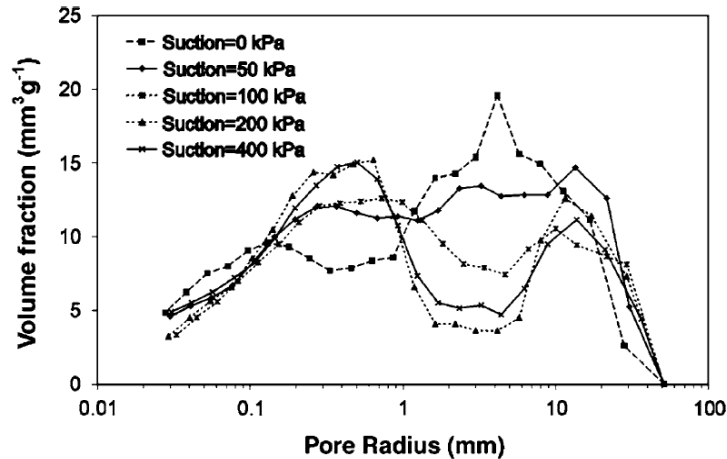


Figura 2-13. Evolución de la curva de densidad de poros ante incrementos de succión para una marga arenosa (Romero y Simms, 2008 adaptado de Cuisinier y Laloui, 2004 y Koliji et al., 2006)

2.5.3 Resistencia y deformación

Predecir los cambios de volumen y la resistencia de un suelo parcialmente saturado ha sido el objeto de los trabajos desarrollados por los investigadores desde la última mitad del siglo pasado hasta hoy.

El proceso evolutivo del estudio de los parámetros que participan en el comportamiento tenso-deformacional de un suelo parcialmente saturado ha atravesado una serie de etapas (Vázquez, 2014; Barrera y Garnica, 2002).

En una primera etapa inicial, los fenómenos asociados a los suelos parcialmente saturados se estudiaron con el concepto de presiones efectivas sin que se obtuvieran resultados satisfactorios.

Posteriormente se desarrollaron modelos incluyendo la contribución de la succión ($u_a - u_w$) afectada de un coeficiente de ponderación, lo que permitió un avance, si bien a estas alturas el comportamiento volumétrico y el resistente se estudiaban de forma separada.

En una tercera etapa se consiguió acoplar el comportamiento resistente con el comportamiento volumétrico en modelos elastoplásticos de mediana complejidad que incorporan a la caracterización convencional de un suelo saturado mediante el estado de tensiones y el índice de poros o la humedad el el grado de saturación y la estructura del suelo (Alfaro, 2008). Así, el estado de un elemento de suelo puede ser representado gráficamente por un punto en un espacio tridimensional definido por un sistema de ejes coordenados que corresponden a los parámetros o variables de estado correspondientes a las

cargas $(\sigma - u_a)$ o $(\sigma - u_w)$, la presión de poros representada por la succión $(u_a - u_w)$, y las variaciones de volumen a través del índice de poros o la humedad:

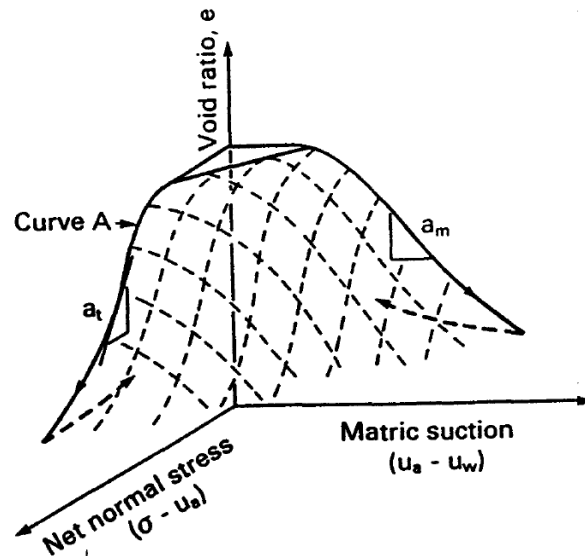


Figura 2-14. Representación tridimensional de las variables de estado de un suelo parcialmente saturado (Fredlund y Rahardjo, 1993)

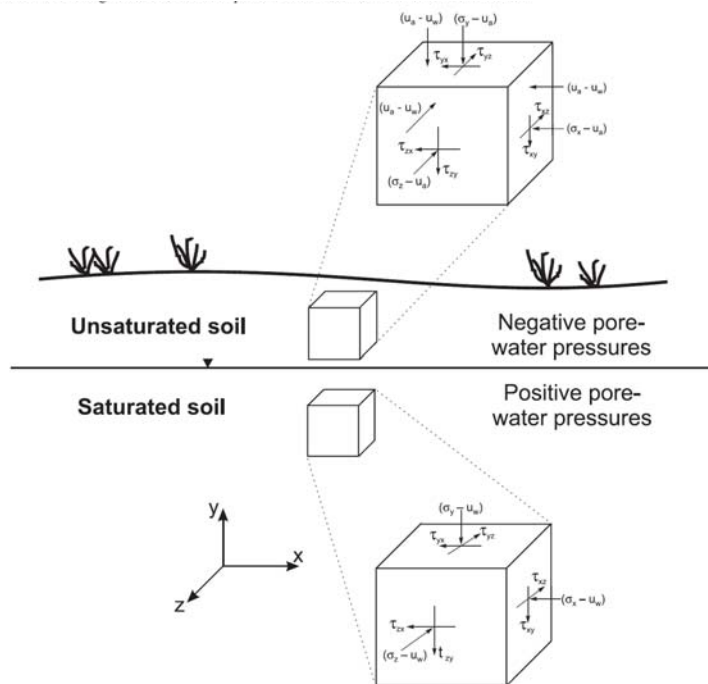


Figura 2-15. Esquema ilustrativo del estado tensional de diferentes puntos en un suelo con diferentes grados de saturación (Fredlund, 2000)

Dado que estos modelos no llegaban a predecir correctamente determinados problemas como es el caso de las arcillas muy plásticas y expansivas, la cuarta y última etapa ha supuesto una mejora introduciendo mejoras como la histéresis hidráulica, la superficies de fluencia basadas en un comportamiento anisotrópico y una profundización en el comportamiento

elastoplástico con distinción entre la macro y la microestructura.

No es objeto del presente apartado el desarrollo de estas teorías, especialmente complejas, sino tan sólo apuntar los parámetros que intervienen en el comportamiento de los suelos parcialmente saturados.

Baste para ilustrar estos parámetros el modelo tridimensional propuesto por Fredlund y Rahardjo (1993) para valorar la resistencia al corte de un suelo a partir del planteamiento bidimensional de los suelos saturados introduciendo como nueva variable o eje la succión:

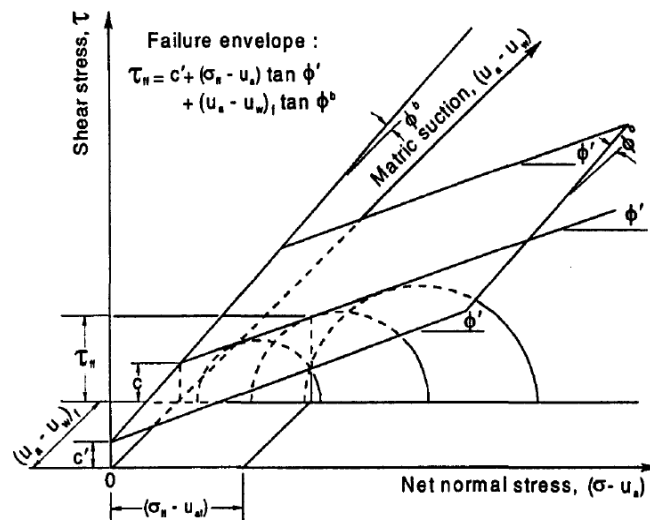


Figura 2-16. Envolvente de la curva de resistencia al corte para suelos parcialmente saturados (Fredlund y Rahardjo, 1993)

En él se observa cómo un aumento de la succión ($u_a - u_w$) ocasionada por ejemplo, por la pérdida de humedad de un suelo sujeto a la evaporación, aumenta la magnitud de la resistencia en mayor o menor grado, según las características del tipo de suelo, peso específico, capacidad de retención del agua, textura, mineralogía, etc.

2.5.4 Comportamiento volumétrico

El comportamiento volumétrico de un suelo parcialmente saturado está directamente relacionado no sólo con la aplicación de cargas externas, sino también con los posibles cambios en la succión motivados por modificaciones en el grado de saturación.

Así, los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación. Estas deformaciones pueden ser tanto positivas, en cuyo caso se produce un colapso, como negativas, en cuyo caso se produce una expansión.

Existen una gran cantidad de ensayos e investigaciones publicadas de los que se pueden extraer de forma básica y en primera instancia las siguientes

ideas clave (Vázquez, 2014):

- El aumento de la succión contribuye a un aumento de la rigidez de los suelos, a modo de una preconsolidación adicional aparente.
- Sin embargo este aumento de la rigidez no es indefinido y alcanza un máximo para una determinada succión.
- El aumento de la succión puede producir deformaciones plásticas irrecuperables, principalmente en suelos arcillosos.
- La carga aplicada controla, en gran medida, la expansividad de los suelos cuando los sometemos a una disminución en la succión. Cuanto mayor es la carga aplicada, menor es el hinchamiento.
- La mayoría de los suelos pueden expandir o colapsar dependiendo de la carga aplicada cuando se disminuye la succión. Para cargas elevadas, el suelo colapsa, pero hincha con cargas bajas.
- El valor de la carga a partir del cual el suelo hincha o colapsa depende de la succión.
- Los suelos con una estructura abierta, baja densidad seca, experimentan un colapso cuando se disminuye la succión.
- El valor del hinchamiento alcanzado durante el proceso de expansión depende de la trayectoria de tensiones que se ha seguido, especialmente cuando las trayectorias de cambios incluyen incrementos en la succión.

2.5.5 Permeabilidad

En la fase líquida de un suelo parcialmente saturado tanto el agua como el aire se movilizan por la influencia de los potenciales presentes en el medio.

Se admite que el flujo no saturado es descrito por la ley de Darcy, con la diferencia de que la permeabilidad no saturada $k \cdot (u_a - u_w)$ no es constante y que varía con la humedad y la succión.

Así, cuando el suelo se encuentra saturado, succión nula, la permeabilidad tiene un valor máximo y constante. Por otro lado, cuando la humedad del suelo disminuye aumenta la succión y la permeabilidad se reduce drásticamente pues aparece un nuevo potencial que incluye los efectos matriciales y limita el movimiento del agua del suelo.

La presencia de este potencial se traduce en una reducción en la velocidad de percolación debido a que el drenaje ocurre inicialmente en los poros de mayor tamaño, de forma que el agua remanente se concentra en los meniscos en contacto con las partículas bajo las fuerzas capilares y de absorción.

Fredlund y Rahardjo (1993) ilustran esta reducción de la permeabilidad con la succión para distintos tipos de suelos en la siguiente gráfica:

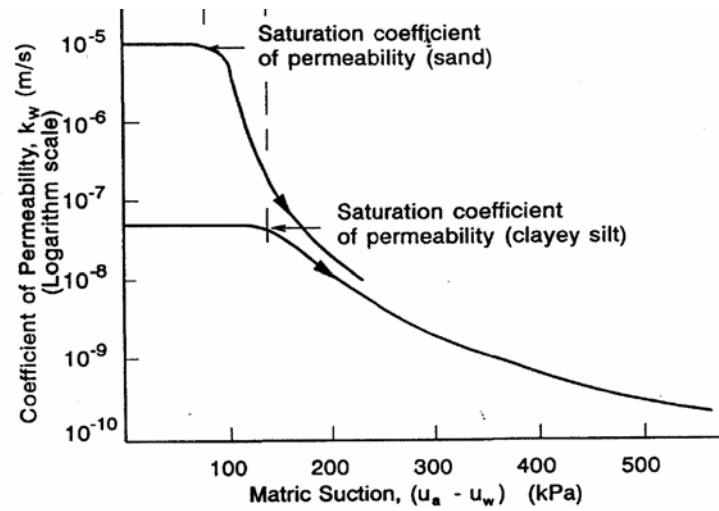


Figura 2-17. Variación de la permeabilidad en función de la succión (Fredlund y Rahardjo, 1993)

La correlación entre la curva de retención y la variación de la permeabilidad la recoge Fredlund (2000):

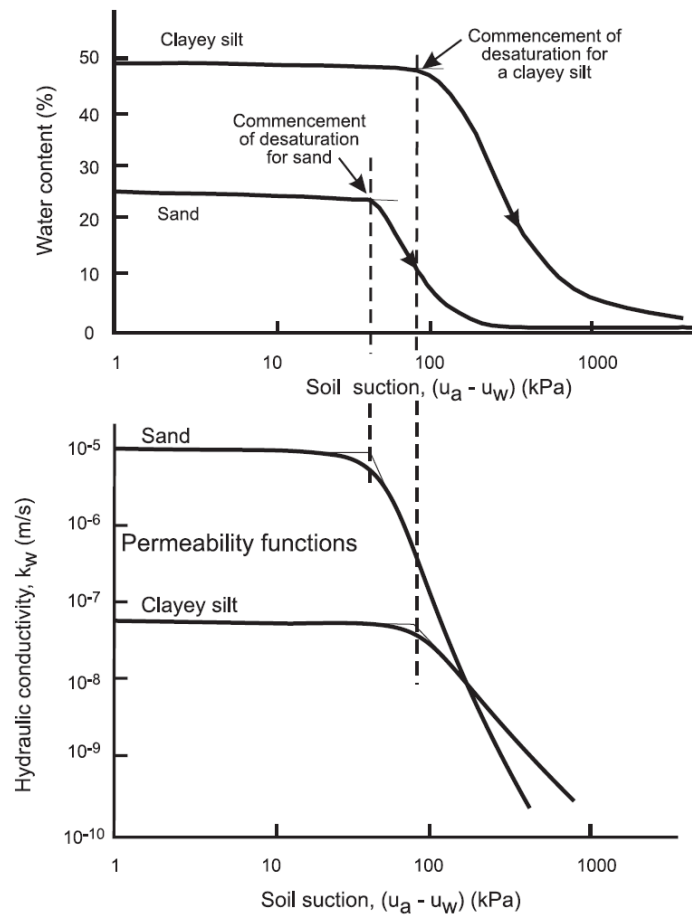


Figura 2-18. Funciones de permeabilidad típicas para una arena y un limo arcilloso en relación a la succión expresada en escala logarítmica (Fredlund, 2000)

2.5.6 Curva característica o de retención de agua

Una herramienta que ha contribuido mucho al estudio de este tipo de suelos es la relación antes citada que existe entre la succión y el contenido de agua expresado en forma de diferentes variables como contenido volumétrico, humedad, grado de saturación, etc..

La representación gráfica de dicha relación es denominada “curva de retención del agua en el suelo” o “curva característica”, SWCC (Soil Water Characteristic Curve) según sus iniciales en inglés (Fredlund y Rahardjo, 1993). Se trata de una curva continua que mide en cada punto la capacidad de almacenamiento de agua de un suelo para una succión del suelo dada.

Estas curvas tienen unas tendencias universales tales que para todos los suelos la succión decrece al aumentar la humedad.

En cuanto al comportamiento del suelo en trayectorias de sentidos contrario, secado y humectación, las curvas nos son iguales, de forma que cuando se pasa de seco a húmedo los valores de succión son inferiores para la misma humedad, lo que puede identificarse como una cierta histéresis en la succión de la rehidratación (Jiménez Salas & Justo, 1975) como se ilustra en la Figura 2-19.

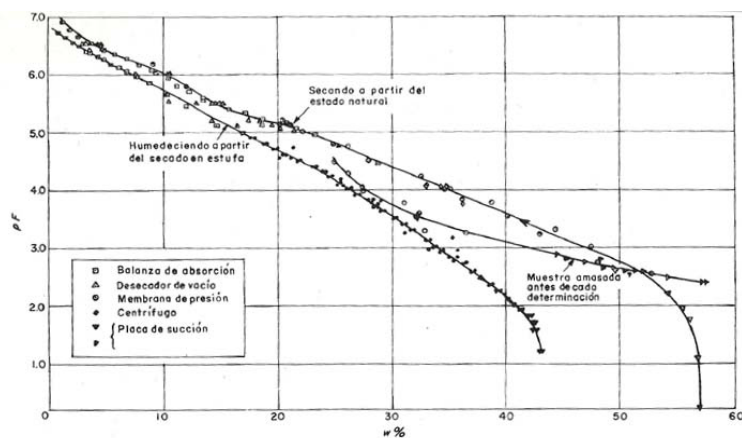


Fig. 5.23. Relación entre succión y humedad en una arcilla (Croncy y Coleman, 1960).

Figura 2-19. Relación entre succión expresada en pF y humedad de una arcilla (Jiménez Salas & Justo 1975 de Croncy & Coleman, 1960)

La cuantificación del agua contenida puede expresarse mediante la humedad gravimétrica clásica o mediante parámetros volumétricos como son la humedad volumétrica o el grado de saturación que tienen en cuenta los cambios de volumen de la muestra y permiten una mejor interpretación.

Con objeto de manejar una variable adimensional, también es frecuente relacionar la humedad, tanto en forma gravimétrica como volumétrica, con la de saturación, obteniéndose mediante cociente la denominada humedad adimensional.

Más usual es sin embargo comparar la humedad con la correspondiente a la máxima succión o humedad residual, obteniendo así la humedad normalizada.

La definición de estos conceptos se resume en la tabla siguiente:

		Definición	Observaciones
Humedad adimensional	Gravimétrica	$\Theta_{dg} = \frac{W}{W_s} = \frac{V_W}{V_{W_0}}$	Si el suelo es volumétricamente estable: $\Theta_{dg} = \Theta_{dv} = S_r$
	Volumétrica	$\Theta_{dv} = \frac{\theta}{\theta_s}$	Humedad volumétrica: $\theta = \frac{V_{agua}}{V_{Total}}$
Humedad normalizada	Gravimétrica	$\Theta_{ng} = \frac{W - W_r}{W_s - W_r}$	<u>Leyenda:</u> $W_s \equiv$ hum. gravimétrica de saturación $\theta_s \equiv$ hum. volumétrica de saturación
	Volumétrica	$\Theta_{nv} = \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	$W_r \equiv$ hum. gravimétrica residual $\theta_r \equiv$ hum. volumétrica residual

Figura 2-20. Normalización del valor de la humedad en suelos parcialmente saturados (Asanza, 2009)

También es usual trazar este tipo de curvas para la deformación volumétrica.

Entre otros aspectos, estas curvas ilustran los posibles cambios volumétricos del suelo bajo carga externa constante sometido a modificaciones en la succión.

Los parámetros más representativos de la misma así como el estado de fases a que corresponde cada tramo se recogen en las figuras siguientes:

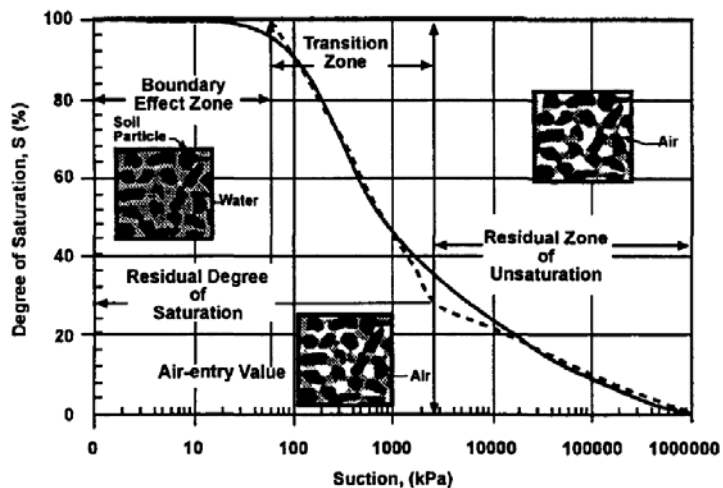


Figura 2-21. Curva característica típica con las distintas zonas de saturación (Vanapalli et al., 1999)

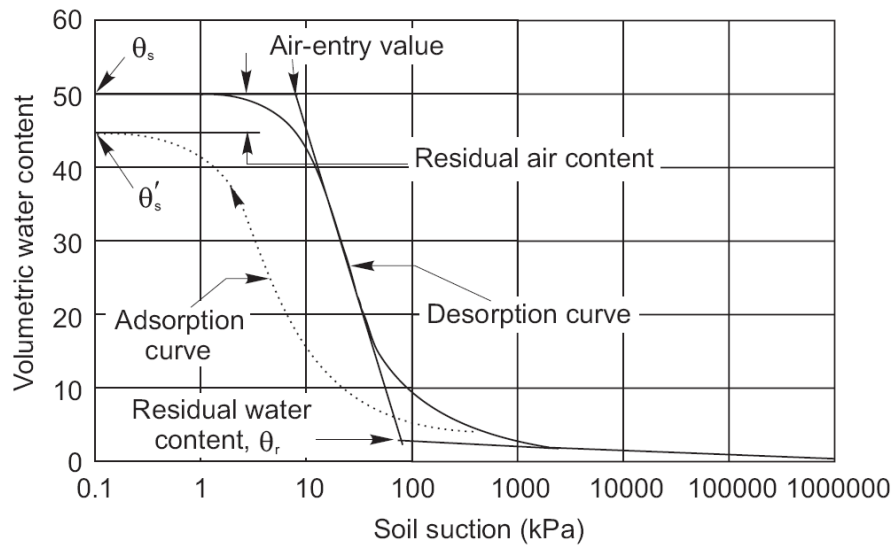


Figura 2-22. Parámetros representativos de una curva característica (Fredlund et al., 1994)

En esta última figura se recoge el comportamiento típico de un suelo a partir de una humedad de saturación, que es sometido a un proceso de secado o incremento de la succión tras el cual se refleja un proceso de humectación desde el estado seco hasta una nueva saturación total. Se aprecia los dos extremos de las curvas, saturación y secado, tienen una tendencia asintótica.

En el ejemplo se ilustra también el fenómeno de histéresis, o curvas diferentes en ambas trayectorias, que ilustra que no hay una única curva característica de agua para un suelo dado.

Los parámetros más relevantes de la curva en sus dos trayectorias son los siguientes:

- θ_s : humedad volumétrica de saturación para la curva obtenida por el proceso de secado;
- θ'_s : humedad volumétrica de saturación para la curva obtenida por el proceso de humedecimiento;
- $\theta_s - \theta'_s$: contenido de aire residual;
- θ_r : humedad volumétrica residual.

Por otra parte, en la curva que refleja la trayectoria de secado se definen dos puntos característicos asociados a los cambios de pendiente: el punto en que se produce la entrada de aire en el suelo y el correspondiente a la entrada de agua, o aquél en que se alcanza la humedad residual. Los valores de succión asociados a los mismos se denominan:

- Ψ_a : succión al inicio de la entrada de aire;
- Ψ_r : succión a la entrada de agua.

El comportamiento de un suelo ante cambios de succión está íntimamente ligado con su estructura, por lo que la forma, inclinación y posición relativa de la curva de retención dependen de la geometría de los poros, la

magnitud y composición mineralógica de la fracción fina. Fredlund y Rahardjo (1993) ilustran diferentes curvas para una arcilla limosa y una arena:

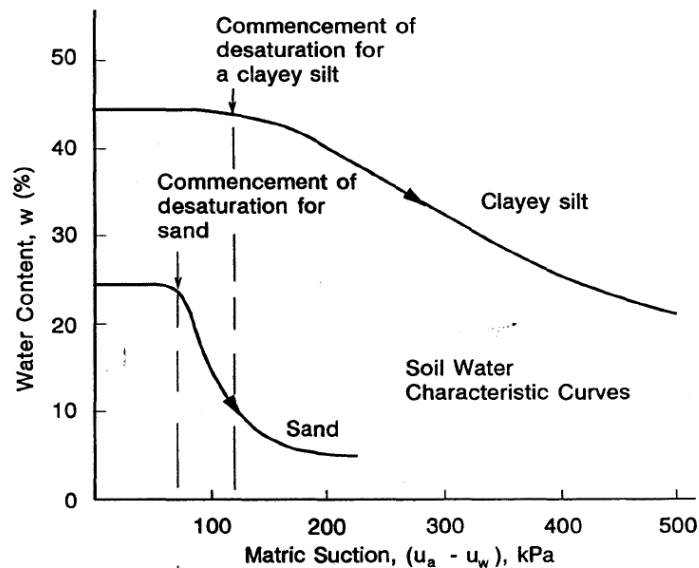


Figura 2-23. Diferencia entre las curvas características de un limo arcilloso y una arena (Fredlund y Rahardjo, 1993)

Aiassa (2008) resume los comportamientos en función del tipo de suelo según sigue:

- En arenas, la adsorción para succiones elevadas resulta muy limitada debido a que, tanto la superficie específica como la carga superficial, son relativamente pequeñas. En estos suelos, la capilaridad resulta el mecanismo dominante, y la presión de entrada de aire es relativamente baja debido al gran tamaño de poros formado por las partículas de arena.
- Los suelos limosos pueden adsorber mayores cantidades de agua en rangos elevados de succión y, en general, presentan mayores presiones de entrada de aire dependiendo de la granulometría y estructura que posean.
- Los suelos con granulometrías uniformes, presentan curvas características marcadas y planas en la zona de régimen capilar, debido a que la mayoría de los poros se drenan dentro de un rango estrecho de succiones, presentando así presiones de entrada de aire definidas (Asanza, 2009; Fredlund, 2002) (Figura 2-24).
- Los suelos arcillosos y limo arcillosos presentan la mayor capacidad de adsorción de agua en succiones elevadas debido a su elevada superficie específica y carga superficial (Aiassa, 2008; Figura 2-25). Adicionalmente, presentan presiones de entrada de aire mayores que en el caso de suelos limosos o arenosos (Fredlund y Xing, 1994; Vanapalli et al., 1998).

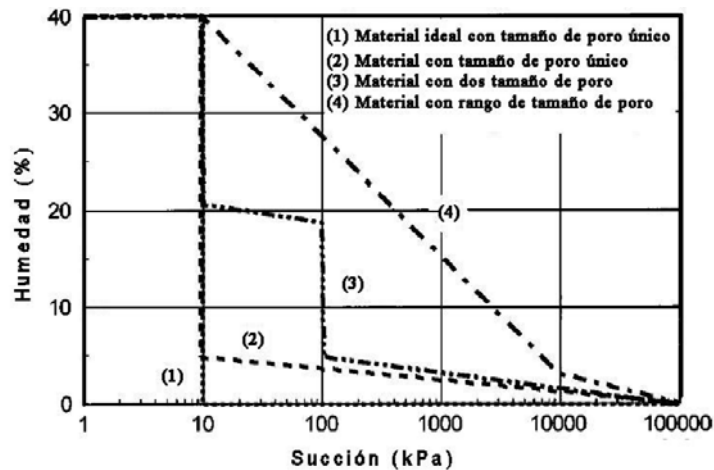


Figura 2-24. Curvas características teóricas para distintos tipos de granulometrías en función de su uniformidad (Asanza, 2009 de Fredlund, 2002)

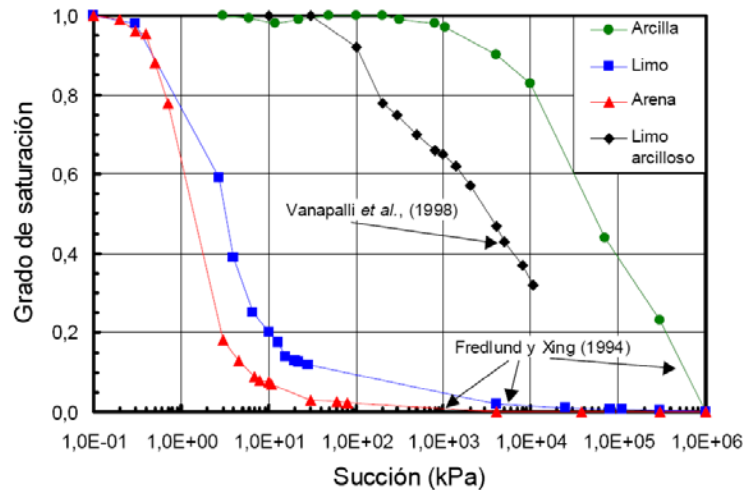


Figura 2-25. Diferente capacidad de adsorción de agua según el tipo de suelo (Aiassa, 2008)

También influyen en la curva de retención en la trayectoria de humectación las condiciones de preparación de la muestra: alterada o no, humedad y energía de compactación, etc. (Katthab y Alomary, 2009).

Debido a que las curvas características permiten obtener indirectamente parámetros representativos para la determinación de las propiedades hidromecánicas del suelo no saturado, en los últimos años su estudio se ha prodigado (Aldood et al., 2014; Mavroulidou et al., 2013).

Las variables que influyen en la forma y valores característicos de las curvas de retención han sido estudiadas (Khattab, 2006) y pueden resumirse en las siguientes epígrafes y figuras:

- Los suelos de mayor plasticidad presentan curvas de retención por encima de otros menos plásticos, lo que se justifica en que la mayor proporción de arcilla incrementa la capacidad de retención de agua para una misma succión (plasticidad suelo $D > W > H$):

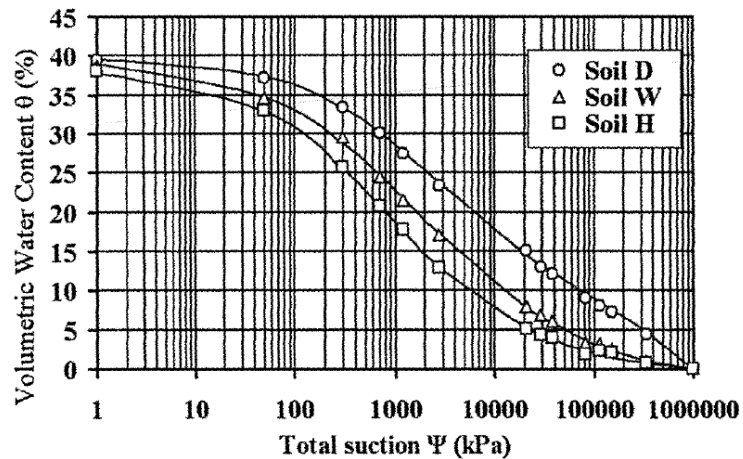


Figura 2-26. Comparación de curvas características para suelos de alta plasticidad D, plasticidad media W o baja H (Khattab, 2006)

Ello significa mayor capacidad de retención de agua y en general mayores valores de succión a la entrada de aire. También concluyen así Puppala et al. (2013).

- La humedad inicial de los suelos también influye en las curvas de retención. Este efecto, importante en suelos compactados, se plasma en que los suelos compactados del lado húmedo (“wet”) presentan curvas más elevadas que los preparados con menores cantidades de agua (óptima “OMC” y seca “dry”):

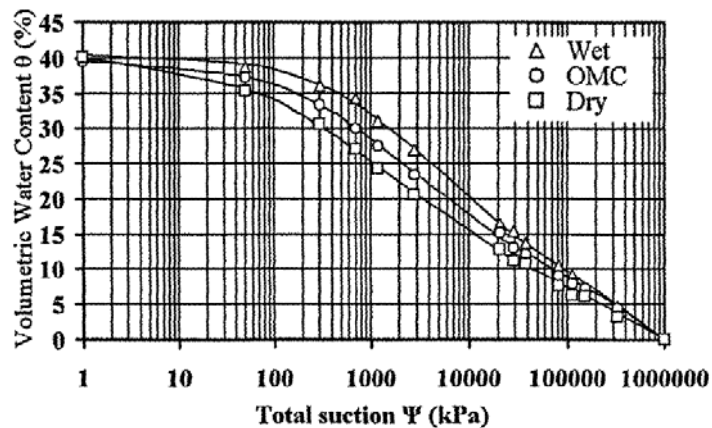


Figura 2-27. Comparación de curvas características para compactados con distintas humedades en relación a la óptima OMC, menor o “Dry” y mayor o “Wet” (Khattab, 2006)

- Se puede justificar este comportamiento considerando que un suelo de grano fino compactado del lado seco tiene una estructura abierta con poros relativamente grandes interconectados, lo que le proporciona un comportamiento similar a un suelo granular. Por el contrario, si se compacta con una humedad superior a la óptima se pierde dicha conexión y los poros llegan a estar ocluidos, por lo que aumenta la capacidad de retención de agua (Vanapalli et al. 1996).

- El valor de la succión en el punto de entrada de aire se incrementa con la mayor humedad de preparación de la muestra, como ocurre generalmente en los suelos expansivos.
- La mayor compactación, próctor modificado vs próctor normal, produce también curvas más altas, es decir, mayor capacidad de retención de agua; ello se debe a que un mayor esfuerzo de compactación conduce a una estructura más cerrada:

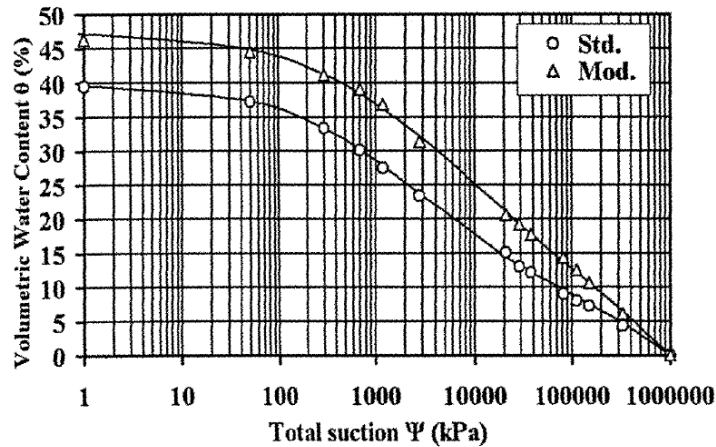


Figura 2-28. Comparación de curvas características para suelos con distintos grados de compactación próctor normal "std" o modificado "mod" (Khattab, 2006)

Rao et al. (2011) ilustran la dependencia entre la succión al punto de entrada de aire (AEV expresado en kPa en el eje de ordenadas) y el contenido en finos del suelo (F), apreciándose claramente la mayor capacidad de absorción de los suelos de menor tamaño de granos:

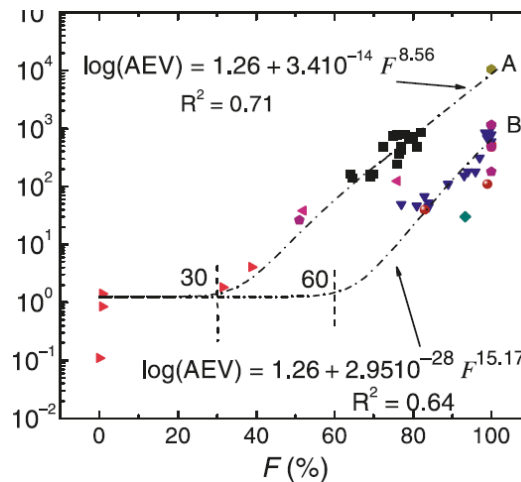


Figura 2-29. Succión en el punto de entrada de aire AEV expresada en kPa para dos suelos arcillosos de alta plasticidad en función del contenido de finos F; suelo A=52%; suelo B=46% (Rao et al., 2011)

Birle et al. (2008) observaron que para valores elevados de succión entre 1 y 1.000 MPa las curvas características en términos de contenido de agua gravimétrico son independientes de la densidad seca inicial, pero están

condicionadas por el contenido de agua en la compactación a partir de unos ciertos valores, para ellos de 11 a 12,5%.

2.5.7 Formulación de las curvas características

La curva de retención para un suelo se ha definido como la relación entre el contenido de agua y de succión. La variable de contenido de agua puede emplearse en términos de contenido volumétrico, contenido ponderal o grado de saturación.

La medición experimental de puntos discretos de succión y humedad permite trazar dichas relaciones, si bien es habitual que las mismas sean descritas mediante funciones matemáticas continuas.

Los principales modelos, de base teórica y empírica, utilizados para ajustar resultados experimentales se relacionan a continuación en orden cronológico (Aiassa, 2008; Fredlund, 2000): Burdine (1953), Gardner (1958), Brooks y Corey (1964), Brutsaert (1966), Maulem (1976), van Genuchten (1980), McKee y Bumb (1984, 1987), Fredlund & Xing (1994) y Gitirana & Fredlund (2004). Sus expresiones se recogen en la tabla siguiente:

Author(s)	Equation	Soil parameter
Gardner 1958	$w = \frac{w_s}{1 + \left(\frac{\Psi}{a_g}\right)^{n_g}}$	a_g, n_g
Van Genuchten 1980	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_{vg}}\right)^{n_{vg}}\right]^{m_{vg}}}$	a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}
Maulem 1976	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_m}\right)^{n_m}\right]^{m_m}}$	$a_m, n_m, m_m = 1/(1 - n_m)$
Burdine 1953	$w = \frac{w_s}{\left[1 + \left(\frac{\Psi}{a_b}\right)^{n_b}\right]^{m_b}}$	$a_b, n_b, m_b = 2/(1 - n_b)$
Fredlund and Xing 1994	$w = C(\Psi) \frac{w_s}{\left[\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{a_f}\right)^{n_f}\right)\right]^{m_f}}$	$a_f, n_f, m_f, C(\Psi)$

Figura 2-30. Resumen de las expresiones matemáticas propuestas para las curvas características (Fredlund, 2000)

Una formulación sencilla para la curva de retención parte de suponer tramos horizontales en las fases extremas de saturación y secado y que entre las succiones de entrada de aire y de agua es posible suponer una trayectoria teórica rectilínea en escala logarítmica (Justo, 2009).

McQueen y Miller (1974) apuntan que la curva de retención puede esquematizarse a través de una serie de tres segmentos correspondientes a otras tantas situaciones de estado del agua. A través de la definición del pF o logaritmo de la succión, establece un primer tramo de capilaridad hasta un pF de 2,5; un segundo de adsorción hasta un pF de 5,0 y un tercero de fuerte adsorción hasta pF del orden de 7:

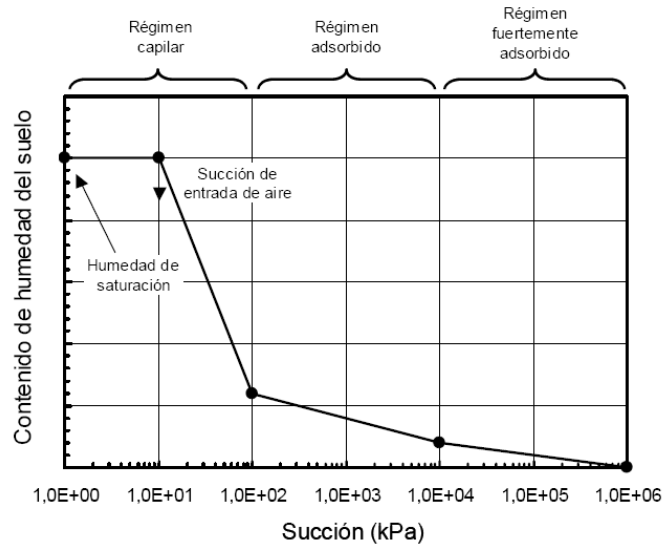


Figura 2-31. Representación esquemática de la curva característica (Aiassa, 2008)

Entre todos los modelos enumerados el ajuste de Fredlund y Xing (1994) es uno de los que manifiesta un mejor ajuste para amplios rangos de succión (Rao et al., 2011; Kattab et al. 2006) e incluso para el estudio de suelos estabilizados (Puppala et al., 2006) que se aborda en la presente tesis.

Se trata de una expresión empírica basada en la hipótesis de que el suelo está formado por una serie de poros interconectados distribuidos aleatoriamente (Fredlund, 2000). Según esta propuesta, la curva de retención puede aproximarse con la siguiente expresión analítica:

$$\theta = C(\psi) \cdot \frac{\theta_s}{\left[\ln \left(e + \frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m}$$

Ψ : succión total expresada en kPa

e : número irracional base del logaritmo natural o neperiano (2,71828...)

a : parámetro característico del suelo asociado aproximadamente al valor de entrada de aire (kPa), punto de inflexión de la curva

n : parámetro que depende de la tasa de extracción de agua del suelo más allá del valor de entrada de aire de forma que controla la pendiente de la curva de retención a partir del punto de inflexión; está directamente ligado al tamaño de poros (Aiassa, 2008)

m : parámetro relacionado con el contenido de agua residual del suelo

$C(\psi)$ es una función correctora que obliga a la curva a confluir en una succión máxima de 1.000.000 kPa al contenido de agua residual, supuesto nulo, y que se expresa según sigue (Fredlund y Vanapalli, 2002):

$$C(\psi) = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1.000.000}{\psi_r}\right)} \right]$$

ψ_r : succión expresada en kPa correspondiente al contenido de agua residual, θ_r , puede estimarse en 1.500 kPa para la mayoría de suelos.

Esta expresión puede también emplearse con la humedad, es decir, con el contenido de agua ponderal.

También puede emplearse con la humedad volumétrica normalizada, Θ , como variable de referencia, debido a que la misma resulta adimensional y cubre con una variación entre 0 y 1, todo el rango significativo de succión. Para ello se hace referencia a un contenido de agua residual (Fredlund et al., 1996):

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$$

θ : contenido volumétrico de agua;

θ_s : contenido volumétrico de agua al estado de saturación;

θ_r : contenido volumétrico de agua residual, y

Θ : contenido volumétrico de agua normalizado.

En este caso la expresión de la curva de retención queda como:

$$\Theta = C(\psi) \cdot \frac{1}{\left[\ln\left(e + \frac{\psi}{a}\right)^n \right]^m}$$

Los parámetros a , n y m se obtienen mediante ajuste por regresión, si bien también existen formulaciones en la bibliografía para su obtención a partir de los valores correspondientes a la entrada de aire (θ_i , ψ_i), de saturación (θ_s) y de entrada de agua (ψ_r) (Beneyto, 2003):

$$a = \psi_i$$

$$m = 3,67 \cdot \ln\left(\frac{\theta_s}{\theta_i}\right)$$

$$n = \frac{1,31^{m+1}}{m \cdot \theta_s} \cdot 3,72 \cdot s \cdot \psi_i$$

$$s = \frac{\theta_i}{\psi_r - \psi_i}$$

En las gráficas siguientes se ilustra la influencia de cada uno de ellos en la forma de la curva de retención (Aiassa, 2008):

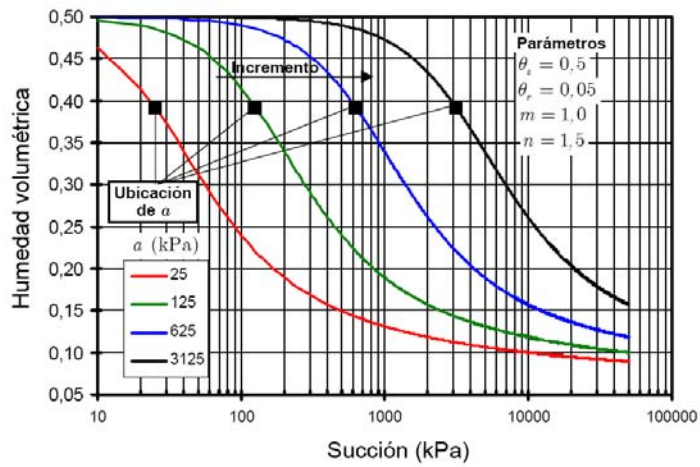


Figura 2-32. Influencia del parámetro a en el modelo de Fredlund y Xing (Aiassa, 2008)

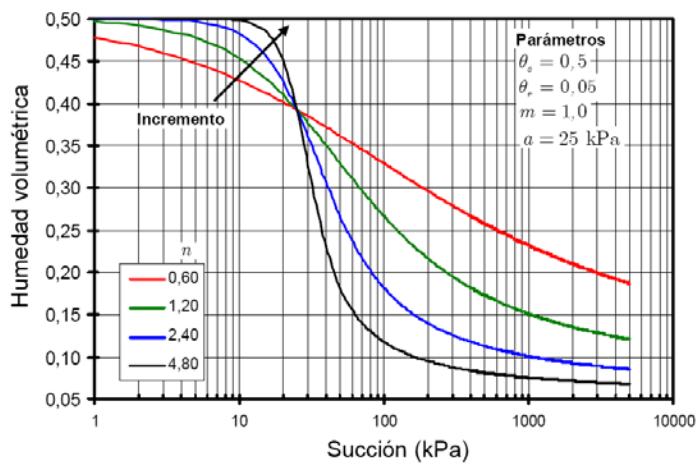


Figura 2-33. Influencia del parámetro n en el modelo de Fredlund y Xing (Aiassa, 2008)

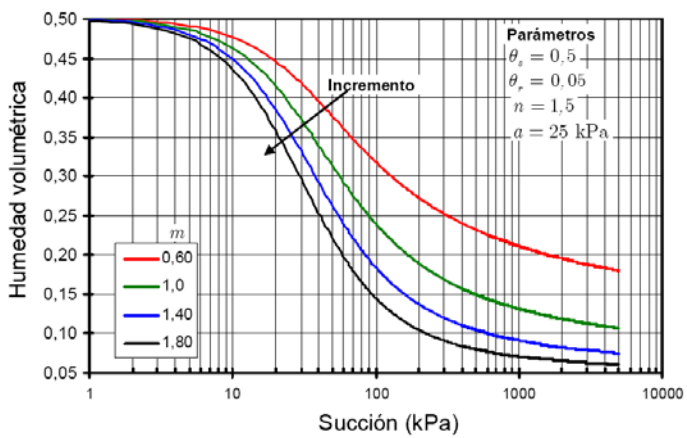


Figura 2-34. Influencia del parámetro m en el modelo de Fredlund y Xing (Aiassa, 2008)

La variación de a no afecta la forma general de la curva característica, pero modifica la posición de la presión de entrada de aire. A mayores valores de a , mayor es la presión de entrada de aire.

El parámetro n se relaciona con la distribución de tamaños de poros. Cuanto más uniformes sean los poros del suelo, mayor es el valor de n .

Finalmente, el parámetro m se relaciona con la simetría de la curva. Los valores de m pequeños se corresponden con pendientes moderadas en el rango de succiones bajas y pendientes más pronunciadas en el rango de succiones altas.

En ocasiones se supone que el contenido residual de agua, θ_r , es nulo en cuyo caso el contenido de agua normalizado, en términos volumétricos o ponderales, es igual al grado de saturación, suponiendo que el cambio de volumen total es despreciable (Fredlund et al, 1994).

La expresión es válida para succiones entre 0 y 1.000.000 kPa. La succión recogida en la expresión puede ser la succión matricial o la total. Para valores elevados de succión, por ejemplo de 3.000 kPa, ambas succión matricial y total se suponen generalmente iguales.

La succión total correspondiente al contenido de agua cero parece ser esencialmente la misma para todo tipo de suelos, del orden de 1.000.000 kPa.

Un ejemplo de aplicación de esta expresión en dos tipos de suelos diferenciados se recoge en la figura siguiente (Fredlund et al., 1996):

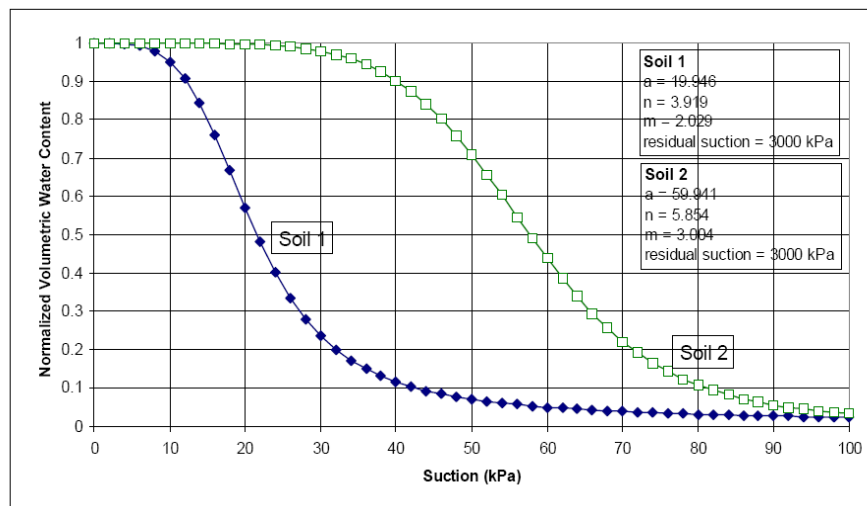


Figura 2-35. Ejemplo de dos curvas características con parámetros diferenciados (Fredlund et al., 1996)

3 EL TRATAMIENTO DE LOS SUELOS ARCILLOSOS CON CAL

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se resumen los mecanismos, efectos y procedimientos que se aplican en los tratamientos de suelos arcillosos con cal.

Mucho se ha investigado y escrito desde que en los años 60 surgieran diversos estudios compilatorios de los efectos del tratamiento de la cal sobre suelos arcillosos.

Especial referencia en este sentido son las sucesivas y numerosas publicaciones de autores de referencia en este asunto como Little, Bell, McCallister, etc.. También cabe mencionar como gran auspiciadora de la investigación en esta materia a la National Lime Association.

Sus textos recogen la mayor parte del conocimiento básico del tratamiento, por lo que su cita sería obligada en casi todos los apartados de este capítulo. No obstante, se ha optado por evitar dicha repetición, y tan sólo se hará explícita en aquéllos apartados en que su contribución sea especialmente relevante, manteniendo la deuda genérica a dichas contribuciones a través de esta mención específica genérica inicial.

Los ensayos y datos experimentales que se incluyen en el presente capítulo como ilustración de los efectos macroscópicos de la cal en suelos se corresponden con muestras analizadas en las obras de construcción de la Autovía A-381 de Jerez de la Frontera a Los Barrios en la provincia de Cádiz, cuya ejecución ha sido mencionada en la introducción como referencia y detonante inequívoco de la presente tesis.

3.2 LA MODIFICACIÓN DE LOS SUELOS ARCILLOSOS CON CAL

La adición de cal a un suelo con una fracción de partículas finas relevante modifica su comportamiento por una conjunción de sus propiedades. En este apartado se describen los mecanismos que intervienen en este proceso, que se resume fundamentalmente en dos manifestaciones típicas, una modificación de la textura del suelo y un incremento de su resistencia.

Estos hechos se producen en mayor o menor medida según el tipo de suelos, su granulometría y mineralogía, y el de la cal empleada, en función de su riqueza y actividad. Su justificación está en la alteración del estado natural de ambos materiales por las reacciones físico-químicas que se producen en la interacción de sus estructuras.

Los mecanismos que conducen a estas modificaciones pueden descomponerse en una serie de procesos diferenciados que justifican mediante su combinación el efecto final. Estas reacciones tienen características temporales y de alcance dispares.

3.2.1 Mecanismos de interacción de la cal sobre un suelo

En la mezcla de la cal con un suelo arcilloso se producen dos tipos de reacciones que se pueden agrupar según sus manifestaciones.

Una primera es la modificación “inmediata” de las condiciones de granulometría, textura y compacidad originada por el intercambio de iones entre la arcilla y la cal, la floculación de las partículas de arcilla y la reducción de la cantidad de agua adsorbida por la arcilla.

La segunda manifestación es la mejora de las características resistentes del suelo a medio y largo plazo, producida por una reacción puzolánica de cementación y eventualmente por el mecanismo de la carbonatación.

El proceso completo, que se desarrolla en los apartados siguientes, ha sido esquematizado por Rajasekaran (2005) a partir de Saitoh et al. (1985):

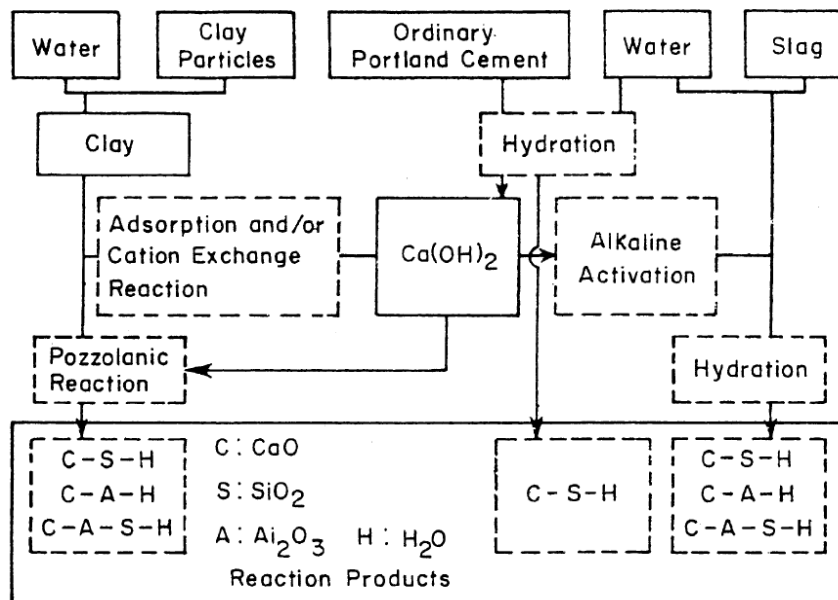


Figura 3-1. Diagrama de flujo ilustrativo del proceso de modificación de un suelo arcilloso por la adición de cal (Rajasekaran, 2005 a partir de Saitoh et al., 1985)

Amén de por los tipos de efectos, es posible definir una serie de diferencias entre los grupos citados que justifican la clasificación expuesta.

Una primera diferencia entre ambos grupos de mecanismos es su carácter temporal, ya que las modificaciones de textura son casi inmediatas, mientras que las resistentes suelen conllevar un plazo mayor.

La segunda diferencia estriba en su generalización. Mientras que el primer grupo de modificaciones es aplicable a casi todos los tipos de suelos arcillosos, las mejoras de resistencia se producen en mayor o menor medida, o incluso no llegan a ocurrir, según la mineralogía y tipos de suelos.

Finalmente, la tercera gran diferencia es la cantidad de cal precisa para alcanzar los efectos. En la mayoría de los casos la frontera o delimitación a partir de la cual se inicia el segundo grupo de mecanismos es la proporción de

cal. Puede decirse que las primeras dosis de cal van destinadas a la modificación de la textura y granulometría, y que para mejorar las características resistentes es preciso superar esta primera proporción. En caso contrario, no existirá adición activa o cal que facilite dichas reacciones.

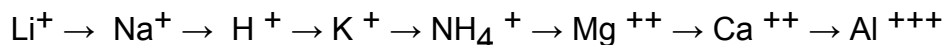
A continuación se detalla cada uno de los efectos citados, sus fundamentos, consecuencias y limitaciones.

3.2.2 El intercambio iónico

Cuando la cal toma contacto con las arcillas los cationes de calcio tienden a reemplazar a aquéllos otros que están adsorbidos en la superficie de sus partículas, dispersos en la capa doble. Desplazan así a cationes monovalentes usuales en las arcillas naturales, como los de sodio, potasio o magnesio.

Esta sustitución es un fenómeno que está gobernado fundamentalmente por criterios de eficiencia basados en la valencia de los cationes y su tamaño. De manera genérica se puede decir que cuando ante una partícula de arcilla con un tipo de cationes adsorbidos se presentan otros de mayor valencia o tamaño existe una propensión a dicha sustitución. Esto se debe a que esta sustitución compensa de manera más efectiva los desequilibrios eléctricos de las partículas arcillosas y reduce la concentración diferencial de iones, lo que a su vez provoca la reducción del espesor de la capa doble (Boardman et al., 2001; Daita, 2005).

Así es posible relacionar una serie de cationes que son desplazados unos por otros en orden según sigue, donde “→” equivale a “es sustituido por”.



También es evidente que a mayor concentración de cationes en el medio de los más altos de la serie se producirá una mayor sustitución de los inferiores de la serie.

Hay que citar también que la disminución del espesor de la capa doble que se produce por la sustitución de un catión de la serie por otro situado más a su derecha lleva a una capa doble más estable, dado que quedan menos cationes en la serie que puedan modificar esta nueva configuración.

3.2.3 Floculación y aglomeración de partículas

Dado que la capa doble es un entorno periférico de las partículas de arcilla con alta presencia de cationes que las separa, tanto debido a su espesor como por repulsión eléctrica, al reducirse su espesor, se consigue que se aproximen las partículas y esto da lugar a nuevas fuerzas de atracción entre ellas (Ouhadi et al., 2014).

Concretamente, la cercanía de las partículas aproxima caras diferentes de las superficies planas que las conforman. Así los bordes de las mismas, extremos cargados eléctricamente por un desequilibrio fruto de la rotura de las cadenas o anillos, se ponen en contacto con las caras en las que la carga la producen los cationes adsorbidos.

El hecho de que se pongan en contacto nuevas partículas de arcilla y se generen fuerzas de atracción entre ellas origina unas nuevas agrupaciones de partículas que antes estaban dispersas o separadas formando flóculos o conjuntos de partículas.

Esta reagrupación de partículas genera una nueva estructura del suelo y con ella una nueva distribución de los poros que se manifiesta no sólo en un incremento de la porosidad, sino también en un cambio en la distribución de los tamaños de poros que la producen.

Este mecanismo se favorece evidentemente con una mayor concentración de electrólito o de cationes a intercambiar en el medio en que se encuentran las partículas de arcilla.

Pero también se favorece por la presencia de valores altos de pH en el medio, como el que aporta especialmente la presencia de la cal. Esta mayor sustitución en medio básico se justifica en la propiedad de las arcillas de aumentar su capacidad de intercambio iónico en medios con altos valores de pH.

3.2.4 Modificación de la textura y consistencia

El fenómeno de la floculación descrito tiene además una consecuencia indirecta de gran importancia sobre las estructuras de los suelos arcillosos. Se basa esta consecuencia en que la aglomeración de las partículas se produce desordenando la estructura laminar estable que hasta ese momento presentaba la arcilla (Figura 3-2).

Si la agrupación típica se componía de partículas planas iguales, evidentemente su distribución más estable es la de una ordenación de tipo paralelo en la que el único espacio entre las partículas se reduce casi estrictamente a la anchura de la capa doble. Si esta estructura se transforma en una distribución más anárquica con contactos oblicuos entre bordes y caras, se origina un desorden entre las partículas que, además, conlleva una mayor proporción de huecos.

A su vez, el comportamiento flexible y direccional que es fácil asimilar a una estructura laminar en la que el contacto está lubricado por el agua en la capa doble, se transforma ahora en un comportamiento más isotrópico y basado en un rozamiento entre partículas. Esto hace que se sustituya el comportamiento de un suelo tipo plástico por otro más friable, cercano al comportamiento de los suelos granulares.

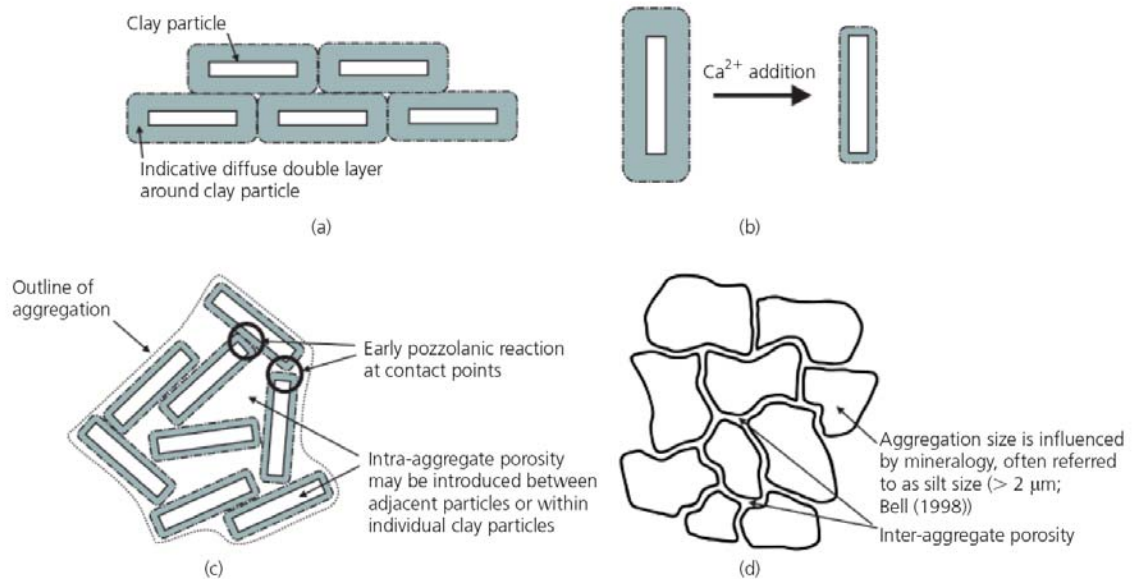


Figura 3-2. Secuencia ilustrativa del proceso: A partir de una estructura laminar con un alto grosor de capa doble (a) se produce el intercambio iónico con reducción de la capa doble (b) que deriva en un desorden de la estructura y floculación por repulsión eléctrica (c); en la imagen (d) se representa el esquema intergranular obtenido a partir de los flóculos generados (Beetham, 2014)

Como conclusión de todo este conjunto de mecanismos de alteración de la forma y distribución de las partículas, se obtiene que un suelo arcilloso de comportamiento característico plástico ante la adición de cal experimenta los siguientes fenómenos:

- Una estabilización del desequilibrio eléctrico de las partículas que elimina la propensión a modificaciones en el suelo.
- Una reducción de la importancia de la capa doble y del contenido de agua adsorbida en torno a las partículas que reduce su susceptibilidad a los cambios de humedad.
- Un aumento de los huecos en la masa suelo-cal con respecto al volumen inicial del suelo.
- Un desorden de las partículas que le lleva a un comportamiento menos cohesivo basado en el rozamiento de las partículas del suelo.

Con relación a este último aspecto hay que citar que el desorden y cambio de comportamiento conlleva una mayor consistencia entendida ésta como un aumento en la capacidad portante del suelo. El hecho del paso del comportamiento cohesivo al basado en la fricción de las partículas lleva aparejado esta mejora que no hay que mencionarla como un mecanismo de modificación sino como un efecto de los descritos y como tal se desarrollará posteriormente.

No obstante, el concepto es intuitivamente fácil de explicar. Mientras que en una estructura ordenada de placas o partículas laminares la mayor

resistencia es la ortogonal a la dirección de dichas placas y se basa en el solape o enfrentamiento físico entre dichas placas, en una distribución anárquica e isotrópica, la transmisión y reparto de tensiones en la masa de las partículas es mayor. Por tanto, el mero hecho de que más partículas colaboren en la reacción ya aumenta la resistencia. Si a esto se une que el efecto de lubricación del agua en la capa doble también se ha reducido, es más clara aún la mejora obtenida.

En cuanto a la temporalidad de estos mecanismos, todos ellos actúan de manera casi inmediata y que se producen por el mero hecho de la mezcla entre un suelo arcilloso y la cal.

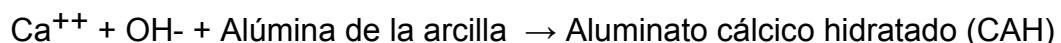
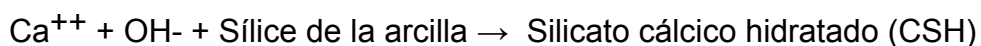
Un condicionante muy importante es la necesidad de que la cal llegue a todas y cada una de las partículas que configuran el suelo, lo cual es especialmente complicado en los suelos arcillosos que, por su propia constitución son poco permeables, por lo que es difícil asegurar la entrada de un medio líquido. Y ello aún más si se encuentran con altos grados de saturación. Pero sin esta mezcla íntima, que debe asegurarse en la aplicación de la cal, los procesos no serán completos y, probablemente, sean ineficaces en la masa total del suelo a modificar.

Finalmente hay que apuntar que aunque los mecanismos descritos se producen de manera casi universal para todas las arcillas existen factores diferenciales según la mineralogía típica de cada una de ellas. Y uno de los principales es la afinidad por el intercambio iónico que es la base de los procesos mencionados. Por tanto, no es de esperar que los efectos sean iguales en todas ellas, sino más bien que serán proporcionales a esta capacidad y que sus consecuencias, también lo serán a las características iniciales de plasticidad, susceptibilidad, etc..

3.2.5 La reacción puzolánica

Las arcillas son minerales que contienen en su estructura importantes cantidades de sílice y alúmina y otros elementos de sustitución como el hierro, magnesio, etc.. En estas circunstancias es posible decir que las arcillas son productos naturales con propiedades puzolánicas. Estas propiedades se basan en que bajo condiciones de pH altos pueden provocar un efecto consistente en la reacción de la cal con la sílice y alúmina para producir productos cementantes.

En el caso de la mezcla de arcilla y cal, la sílice y alúmina procedentes de las partículas de arcilla al entrar en contacto con la cal, que proporciona el medio básico para su liberación, lleva a formar silicatos y aluminatos de calcio hidratados. Estos productos son parecidos a los que se generan durante el fraguado del cemento portland. El proceso se rige por las siguientes reacciones:



Para que la reacción se produzca y mantenga es imprescindible que se produzcan dos circunstancias: que haya cal libre disponible y que se liberen la sílice y la alúmina de la arcilla, para lo que es preciso que se mantenga un pH alto en el medio (Keller, 1964; Figura 3-3).

Ambos factores son posibles en una mezcla suelo y cal, pero para ello es necesario que el contenido de ésta sea suficiente. Y esto significa que una vez producidos los fenómenos de sustitución catiónica debe permanecer en el medio principio activo suficiente para esta reacción. Luego la aparición de esta reacción es función de la proporción de cal empleada en la mezcla en relación con el suelo, pudiendo incluso no llegar a producirse si no se alcanza el umbral mínimo necesario. Si no se alcanza la basicidad precisa en el medio por insuficiencia de cal, puede que no se disuelvan los elementos puzolánicos que van a dar lugar a la reacción. Y, de igual manera, mientras haya suficiente cal libre para mantener el pH y reaccionar con la sílice y alúmina, se podrá producir la reacción.

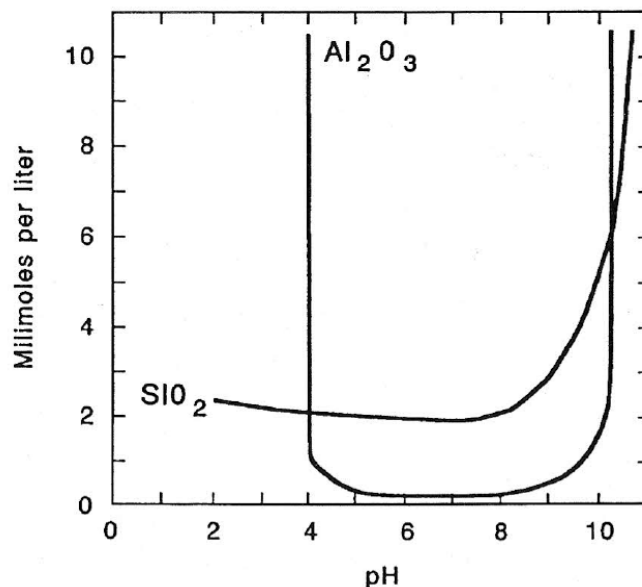


Figura 3-3. Solubilidad de la sílice SiO_2 y alúmina Al_2O_3 de la arcilla en función del pH (Keller, 1964)

Existe otro factor condicionante para la producción de las reacciones químicas descritas: La fuente de sílice y alúmina. En función de la mineralogía de las arcillas su disponibilidad será mayor o menor, así como también su capacidad de disolución. Por tanto, no todas las arcillas son susceptibles de manifestar estas reacciones en la misma proporción y, como consecuencia, el efecto de ella dependerá del tipo de material presente.

Otro aspecto a considerar de esta reacción es la intervención del factor tiempo, a diferencia de los mecanismos inmediatos que se han descrito en los apartados anteriores. La producción de la reacción puzolánica es un proceso lento y que avanza con los días, siendo necesarias varias semanas para que se alcance un efecto sustancial o casi completo. Con ello se introducen nuevos factores condicionantes en el tratamiento, la humedad y temperatura en que se

desarrolla la reacción a lo largo de los primeros días. Es lo que se conoce como las condiciones de curado.

La manifestación de la reacción puzolánica en una arcilla es la aparición de unos productos cementantes que se establecen entre las partículas de las arcillas que implican unos enlaces físicos mucho más fuertes que los eléctricos descritos hasta ahora. Como consecuencia, el efecto se manifiesta no ya sólo en una mejora de valores tales como el ángulo de rozamiento interno o la resistencia a la penetración, sino incluso en cambios drásticos en la resistencia a compresión de los materiales, que pasan de ser suelos o materiales sueltos a conglomerados.

La diferencia fundamental del proceso descrito con el que se genera en los tratamientos con cemento es que mientras éste proporciona al suelo las puzolanas activas y tan sólo necesita de la adición del agua para el inicio del fraguado, en el caso de la cal estos productos se derivan de la reacción interna y, por lo tanto, necesitan más tiempo y en general más cantidad de agua.

El reconocimiento experimental de esta reacción y los productos cementantes que se generan se obtiene principalmente mediante técnicas de microscopía electrónica (SEM) o de análisis por difracción de rayos X (Figura 3-4).

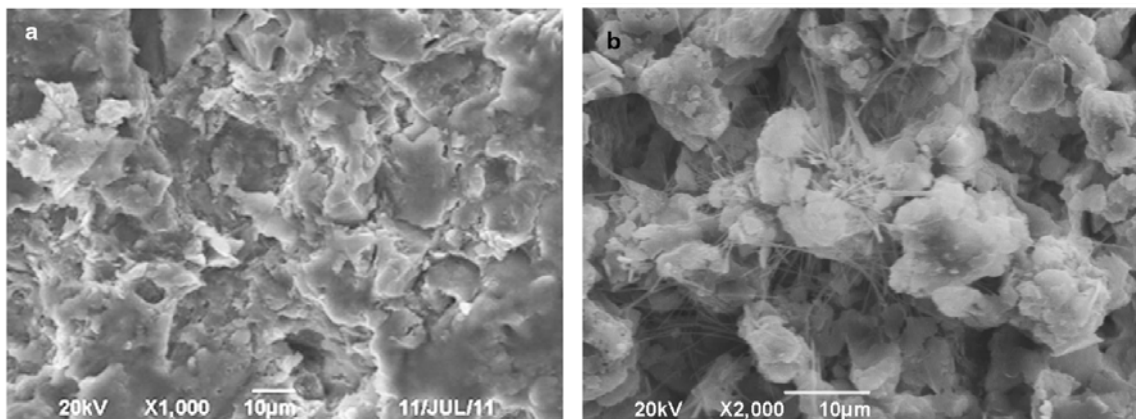


Figura 3-4. Imágenes de microscopía electrónica de una arcilla expansiva sin tratar (a) y tratada (b) con cal (Wang, 2015)

Las alteraciones en las partículas y generación de productos cementantes así como su evolución a lo largo del tiempo está bien descrita por Zhao et al., (2014) mediante la siguiente secuencia de fotogramas en microscopía electrónica.

Una primera imagen compara el material base sin tratar (a) en el que se aprecian algunas partículas con una cara plana, típica de la esmectita, y otras de aspecto más fibroso, de illita. Junto a ella se observa que el tratamiento con cal sin curado (b) destruye la microestructura original, rompiendo las partículas grandes en otras más pequeñas y agrupándolas. Se aprecia ya la aparición de cristales de forma poligonal que ilustran el principio de las reacciones:

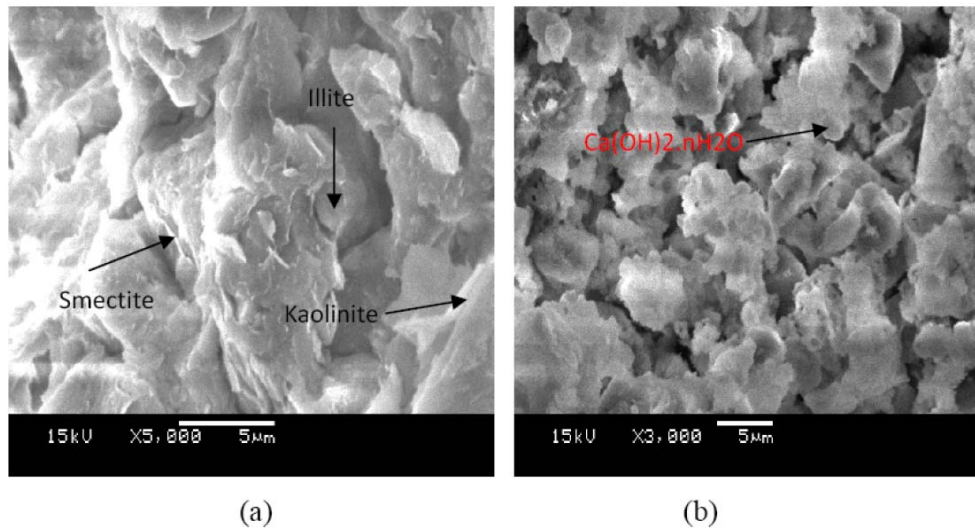


Figura 3-5. Evolución de la estructura observada en microscopio electrónico para una arcilla sin tratar (a) y tratada (b) inmediatamente tras la aplicación de la cal (Zhao et al., 2014)

A las cuatro horas de curado se acentúa la rotura de las partículas hacia tamaños menores y se aprecian los bordes erosionados de las mismas:

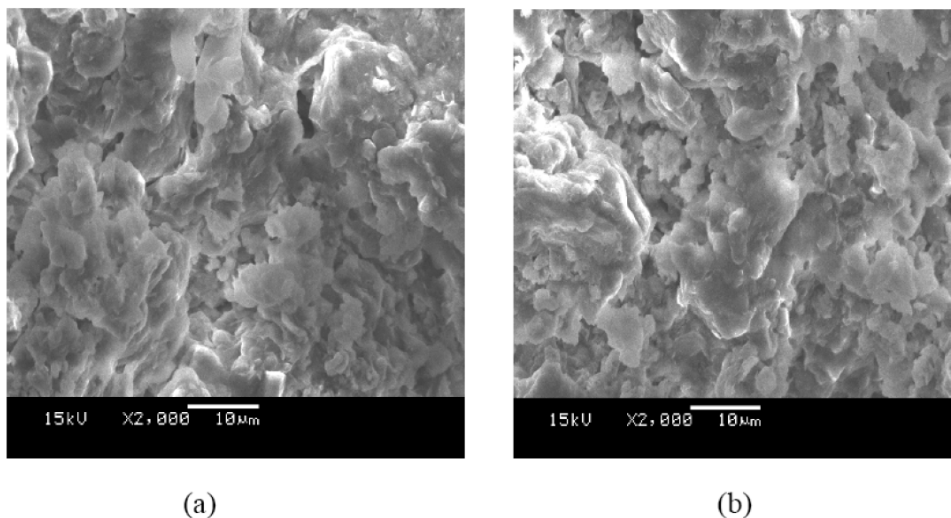


Figura 3-6. Evolución de la estructura observada en microscopio electrónico para una arcilla tratada con cal a las 4 horas de la aplicación (a) y a las 24 horas (b) de maduración (Zhao et al., 2014)

Transcurridos 7 días de curado (a) apenas se reconoce la estructura original de la arcilla y se aprecian grandes hojas gruesas poligonales planas que se corresponden probablemente con partículas no bien cristalizadas que además se concentran en zonas localizadas debido a una deficiente difusión del agua y la cal en el suelo. A los 28 días (b) se aprecia ya una mayor uniformidad y un mayor tamaño de partículas así como de floculación:

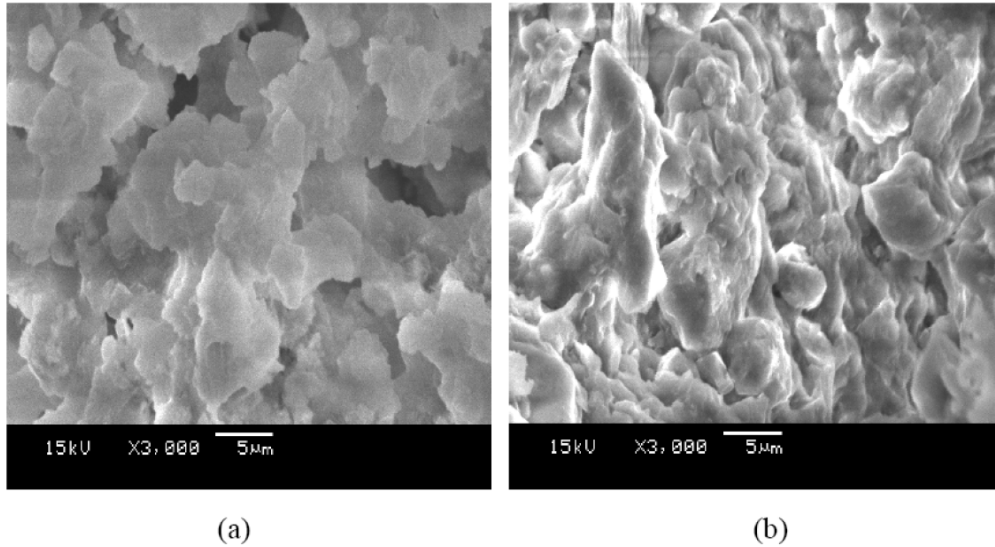


Figura 3-7. Evolución de la estructura observada en microscopio electrónico para una arcilla tratada con cal a los 7 días (a) y a los 28 días (b) de maduración (Zhao et al., 2014)

La imagen final, correspondiente a una edad de 90 días de curado, permite observar la estructura de láminas poligonales, la rotura de las partículas de arcilla y la estructura fibrosa que refleja la presencia de los productos cementantes CAH y CSH:

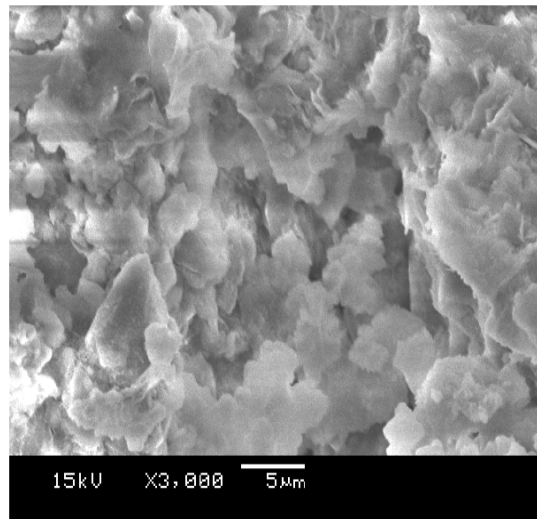


Figura 3-8. Evolución de la estructura observada en microscopio electrónico para una arcilla tratada con cal a los 90 días de maduración (Zhao et al., 2014)

A un plazo mucho mayor, Kavak y Baykal (2012) ilustran la evolución temporal de una caolinita con un porcentaje de adición del 4% de cal durante un plazo de diez años en la secuencia siguiente:

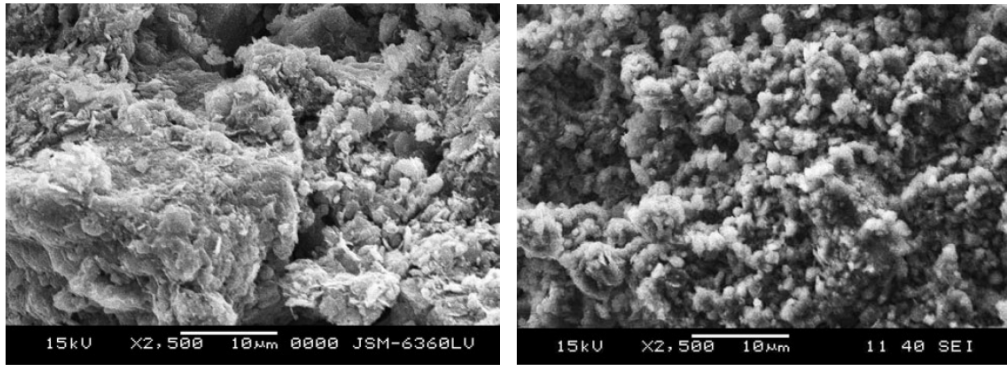


Figura 3-9. Imagen de microscopio electrónico a 2500 aumentos de una caolinita (K4) sin tratar (izquierda) y tratada (derecha) tras 10 años de curado (Kavak y Baykal, 2012)

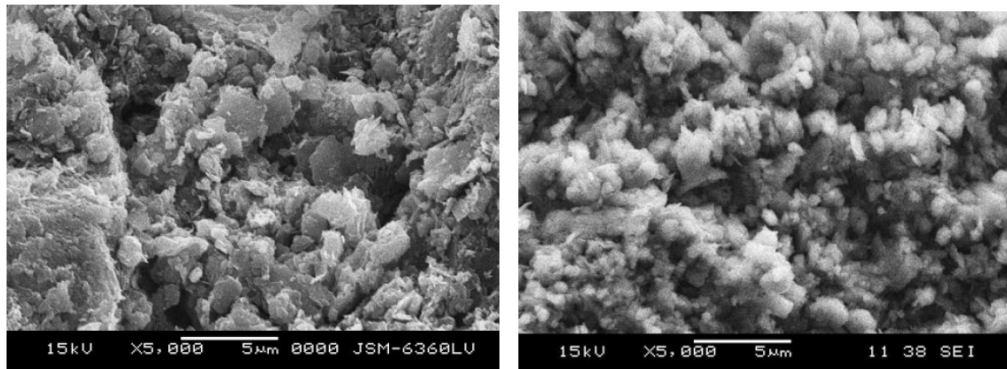


Figura 3-10. Imagen de microscopio electrónico a 5000 aumentos de una caolinita (K4) sin tratar (izquierda) y tratada (derecha) tras 10 años de curado (Kavak y Baykal, 2012)

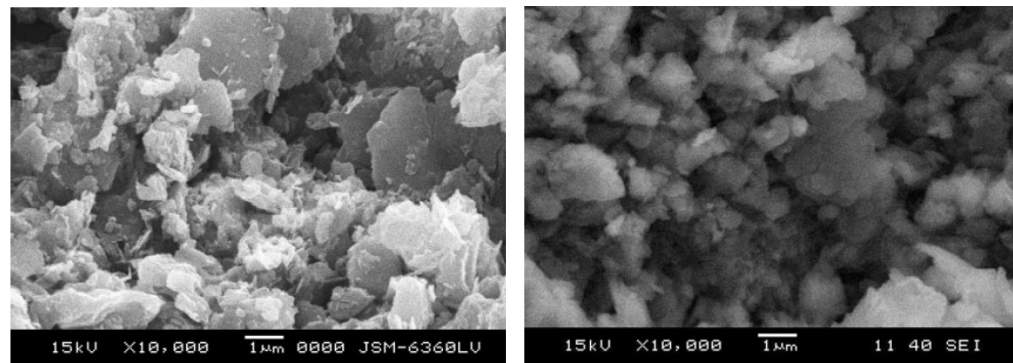


Figura 3-11. Imagen de microscopio electrónico a 10000 aumentos de una caolinita (K4) sin tratar (izquierda) y tratada (derecha) tras 10 años de curado (Kavak y Baykal, 2012)

Las imágenes correspondientes al suelo no tratado ilustran una disposición de las partículas del suelo en copos aislados, mientras que en las muestras tratadas (K4) se aprecia la presencia de cristales cúbicos de cemento.

Se aprecia también cómo al reaccionar la cal con las partículas de arcilla, la aglomeración genera unas partículas más grandes, con el consiguiente incremento en el volumen de huecos.

3.2.6 Carbonatación de la cal

Un fenómeno que, si bien no está asociado a la interacción del suelo con la cal es relevante como un efecto final de la mezcla es la carbonatación de la cal sobrante en el tratamiento.

Dado que el proceso de formación de la cal a partir de los carbonatos de calcio es una reacción reversible, la exposición de los hidróxidos de calcio al dióxido de carbono atmosférico puede dar lugar a la reconstrucción de los carbonatos originales (Daita, 2005). Esta posibilidad de reacción de los hidróxidos resta actividad a la cal ya que detrae de la misma parte del principio activo que debe reaccionar con las arcillas.

El proceso de la carbonatación de la cal disponible es un proceso lento y que no suele completarse ni incluso a altas temperaturas. No obstante, el agua actúa como un catalizador que propicia esta conversión, así como la mayor superficie específica de la cal disponible.

Choquette et al. (1987) han apreciado sin embargo ligeros fenómenos de carbonatación temprana en muestras preparadas bajo condiciones de estanqueidad muy cuidadas que justificarían su producción quizás durante las fases de mezclado del suelo con la cal.

La carbonatación puede inducir a error si se considera como un fenómeno de mejora dado que en ella no interviene el suelo sino que, al contrario, resta potencialidad al proceso al eliminar parte de la cal disponible.

3.3 DOSIFICACIÓN DE LA CAL

Dado que existe una clara relación entre el contenido de cal aplicada y los tipos de mecanismos o reacciones que se generan, así como su eficacia, es importante establecer la dotación precisa para ello.

A este respecto cabe hablar, conforme a la literatura actual de dos valores representativos: el punto de fijación de la cal y el contenido óptimo (Yunus, 2011).

El punto de fijación de la cal es aquél contenido por debajo del cual el efecto logrado se limita a la modificación inmediata y mejora de trabajabilidad, sin que se logre activar la reacción puzolánica. Para la mayoría de los suelos arcillosos convencionales suele oscilar entre el 1 y el 3% de contenido en peso.

La determinación de este valor se suele realizar conforme al conocido como test de "Eades y Grim", que establece el umbral de un pH básico de 12,4 a 25°C para su determinación. Este valor es el establecido por la National Lime Association para el diseño de este tipo de mezclas (Little et al. 2001).

En cuanto al contenido óptimo de cal, es la proporción de cal a partir de la cual no se consiguen mejoras apreciables en las magnitudes que se pretenden corregir.

Este valor se basa en el método establecido por Hilt y Davidson (1960) de realizar la determinación de los límites de consistencia sobre varias muestras tras una maduración de 24 horas y seleccionar el contenido de cal por encima del cual ya no se aprecian cambios en el índice de plasticidad.

Este valor es en ocasiones importante pues, como se verá, algunas propiedades resistentes sufren incluso un deterioro relativo para proporciones mayores de adición.

Cabe finalmente mencionar que la adición de cal debe cuantificarse en relación al verdadero agente estabilizador, el óxido de calcio CaO , especialmente cuando el tratamiento se lleve a cabo con cal apagada, hidróxido de calcio Ca(OH)_2 , o lechadas de cal.

Así, el óxido de calcio tiene un peso molecular de 56,08 frente a los 74,09 de hidróxido cálcico. De estos valores se deduce una proporción entre cal apagada y cal viva para proporcionar el mismo contenido de calcio equivalente a 1,321. La relación habitualmente empleada en diseño y ejecución de este tipo de estabilizaciones es 1,3 (Little, 1995).

3.4 EFECTOS DE LA APLICACIÓN DE LA CAL

Consecuencia de la combinación de los mecanismos descritos, la aplicación de cal a un suelo arcilloso origina una modificación en las propiedades físicas características de su comportamiento inicial.

Si bien ya se ha mencionado que en función de la mineralogía del suelo y de la proporción y forma de aplicación de cal se producen unos u otros procesos en mayor o menor medida, es posible resumir y englobar los efectos más genéricos de la mejora en los que siguen:

- Reducción de la humedad natural del suelo
- Cambios en la mineralogía
- Modificación de la granulometría
- Modificación de la microestructura y porosidad
- Aumento de la permeabilidad
- Mayor trabajabilidad
- Reducción del índice de plasticidad
- Reducción del potencial de cambios volumétricos
- Modificación de las características de compactación
- Aumento inmediato de la consistencia
- Mayor resistencia a medio y largo plazo

CAPÍTULO 3.- EL TRATAMIENTO DE LOS SUELOS ARCILLOSOS CON CAL

Para la cuantificación e ilustración de los efectos, se recogen a continuación referencias justificativas documentadas, así como una serie de ensayos obtenidos por el doctorando en su experiencia ya citada sobre análisis realizados a materiales de obras diversas en la Comunidad Autónoma de Andalucía, entre ellas la ya mencionada autovía A-381. Sin que dichos resultados pretendan establecer reglas o proporciones estrictas, ilustran de manera clara las tendencias y efectos que se producen en los suelos por la aplicación de la cal, así como la progresión de estos efectos según el tipo de suelos y la cantidad de cal aplicada.

La familia de datos que se proporcionan en los siguientes apartados corresponde a muestras de suelos que, según la clasificación de Casagrande cubren un amplio espectro y se ilustran en el ábaco a continuación:

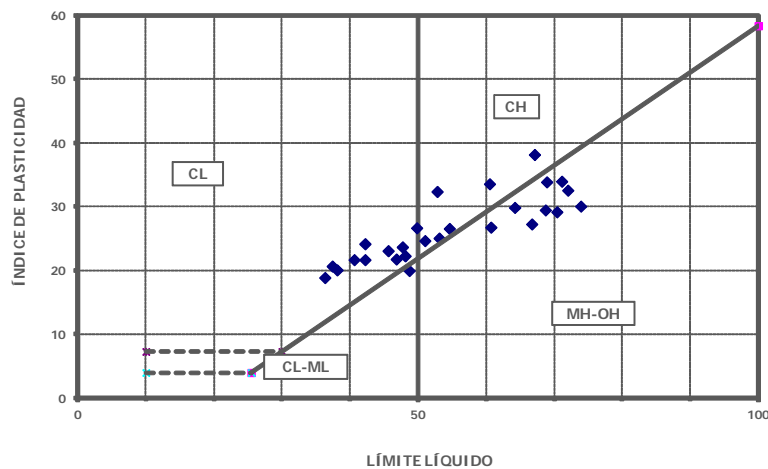


Figura 3-12. Representación en la carta de plasticidad de Casagrande de los suelos de referencia de la autovía A-381

Los datos de caracterización básica de estos suelos se recogen en la tabla siguiente:

Carretera	Tramo	P.K.	% pasa tamiz UNE(mm)			Clasificación		Límites de Atterberg			Próctor normal		C.B.R.				
			20,0	2,0	0,08	ASTM	Índice de grupo	Límite líquido	Límite plástico	Índice de plasticidad	Densidad máxima (g/cm ³)	Humedad óptima (%)	100 % PN	95 % PN	Absorción	Hinchamiento	
A-381	Jerez-Los Barrios	IV	T-3	100,0	100,0	96,8	MH	30,1	60,7	33,8	26,8	1,59	19,9	0,8	0,4		
A-381	Jerez-Los Barrios	IV	T-5	100,0	100,0	99,3	MH	32,0	68,9	35,1	33,9	1,44	29,5	1,0	0,6		
A-321	Arjona-Pilar Moya		CD-14	100,0	99,3	95,3	CL	27,9	45,6	22,5	23,1	1,64	12,1	4,5	2,8	6,5	3,0
A-305	Arjona-Porcuna		CD-6	100,0	99,5	99,0	CH	29,1	53,1	28,0	25,1	1,49	20,1	2,6	1,7	8,1	3,3
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	0+440	100,0	100,0	86,5	CL	14,4	37,4	16,7	20,7	1,71	16,8	3,8	1,9	5,6	1,3
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	0+840	100,0	100,0	83,0	CH	27,7	52,8	20,4	32,4	1,65	18,1	2,6	1,4	7,8	3,7
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	1+040						36,3	17,4	18,9						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	2+520						38,1	18,0	20,1						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	2+750	100,0	100,0	97,4	MH		64,2	34,3	29,9	1,62	21,2	2,9	1,2	7,5	2,5
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	2+950	96,0	92,0	65,0	CL	14,1	42,2	20,5	21,7						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	3+000	100,0	99,0	87,7	ML	19,2	48,7	28,7	20,0						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	3+100	100,0	99,0	80,0	CH	32,0	60,5	26,9	33,6	1,59	23,1	2,0	1,1	6,3	2,9
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	6+860	100,0	100,0	75,3	CH		49,8	23,1	26,7	1,69	17,3	3,0	2,1	11,9	3,4
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	6+920 M1	100,0	100,0	76,0	CH		51,0	26,3	24,7						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	6+920 M2	96,0	95,0	91,0	MH	32,0	71,1	37,1	34,0	1,44	29,7	2,0	0,8	12,6	4,1
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	6+940 M1	100,0	100,0	70,0	CL	17,7	46,8	25,0	21,8	1,72	16,7	4,2	3,0	8,2	2,1
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	6+940 M2	100,0	95,0	48,0	CL	10,3	42,2	18,0	24,2						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	6+980 M1	97,0	93,0	64,0	CL	17,5	47,7	24,0	23,7						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	6+980 M2	100,0	94,0	91,0	MH	30,4	66,7	39,4	27,3	1,43	26,8	1,6	1,3	13,0	5,2
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	7+060 M1	100,0	99,0	66,0	CL	13,5	40,6	18,9	21,7						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	7+300 M1	100,0	96,0	82,4	CH	26,7	54,6	28,0	26,6						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	7+300 M2	100,0	99,0	87,4	CH	32,0	67,1	28,9	38,2						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	7+460	100,0	95,0	94,0	CL		48,1	25,8	22,3						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	7+540	100,0	71,0	69,4	MH		72,0	39,4	32,6	1,52	20,6	0,6	0,4	10,9	6,0
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	7+620	100,0	100,0	99,0	MH		73,9	43,8	30,1						
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	7+700	100,0	99,0	97,0	MH		70,4	40,5	29,2	1,45	24,3	1,6	1,2	10,8	4,5
A-381	Jerez-Los Barrios	III (Obra)	7+800	100,0	100,0	99,5	MH		68,7	39,2	29,5						

Tabla 3-1. Resultados de las determinaciones sobre distintos suelos de la autovía A-381

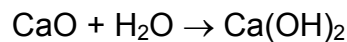
3.4.1 Reducción de la humedad natural del suelo

Un primer efecto bajo ciertas formas de aplicación de la cal a un suelo es su secado o la reducción de la humedad.

Cuando la cal se aplica a un suelo en forma de óxido de calcio CaO, se produce una reacción inmediata de conversión en hidróxido cálcico Ca(OH)₂ que provoca una reducción de la humedad del suelo debido a tres mecanismos.

En primer lugar, el mero hecho de añadir una masa seca, la cal, a un suelo húmedo, reduce la proporción de agua sobre el total.

El segundo de los mecanismos es la hidratación de los óxidos de calcio existentes en la adición y su conversión en hidróxidos cálcicos, para lo cual se toma el agua precisa de la presente en la masa del suelo. Es lo que se conoce como su apagado, que responde a la siguiente reacción química:



A nivel cuantitativo, la cal viva toma del suelo una cantidad de agua equivalente al 32% de su peso para convertirse en cal hidratada (Greaves, 1996).

Finalmente, dado el carácter fuertemente exotérmico de esta reacción se produce una evaporación adicional de parte del agua existente.

Es evidente que este efecto sólo se produce cuando la cal se aplica en forma de cal viva en polvo.

De manera orientativa es posible evaluar la reducción de humedad de un suelo en un 2 % o un 3 % por la adición de un 1 % de cal.

3.4.2 Modificación de la granulometría

Un segundo efecto importante que se produce en la aplicación de la cal a suelos arcillosos es la modificación de su granulometría. Este hecho se justifica en los mecanismos de floculación y aglomeración de las partículas que se originan por el intercambio iónico en la superficie de las mismas.

En el gráfico siguiente se ilustra la reducción en la proporción de finos de tamaño inferior a 0,08 mm sobre una arcilla estabilizada con cal en la autovía A-382 de Andalucía, en que se obtiene sobre 88 muestras una reducción de dicha proporción media de un 87,6% a un 65,3% (Bauzá, 2009):

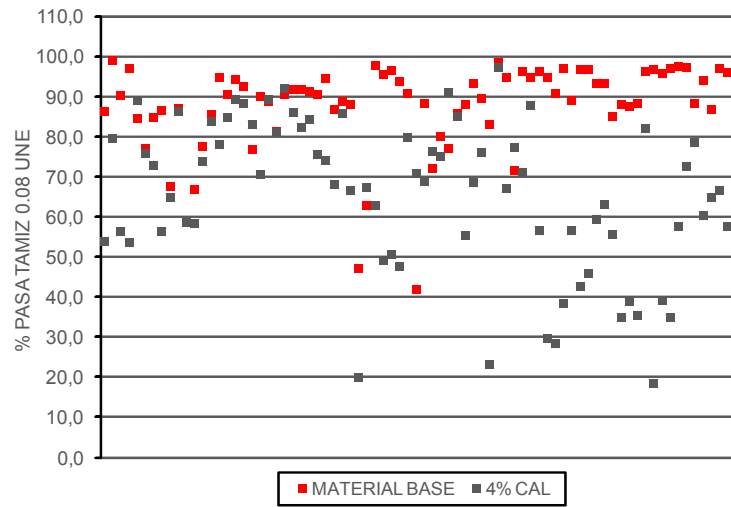


Figura 3-13. Modificación de la proporción de finos de los suelos de referencia por la aplicación de un 4% de cal (Bauzá, 2009)

Sakr et al. (2009) ilustran los cambios en las fracciones granulométricas de un suelo con el incremento de cal añadida en los siguientes gráficos:

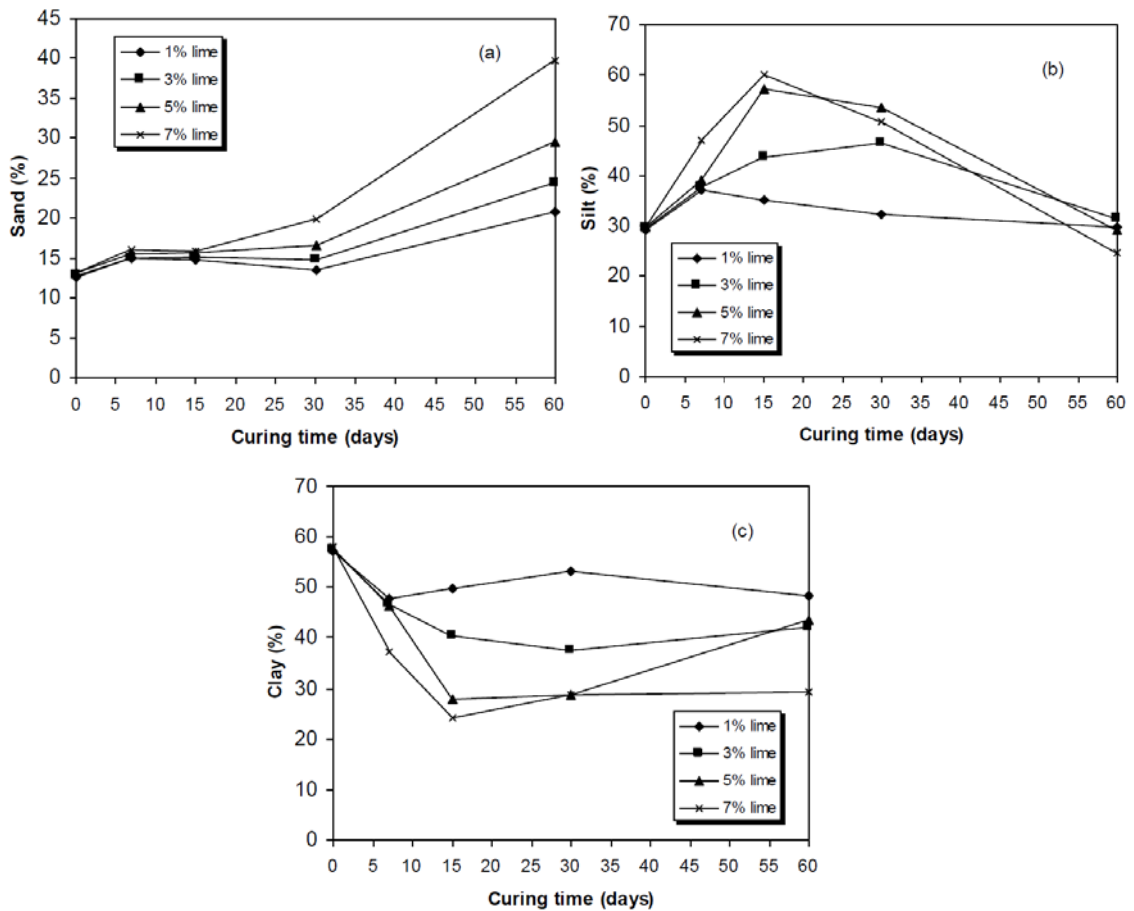


Figura 3-14. Modificación en las fracciones granulométricas representativas de un suelo por la adición de distintas proporciones de cal y evolución con el tiempo de curado (Sakr et al., 2009)

No obstante este efecto, con ser importante, no suele ser fácilmente apreciado como consecuencia directa en las propiedades físicas de las arcillas. Esto se debe a que la modificación granulométrica más relevante se produce en las fracciones características de las arcillas, de tamaño inferior a 2 micras, mientras que los tamaños mínimos que usualmente se controlan en las obras suelen ser de 0,080 milímetros (80 micras), equivalente a la abertura del último tamiz usado para realizar ensayos de granulometría. Tan sólo si se realizan ensayos de granulometría por sedimentación o mediante análisis indirecto de la porosidad pueden detectarse estos cambios.

Un ejemplo de la modificación se ilustra en el gráfico siguiente (Russo et al. 2007) analizando los cambios producidos en los primeros 7 días de actuación de la cal:

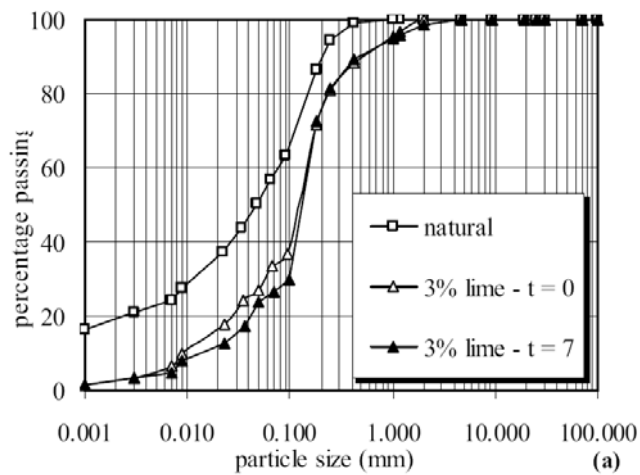


Figura 3-15. Granulometrías por sedimentación comparadas de un suelo sin tratar y tratado con cal para diferentes tiempos de curado (Russo et al., 2007)

Igualmente, en la gráfica siguiente (Tonoz et al., 2004) se aprecia el efecto incremental generado con la mayor adición de cal:

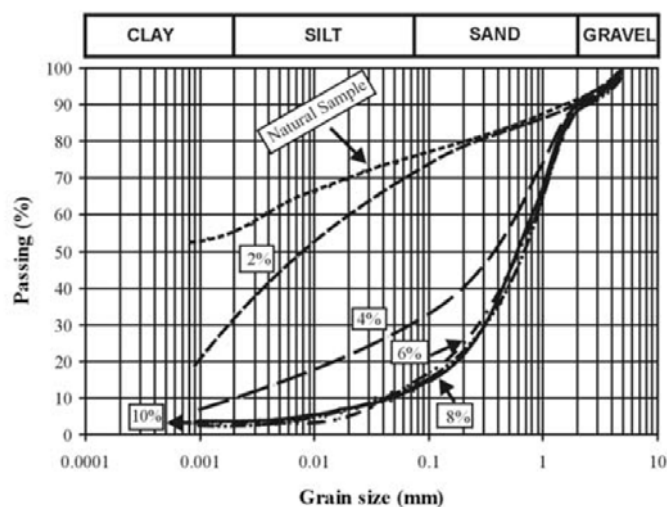


Figura 3-16. Efecto de la aplicación de mayores contenidos de cal en la granulometría (Tonoz et al., 2004)

Ouhadi et al. (2014) analizan la evolución de un ensayo de granulometría por sedimentación obteniendo la siguiente gráfica resultante en una arcilla blanda:

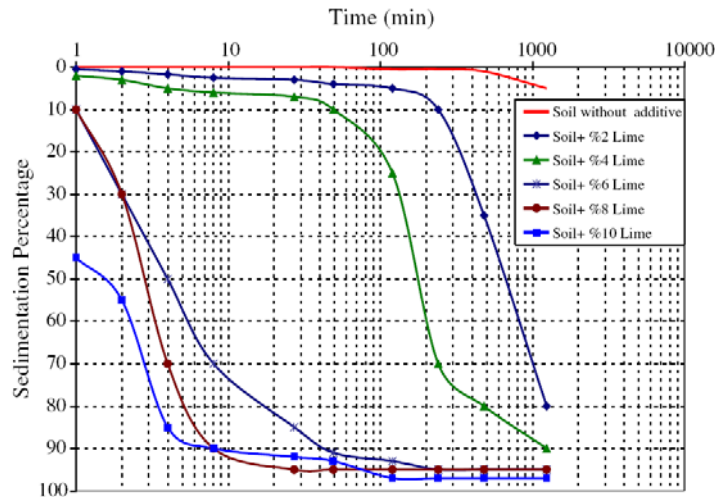


Figura 3-17. Evolución de las curvas granulométricas por sedimentación para una arcilla blanda tratada con diferentes proporciones de cal (Ouhadi et al., 2014)

Mucho más ilustrativo es el cambio a media que avanza el tiempo en lo que se conoce como proceso de curado, como ilustran Bozbey y Garaisayev (2010) sobre una arcilla tratada con diferentes proporciones de cal a los tres meses:

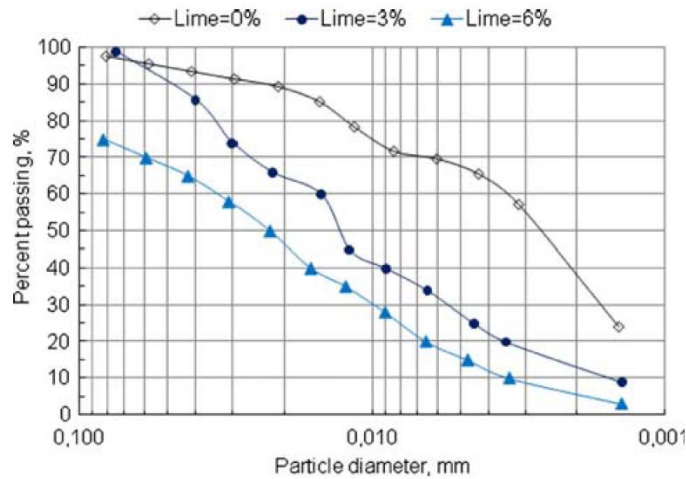


Figura 3-18. Modificación de la granulometría tras un período de curado de 3 meses (Bozbey y Garaisayev, 2010)

3.4.3 Modificación de la microestructura y porosidad

La nueva agrupación y distribución de partículas genera lógicamente cambios en la estructura a nivel microscópico y en la porosidad.

Esta modificación conduce a un incremento de la porosidad global, como recogen Abdelkader et al. (2012) sobre muestras compactadas a la densidad máxima del ensayo próctor normal en las que se analiza la evolución del índice de poros:

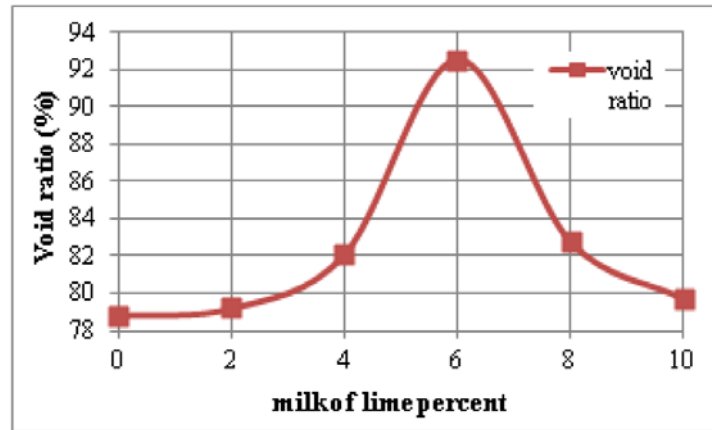


Figura 3-19. Índice de poros de una muestra tratada con diferentes proporciones de cal compactada a la densidad máxima del ensayo próctor normal (Abdelkader et al., 2012)

La distribución de los poros según su tamaño que se aprecia mediante las técnicas de porosimetría en este tipo de suelos ilustra usualmente la que se conoce como “doble estructura”, donde se marcan claramente dos grupos de poros predominantes. El de menor diámetro o micro-poros corresponde a los huecos en el interior de los flóculos o agregados intra-granulares, mientras que los mayores o “macro-poros” se asocian a los espacios inter-granulares entre dichos agregados.

Stoltz et al. (2012) estudiaron mediante porosimetría por inyección de mercurio (PIM) la influencia del tratamiento con cal sobre una arcilla expansiva del este de Francia cuyos tamaños principales de poros eran de 9 y 0,011 micras, obteniendo incrementos sustanciales en estos tamaños hasta 14 y 0,019 μm para el 2% de adición y de 42 y 0,027 μm para un 5 % de cal (Tabla 3-2).

	e^{REF} (-)	e^{REF}_{MACRO} (-)	e^{REF}_{micro} (-)	Macro-pore mean radius (μm)	Micro-pore mean radius (μm)
0%CaO 0 day of curing	0.69	0.34	0.35	9	0.011
2%CaO 28 days of curing	0.90	0.37	0.53	14	0.019
5%CaO 28 days of curing	1.09	0.40	0.69	42	0.027

Tabla 3-2. Parámetros característicos de porosidad y tamaño de poros característicos diferenciando entre los macroporos y microporos de una arcilla expansiva tratada con cal a los 28 días de curado (Stoltz et al., 2012)

Estos cambios suponen igualmente un incremento del índice de poros desde el inicial de 0,69 a 0,90 y 1,09 respectivamente. Además deducen que este incremento se produce por un aumento notable de la microporosidad,

mientras que la macroporosidad apenas experimenta modificación relevante, partiendo casi de un equilibrio entre ambas en el material sin tratar. Estos resultados son similares a los establecidos por Romero et al. (1999). Este incremento de huecos justifica la reducción en la densidad máxima del material tratado durante su compactación que posteriormente se analizará.

Similares resultados obtienen Le Runigo et al. (2009), con fuertes incrementos de la porosidad comprendida entre 0,01 y 0,2 μm , apreciándose incluso de sus experimentos que la modificación de la porosidad y su desplazamiento hacia los valores de menor diámetro se manifiestan en las primeras edades del tratamiento, unos 7 días, estabilizándose rápidamente:

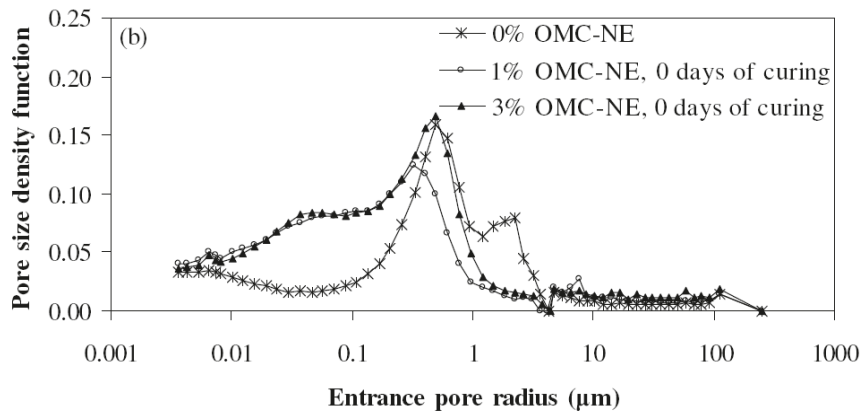


Figura 3-20. Modificación de la función de densidad de poros para distintas proporciones de cal sin curado; OMC=humedad óptima; NE=compactación próctor normal (Le Runigo et al., 2009)

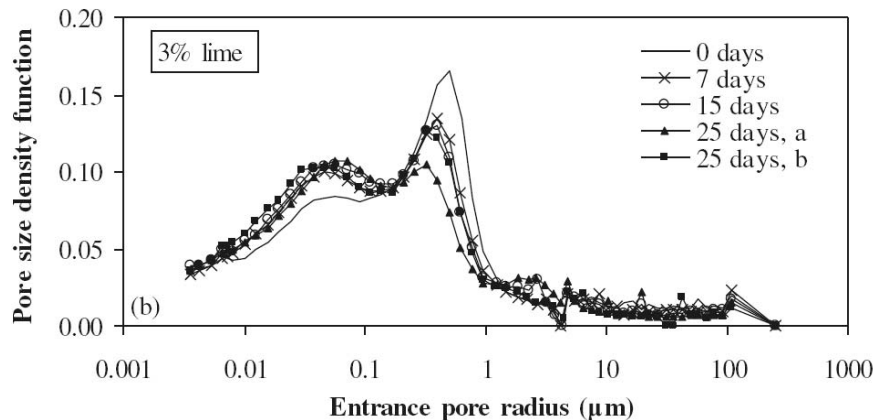


Figura 3-21. Modificación de la función de densidad de poros para distintos tiempos de curado con una adición del 3% de cal (Le Runigo et al., 2009)

En líneas generales puede observarse cómo se reducen los poros de mayor tamaño superiores a 1 μm y sin embargo aparecen una nueva clase de microporos, inferiores a 0,1 μm , que en la muestra original apenas tenían representación.

Un efecto secundario relevante de la modificación en la porosidad que provoca la cal es la reducción en los incrementos de presiones intersticiales

que se generan bajo carga, como ilustran Yin y Yong (2012) en muestras de arena mezcladas con diferentes contenidos de caolinita y cal:

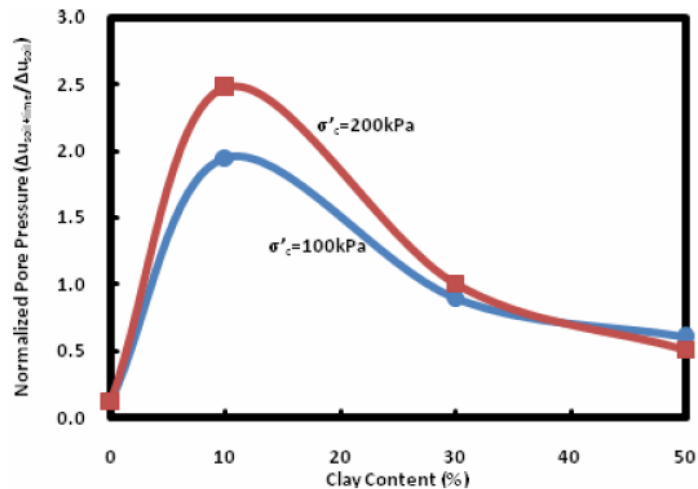


Figura 3-22. Reducción de los incrementos de presión intersticial generados bajo carga en una mezcla artificial de arena con caolinita tratada con diferentes proporciones de cal (Yin y Yong, 2012)

Ello redundaría en un comportamiento deformacional más parecido a los suelos granulares en que la disipación de las presiones intersticiales bajo carga es inmediata.

3.4.4 Aumento de la permeabilidad

Es frecuente admitir que el tratamiento del suelo con cal produce en primera instancia un aumento de la permeabilidad o conductividad hidráulica en relación al suelo sin tratar.

El hecho de la modificación de la distribución de tamaños de las partículas y de la reducción de las fuerzas de atracción eléctricas y osmóticas entre ellas hace que se generen una serie de huecos mayores entre ellas y que se reduzca su higroscopicidad. Ello hace que la aplicación de la cal origine un aumento inmediato de la permeabilidad de un suelo, que está fundamentalmente ligada a la estructura de macroporos (Cuisinier et al., 2011).

Mientras que el fenómeno de la reducción de las fuerzas de atracción se basa en procesos de intercambio iónico y de reducción de la capa doble, el aumento de huecos es un simple proceso físico justificado geoméricamente en que en una masa o conjunto de partículas de mayor tamaño la proporción de espacio entre los contactos de dichas partículas es evidentemente mayor.

El aumento de permeabilidad inmediato de los suelos por la aplicación de la cal no es sin embargo un efecto especialmente conocido o aprovechado en las obras. Y aunque la importancia ante procesos de consolidación de suelos o susceptibilidad ante el agua podría ser relevante, ello se debe a que existe un factor atenuante de este aumento a largo plazo.

En efecto, si bien la permeabilidad aumenta en los primeros momentos de aplicación de la cal, fenómenos posteriores que induzcan a una disolución, sustitución o lavado de los iones de calcio que han originado esta nueva estructura más permeable pueden llevar a una posterior caída de la permeabilidad a medio o largo plazo. En ocasiones incluso puede llegar a reducirse la permeabilidad inicial del suelo. Si se considera que las ventajas del aumento de la permeabilidad suelen perseguir mejoras a largo plazo, esta circunstancia limita el efecto inicial conseguido y su aplicabilidad.

La mejora de la permeabilidad en un suelo al tratarlo con cal depende fundamentalmente de factores como la humedad de compactación, el tiempo de curado e incluso del contenido de cal aplicado.

McCallister y Petry (1990) apunta que la permeabilidad de un suelo tratado con cal es sustancialmente más alta, de 7 a 340 veces mayor, que la de la arcilla natural. Además la relacionan con el contenido óptimo de cal para cada suelo, de forma que para proporciones muy inferiores o superiores a la dotación óptima se obtienen permeabilidades más bajas. También establecen que las muestras compactadas del lado húmedo proporcionan permeabilidades más bajas, mientras que las compactadas del lado seco arrojan valores más altos.

Similar resultado deducen Cuisinier et al (2011) sobre un limo arcilloso compactado a la humedad óptima, que presenta una permeabilidad mayor entre 2 y 10 veces al ser tratado, mientras que si se compacta del lado húmedo la relación es menor:

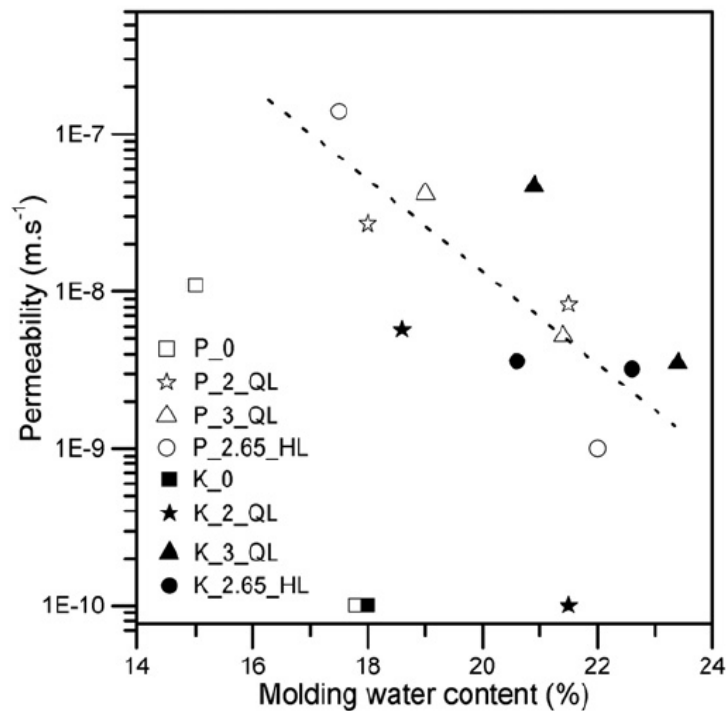


Figura 3-23. Influencia de la humedad de compactación para distintos procedimientos (P: próctor; K: amasado) y distintas formas de aplicación de la cal (QL: viva; HL: apagada) con varias proporciones de adición (Cuisinier et al., 2012)

Por otra parte, en cuanto al contenido de cal, Al-Mukhtar et al. (2012) sobre una arcilla plástica montmorillonítica francesa (FoCa) comprueba que la permeabilidad aumenta 150 veces con un 4% de cal añadido mientras que lo hace tan sólo 20 veces con 10% de cal. Incluso algunos autores apuntan a una reducción de la permeabilidad a partir de ciertos contenidos en cal (Eades y Grim, 1966). Estos comportamientos se basarían en que una mayor adición de cal conlleva la mayor generación de productos cementantes que rellenarían los poros de la muestra y reducen su permeabilidad.

Igualmente, con el tiempo de curado, la permeabilidad disminuye debido a los cambios en la textura, tamaño de los poros y dificultad de movimiento del agua al hacerse las trayectorias entre poros más tortuosas.

Aunque se trata de ensayos y materiales diferentes, estas conclusiones se ratifican incluso en la investigación de Miqueleiz et al. (2012) para fabricación de ladrillos con cal en vez de cemento al analizar la evolución de la absorción de agua por inmersión de las muestras. En estos ensayos se aprecia cómo la absorción, ligada a la permeabilidad, se reduce tanto con el incremento de contenido en cal como con el transcurso de los días de curado:

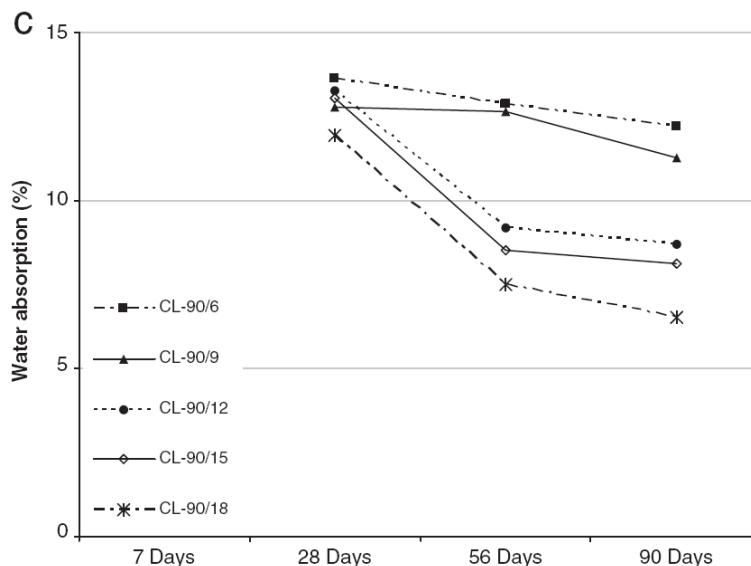


Figura 3-24. Modificación de la absorción en ladrillos fabricados con cal CL-90 en proporciones del 6, 9, 12, 15 y 18% para diferentes períodos de curado (Miqueleiz et al., 2012)

Finalmente, el efecto de la aplicación de ciclos sucesivos de humectación y secado produce una reducción de la permeabilidad (Akcanca y Aytakin 2014).

3.4.5 Mayor trabajabilidad

Las consecuencias del posible secado de la masa del suelo, de la reducción del volumen de partículas pequeñas, de la pérdida de las fuerzas de unión entre partículas de arcilla y de la alteración de la disposición ordenada y laminar de la misma suele ser un aumento de la trabajabilidad de los suelos arcillosos por la aplicación de la cal.

El efecto que se logra es la conversión de un suelo típicamente cohesivo en otro de comportamiento más friccional. Esto se manifiesta en una mejor disgregación del suelo, una más fácil humectación, mejor distribución del agua en el mismo, una mejor extensión y mayor propensión a la compactación ordenada y uniforme del material que permite que se emplee en una obra con mayor seguridad y garantía.

Esta ventaja o mejora en la puesta en obra de un suelo al tratarlo con cal, que es principalmente consecuencia de los efectos anteriores, es fundamental cuando se plantea el empleo de materiales arcillosos, aunque su alcance no suele medirse o expresarse con control o ensayo alguno en España. Sí se hace en Francia donde se cuantifica la trabajabilidad y resistencia de los suelos con ensayos como el CBR inmediato sin inmersión.

3.4.6 Reducción del índice de plasticidad

Una de las manifestaciones más conocidas y documentadas de la aplicación de la cal en los suelos arcillosos es la reducción de la plasticidad, característica ilustrativa y diferencial de este tipo de suelos.

Esta reducción, justificada por los mismos mecanismos descritos en los puntos anteriores, se manifiesta y cuantifica mediante una modificación de los límites de Atterberg.

Más concretamente la aplicación de la cal provoca de manera generalizada un aumento del límite plástico (Figura 3-25) con una afección al límite líquido dispar (Figura 3-26). Así, éste tan sólo parece verse afectado en las primeras veinticuatro horas desde la aplicación de la cal, pero en todo caso, en menor proporción que el límite plástico. Los posibles cambios en el límite líquido suponen reducciones especialmente para aquellos suelos con valores iniciales superiores a 50.

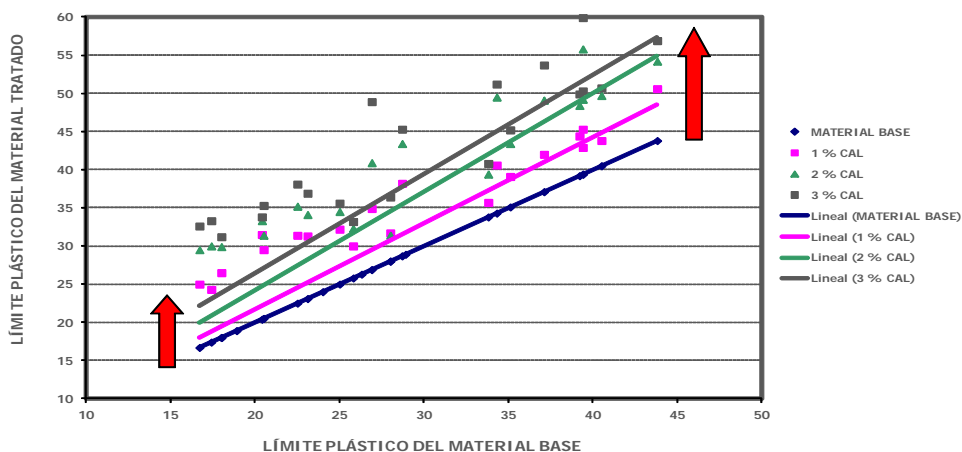


Figura 3-25. Evolución del límite plástico de los suelos de la autovía A-381 con distintas proporciones de cal

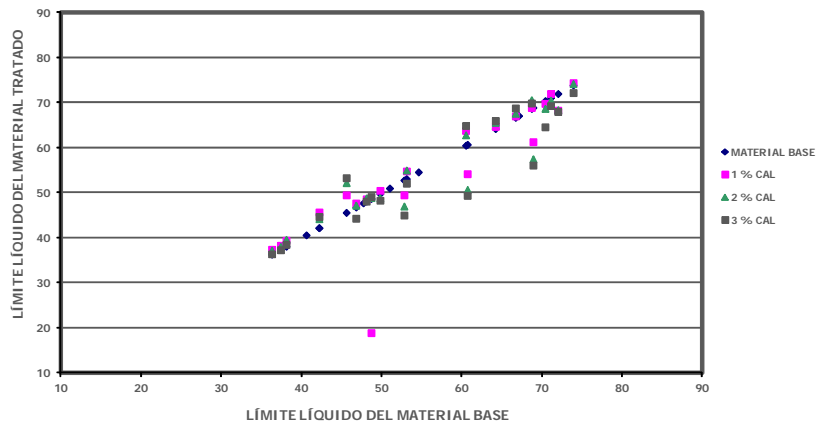


Figura 3-26. Evolución del límite líquido de los suelos de la autovía A-381 con distintas proporciones de cal

Como consecuencia de ello, se identifica una reducción en el índice de plasticidad, diferencia aritmética entre los límites líquido y plástico (Figura 3-27). Esta reducción es generalizada para todas las arcillas, si bien se manifiesta no obstante en mayor medida en los suelos con mayor plasticidad. Así suelos más plásticos consiguen, a igualdad de cal aplicada, una más importante reducción de la plasticidad.

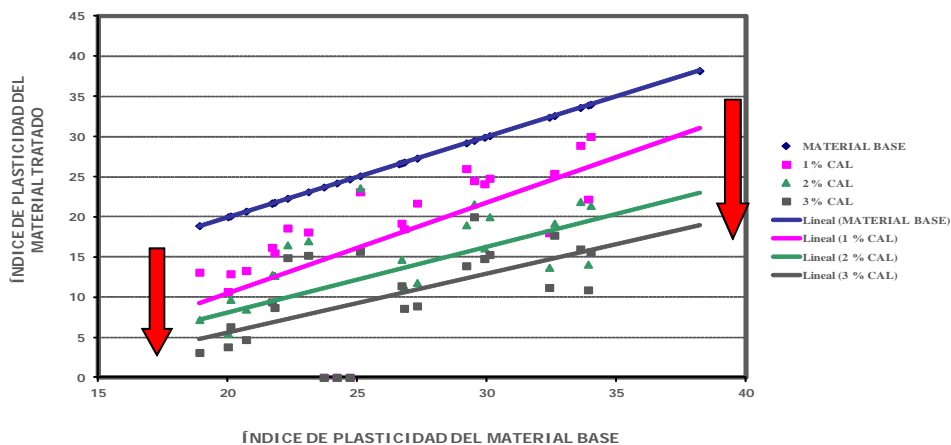


Figura 3-27. Evolución del índice de plasticidad de los suelos de la autovía A-381 con distintas proporciones de cal

El resultado de estas modificaciones supone una reclasificación de los suelos en la carta de plasticidad de Casagrande muy ilustrativa (Figura 3-28).

Otra característica de este efecto es que es progresivo, es decir, se incrementa con la cantidad de cal aplicada. A más cal, mayor reducción de la plasticidad. Sin embargo, esta reducción no es lineal sino asintótica, tendiendo a un límite a partir del cual el aumento de cal no produce reducciones sustanciales ni mucho menos proporcionales de la plasticidad del suelo (Figura 3-29).

CAPÍTULO 3.- EL TRATAMIENTO DE LOS SUELOS ARCILLOSOS CON CAL

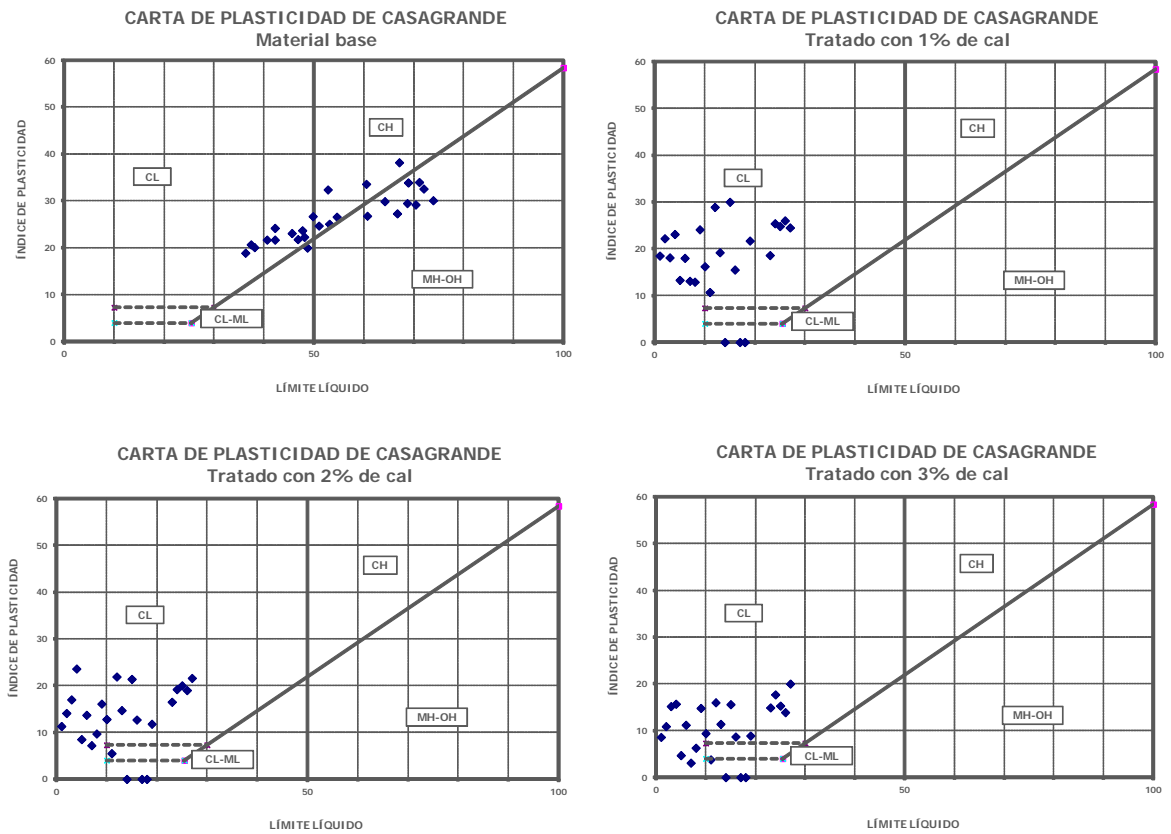


Figura 3-28. Evolución de la posición relativa de los suelos de la autovía A-381 en la carta de plasticidad de Casagrande con el incremento de la dotación de cal aplicada

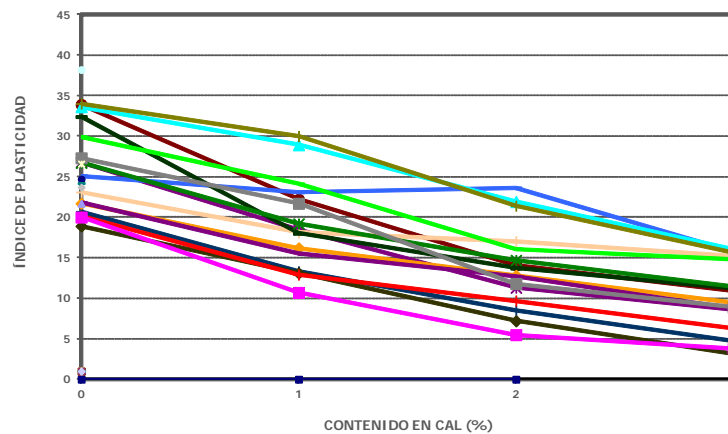


Figura 3-29. Evolución del índice de plasticidad de los suelos de la autovía A-381 con distintas proporciones de cal

Múltiples conclusiones similares a la mencionada se recogen en la bibliografía sobre en general todo tipo de suelos, incidiendo en un menor efecto cuanto menor es la plasticidad inicial (Nalbantoglu, 2004; Oyediran y Okosun, 2013). Asó, Oyediran y Okosun (2013) no ilustran mejoras sustanciales en suelos de plasticidad baja a media a baja incluso con adiciones muy importantes de cal, de hasta el 20%:

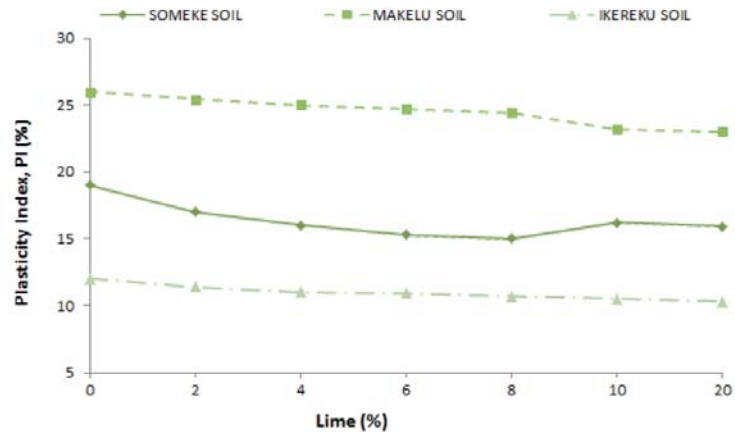


Figura 3-30. . Evolución del índice en suelos de plasticidad media a baja (Oyediran y Okosun, 2013)

Esta propiedad de reducción de la plasticidad de un suelo, como manifestación de multitud de fenómenos es una de las más empleadas y perseguidas en las obras de construcción.

La mejora en los límites de consistencia de los suelos también se plasma en la retracción que pueden experimentar con la pérdida de humedad (Akawwi y Al-Kharabsheh, 2000):

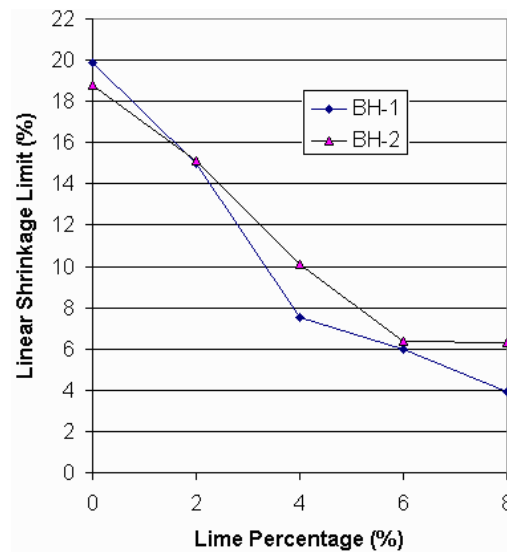


Figura 3-31. Modificación de la retracción lineal para diferentes proporciones de adición de cal para suelos procedentes de dos sondeos diferentes, BH-1 y BH-2 (Akawwi y Al-Kharabsheh, 2000)

Este hecho se refleja en el límite de retracción del suelo, expresado en contenido de humedad, que experimenta un incremento asociado a la menor variación de volumen que produce la adición de cal (Grine y Assia, 2011) (Figura 3-32).

Similares conclusiones sobre el incremento generalizado del límite de retracción obtiene Thompson (1967).

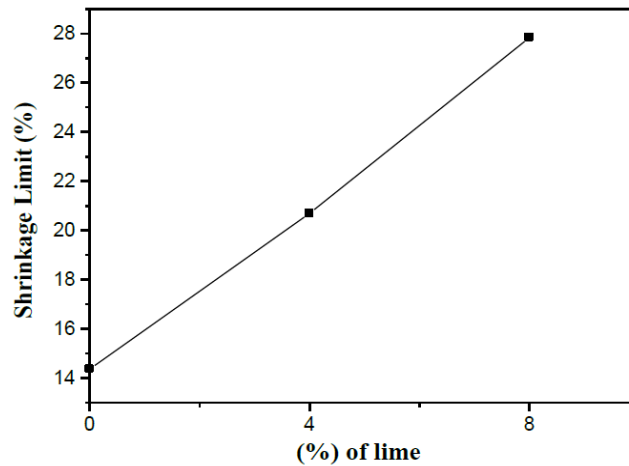


Figura 3-32. Modificación del límite de retracción para diferentes proporciones de adición de cal sobre margas alteradas (Grine y Assia, 2011)

3.4.7 Reducción del potencial de cambios volumétricos

Otra consecuencia práctica de los fenómenos de reducción de la capa doble y el agua entre las partículas de las arcillas logradas con la aplicación de la cal es la disminución de la susceptibilidad de las mismas al agua, entendida principalmente ésta como la propensión a los cambios de volumen ante modificaciones del nivel de humedad del suelo.

El conjunto de reacciones entre la cal y las partículas de arcilla sirven no sólo para reducir el nivel de humedad en las mismas, sino incluso para fijar en este nivel de humedad de una manera más estable y evitar su reducción o aumento ante aportes externos. Con ello se reduce el riesgo que esta reducción o incremento puede tener en el volumen del suelo, y que en caso contrario se traducirían en expansiones o retracciones del mismo.

Este efecto conlleva que el tratamiento con cal de un suelo potencialmente expansivo sirve para conseguir importantes reducciones del riesgo de hinchamiento y retracción del mismo.

En cuanto al hinchamiento por saturación, las reducciones son casi inmediatas y sus efectos son drásticos: Se elimina en su casi totalidad el riesgo en la masa de suelo tratada con poca cantidad de cal. Tan sólo hay que tener en cuenta, como ya se ha citado, que se trata de una modificación que requiere una alteración al nivel de partículas, por lo que es muy importante asegurar el mezclado y que la cal llegue a todas las zonas de suelo susceptibles de presentar problemas de hinchamiento. Así como en otros efectos, la trabajabilidad o la permeabilidad, pudiera bastar una manifestación macroscópica, en este es importante llegar al nivel de partícula si se quiere reproducir la mejora que se manifiesta en los ensayos de laboratorio.

Una ilustración del efecto de reducción del hinchamiento es la determinación del mismo que se realiza en el ensayo del CBR, cuyos resultados se ilustran en la gráfica siguiente:

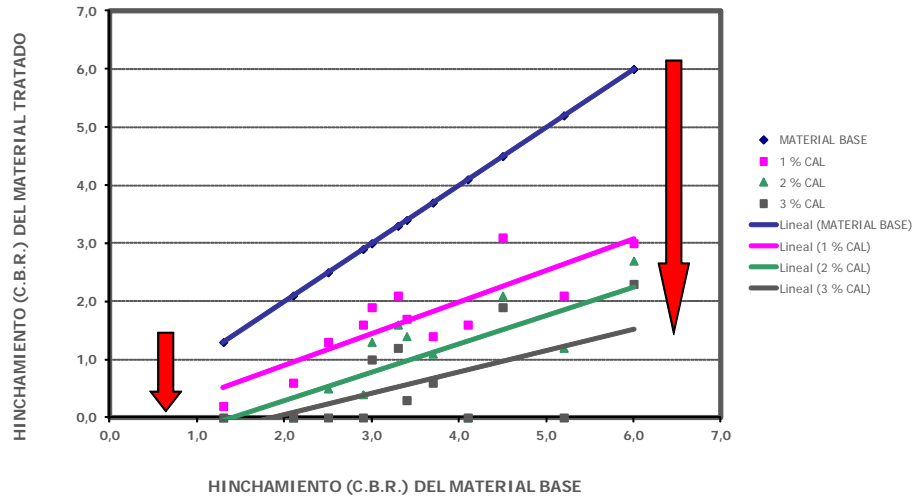


Figura 3-33. Modificación del hinchamiento medido en el ensayo CBR tras 4 días de inmersión sobre los suelos de la autovía A-381

Si bien existen ensayos cualitativos y cuantitativos más determinantes, los resultados anteriores como ejemplo del efecto en un ensayo de amplia difusión en el ámbito de la construcción sirven como ilustración del mismo.

Resultados similares se pueden obtener en ensayos de hinchamiento en edómetro como los realizados por Bozbey y Garaisayev (2010) sobre muestras altamente expansivas con más de un 19% de hinchamiento libre, realizando un proceso de hinchamiento libre seguido de una estabilización por presión con el resultado siguiente:

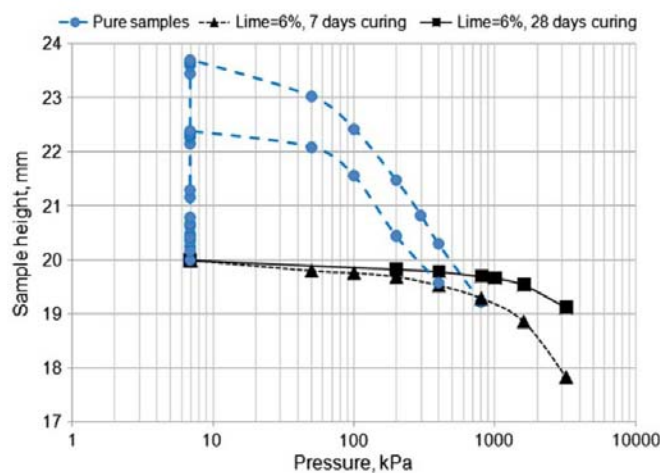


Figura 3-34. Ensayo de hinchamiento libre y carga tras inundación sobre muestras expansivas tratadas con cal a diferentes edades (Bozbey y Garaisayev, 2010)

En estos resultados se aprecia también la mejora que con el tiempo se produce en el efecto de la cal.

Sirve aún para confirmar más este efecto el resultado obtenido por Lasledj y Al-Mukhtar (2008) sobre una arcilla con una presión de hinchamiento de 1,06 MPa y 329 % de hinchamiento libre que desaparecen por completo con proporciones adecuadas de cal:

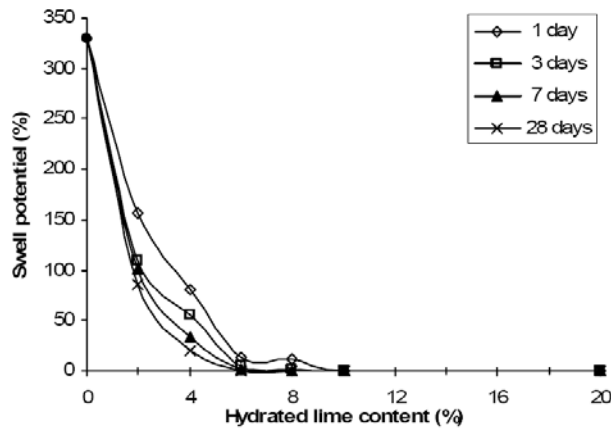


Figura 3-35. Efecto de la adición de cal apagada y curado en el hinchamiento libre de una arcilla fuertemente expansiva (Lasledj y Al-Mukhtar, 2008)

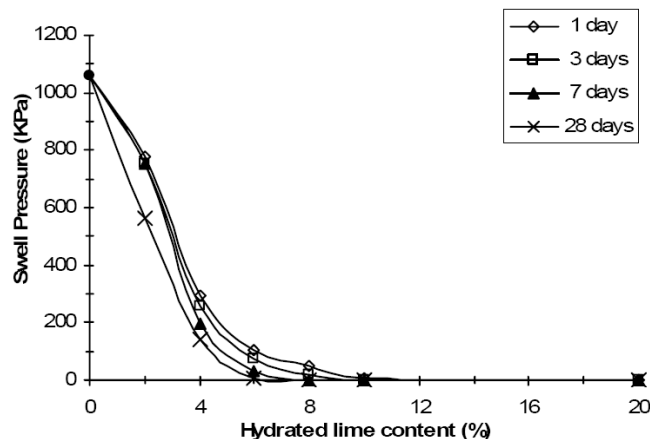


Figura 3-36. Efecto de la adición de cal apagada y curado en el hinchamiento libre de una arcilla fuertemente expansiva (Lasledj y Al-Mukhtar, 2008)

La utilidad de este efecto es clara y de gran espectro dada la importante magnitud de los daños ocasionados en la construcción por las arcillas expansivas. No obstante, su limitación clara estriba en que sólo se mejora aquella parte del suelo que es sometida al tratamiento y que ello supone la manipulación y mezclado de la masa a tratar.

Si bien no es una problemática habitual de los suelos arcillosos el fenómeno del colapso, el efecto de la cal también es favorable en su reducción.

Cecconi y Russo (2012) sobre muestras predominantemente granulares tamizadas a 1-2 mm, que obviamente necesitaron altas proporciones de cal para obtener resultados significativos, ilustran la reducción en el índice de colapso:

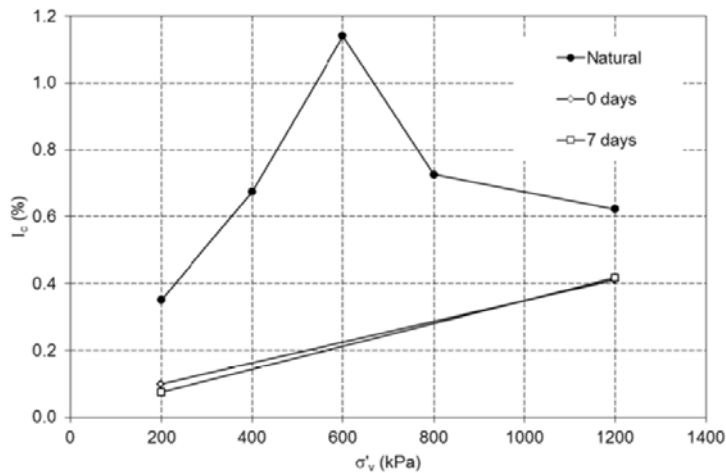


Figura 3-37. Evolución del índice de colapso para muestras tratadas con cal (Cecconi y Russo, 2012)

3.4.8 Modificación de las características de compactación

Otra consecuencia de las alteraciones granulométricas que la aplicación de la cal genera en los suelos arcillosos es la modificación de los valores característicos que relacionan los estados de humedad del suelo y su densidad, que son los que rigen su proceso de compactación.

La redistribución de las partículas en fracciones de mayor tamaño hace que ante una misma energía de compactación la densidad máxima que puede obtenerse sea menor. La justificación es puramente geométrica y similar a la referida al tratar el aumento de permeabilidad. Un mayor tamaño de partícula media se traduce en un menor número de partículas que ocupan espacios más grandes por unidad de volumen y que conducen a una disminución en la densidad seca, incluso una vez que éstas han llegado a poner todas en contacto y distribuirse de la manera más eficiente.

En el gráfico siguiente se ilustran estos efectos e incluso su carácter casi universal para todos los suelos (Figura 3-38). También se observa que las mayores reducciones iniciales se atenúan con el incremento de la cal aplicada. Es claro que llega un momento en que los procesos de aglomeración y floculación de partículas alcanzan un efecto máximo a partir del cual apenas se obtiene progresión ante aumento de la cal.

Otra consecuencia en las propiedades de compactación de la aplicación de la cal es el aumento de la humedad necesaria para conseguir la densidad máxima asociada a un nivel de energía dado, o lo que se conoce como “humedad óptima” (Figura 3-39).

El aumento en el contenido de humedad óptimo con cal es lo contrario de lo que cabría esperar, dado el aumento de tamaño de grano y por lo tanto la disminución de área de superficie; se puede explicar sin embargo por la

creciente demanda de agua con adición de cal durante el proceso de reacción de intercambio de cationes (Mavroulidou et al., 2013).

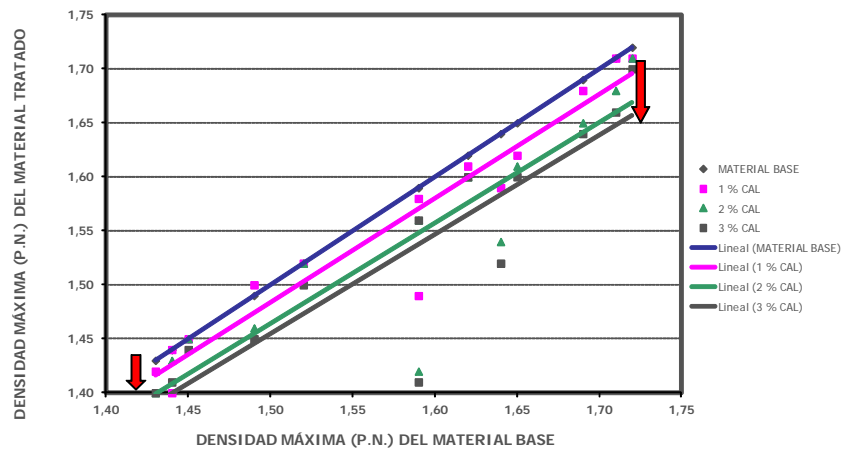


Figura 3-38. Evolución de la densidad máxima en el ensayo de compactación próctor normal para los suelos de la autovía A-381

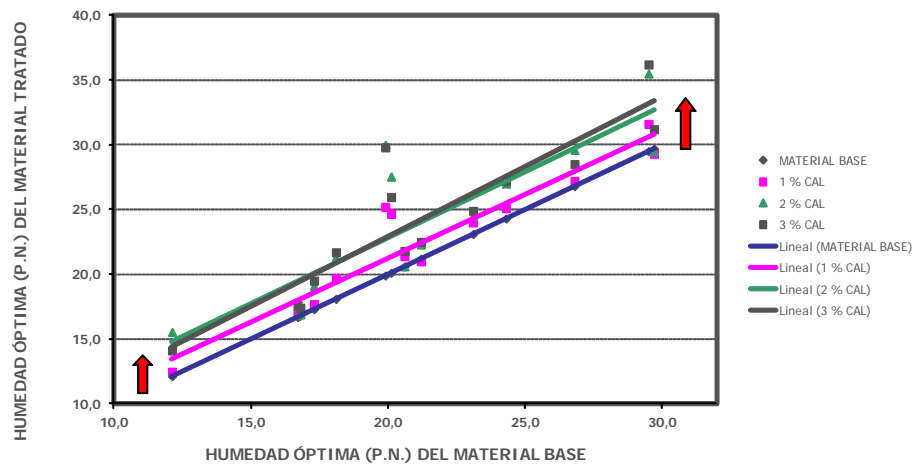


Figura 3-39 Evolución de la humedad óptima en el ensayo de compactación próctor normal para los suelos de la autovía A-381

En conjunto, la aplicación de cal a un suelo provoca que las curvas de compactación se desplacen hacia abajo y a la derecha a medida que la proporción añadida sea mayor (Figura 3-40).

Otro efecto es que la aplicación de la cal origina una menor sensibilidad en su compactación a la humedad que se aplica. Así, a idéntica diferencia de humedad con respecto a la óptima para una energía dada, la reducción de la densidad que se obtiene es menor en los suelos tratados que en los originales. Esto se manifiesta en un aplanamiento de la curva que se deduce del ensayo de compactación próctor, que se convierte en otra más abierta.

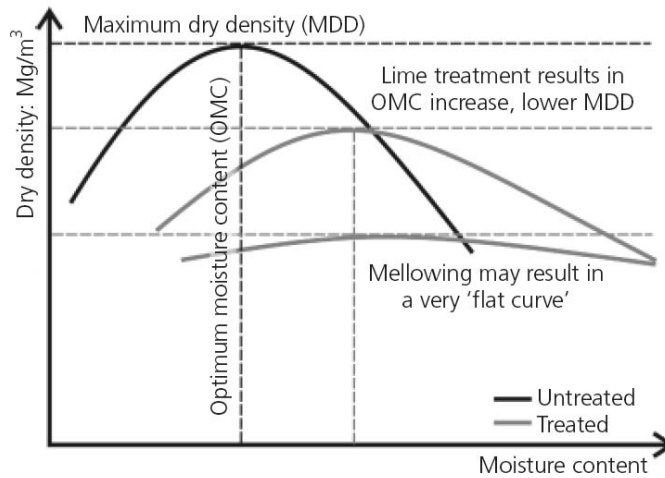


Figura 3-40. Esquema de evolución de las curvas de compactación en suelos conforme se incrementa el contenido de cal (Beetham et al., 2014 tomada de Bell, 1996)

Cuisinier et al.(2011) reflejan en un gráfico ilustrativo de doble eje estas modificaciones en un limo arcilloso (90% pasa #0,080; 25 % μm; $w_L=32,5$) procedente de St Quentin (Francia) tratado con proporciones y tipos diferentes de cal sometidos a dos procesos diferentes de compactación:

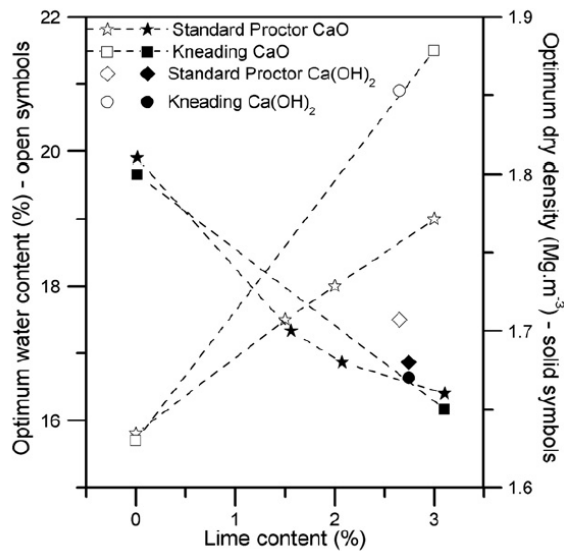


Figura 3-41. Efecto de la dotación de cal, tipo de cal y proceso de compactación (Próctor o amasado) sobre la densidad máxima y humedad óptima de compactación (Cuisinier et al., 2011)

Finalmente hay que citar que el efecto de la modificación de las condiciones de compactación que se obtiene en un suelo arcilloso es mayor cuanto mayor sea la plasticidad del suelo inicial. Dado que como se ha dicho la plasticidad es un índice muy ilustrativo del tipo de arcilla, parece evidente que el efecto de floculación y aglomeración que justifica este fenómeno tenga mayores consecuencias en las arcillas de menor tamaño de partícula, más superficie específica y mayor capacidad e intercambio iónico.

3.4.9 Aumento inmediato de la consistencia

La reordenación de las partículas provocada por la ruptura de la distribución laminar y la reducción de la capa doble se manifiesta, como ya se ha dicho, en varios efectos en cuanto a alteración de las propiedades físicas de los suelos arcillosos. Pero también tiene una manifestación en las propiedades mecánicas de los mismos.

Esta manifestación se presenta como un incremento de lo que se conoce como su capacidad portante, por diferenciarla del aumento de resistencia geotécnica que se ilustrará en el siguiente apartado, de características radicalmente diferentes.

Intuitivamente, el aumento de la capacidad portante se basa principalmente en que la nueva distribución de partículas del suelo permite una mayor redistribución de las tensiones ante sollicitaciones exteriores. El desorden introducido en la masa del suelo hace que el reparto se pueda producir entre más partículas y en direcciones diferentes a las simplemente ortogonales que se generan ante una estructura laminar. Además, ello hace que incluso intervenga la resistencia propia de las partículas, mientras que en la estructura laminar sólo colaboran las fuerzas entre ellas.

La manifestación más típica de este aumento de la consistencia de un suelo es el incremento del CBR que se produce en el mismo ante el aumento de cal. El ensayo de determinación del CBR es uno de los más usuales en las obras de infraestructuras de tierra. Además, gran parte de las formulaciones empíricas para el dimensionamiento tanto analítico como mediante ábacos de firmes y estructuras de tierra se basan en el CBR.

Los efectos de la mejora obtenida por la aplicación de la cal se ilustran en los gráficos siguientes que recogen resultados de ensayos a las muestras referidas en este apartado procedentes de la autovía A-381:

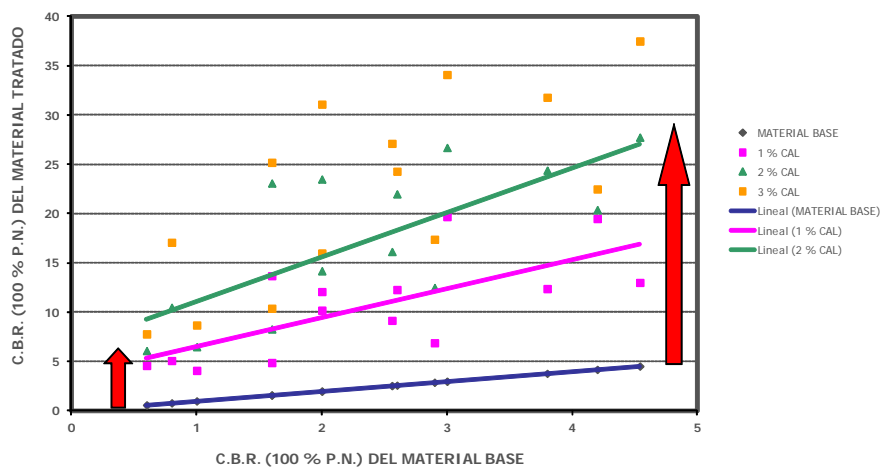


Figura 3-42. Evolución del CBR al 100% de la densidad máxima del ensayo próctor con inmersión en los suelos de la autovía A-381

Tal y como ya se ha cuantificado en otros efectos, el incremento del CBR es una consecuencia general para todos los suelos analizados. Se puede observar que el aumento es muy rápido para pequeños porcentajes de cal aplicado y la progresión, aunque en ocasiones reduce la velocidad de aumento con la cantidad de cal, aparece con una tendencia creciente casi indefinida, al menos en los porcentajes de cal contemplados en estos ensayos:

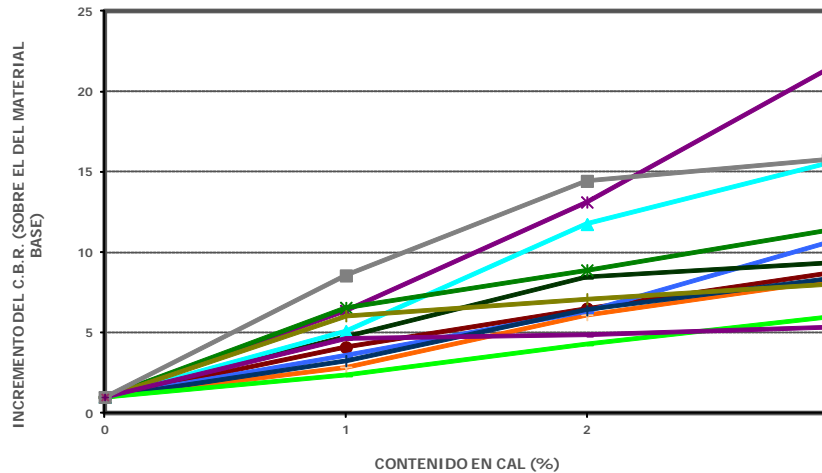


Figura 3-43. Evolución del CBR al 100% de la densidad máxima del ensayo próctor con inmersión en relación al contenido en cal en los suelos de la autovía A-381

Similar conclusión exponen Oyediran y Okosun (2013) con suelos limo-arenosos de plasticidad media a baja, límite líquido de 32 a 44; y contenidos de cal en un rango muy amplio (Figura 3-44).

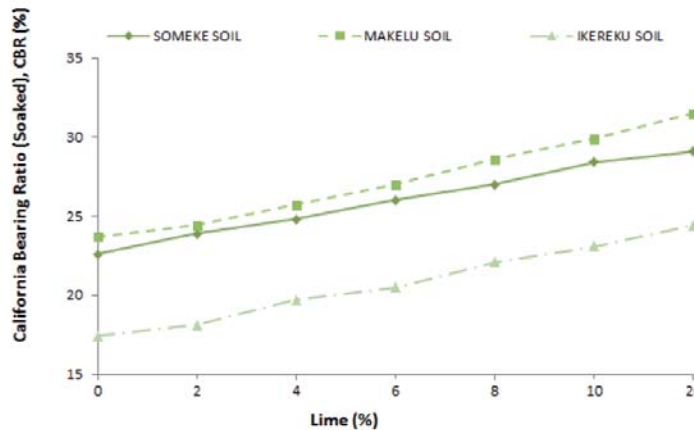


Figura 3-44. Variación del CBR con inmersión en suelos limo-arenosos (Oyediran y Okosun, 2013)

La mejora de la capacidad portante en términos de CBR se ha documentado tanto sobre ensayos convencionales sometiendo a inmersión las probetas, como en ensayos sin inmersión tras la fabricación (Riaz et al. 2014).

Para el ensayo sin inmersión, que representa la mejora inmediata en cuanto a capacidad portante asimilable al comportamiento in situ, las ganancias en índice son siempre superiores a las correspondientes a las probetas con

inmersión. Además, dichos autores realizaron pruebas sobre distintos tipos de suelos en cuanto a su plasticidad, obteniendo los resultados que se recogen en la gráfica siguiente, donde los datos superiores corresponden a un suelo clasificado como ML, los centrales a un CL y los inferiores a CL-ML, todos ellos con valores del CBR sin tratar sumergido entre 1 y 3:

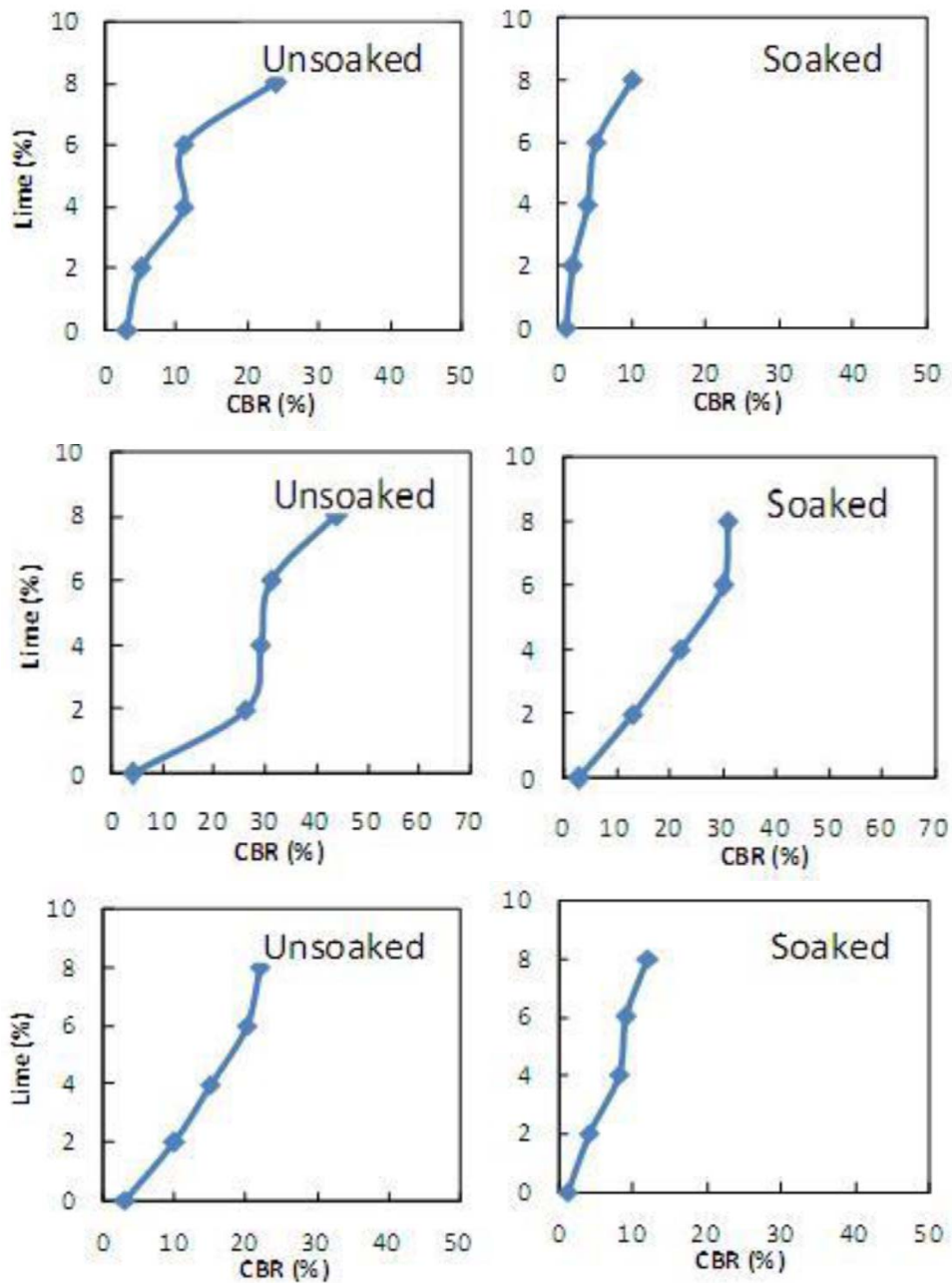


Figura 3-45. Evolución del CBR con y sin inmersión sobre distintos tipos de suelos, superior=ML, central=CL; inferior CL-ML (Riaz et al., 2014)

Puede apreciarse el mayor efecto conseguido sobre los suelos más arcillosos, CL centrales.

Perry et al. (1996) ilustran igualmente las mejoras sustanciales de la arcilla de Londres a cortos plazos de maduración en forma del CBR inmediato, sin inmersión:

Moisture content target (%)	Immediate CBR (%)		7 day CBR (%)		28 day CBR (%)		Air voids (%)	Swell (mm)	Time to achieve steady state (days)
	top	base	top	base	top	base			
30	20	18	23	28	22	45	8.2	4.28	13
35	17	19	21	26	22	35	5.2	2.56	13
40	12	13	24	30	21	30	2.3	1.31	23
45	7	7	14	25	22	25	0.9	0.76	17

Tabla 3-3. CBR de una arcilla de Londres con un 2,5% de cal viva a las 4 horas (Perry et al., 1996)

Diamond y Kinter (1965) atribuyen también parte de esta mejora en la resistencia inicial a una reacción inmediata pero limitada de contacto entre los bordes y las caras de las partículas de arcilla que provoca la formación de aluminatos cálcicos hidratados (CAH).

Cabe mencionar como limitación a la regla de crecimiento proporcional del CBR y de las propiedades de compactación, los resultados obtenidos por Utami (2014) sobre una arcilla de alta plasticidad en que el valor de CBR ilustra una pérdida para proporciones de adición superiores al 10%:

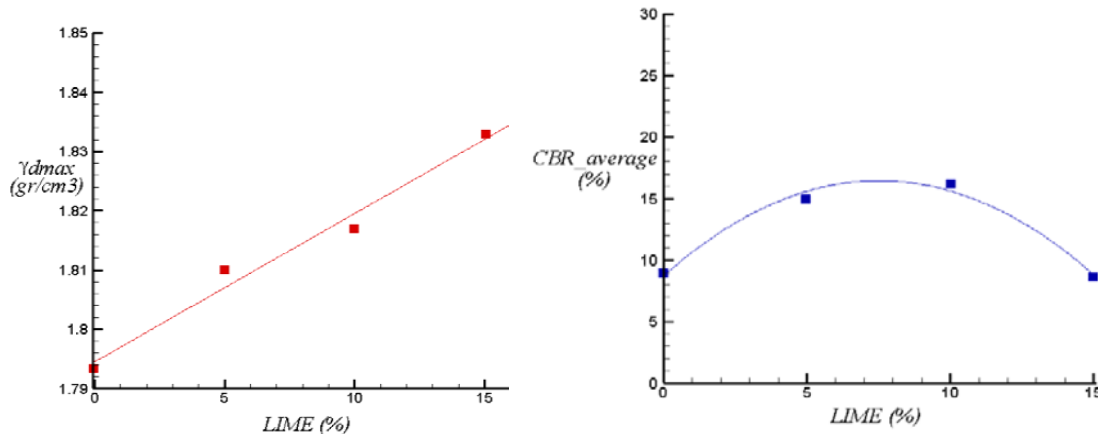


Figura 3-46. Evolución de la densidad máxima y CBR en una arcilla de alta plasticidad con el incremento de la dotación de cal (Utami, 2014)

Este resultado aparentemente anómalo para altas adiciones de cal, también ha sido documentado por otros autores tanto para ensayos CBR y resistencia a compresión simple (Bell, 1996; Amu et al., 2011) como en ensayos en aparato triaxial (Amu et al., 2011; Alzubaidi y Lafta, 2013) (Figura 3-47).

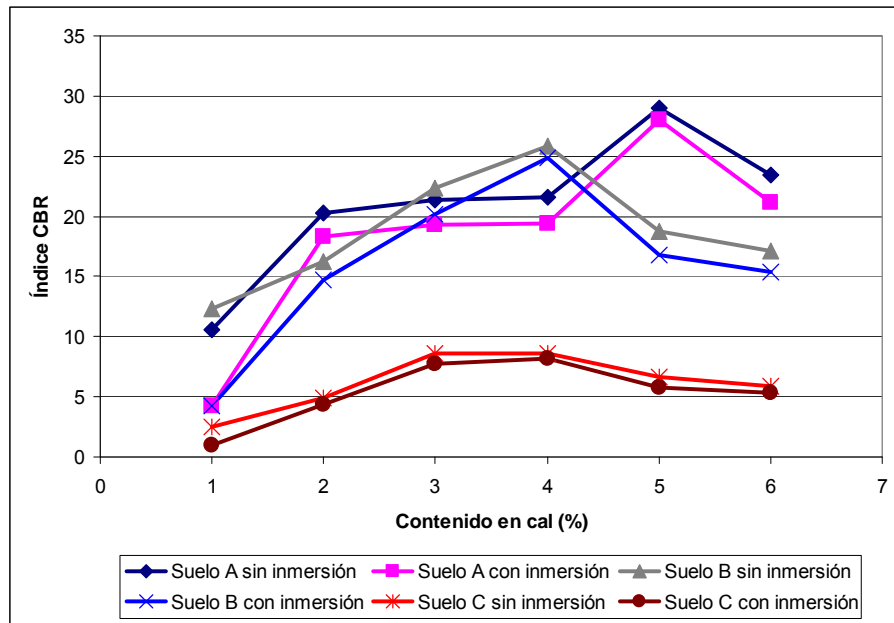


Figura 3-47. Evolución del CBR para distintos contenidos de cal en ensayos con y sin inmersión. Índice de plasticidad suelos A=32,5; B=27,6; C=23,9 (A partir de Amu, 2011)

Una justificación que se propone para estos fenómenos es que la propia cal no tiene cohesión ni rozamiento apreciable, por lo que su presencia en exceso perjudica el comportamiento global (Bell, 1996).

Ciancio et al. (2014) argumentan que para altos contenidos de cal, si no hay humedad suficiente para asegurar su reacción, es el agua el factor restrictivo y condicionante, a pesar de que la cal proporcione el pH requerido para ello:

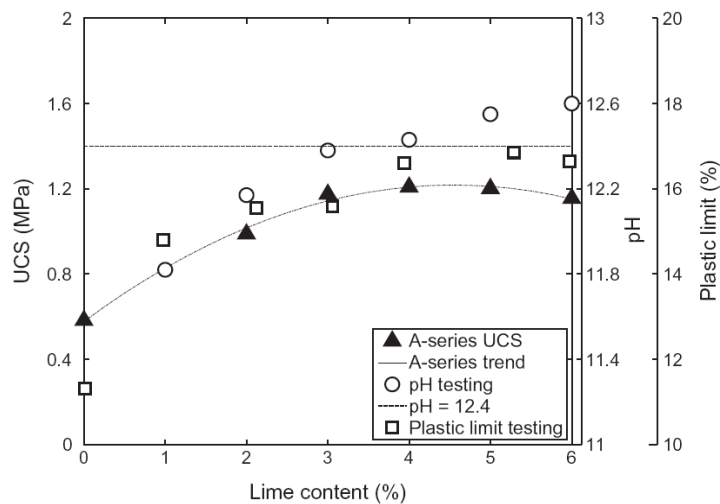


Figura 3-48. Evolución de la resistencia a compresión simple UCS, pH e índice de plasticidad para distintos contenidos de cal (Ciancio et al., 2014)

Nadgouda y Hegde (2010) documentan un caso diferencial de estabilización sobre un suelo inorgánico muy expansivo indio de naturaleza

montmorillonítica denominado “black cotton” en el que para el valor óptimo de adición de cal se obtiene un descenso relativo en el CBR, si bien no aportan información sobre evolución en el tiempo u otros ensayos de resistencia:

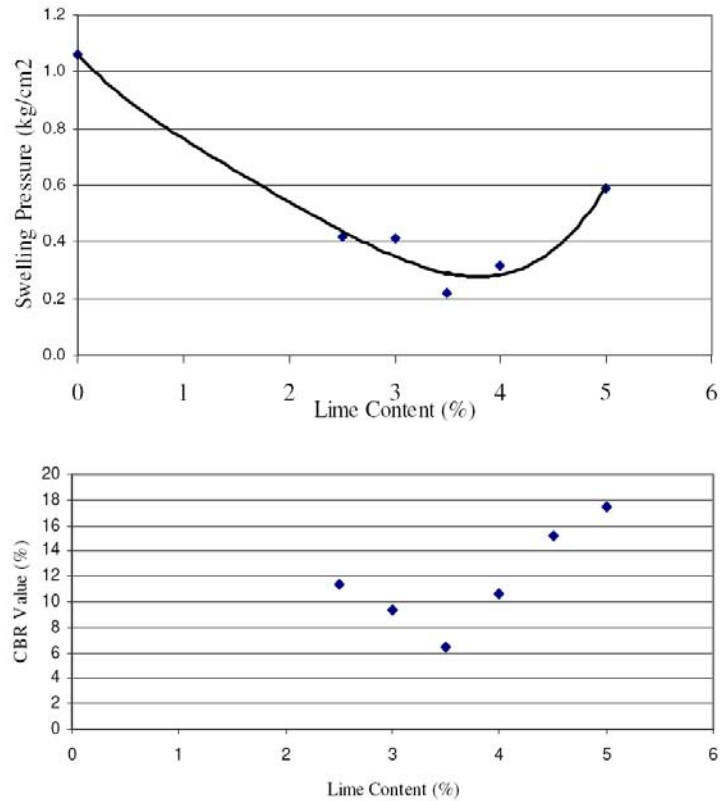


Figura 3-49. Ilustración de un comportamiento anómalo de presión de hinchamiento y CBR sobre una arcilla montmorillonítica (Nadgouda y Hegde, 2010)

Los valores a partir de los cuales se detectan estos efectos perjudiciales varían según los suelos, alcanzando en algunos casos contenidos tan bajos como el 3% (Mishra et al., 2012) como se recoge en la figura siguiente:

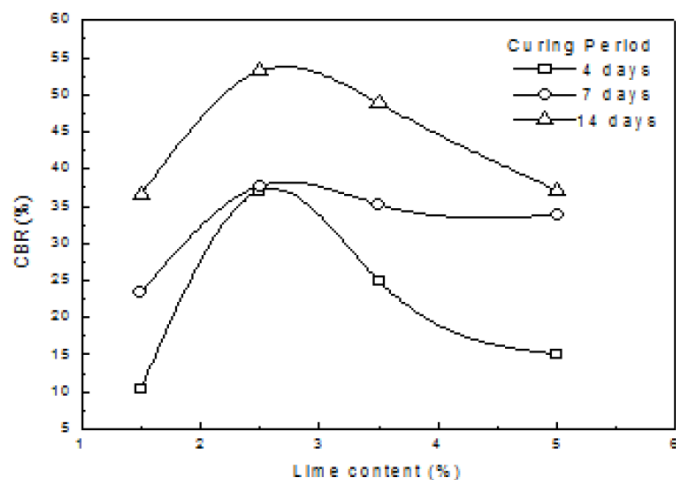


Figura 3-50. Variación del CBR con el contenido de cal (Mishra et al., 2012)

3.4.10 Cambios en la mineralogía

Más allá de las modificaciones físicas que se producen y se han descrito en los epígrafes anteriores, las reacciones puzolánicas generan nuevos compuestos alterando la mineralogía inicial del suelo.

Estos efectos tan sólo pueden apreciarse mediante técnicas específicas como la difracción de rayos X.

Lasdeij y Al-Mukhtar (2008) así como Al-Mukhtar et al. (2010) ilustran las modificaciones que la adición de distintos porcentajes de cal (2%, 6%, 8%, 10% y 20% de cal curado durante 28 días a 20°C) producen sobre una arcilla bentonítica de alta plasticidad mediante el análisis por difracción de rayos X a través de los resultados siguientes:

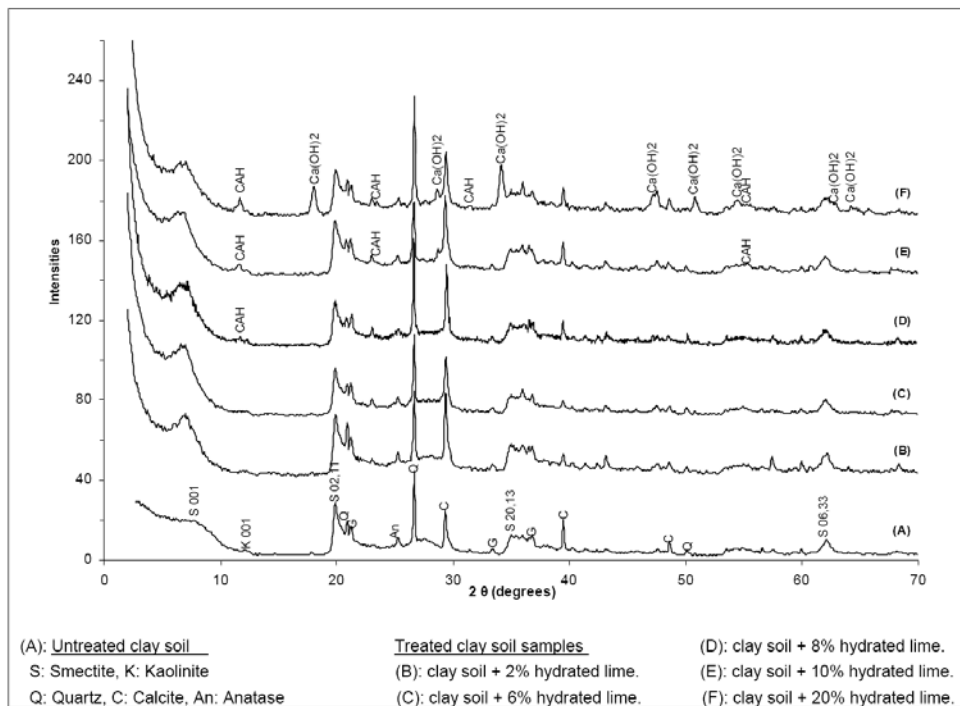


Figura 3-51. Difractogramas de rayos X sobre muestras tratadas con diferentes proporciones de cal tras curado a 20°C durante 28 días (Lasdeij y Al-Mukhtar, 2008)

Como conclusiones más relevantes se apunta en principio la reducción de los picos correspondientes a la esmectita (S 02.11) por la reacción de la cal. Con ella y su proporción se van marcando las reflexiones correspondientes a los hidratos de aluminato de calcio cementantes (CAH) e incluso para proporciones muy elevadas (20%), la presencia de cal libre excedente.

Otro detalle y análisis se deduce de la gráfica superpuesta con el difractograma correspondiente a la cal (Al-Mukhtar et al., 2010) (Figura 3-52). En dicha gráfica se aprecian los picos correspondientes a la cal (L) en todas las muestras debido al escaso tiempo de curado, de un día.

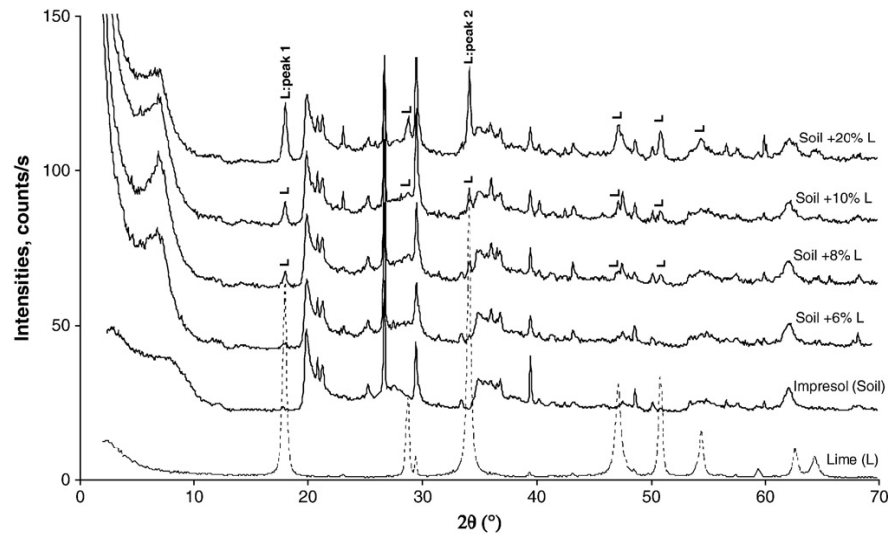


Figura 3-52. Difractograma de rayos X sobre una muestra tratada con diferentes proporciones de cal a las 24 del tratamiento; se aprecian los picos de cal (L) si reaccionar aún (Al-Mukhtar et al., 2010)

La formación progresiva de productos cementantes por la reacción puzolánica se aprecia en la comparación de los difractogramas para distintas edades sobre una mezcla con exceso de cal (20%), en la que finalmente desaparecen los picos de la cal a los 90 días y proliferan los de CAH:

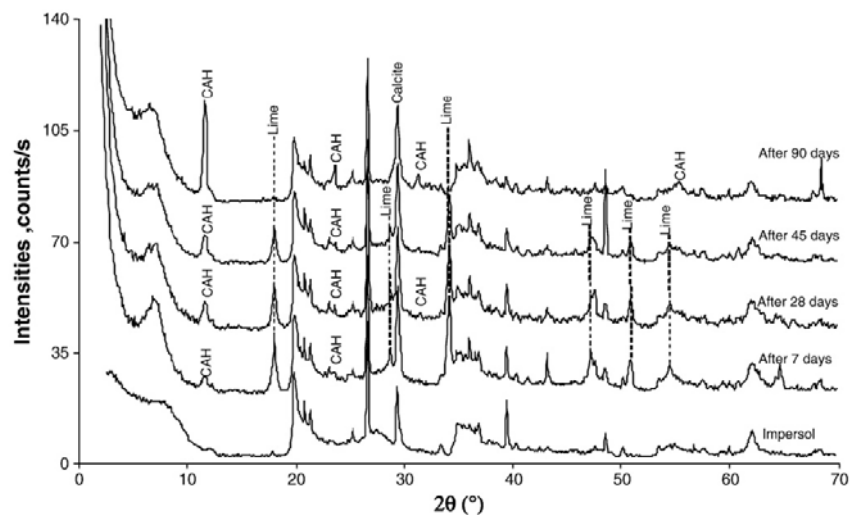


Fig. 12. X-ray diffraction of untreated and treated Impresol with 20% of lime with curing time.

Figura 3-53. Evolución de los difractogramas de rayos X sobre una muestra tratada con un 20% de cal a distintas edades (Al-Mukhtar et al., 2010)

También mediante esta técnica es posible ilustrar la carbonatación de la cal que se produce bajo excesos de adición y se ilustra en el pico a unos 29,4° marcado con la letra C correspondiente a CaCO_3 para el caso de una arcilla montmorillonítica francesa (FoCa) con proporciones del 4 y 10 % de cal (Al-Mukhtar et al., 2012):

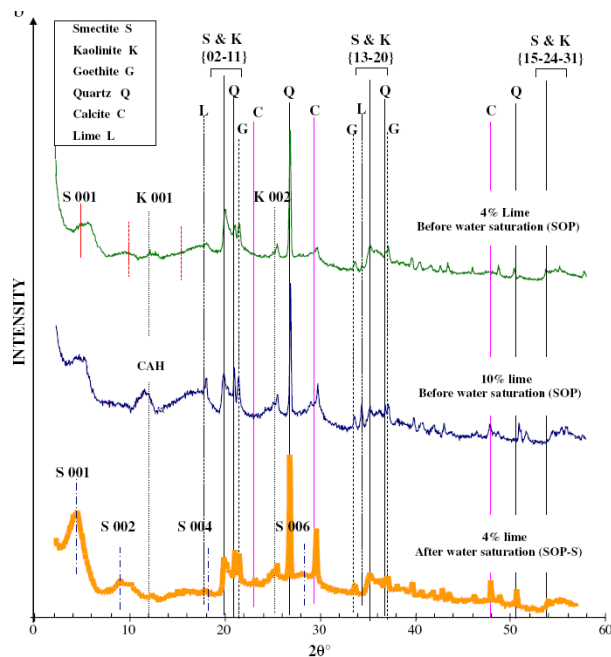


Figura 3-54. Evolución de difractogramas de rayos X y carbonatación de la cal en exceso (Al-Mukhtar et al., 2012)

Puede observarse también que la cal no se consume completamente después de unas pocas horas de curado a 20 ° C (picos de cal a 18 ° y 34 ° en la figura). Los picos de cal sí desaparecen con una saturación o con un tiempo de curado más prolongado. Bajo las condiciones de dicha investigación se detecta que sólo aparecen los enlaces cementantes entre partículas (CAH) para el 10% de cal añadida.

3.4.11 Mayor resistencia a largo plazo

El único efecto de entre los mencionados en el que interviene lo que se ha llamado la reacción puzolánica se plasma en un incremento muy importante de la resistencia de un suelo a medio o largo plazo por la aplicación de cal. Este efecto se basa en la formación de productos cementantes en la matriz de partículas de la arcilla que establece enlaces de rigidez y resistencia mucho mayores que las inicialmente existentes.

A diferencia de la ganancia en la consistencia que se ha descrito como un fenómeno inmediato de aplicación de la cal justificado por el incremento en el rozamiento interno, el efecto de la reacción puzolánica se basa en un aumento muy sustancial de la cohesión interna de las partículas.

Como se ha citado éste es un fenómeno cuya ocurrencia está condicionada a diversos factores: la disposición de sílice y alúmina en la arcilla en cantidad suficiente, la posibilidad de liberación de la misma, la presencia de un medio con pH adecuado para su liberación, la existencia de cal libre en cantidad suficiente para la reacción, unas condiciones de humedad y

temperatura que favorezcan la misma y el transcurso de un plazo suficiente para la reacción.

Las manifestaciones de esta reacción se centran un aumento muy significativo de la resistencia en cualquiera de sus manifestaciones, del módulo de elasticidad que regula su comportamiento y de la durabilidad o susceptibilidad a la degradación del material. Así es posible cuantificar en un suelo mejoras relativas de resistencia al añadirle cal en ensayos de compresión, simple o confinada, corte y flexotracción. Estos ensayos son en general los empleados para comprobar las características de los suelos tratados con cal a largo plazo, dado que los otros indicadores, como sería el CBR, son menos ilustrativos y proporcionan una distorsión en la interpretación de los resultados obtenidos.

Consecuentemente con el incremento de resistencia estática que es posible medir de la aplicación de cal a un suelo, también es posible deducir una mejora de su resistencia a fatiga. Esta resistencia, vinculada de manera usual mediante formulaciones empíricas a valores de resistencia estática, experimenta un incremento que, en principio puede cuantificarse en forma similar a aquélla.

Pero los efectos no se producen en la misma magnitud ni en todas las arcillas, ni con las mismas proporciones de cal. Ni tan siquiera el plazo de aparición de los resultados es idéntico, en caso de que así se produzcan.

La ganancia de resistencia en los suelos mediante la adición de cal es el único efecto de los mencionados en este apartado que requiere el transcurso de un período de tiempo que se conoce como proceso de curado. Esta mejora requiere un plazo en que va desde varias semanas a incluso años.

En comparación con el fraguado y endurecimiento del cemento, el tratamiento con cal suele precisar bastante más tiempo para alcanzar un mismo nivel de eficacia en sus resultados. Plazos indicativos para obtener efectos de incremento estable de resistencias con cal suelen estar entre los 28 y 360 días. Incluso algunos autores justifican incrementos de resistencia transcurridos varios años desde la aplicación de la cal.

3.4.11.1 Resistencia a compresión simple

El ensayo de resistencia a compresión simple es el más empleado en la mayoría de investigaciones recogidas en la literatura para verificar la eficacia de la estabilización con cal o para analizar la influencia de los factores que afectan a su resistencia.

Ello se debe fundamentalmente que se trata de un ensayo sencillo y rápido, que por otra parte es fiable y barato, lo que ha conducido a una gran experiencia acumulada.

Sin embargo, se sabe que, cuando se utiliza cal suelo como una capa compactada sobre un suelo baja capacidad portante, el fallo suele producirse por el exceso de tensiones de tracción en la base de la capa mejorada. Por ello

parecería más razonable utilizar la resistencia a la tracción como una medida directa de la resistencia del suelo-cal. Sin embargo la investigación ha demostrado que la resistencia a la tracción del suelo-cal varía entre 9 y 14% de la correspondiente a la compresión simple (Consoli et al. 2009).

Debido a esta relación, así como las ventajas mencionadas, la resistencia a compresión simple se ha extendido como el método más adecuado para investigar el efecto de las diferentes variables sobre la resistencia del suelo tratado con cal.

La manifestación directa del efecto del tratamiento de la cal sobre los suelos arcillosos es un notable incremento de la resistencia a compresión simple, progresivo inicialmente tanto con la proporción de cal como con el tiempo de curado.

Oteo (2007) esquematiza la mejora en resistencia a compresión simple de un suelo tratado con cal en comparación con la densidad óptima y el grado de humedad de compactación a través del siguiente esquema:

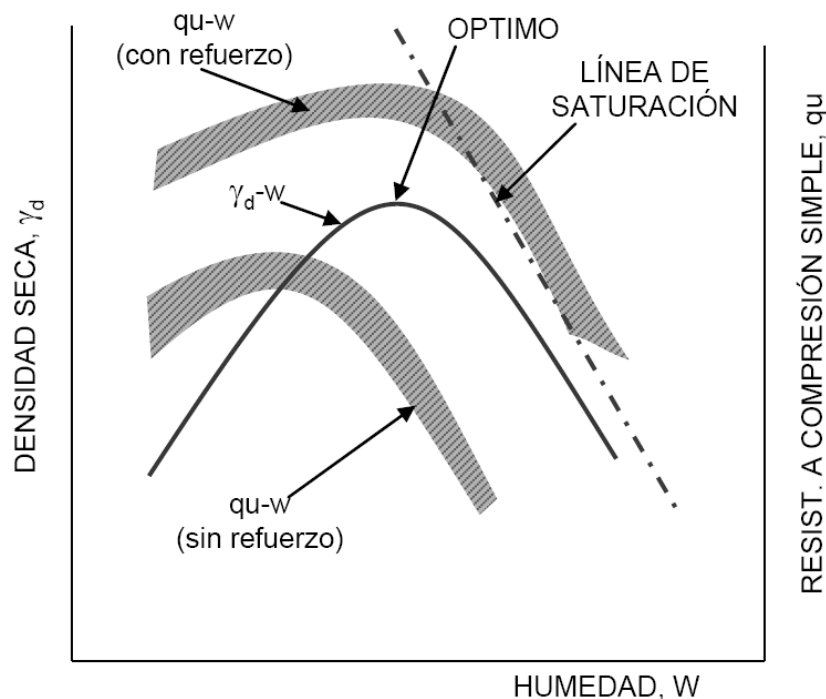


Figura 3-55. Esquema ilustrativo de la evolución de la densidad seca y resistencia a compresión simple de un suelo tratado en relación a la humedad (Oteo, 2007)

En la figura se muestra cómo, en general, en los suelos arcillosos compactados, la resistencia máxima a compresión simple se obtiene por debajo de la humedad óptima del ensayo próctor normal. Sin embargo, si se añade cal a la arcilla, la resistencia aumenta y la máxima resistencia se desplaza para mayores humedades.

Así, es posible duplicar los valores iniciales sin curado con muestras tras 28 días de reacción (Muhmed, 2013):

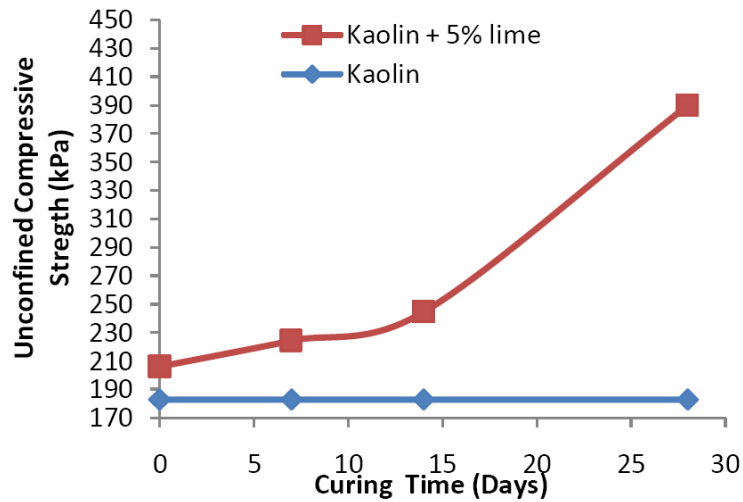


Figura 3-56. Mejora de la resistencia a compresión simple de una arcilla caolinítica con la cal a diferentes edades (Muhmed, 2013)

Leuseur (2011) modeliza incluso la evolución en la resistencia a compresión simple con el tiempo en una forma muy similar a la anterior:

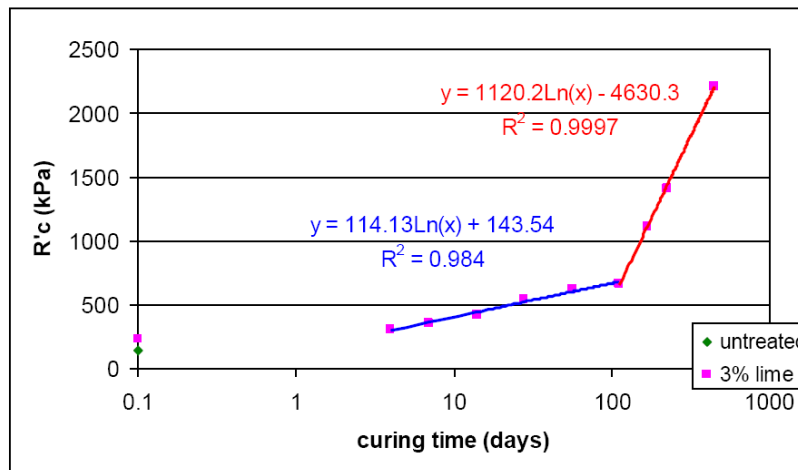


Figura 3-57. Modelización de la evolución de la resistencia a compresión simple R'_c de un suelo de plasticidad moderada ($IP=11$) tratado con el 3% de cal a lo largo del tiempo (Leuseur, 2011)

El efecto de la cal sobre la resistencia a compresión simple no sólo se aprecia en el valor absoluto de la misma, sino también en el comportamiento deformacional de las probetas, como ilustran Sakr et al. (2009) (Figura 3-58).

Al igual que en los ensayos de CBR, en la resistencia a compresión simple también se observa el efecto negativo que las altas concentraciones de cal producen en los suelos. Amu et al. (2011) lo documentan tanto en ensayos de resistencia a compresión simple como en aparato triaxial, para 3 tipos de suelos, dos de ellos mayoritariamente montomorilloníticos, A y B, y otro con mayoría de vermiculita, C (Figura 3-59).

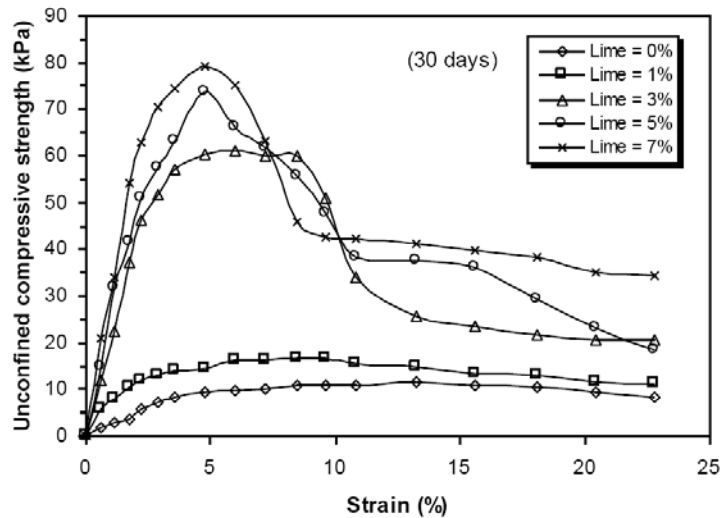


Figura 3-58. Cambio en las formas de las curvas tensión deformación de los ensayos de resistencia a compresión simple de un suelo con la adición de cal (Sakr et al., 2009)

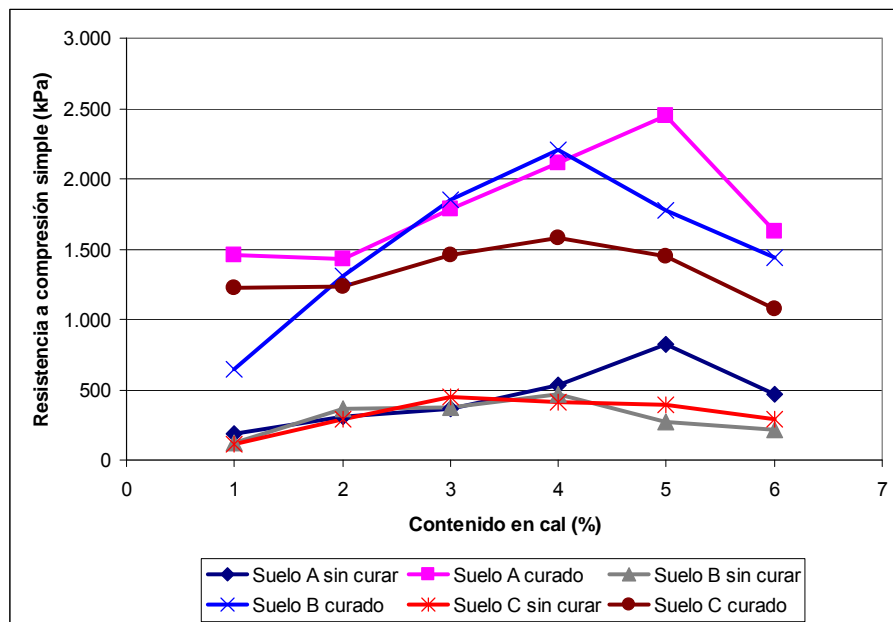


Figura 3-59. Evolución de la resistencia a compresión simple ilustrando la caída con proporciones elevadas de cal para tres tipos de suelos, dos montmorilloníticos, A y B, y otro de naturaleza vermiculita, C, sin curado y con curado (A partir de Amu et al., 2011)

A similares conclusiones llegan George et al. (1992), Bell (1996), Kaur y Singh (2012), etc.

Consoli et al. (2009), tras realizar un análisis de los factores de contenido de cal, porosidad y humedad sobre la resistencia a compresión simple de una arcilla arenosa de baja plasticidad dedujeron una relación satisfactoria entre éste valor y una potencia de la proporción entre el volumen de huecos y el volumen de cal empleado:

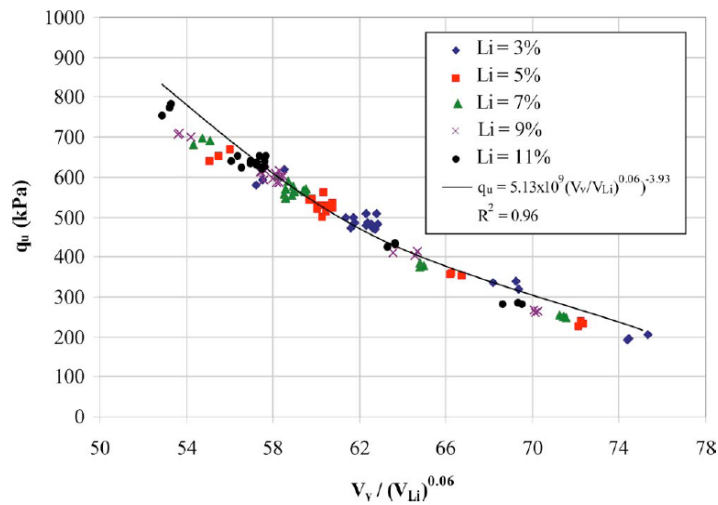


Figura 3-60. Correlación propuesta entre la resistencia a compresión simple q_u y la proporción de volumen de huecos V_v y volumen de cal aplicada V_{Li} sobre muestras curadas 28 días para distintos contenidos de cal $Li=3, 5, 7, 9$ y 11% (Consoli et al., 2009)

Una relación como la propuesta, ajustada para cada suelo específico, permitiría evaluar y prever las resistencias del tratamiento a efectos de la dosificación de las mezclas.

Estudios similares han sido llevados a cabo por Ciancio et al. (2014) aunque sin alcanzar conclusiones que refrenden o invaliden las propuestas anteriores.

Otra medida de la ganancia de resistencia en los suelos tratados no usual en los estudios de estos materiales aunque relativamente útil es la velocidad de transmisión de ultrasonidos a través del control de las ondas P. Esta técnica permite evaluar indirectamente la resistencia de un material mediante determinaciones no destructivas. Ismaiel (2006) recoge el efecto de incremento de la velocidad sobre un suelo arcilloso tratado (“tertiary”) con cal frente a limos y arenas en la siguiente gráfica:

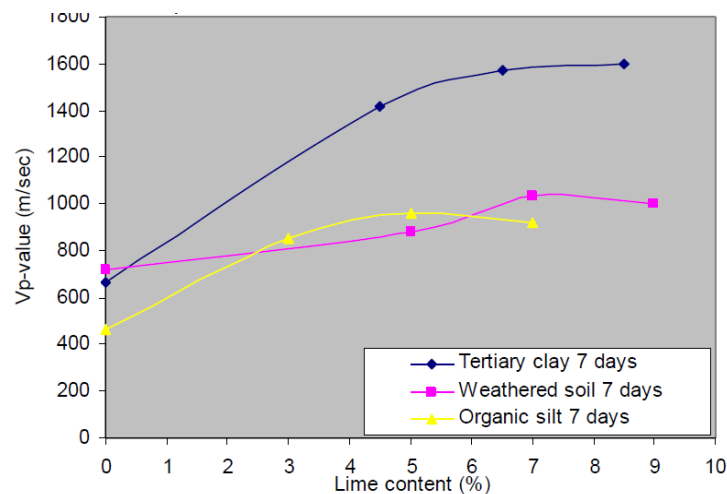


Figura 3-61. Cuantificación de la resistencia de suelos tratados mediante medición de la velocidad de propagación de ondas P, V_p (Ismaiel, 2006)

3.4.11.2 Resistencia al corte

En relación a las posibles mejoras en los parámetros resistentes de Mohr-Coulomb, cohesión y ángulo de rozamiento, Aissiou et al. (2009 y 2013) recogen los resultados de ensayos en aparato de corte directo bajo condiciones CU (consolidado sin drenaje):

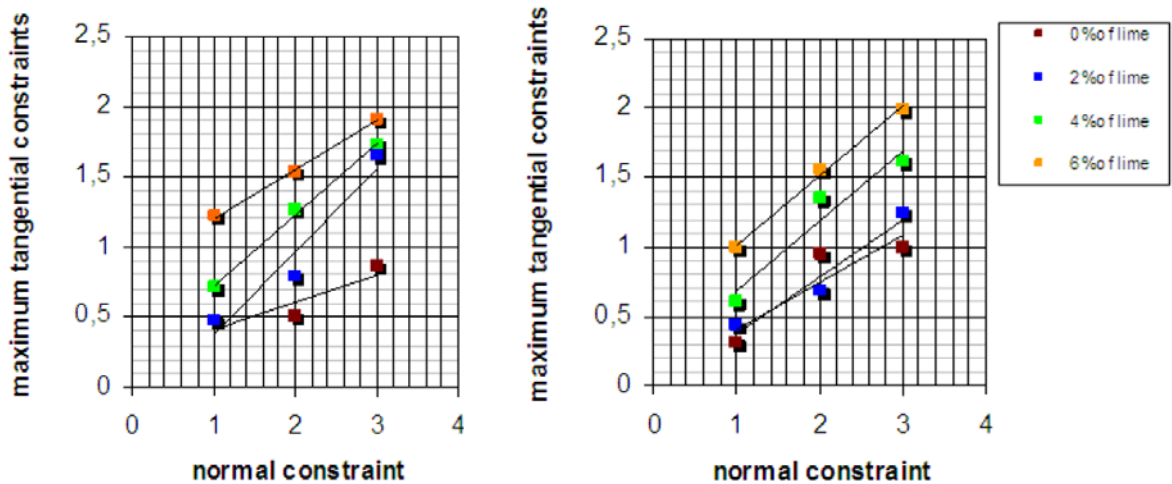


Figura 3-62. Modificación de la resistencia al corte en ensayos CU con distintas proporciones de cal (Aissiou et al., 2013)

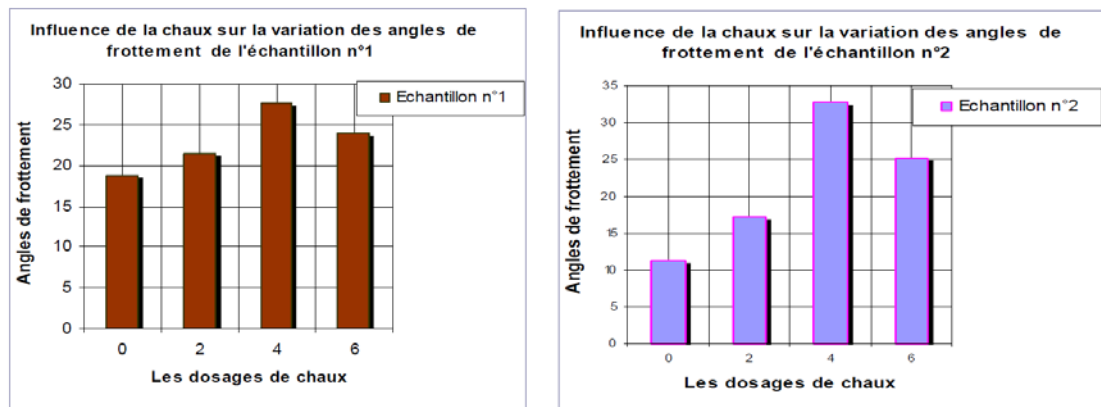


Figura 3-63. Histograma de variación del ángulo de rozamiento en ensayos de corte directo bajo condiciones CU en función del contenido en cal (Aissiou et al., 2013)

Puede de nuevo comprobarse, como ya se apuntó al analizar el efecto sobre el CBR, la influencia negativa que se manifiesta para proporciones elevadas de cal. Broms (2004) establece que para contenidos superiores al 10-15% de cal no se obtienen mejoras en la resistencia al corte.

Broms (2004) justifica los elevados valores del ángulo de rozamiento que se han obtenido en las mezclas de suelo con cal en la dilatancia observada, especialmente bajo presiones de confinamiento bajas. En cuanto a los valores de mejora, indica que con contenidos de 5 a 10 por ciento de cal viva se

consigue por lo general incrementos en la resistencia de 10 a 20 veces para arcillas inorgánicas normalmente consolidadas. La máxima resistencia al corte sin drenaje suele ser de 200 a 300 kPa.

Por otra parte, este mismo autor indica que los valores de resistencia al corte obtenidos a 28 días de curado son sensiblemente menores que los finales, proponiendo su determinación a 90 días.

Rogers y Lee (1994) extienden las mejoras en cohesión y ángulo de rozamiento también a los ensayos drenados y parámetros efectivos, obteniendo incrementos además progresivos en el tiempo hasta alcanzar ángulos de rozamiento de más de 60° a partir de un suelo con 16° de partida y cohesiones efectivas de 300 kPa a partir de 7 kPa.

Alzubaidi y Lafta (2013) han realizado ensayos sobre muestras tratadas con 3, 6, 9 y 12 de cal en aparato triaxial sin consolidación previa concluyendo que tanto la cohesión como el ángulo de rozamiento interno de los suelos experimentan mejoras con el tratamiento, si bien se aprecia de nuevo una pérdida de la misma para contenidos especialmente altos, del 9% o superior (Figura 3-64 y Figura 3-65):

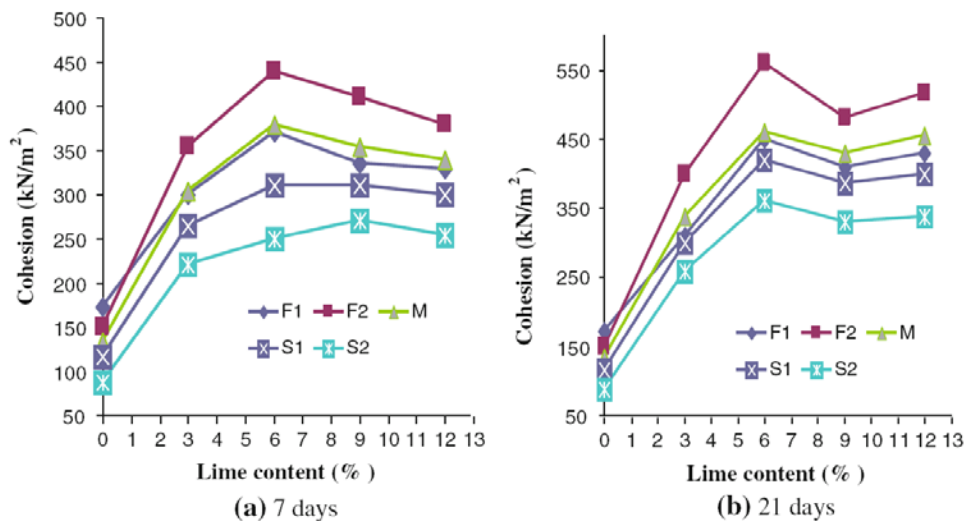


Figura 3-64. Modificación de la cohesión obtenida en suelos tratados con diferentes períodos de curado en aparato triaxial con diferentes velocidades de deformación (F=fast F1>F2; M=medium; S=slow S2>S1) (Alzubaidi y Lafta, 2013)

En estas figuras se aprecia también la mejora producida por el transcurso del tiempo. Estos autores también analizaron la influencia de la velocidad de deformación aplicada concluyendo que los mejores comportamientos se obtienen para ratios de deformación del orden del 4%/min, aspecto a considerar si el material está sometido a cargas dinámicas como podría considerarse en las capas de subbase de carreteras y ferrocarriles.

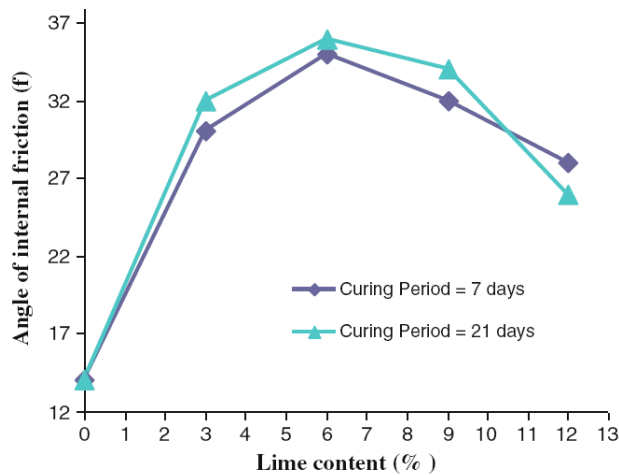


Figura 3-65. Efecto del contenido en cal y tiempo de curado en el ángulo de rozamiento interno obtenido en aparato triaxial (Alzubaidi y Lafta, 2013)

Sobre suelos con un mayor contenido granular y altos porcentajes de cal, del 7 y 10%, Cecconi y Russo (2012) identifican una mayor mejora en los valores de cohesión que en el ángulo de rozamiento de los suelos, si bien es cierto que el valor de partida ya es elevado:

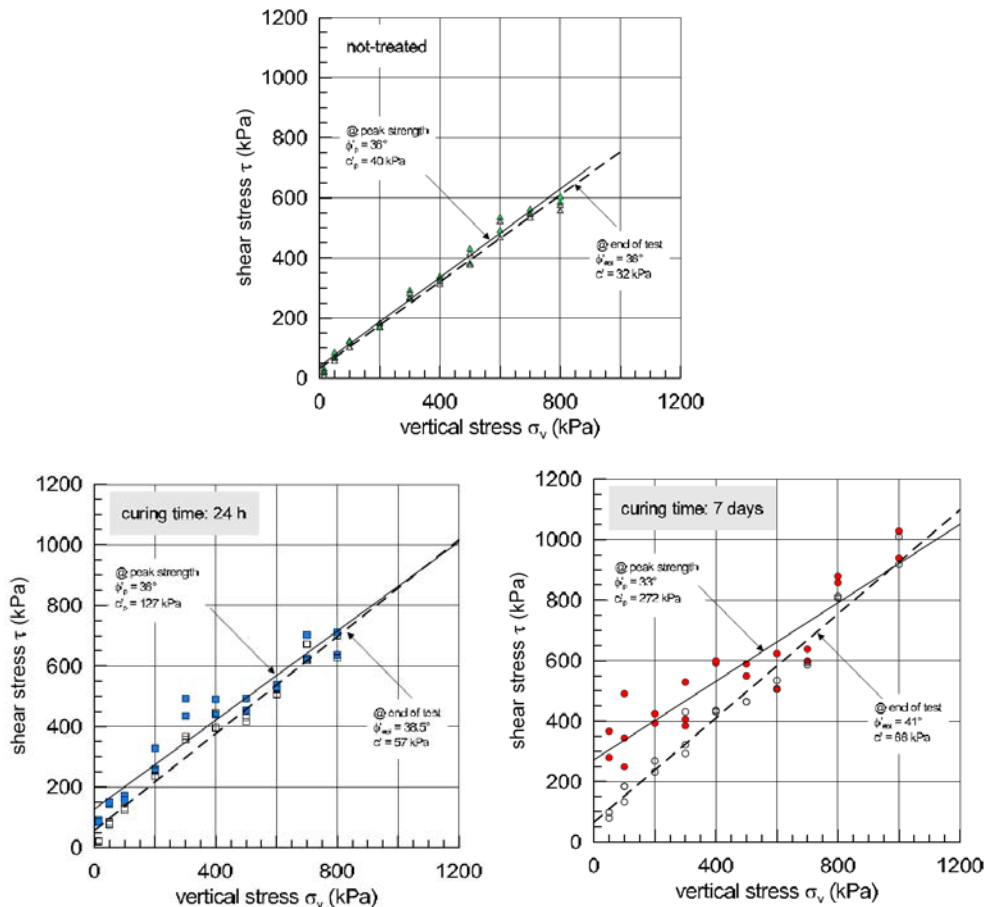


Figura 3-66. Modificación de la cohesión mediante el tratamiento con cal en suelos granulares para diferentes períodos de curado medido en ensayos de corte directo (Cecconi y Russo, 2012)

También ilustran la modificación asociada en la dilatancia que, en los tratamientos con cal es siempre positiva:

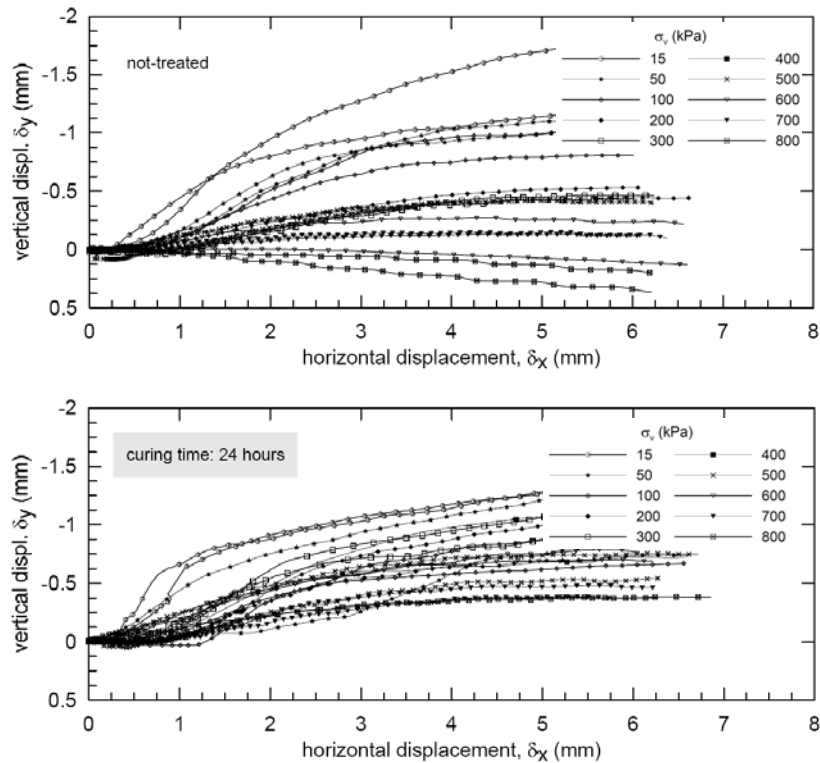


Figura 3-67. Estudio de la dilatancia observada en ensayos de corte directo sobre suelos granulares sin tratar y tratados con cal a las 24 horas (Cecconi y Russo, 2012)

3.4.11.3 Resistencia a tracción indirecta

Garnica et al. (2003) ilustran también una mejora en la resistencia a tracción indirecta mediante el conocido como ensayo brasileño sobre arcillas de alta plasticidad si bien dicha mejora es relativa y tan sólo para contenidos adecuados de cal:

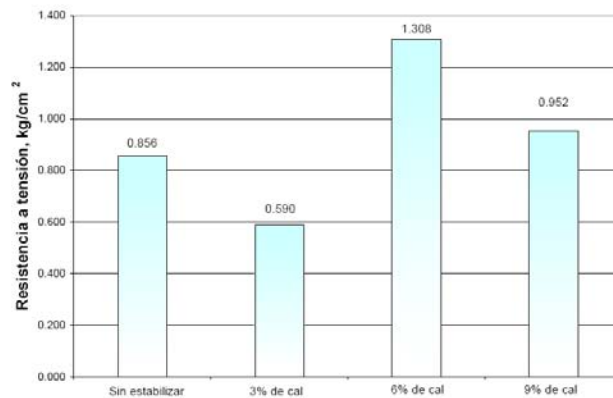


Figura 3-68. Resistencias máximas a tracción indirecta obtenidas para diferentes contenidos de cal (Garnica et al., 2003)

Adolece dicho estudio sin embargo de una correlación con otras propiedades resistentes de referencia.

En este sentido, Arabani y Karami (2006) realizaron ensayos de CBR, tracción indirecta mediante ensayo brasileño y compresión simple sobre muestras de arenas arcillosas iraníes con adición de caolinita, para extremar su comportamiento, y de cal en distintas proporciones. Las probetas fueron curadas en condiciones aceleradas a una temperatura de 45° C durante 48 horas. Los resultados les permitieron establecer unas relativamente buenas correlaciones basadas en los gráficos siguientes:

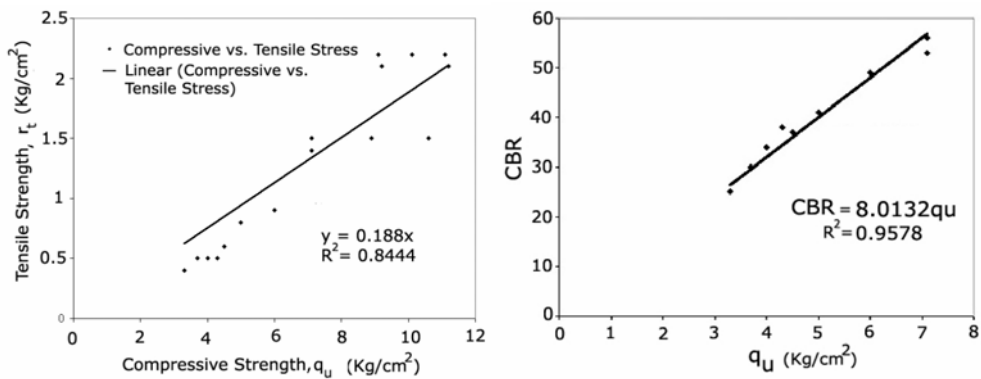


Figura 3-69. Correlación entre las mejoras obtenidas en los distintos ensayos de resistencia a compresión simple, tracción indirecta y CBR sobre muestras tratadas en condiciones de curado acelerado de 45°C a 48 horas (Arabani y Karami, 2006).

3.4.11.4 Resistencia dinámica

Una estimación del efecto del tratamiento sobre la resistencia dinámica importante en capas estructurales de pavimentos la proporciona Little (2000) para distintos tipos de suelos mediante la estimación del módulo resiliente conforme a la norma AASHTO T 294-94, definido como la relación del esfuerzo desviador axial y la deformación axial recuperable, según los datos recogidos en la tabla siguiente:

Soil ID	Description	Plasticity Index ¹		Unconfined Compressive Strength ² , kPa		Resilient Modulus ³ at Deviatoric Stress of 41kPa, MPa	
		without lime	with lime	without lime	with lime	without lime	with lime
D-16	D-16L Moderately plastic silty clay (L=with 5% hydrated lime ³)	24	4	145	2,765	79.2	275
D-37	D-37L Moderately plastic tan clay (L=with 5.5% hydrated lime ³)	29	9	280	2,980	52.5	625
B-1	B-1L Heavy clay (L=with 6% hydrated lime ³)	38	10	160	2,275	35.6	210

¹ Determined after 24 hours of mellowing for stabilized soils.

² All soils cured for 7-days at 40°C in plastic bags filled with water and subjected to capillary soak prior to strength testing.

³ The optimum lime demand for each soil was determined using the ASTM D 6276 pH test.

Tabla 3-4. Resultados de resistencia a compresión simple y módulo resiliente sobre distintos tipos de materiales tratados con cal (Little, 2000)

A nivel global, Little (2001) establece que la mejora en el módulo resiliente de un material del tipo subbase tratado con cal es del orden de 5 a 15 veces.

Estas mejoras han sido contrastadas por Evans et al. (1998) en ensayos in situ sobre distintos tramos de una carretera en Killarney (Queensland) donde se han empleado porcentajes diferentes de cal para estabilizar arcillas con límites líquidos superiores a 60 y tras 6 semanas, se obtuvieron los módulos dinámicos de la capa mediante cálculo inverso a partir de las deflexiones, obteniendo los resultados recogidos en la gráfica siguiente que ilustran las mejoras:

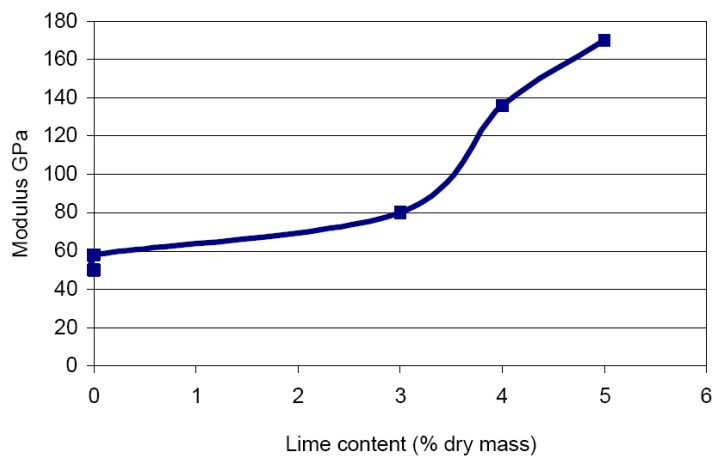


Figura 3-70. Módulos dinámicos medidos sobre capas de arcillas estabilizadas en tramos de prueba reales en carreteras (Evans et al., 1998)

Liu et al. (2010) concluyen igualmente en la mejora del comportamiento bajo ensayos triaxiales de carga dinámica con una presión externa de 20 kPa, incluso bajo los efectos de ciclo de hielo-deshielo que posteriormente se tratarán:

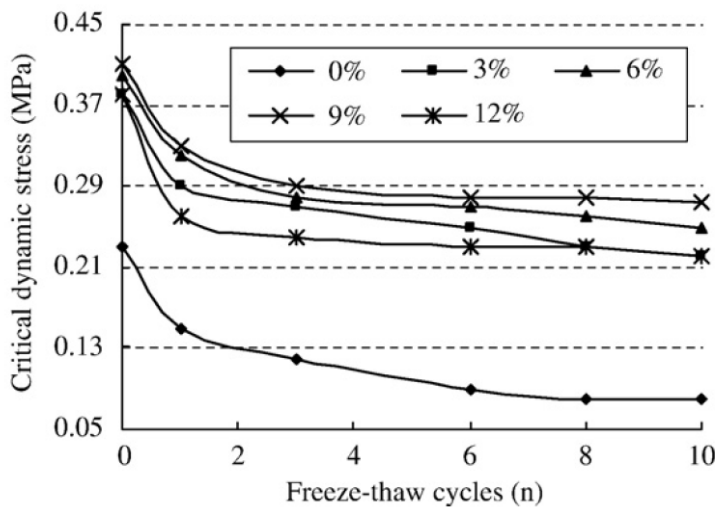


Figura 3-71. Tensión crítica de rotura en ensayos triaxiales de carga dinámica tras ciclos de hielo-deshielo con diferentes proporciones de cal (Liu et al., 2010)

Esta mejora es relevante especialmente en la aplicación de los tratamientos con cal para subbases de pavimentos sometidos a cargas de tráfico, en las que además del comportamiento dinámico se considera la resistencia a la fatiga de los materiales. En este sentido, Selvi (2015) concluye tras un análisis multicapa que el tratamiento de las capas de subbase contribuye a reducir los espesores de mezclas bituminosas superiores y mejorar su comportamiento.

Little (2011) justifica igualmente mejoras finales tanto en modelización de firmes sobre explanadas estabilizadas, en el que se logra un incremento de resistencia a fatiga de las capas de pavimento de hasta el 325%, como en el resultado real del comportamiento de carreteras a largo plazo, con reducciones en el Índice de Regularidad Internacional IRI de 1/3 en 30 años de vida.

3.4.12 Deformabilidad

Ya se ha mencionado a raíz de los ensayos de resistencia a compresión simple el efecto de rigidización que produce la cal incrementando los módulos de deformación.

En general, los problemas de arcillas plásticas susceptibles de ser mejoradas con cal se suelen plantear mediante su análisis de deformación en términos de consolidación.

Los estudios de deformación en condiciones edométricas ilustran que la adición de cal conlleva una rigidización del suelo de forma que los coeficientes de compresibilidad se reducen en un rango de 1/2 a 1/3 (Rajasekaran y Rao, 2002) hasta pasar a ser un orden de magnitud más bajos que los del suelo en blanco (Mavroulidou et al, 2013) (Figura 3-72; Tabla 3-5). También se aprecia que la presión aparente de preconsolidación aumenta sensiblemente con el tratamiento; puede así considerarse que se trata de una preconsolidación inducida químicamente.

Soil	Suction, s (kPa)	p'_c (kPa)	λ	m_v or m_v^s (m^2/MN)
Untreated London Clay	0	53	0.14	0.5
Lime-treated London Clay	0	150	0.05	0.05
Lime-treated London Clay	100	280	0.06	0.05
Lime-treated London Clay	200	450	0.06	0.05

Tabla 3-5. Valores característicos de la modificación de la deformabilidad en edómetro tras el tratamiento con cal bajo distintos valores de succión, s (p'_c = presión de preconsolidación; λ =índice de compresión; m_v =coeficiente de compresibilidad) (Mavroulidou et al., 2013)

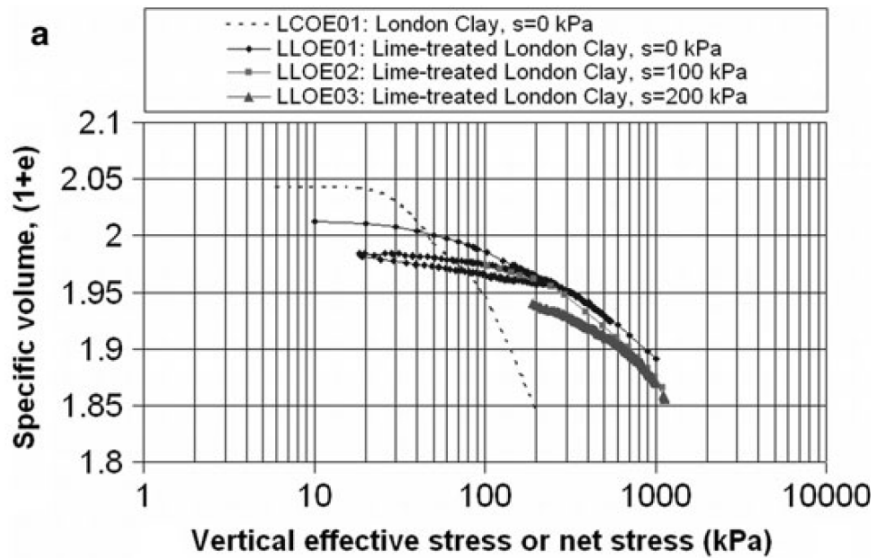


Figura 3-72. Modificación de la deformabilidad en edómetro tras el tratamiento con cal bajo distintos valores de succión, s (Mavroulidou et al., 2013)

Estas mejoras están también vinculadas al transcurso del tiempo, como deducen Sakr et al. (2009) para un suelo tratado con tan sólo un 1% de cal:

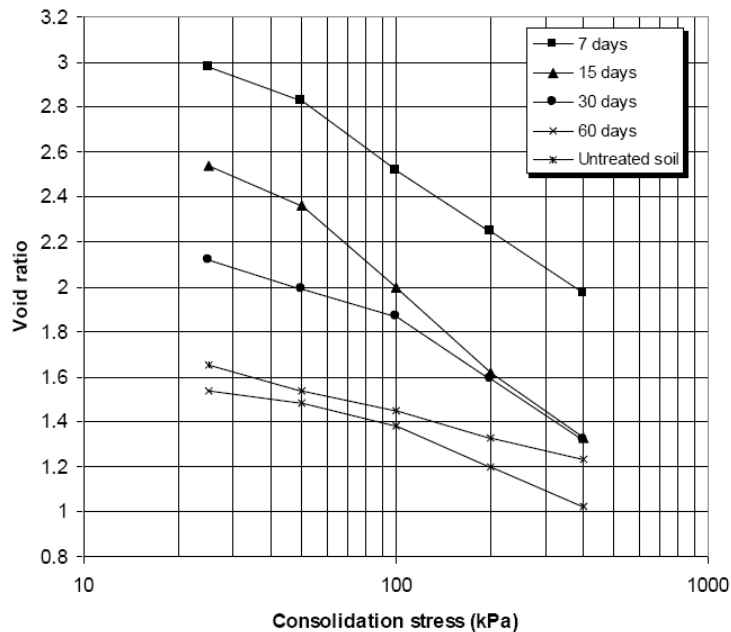


Figura 3-73. Curvas edométricas para suelos tratados con un 1% de cal tras diferentes períodos de curado (Sakr et al., 2009)

Ouhadi et al. (2014) reflejan para una arcilla blanda el comportamiento en edómetro para muestras ensayadas a humedad constante del 25%, similar a la natural, obteniendo igualmente una ilustración clara de la reducción del índice de compresión y un incremento de la presión de preconsolidación, progresivos a medida que aumenta el contenido de cal añadido:

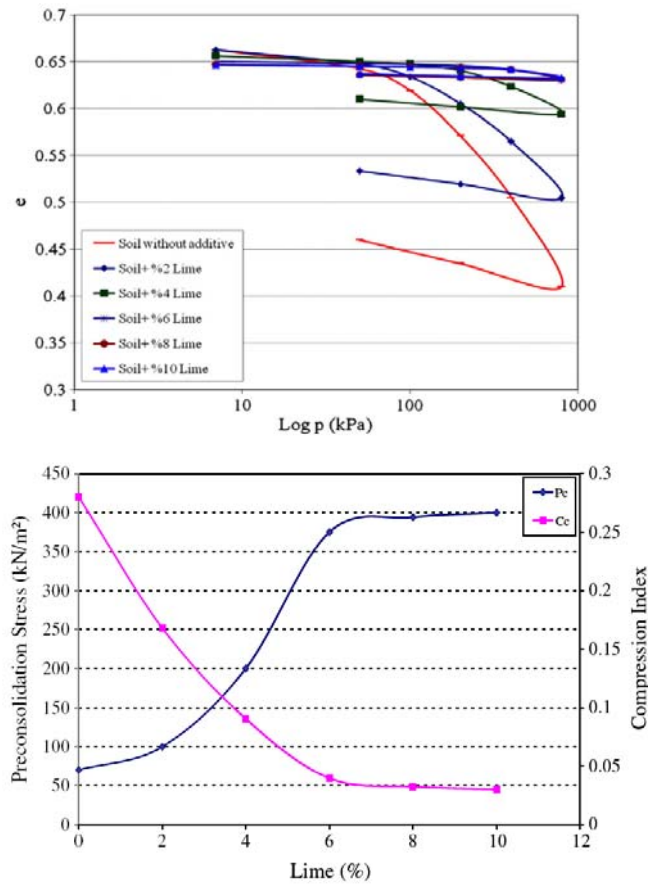


Figura 3-74. Modificación de las curvas edométricas y parámetros característicos de las mismas, presión de preconsolidación p_c e índice de compresión C_c , para distintas proporciones de cal (Ouhadi et al., 2014)

Similares resultados se recogen por otros autores (Nowamooz y Masroui, 2010; Rao y Shivananda, 2005; Rajasekaran et al., 1997).

Las mejoras también afectan a la velocidad de consolidación de los materiales toda vez que se incrementa la porosidad. Singh et al. (2008) obtienen mejoras en el coeficiente de consolidación, mayores mientras más compresibles son los suelos:

S. No.	Percentage of lime	Banga – Garshankar road soil		Garshankar– Nawanshahar road soil		Nawanshahar – Phagwara road soil	
		C_c	C_v (cm^3/min)	C_c	C_v (cm^3/min)	C_c	C_v (cm^3/min)
1.	0	0.114	0.39×10^{-3}	0.078	0.64×10^{-3}	0.107	0.25×10^{-3}
2.	2	0.058	1.45×10^{-3}	0.053	1.70×10^{-3}	0.056	1.35×10^{-3}
3.	4	0.050	2.50×10^{-3}	0.054	1.75×10^{-3}	0.046	2.50×10^{-3}

C_c : Compression Index
 C_v : Coefficient of consolidation

Tabla 3-6. Efecto del tratamiento con cal sobre la velocidad de consolidación de los suelos y sus parámetros característicos (Singh et al., 2008)

En cuanto al módulo de deformabilidad también se acreditan mejoras sustanciales tanto a través de los ensayos de resistencia como de carga con placa.

Umesha et al. (2009) establecen para una arena limosa estabilizada con cal y con cemento una relación lineal bien correlacionada entre la resistencia a compresión simple y el módulo de Young:

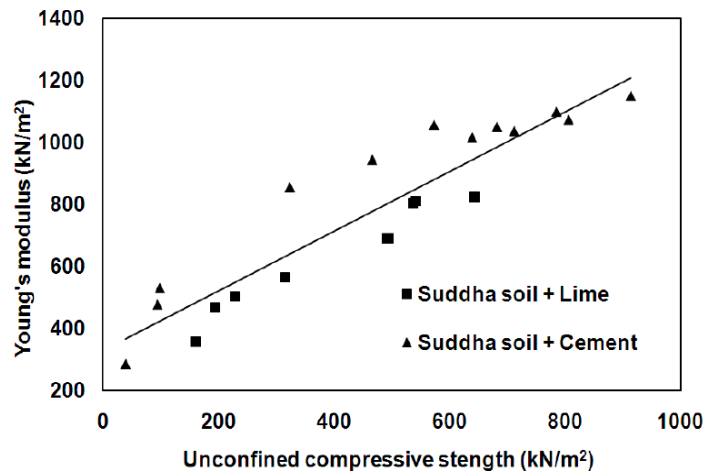


Figura 3-75. Correlación entre el módulo de Young y la resistencia a compresión simple de muestras tratadas con cal y con cemento (Umesha et al., 2009)

Así, Arabani y Karami (2006) ilustran la mejora manifiesta en los módulos de deformación que pueden deducirse del ensayo de resistencia a compresión simple:

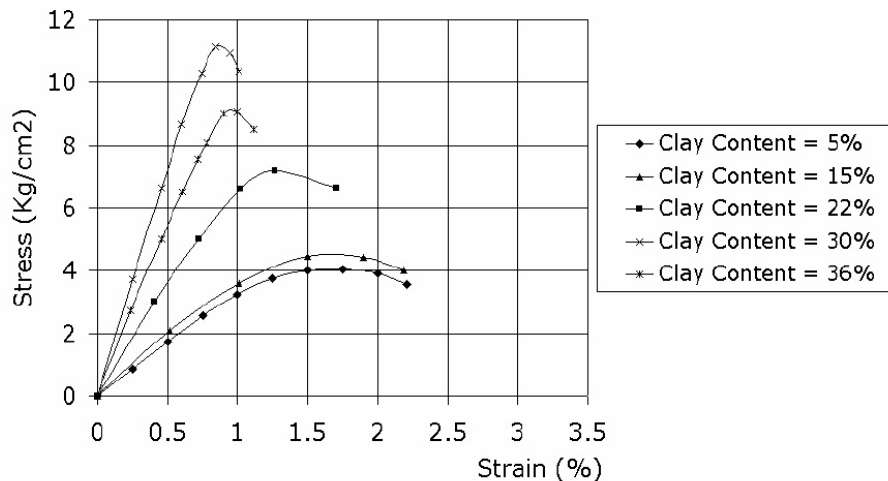


Figura 3-76. Curvas tensión-deformación en ensayos de compresión simple sobre muestras de arena con diferentes proporciones de arcilla tratadas con un 6% de cal (Aarabani y Karami, 2006)

Rogers y Lee (1994) obtienen incrementos en el módulo secante para distintos contenidos de cal y tiempos de curado en ensayos en aparato triaxial tanto con condiciones drenadas como sin drenaje:

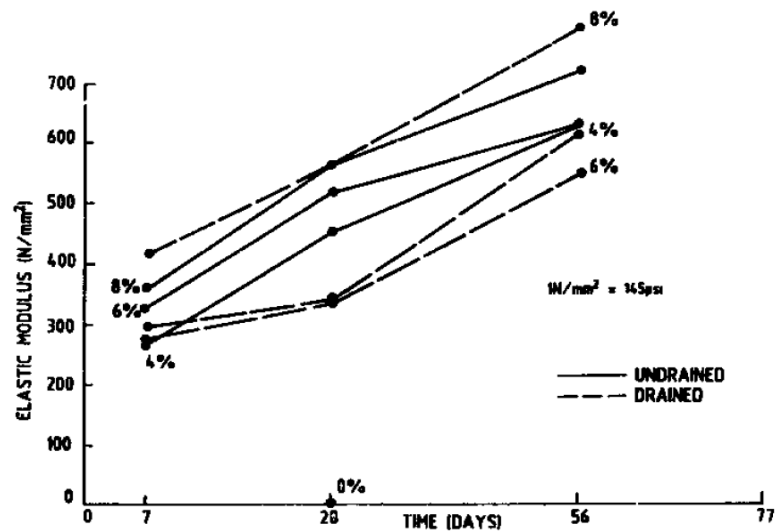


Figura 3-77. Evolución del módulo secante en ensayos de compresión triaxial para distintas condiciones y contenidos de cal (Rogers y Lee, 1994)

Una medida muy habitual en las obras de explanaciones es la del módulo de compresibilidad obtenido en los ensayos de carga con placa, en este caso sobre capas reales, no sobre muestras experimentales de laboratorio.

Oteo (2007) recoge los resultados del módulo obtenido en el segundo ciclo de carga conforme a la norma NLT-357 sobre una arcilla de baja densidad:

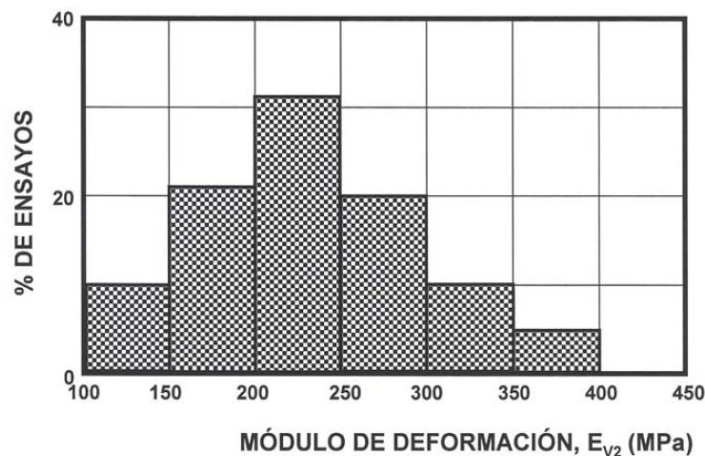


Figura 3-78. Módulo de compresibilidad en el segundo ciclo del ensayo de carga con placa sobre capas reales de arcilla de baja densidad tratada con cal (Oteo, 2007)

Valores inferiores aunque ilustrativos de una sustancial mejora se han deducido en ensayos sobre arcillas del tramo de la autovía A-382 según se ilustra en el gráfico siguiente (Bauzá, 2009):

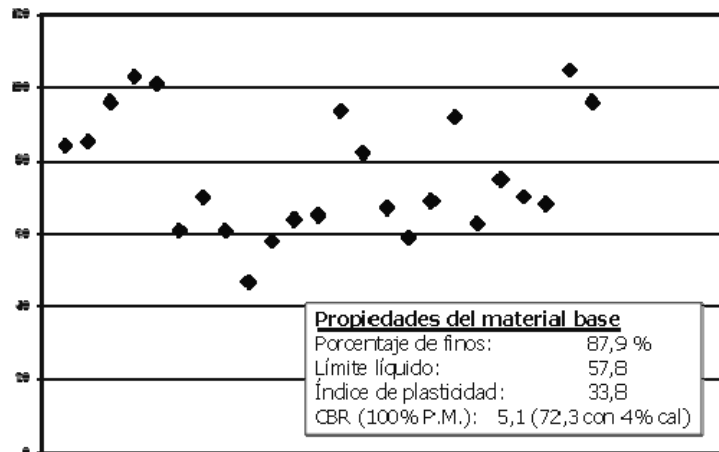


Figura 3-79. Valores del módulo de compresibilidad en segundo ciclo del ensayo de carga con placa sobre capas ejecutadas con arcilla tratada con un 4% de cal (Bauzá, 2009)

La mejora también se aprecia en la relación entre los dos módulos de ciclos de carga, apreciándose el cumplimiento general de la limitación establecida en las prescripciones españolas de un máximo de 2,2:

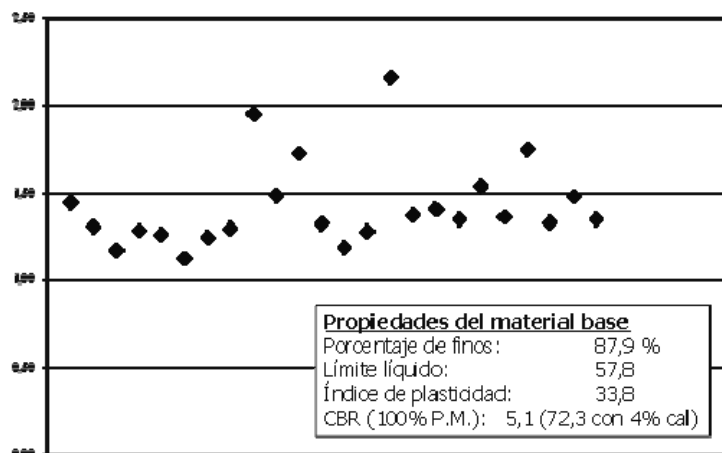


Figura 3-80. Relación entre los módulos de compresibilidad en primer y segundo ciclo del ensayo de carga con placa sobre capas ejecutadas con arcilla tratada con un 4% de cal (Bauzá, 2009)

Baena et al. (2008) concluyen a partir del estudio en la pista de pruebas del CEDEX del Ministerio de Fomento español en que el tratamiento de explanadas con una proporción de cal del 3% permite obtener módulos elásticos, deducidos por cálculo inverso a partir de ensayos de deflexión superficial, de hasta 1.500 MPa. Estos valores se encuentran en el rango de los documentados por Little (1999) entre 210 y 3500 MPa para subbases tratadas.

Finalmente, en cuanto a valores del coeficiente de Poisson, los valores obtenidos oscilan en un rango entre 0,15 y 0,20 (Malella, 2004).

3.4.13 Resistencia a la erosión

La modificación de la microestructura y la porosidad del suelo con la cal contribuyen también a mejorar el comportamiento del material en condiciones de inmersión o flujo ante los riesgos de erosión interna, cuestión relevante en suelos dispersivos.

Este efecto es más importante en suelos limosos, del tipo loess, en el que la adición de cal ha demostrado reducir el riesgo de erosión y dispersividad a partir de pequeñas proporciones, del orden del 1% (Glasse, 1986). Igualmente, la mejora de las condiciones de retracción evita el agrietamiento del material que propicia los fenómenos erosivos.

Así lo han acreditado Abdelkader et al. (2012) en ensayos mediante las técnicas de Crumb Test, Pin Hole y doble hidrómetro para un suelo dispersivo en el que con una adición de cal del 4% consiguen eliminar dicha característica del suelo:

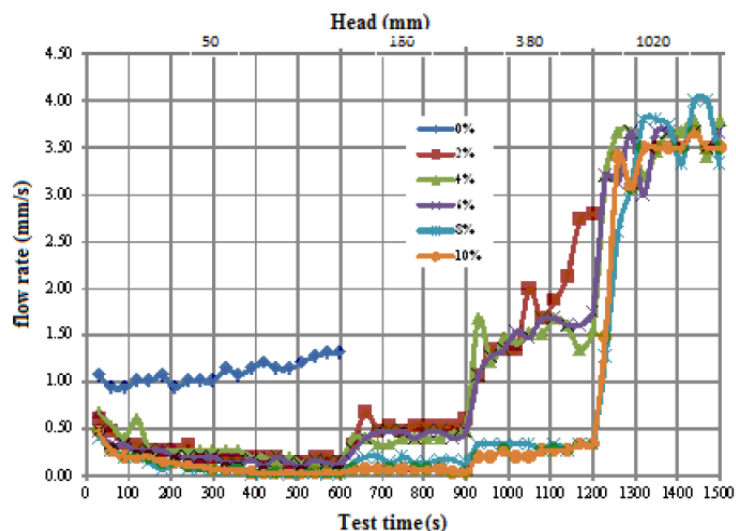


Figura 3-81. Modificación del flujo en el ensayo de Pin Hole para distintas proporciones de adición de cal (Abdelkader et al., 2012)

Esta prueba consiste en hacer fluir agua a través de un orificio de 1 mm de diámetro en el interior de una probeta de 30 mm de altura. Inicialmente el agua fluye bajo una carga hidráulica de 50 mm y después se procede a aumentar la carga progresivamente en escalones de 180 mm, 380 mm y 1.020 mm cada 5 minutos. El análisis y la interpretación se basan en la tasa de flujo, el color del agua recogida y el diámetro final del orificio. A través de ellos se clasifica la muestra en términos de dispersión en seis clases definidas por la norma ASTM (D 4647-06). En los suelos dispersivos la erosión se aprecia en la primera carga. Para arcillas consistentes el agua sale clara.

La figura Figura 3-81 muestra las curvas de variación de la velocidad de flujo durante la prueba de para muestras con diferentes contenidos de cal sobre un suelo dispersivo de la clase D2 con una velocidad de flujo superior a 1 mm/s bajo una carga de 5 cm.

La adición cal incrementa la resistencia al corte del agujero y proporciona un flujo estable inferior. A medida que el contenido de aditivo va más allá de 4%, el suelo se convierte en no-dispersivo de la clase ND2.

Un resultado especialmente interesante obtenido por estos autores es que existe un valor límite de adición efectiva también en cuanto al control de erosión. Así, para contenidos mayores del 6% el suelo se convierte en altamente resistente a la erosión del suelo, pero sólo para pequeñas cargas hidráulicas y luego de repente pierde su resistencia a cargas más altas. En la práctica, esto significa que el uso de proporciones en exceso puede ser arriesgado para estructuras sensibles a la erosión interna.

3.5 FACTORES CONDICIONANTES

En la aplicación de cal a un suelo con el objeto de conseguir una mejora o una estabilización del mismo existen una serie de factores de los que depende la eficacia del tratamiento. La mayoría de ellos se deducen de los propios mecanismos de la interacción de la cal con las arcillas, pero hay otros factores que se pueden denominar externos cuya relevancia es preciso también considerar.

De entre todos los factores que afectan a la eficacia de un tratamiento con cal pueden ser extraídos los más relevantes, y agrupados según estén asociados a:

- La composición del suelo:
 - Su contenido en arcilla
 - Las características mineralógicas de la arcilla
 - El contenido en materia orgánica
 - El contenido en sulfatos solubles
- La plasticidad del suelo
- El pH del medio en que se produce el tratamiento
- El proceso de ejecución:
 - Forma de aplicación de la cal
 - La disgregación y homogeneidad de la mezcla
 - La dificultad de compactación
 - La humedad de compactación
- El transcurso del tiempo en las fases de maduración y curado
- La temperatura de curado
- La presencia de agua:
 - Por su agresividad
 - Por los fenómenos de lixiviado

○ El riesgo del hielo

En el diseño de los tratamientos con cal, mejora y estabilización, es preciso cuantificar y evaluar estos factores en la medida en que de ellos dependerá el éxito de la aplicación. A continuación se repasa el alcance y consecuencias de estos factores, así como su influencia en el tratamiento. Si bien algunos de estos factores ya se han tratado al exponer los principios del tratamiento de suelos con cal, en este apartado se recogen las más recientes investigaciones acerca de la importancia relativa de cada uno de ellos.

3.5.1 Contenido en arcillas del suelo

El primer factor que condiciona la eficacia de un tratamiento con cal es la necesidad de la presencia de arcilla. Aunque esta afirmación pudiera parecer una perogrullada, la realidad es que la aplicación de cal a un suelo sin arcilla o con una presencia insuficiente de este tipo de material puede llegar a manifestarse ineficaz, es decir, no producir mejora de sus características.

Las mejoras descritas, basadas en la interacción de la cal sobre las partículas micrométricas de las arcillas o en la reacción con la sílice y alúmina característica de ellas, no pueden producirse sin su presencia.

Así, si la cal reduce el porcentaje de finos por floculación, para ello es preciso que haya finos que flocular. De igual manera la arcilla es la fuente de sílice y alúmina necesaria para el efecto puzolánico que justifica la estabilización de suelos con cal. Por tanto, sin arcilla, no hay reacción puzolánica y, por tanto, no hay estabilización.

De hecho, estudios comparados de posibles tratamientos sobre suelos poco plásticos o más arenosos proporcionan ventajas sensibles al empleo del cemento (Battacharja et al. 2003). Ismaiel (2006) compara así los resultados obtenidos sobre muestras arcillosas (Tertiary) frente a limos orgánicos y arenas finas inorgánicas, ilustrando la mejora relativa en las primeras:

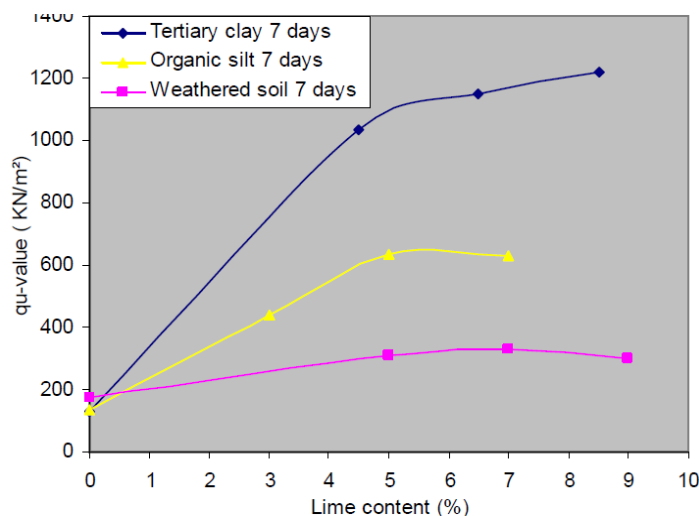


Figura 3-82. Comparación del efecto de la cal sobre suelos con diferentes proporciones de fracción arcillosa (Battacharja et al., 2003)

Además, algunas de las modificaciones obtenidas con la cal sobre suelos arcillosos invierten sus resultados en suelos arenosos, como es el caso de la densidad máxima que experimenta un incremento (Mateos, 1977).

Little et al. (2001) y la National Lime Association establecen como valores indicativos la necesidad de que el suelo a estabilizar tenga un contenido mínimo de partículas de tamaño inferior a 75 μm del 25% y un índice de plasticidad mínimo de 10.

Akcanca y Aytakin (2014) reflejan la influencia del contenido de arcillas en un estudio sobre mezclas de diferentes porcentajes de bentonita con arena, del 20 al 50%, obteniendo resultados que ilustran el mayor efecto a mayores adiciones. Similar comportamiento experimentan Yildiz y Soganci (2012) obteniendo mejores resultados sobre una arcilla con un límite líquido de 72 sobre otra con un valor de 46.

Uno de los primeros ábacos disponibles en la bibliografía para el diseño de estos tratamientos parte precisamente del contenido en finos y plasticidad del suelo, características ambas intrínsecas de los suelos arcillosos (McDowell, 1966):

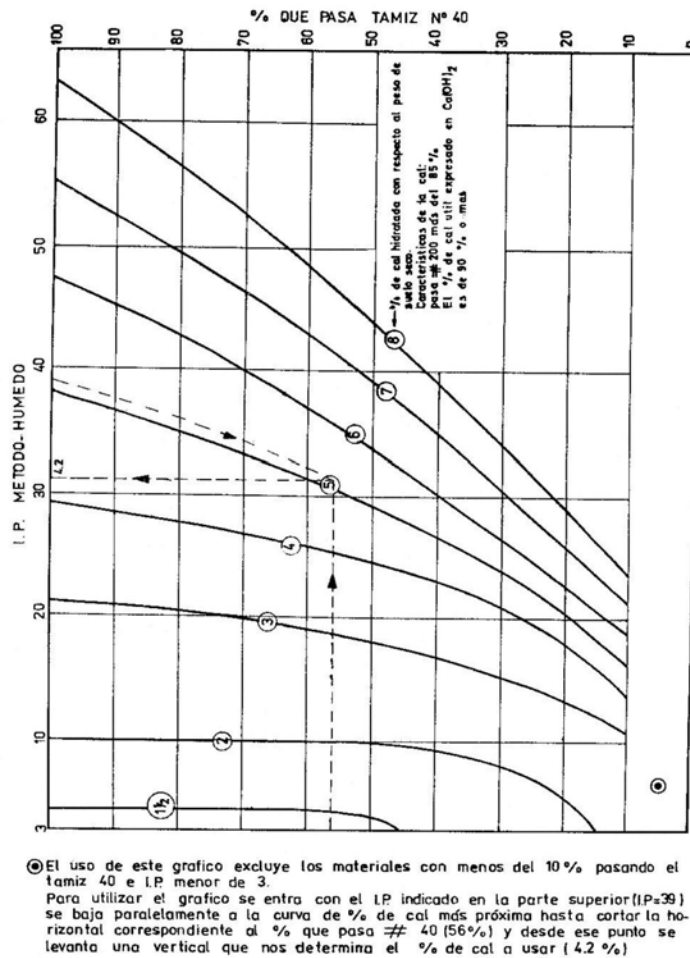


Figura 3-83. Ábaco para diseño de tratamientos de suelos con cal a partir del índice de plasticidad y la granulometría (McDowell, 1966)

Yin y Yong (2012) en ensayos sobre arenas limpias de cantera mezcladas con distintas proporciones de caolinita ilustran cómo las mejoras en resistencia dependen directamente del contenido en arcilla, por ejemplo, en los parámetros resistentes de Mohr-Coulomb:

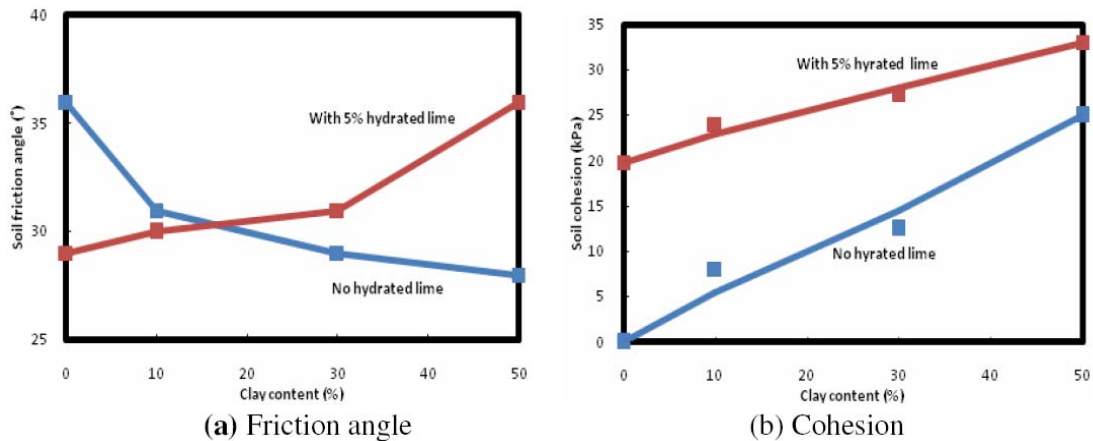


Figura 3-84. Mejoras en los parámetros de resistencia al corte sobre suelos arenosos en función del contenido en arcillas al tratarlos con un 5% de cal (Yin y Yong, 2012)

3.5.2 Características mineralógicas de la arcilla

La eficacia del tratamiento con cal de un suelo no sólo depende de la cantidad de arcilla, sino incluso del tipo que la constituye desde el punto de vista mineralógico.

En cuanto a la composición de las arcillas el factor más relevante es el contenido en sílice y alúmina que deben combinarse con la cal. Debido a que no todas tienen las mismas proporciones, éstas marcarán la primera diferencia.

Distintas arcillas poseen distintas características de tamaño de partícula, superficie específica, capacidad de intercambio de iones, plasticidad y, en conjunto, reactividad ante la cal. En función de ellas no sólo será o no factible la adición de cal con un determinado objetivo, sino que incluso las cantidades precisas variarán sustancialmente.

Así, por ejemplo, recordando propiedades descritas, no es lo mismo tratar suelos con alto contenido en caolinita, arcilla poco plástica y poco reactiva, que otros con abundancia en montmorillonita, mucho más plástica y reactiva. De manera análoga, las arcillas sódicas o potásicas, iones fácilmente desplazables por el calcio, son potencialmente más proclives a manifestar con mayor proporción los efectos de la aplicación de la cal.

En general, la montmorillonita y la caolinita responden mejor a la cal que la illita y clorita (Thompson, 1967). Los suelos con abundancia de halloysita suelen experimentar menores incrementos de resistencia que los demás (Onitsuka et al., 2001; Mateos, 1964)

Bell (1996) ilustra las diferencias existentes entre los diferentes tipos de arcillas comparando los valores de sendas muestras de montmorillonita y caolinita, de alta y baja capacidad de intercambio respectivamente, sobre las

que tras la adición de diferentes proporciones de cal, evalúa su capacidad de intercambio:

Lime content (%)	Cation exchange capacity (meq/100 g)	
	Kaolinite	Montmorillonite
0	4	88
2	12	80
4	9	56
6	9	66
8	10	62
10	10	73

Figura 3-85. Capacidad de intercambio catiónico de dos tipos de arcilla tras la aplicación de diferentes proporciones de cal (Bell, 1996)

Amén de las diferencias significativas, puede observarse la existencia de unos ciertos puntos de inflexión en torno a los denominados puntos de fijación de la cal, asociados al alcance del pH fijado por Eades y Grim.

Estas diferencias se plasman en que la reducción de la plasticidad en las caolinitas no es tan apreciable como en el caso de las montmorillonitas, apreciándose incluso ligeros aumentos de la plasticidad en aquéllas con la cal (Bell, 1996).

Otra diferencia relevante se relaciona con las modificaciones superficiales que se producen en las partículas de arcilla al adsorber iones que provocan la reducción de la capa doble y el contacto entre partículas cuyo resultado es la floculación.

En este sentido, la illita presente en su cara externa iones de Si que atraen los protones en una solución acuosa proporcionando un pH alcalino. Sin embargo, la caolinita también tiene iones aluminosos que neutralizan el efecto de las caras silíceas y reducen el efecto descrito.

Para este tipo de suelos varios autores (Chemedá et al., 2015; Konan et al., 2007 y 2009) cuestionan que la reacción de intercambio de cationes y la reducción de la capa doble sean la única explicación para la mejora a corto plazo basándose en que una solución de cloruro cálcico con una concentración de calcio similar no tiene un efecto significativo. Concluyen que además del mecanismo de aglomeración debido a la atracción borde-cara de las partículas, se generan unas atracciones cara-cara auspiciadas especialmente por la alcalinidad que genera la cal. Así, para valores del pH del orden de 7, la caolinita absorbe principalmente iones Ca^{2+} mientras que para pH del orden de 12,6 la absorción alcanza a los iones CaOH^+ que activan las reacciones superficiales en las caras.

Ello contribuye a reforzar el papel del pH en estos tratamientos.

La diferente mineralogía de las arcillas influye también en la cinética de estas reacciones (Al-Mukhtar et al., 2014) de manera que estas reacciones son relativamente rápidas en arcillas con esmectita, lentas con illita y aún más

lentas con caolinita. Este efecto diferencial se manifiesta claramente la cal consumida en períodos cortos de reacción del orden de 1,5 horas:

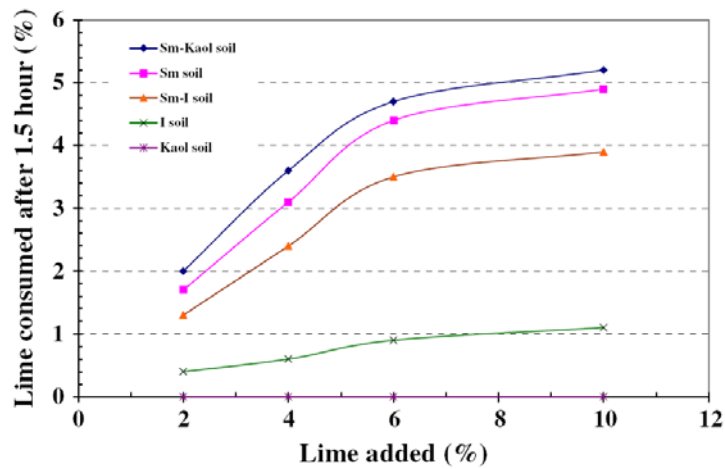


Figura 3-86. Velocidad de absorción de la cal de diferentes tipos de arcillas cuantificada en el consumo a 1,5 horas de la aplicación; Sm=esmeclita; I=Illita; Kaol=caolinita (Al-Mukhtar et al., 2014)

Puede apreciarse cómo la reacción de intercambio catiónico rápido consume inmediatamente del orden de un 4 a 5% de cal en los suelos con mayor contenido de esmeclita (Sm soil) mientras que el consumo es casi nulo para las muestras con caolinita (Kaol soil) e illita (I soil).

Una plasmación de este factor es la evolución de la resistencia con el tiempo, analizada por Choquette et al. (1987) para cuatro arcillas de origen marino mediante medición de las ondas transversales en probetas de suelo tratado con cal en función de la cantidad de cal añadida, obteniéndose trayectorias tan diversas como las recogidas:

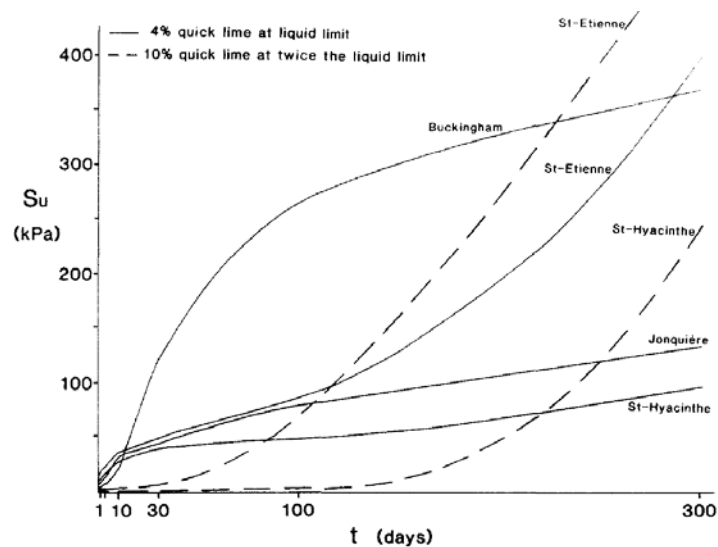


Figura 3-87. Resistencia al corte sin drenaje S_u y su evolución durante el período de curado, medida en ensayos de propagación de ondas transversales para cuatro arcillas de origen diferente (Choquette et al., 1987 de Locat y Beauséjour, 1986)

Choquette et al. (1987) concluyen mediante análisis por difracción de rayos X que los filosilicatos son los principales materiales que son atacados y, en consecuencia, la fuente primaria de sílice, alúmina y magnesio precisos para la generación de los productos cementantes. Por lo tanto, el análisis mineralógico de los componentes de la arcilla es la base para predecir su potencial de mejora con la cal.

No obstante, las diferencias más notables que se deducen por este factor afectan fundamentalmente a los tratamientos de estabilización de suelos, basados en la reacción puzolánica. Por ello, para asegurar este tipo de tratamiento se ha citado ya la necesidad del estudio mineralógico de los compuestos que constituyen la fracción arcillosa del suelo a tratar.

3.5.3 Contenido en materia orgánica

Un factor no muy bien conocido pero cuya importancia es destacada por diversos autores es la presencia de materia orgánica en el suelo, a la que se le suele atribuir un efecto retardante en la producción de la reacción puzolánica (Thompson, 1967) que reduce los valores de resistencia a compresión simple, por ejemplo, para una misma edad:

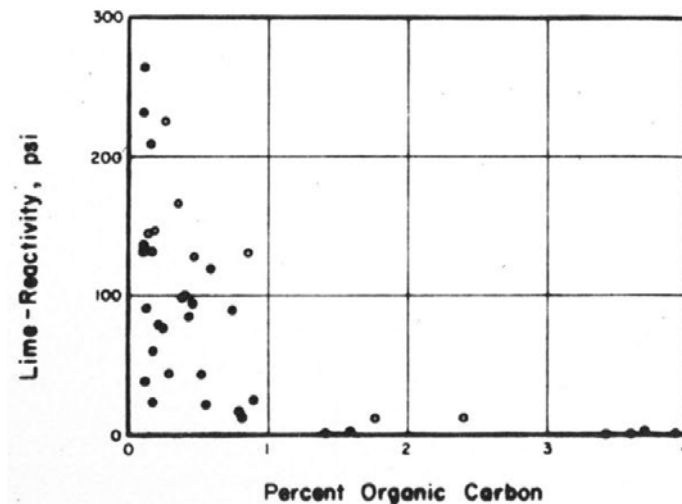


Figura 3-88. Reducción de la resistencia a compresión simple en relación a la presencia de materia orgánica (Thompson, 1967)

La materia orgánica está constituida por partículas complejas que pueden adsorber cationes de calcio o reaccionar con el suelo, inhibiendo así la reacción superficial de la cal con la arcilla y la reacción puzolánica.

El fenómeno es complejo y está muy condicionado por la naturaleza del suelo y por la de la materia orgánica presente en él. Así Sakr et al. (2009) aprecian mejoras por el tratamiento con cal incluso sobre suelos con contenido de materia orgánica de un 14%.

Petry y Glazier (2004) analizaron el tratamiento comparado de un suelo al que se le añadió turba artificialmente para obtener un contenido en materia

orgánica en distintas proporciones hasta el 6%. Un primer resultado es que el contenido óptimo de cal o punto de fijación se elevó progresivamente desde el 4% hasta el 10%. En cuanto al efecto del tratamiento sobre las propiedades básicas, incluso en las mayores proporciones de materia orgánica se aprecian mejoras, si bien el incremento es menor como, por ejemplo, se ilustra en los ensayos de resistencia a compresión simple:

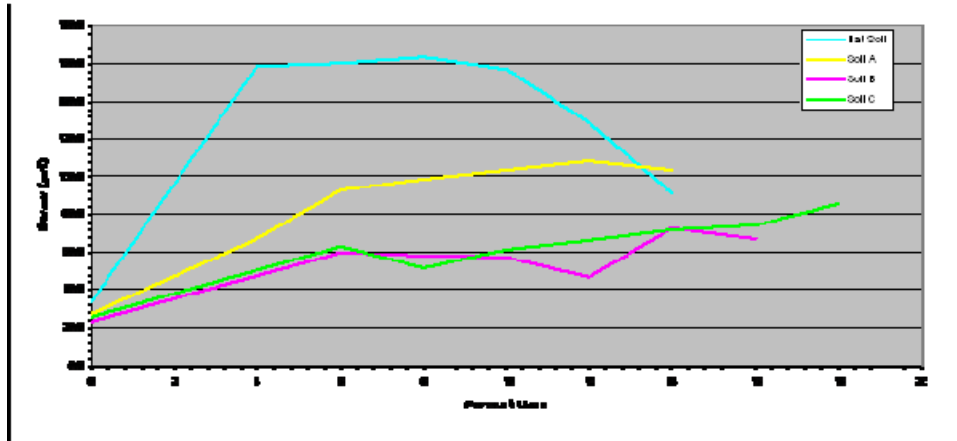


Figura 3-89. Modificación de la resistencia a compresión simple en suelos con diferente contenido en materia orgánica añadida, A=2%, B=4%, C=6% (Petry y Glazier, 2004)

Ello conduce a establecer una interferencia del contenido en materia orgánica que, si bien no inhabilita un suelo para su tratamiento, es probable que lo haga inviable económicamente en relación a la mejora esperada.

Du et al. (1999) identifican efectos muy limitados en la reducción del potencial de hinchamiento sobre un suelo con un contenido de materia orgánica del 1,5% que tras el tratamiento con un 8% de cal aún mantiene una presión de hinchamiento de 134 kPa.

Estudios específicos han conducido a concluir que entre las fracciones que componen la materia orgánica presente en los suelos es el ácido húmico el que mayor influencia tiene en la pérdida de resistencia (Onitsuka et al. 2003; Mohd Yunus et al. 2011, Cabane, 2004):

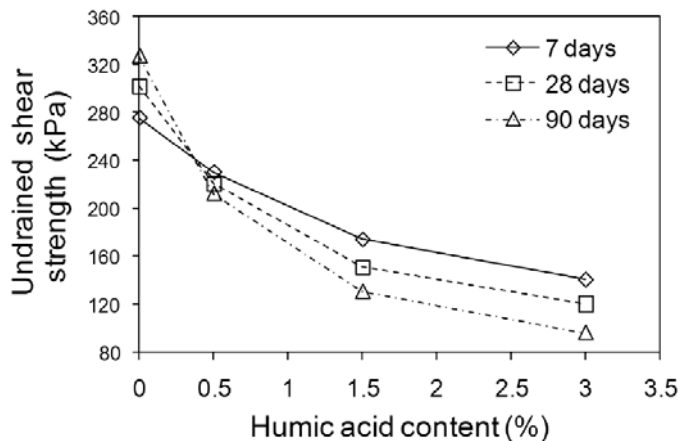


Figura 3-90. Efecto del período de curado en la resistencia al corte de una arcilla inorgánica tratada con cal en función del contenido en ácido húmico (Mohd Yunus et al., 2011)

Incluso, más allá de la simple pérdida de eficacia, Mohd Yunus et al. (2012) plantean que la presencia de ácido húmico en proporciones elevadas provoca una reducción del pH tal que puede llegar a detener la reacción puzolánica y, en consecuencia, anular el efecto de la cal salvo que dicho descenso se compense con una cantidad adicional de ésta:

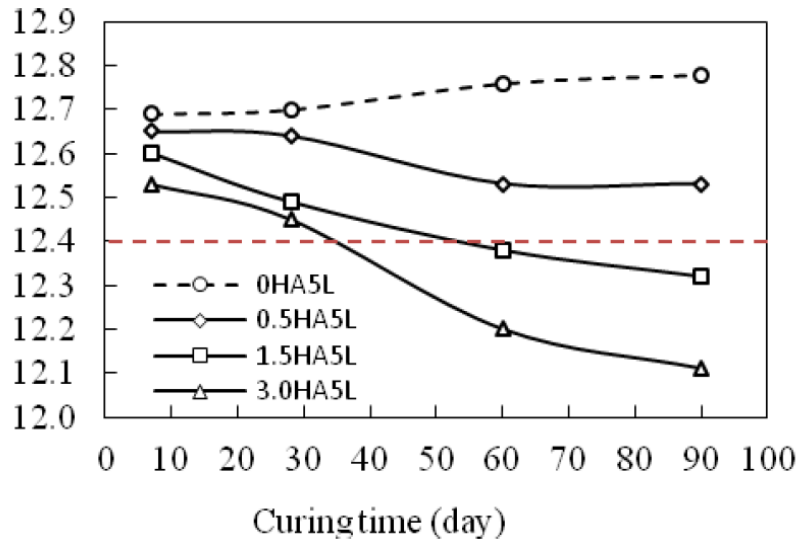


Figura 3-91. Efecto del curado en el valor del pH de una arcilla orgánica con diferentes contenidos de ácido húmico; 1,5HA5L=1,5% ácido húmico, 5% cal (Mohd Yunus et al., 2012)

Ello provoca una reducción de la resistencia mayor a mayor presencia de ácido húmico e incluso que ilustra degradación con el transcurso de los días de curado (Figura 3-92 y Figura 3-93).

En dicha investigación, concluyen además con una posible solución al problema mediante la adición de cloruro sódico o cálcico.

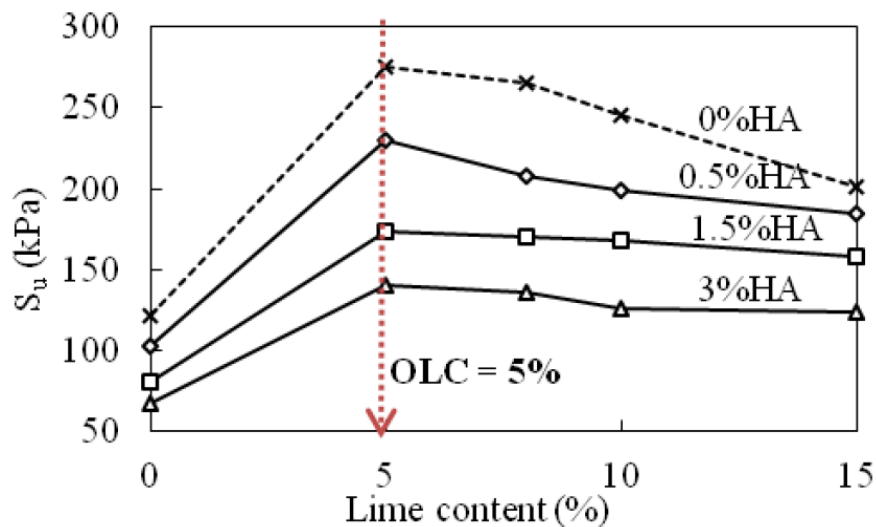


Figura 3-92. Efecto del contenido en cal sobre la resistencia al corte sin drenaje S_u en arcillas con diferentes proporciones de ácido húmico HA tratadas con cal tras 7 días de curado; OLC=contenido óptimo de cal (Mohd Yunus et al., 2012)

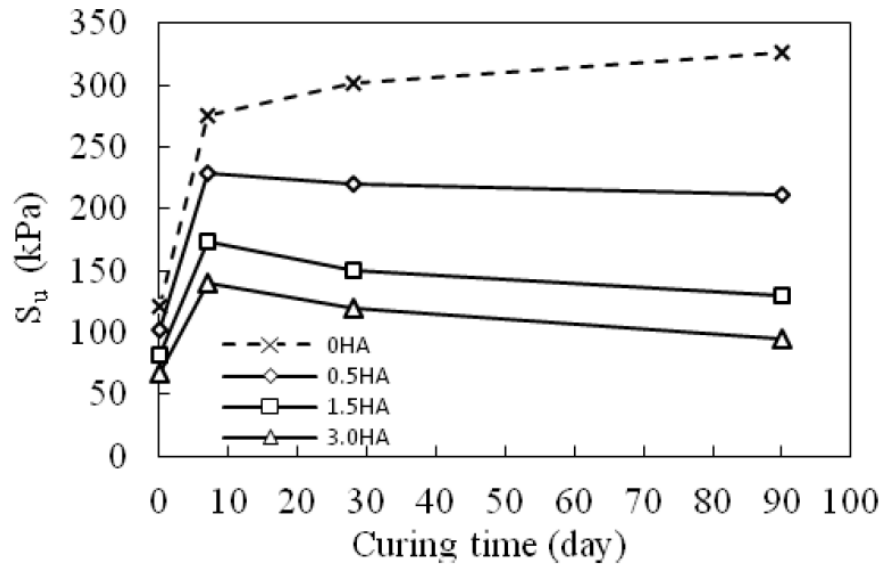


Figura 3-93. Efecto del curado sobre la resistencia al corte sin drenaje S_u de arcillas con diferentes contenidos de ácido húmico HA tratadas con el 5% de cal (Mohd Yunus et al., 2012)

Saride et al. (2013) también ilustran sobre suelos arcillosos con alto contenido en materia orgánica que una vez transcurridos los primeros 28 días se aprecian pocas mejoras e incluso reducciones en la resistencia a compresión simple de los suelos tratados con cal. Atribuyen este comportamiento a la reducción del pH y a la reacción del calcio con el ácido húmico para generar ácido húmico cálcico inorgánico.

A modo de limitación práctica Little et al. (2001) y la National Lime Association establecen como valores límite un contenido en materia orgánica del 1% en peso, proporción a partir de la cual apuntan como de difícil estabilización o con requisitos desproporcionados de cal por antieconómicos.

3.5.4 Contenido en sulfatos solubles

El contenido en sulfatos solubles en suelos es un factor cuya influencia ha despertado un gran interés en los últimos años por asociarse a él importantes casos de patología en firmes de carreteras construidos mediante estabilización con cal. Rajasekaran (2005) recoge un inventario de episodios patológicos descritos en la bibliografía (Tabla 3-7 y Tabla 3-8).

En el presente apartado se apuntan las líneas que gobiernan la influencia de este factor en la estabilización de suelos.

CAPÍTULO 3.- EL TRATAMIENTO DE LOS SUELOS ARCILLOSOS CON CAL

Reference	Project details	Stabilizing agent used	Sulphate level present at site/ type of sulphates used	Nature of reaction products formed	Observed site condition/laboratory test details about soil behaviour	Type of soil used, and percentage of clay content	Clay minerals present	Safe criteria of sulphate level suggested	Remarks
Unpublished data	Cedar Hill Park	Lime			Severe swelling	High			
Unpublished data	Bush Road	Cement			Severe swelling	6-13% of clay present	Illite and montmorillonite		
Mehta (1973a)		Cement with slag		Etringite	Swelling in soil		Halloysite with smectite and kaolinite		
Brantley and Glynn (1983), Unpublished data				Etringite					
Sam Wong (1982), unpublished data	Mississippi highway	Lime							
Boguc and Lerch (1934), Nurse (1964), and Montgomery et al. (1981)		Cement		Etringite					
Sherwood (1962)	Lime stabilised London clay	Lime			24% Strength loss	Clay percentage varied from 0 to 100%		< 0.25%	Sand specimens unaltered by sulphate attack
Dunlap et al. (1975)		Cement						<0.09%	If sulphates content >0.09%, use sulphate resist cement
Regroud (1980)		Cement with slag		Etringite	Swelling in soil				
Mitchell (1986)	Wichita parking lot at Los Vegas, Nevada	Lime	0.50%	Thaumasite (dominant) with traces of ettringite	pH = 8-10.5	Silty clay			
Kujala et al. (1986)	Laboratory study	Cement and gypsum		Etringite	pH = 4.8-4.9	Silty soils	Illite, chlorite	Less than 0.15-0.41%	
Hawkins and Pinches (1987b)	Llandough Hospital, Cardiff		Selenite		Floor slab heaving				
Hunter (1988)	Las Vegas Streets	Lime (4.5%)		Etringite and Thaumasite	More than 100% swelling noticed with 9-30% nmc, pH = 7.8-10.5	Sandy silt and silty clay (10-55% clay)	Sepiolite dominant with montmorillonite, kaolinite	<1%	
Thomas et al. (1989)	Mine waste, UK	Cement							
Snedker and Temporal (1990a)	Bonbury IV contract, Part of M40 Oxford to Birmingham Motorway	Lime				Clay soils			
Raja (1990)	Laboratory study	Lime (5%)	5% of Na, K, Mg, Al sulphates		Sodium sulphate increases compression index	Calcium bentonite		<0.05%	
Kamon and Nontananandh (1991)	Laboratory study	3, 6, 9, 12% by bulk weight of NCS (new cement like stabilizer)		Etringite	Improve engineering behaviour	Volcanic ash soils with 13.1% clay (<5 µm)	Chlorite with amorphous material	NCS-CaSO ₄ (6.3%)	
Perrin (1992)	Joe Pool Lake Projects, Loyd Park Cedar Hill Park Laughlin Runway, Joe Pool Lake, Del Rio, Tex	Lime	0.02-0.09%		Severe swelling	3-18%	Smectite and kaolinite-montmorillonite	<0.03%	
		Lime	2.12%		Severe swelling	High	Illite and Montmorillonite		
		Lime	1.4-2.5%		Moderate swelling	34-63%	Smectite		

Tabla 3-7. Relación de episodios patológicos descritos en la bibliografía debidos a la presencia de sulfatos en los tratamientos de suelos con cal (Rajasekaran, 2005)

CAPÍTULO 3.- EL TRATAMIENTO DE LOS SUELOS ARCILLOSOS CON CAL

Reference	Project details	Stabilizing agent used	Sulphate level present at site/ type of sulphates used	Nature of reaction products formed	Observed site condition/laboratory test details about soil behaviour	Type of soil used, and percentage of clay content	Clay minerals present	Safe criteria of sulphate level suggested	Remarks
Petry and Little (1992)	Denver airport, and laboratory study	Lime			Severe swelling		Smectite		
Mitchell and Dermatas (1992)	Laboratory study	Lime	0.3-6.2%		Slight to severe	Sand mixed with 30% clay content	Kaolinite	<0.3%	
Rajasekaran (1994)	Laboratory study	Lime (3%)	Lime with individual combinations of 3% sodium sulphate & 3% calcium sulphate	Ettringite presence in lime-sodium sulphate system has been noticed	None to moderate Increase in Cc from 0.85 (untreated) to 0.84 for sodium sulphate, and a decrease of 0.44 for calcium sulphate	Marine clay with 52% clay fraction	Montmorillonite, kaolinite, sepiolite, montmorillonite-chlorite-vermiculite	<0.2%	
DePuy (1994) Petry (1994) Sridhran et al. (1995)	Laboratory study	Cement Lime Lime (6%)	0.20% Sodium sulphate (0.5-3%)		For sodium sulphate <0.5% no effect For 1, and 3%, compressibility increase significantly	Black cotton soil		< 1% <0.5%	
Rajasekaran et al. (1997)	Laboratory study, and used two different marine clays (soil 1 & soil 2)	Lime (3%)	3% sodium, potassium, calcium and magnesium sulphates	Ettringite	For soil 1, Cc of untreated soil changed from 0.79 to 0.82 (Na), 0.72 (K), 0.53 (Ca), 0.59 (Mg) For soil 2, Cc was changed to 0.79 (Na), 0.69 (K), 0.51 (Ca), 0.57 (Mg) for soil 2	Marine clays	Both soils contain montmorillonite, chlorite, kaolinite and vermiculite	<0.05%	
McCallister and Tidwell (1997)		Lime						0.01-0.5% (low to medium), 0.5-1.2% (medium to serious), and > 1.2% (serious)	
Tsatsos and Dermatas (1998)		Lime (10%)	5% sodium sulphate	Ettringite	Showed negligible swelling		Kaolinite and montmorillonite		
Wild et al. (1998)	Laboratory study	Lime (6%) for kaolinite	Gypsum (2, 4 and 6% by wt)	Ettringite	Plasticity and expansion potential has reduced	70% kaolinite	Kaolinite	1% SO ₃	
Wild et al. (1999)	Laboratory study	Lime-GGBS (5, 6, 8 and 10%) for Kimmeride clay For Kaolinite, the total binder content = 6% (lime/slag) For Kimmeride clay, the total binder content = 5% (lime/slag)	1.73% of SO ₃ For kaolinite-lime-GGBS, gypsum contents equivalent to 0.0, 93, 1.86 and 2.79% SO ₃ For Kimmeride clay, gypsum contents vary from 0, 2.6 and 8% SO ₃	Ettringite	Plasticity and expansion potential has reduced	Kaolinite Kimmeride clay	84% kaolinite, 13% mica, 1% feldspar and 2% other minerals Dickite with mica, pyrite and gypsum traces	1% SO ₃	1.73% SO ₃
Rollings et al. (1999)	Clay Ric and Suman	Lime (5-6%)	Surface bumps due to soil swelling	Ettringite	Sand with clay (8-13%), pH 9-12		Halloysite (predominant) with kaolinite and smectite		
Kinouthia et al. (1999)	Laboratory test (samples cured for 70 °C at 100% relative humidity)	6% lime	Na, K, Ca, Mg sulphates (1, 2, 3 and 4% SO ₃)	Ettringite	pH 10-12, sulphate level >1% Increase in omc for divalent, decrease for monovalent Max, dry density decreased for divalent, and increased for monovalent system	kaolinite	28.57% of clay present		

omc, optimum moisture content.

Tabla 3-8. Relación de episodios patológicos descritos en la bibliografía debidos a la presencia de sulfatos en los tratamientos de suelos con cal, continuación (Rajasekaran, 2005)

En el presente apartado se apuntan las líneas que gobiernan la influencia de este factor en la estabilización de suelos.

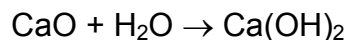
Los sulfatos de sodio, potasio, calcio y magnesio suelen encontrarse en suelos sedimentarios especialmente en regiones semiáridas (Rajasekaran, 2005) o provenir, por ejemplo, de la oxidación de sulfuros. El yeso es otra fuente importante de sulfatos, especialmente relevante debido a que puede considerarse una fuente continua dado su lento proceso de disolución (Dermatas, 1995).

La interferencia de los sulfatos en la reacción puzolánica es un efecto ya conocido en el fraguado del cemento portland por lo que, dado que el proceso de la reacción de la cal y la arcilla se ha descrito como la formación de productos similares, es previsible una interferencia también similar.

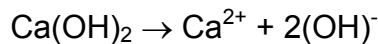
En resumen, la presencia de sulfatos ante una cierta proporción de cal libre y de alúmina puede originar una reacción que lleva a la formación de sulfato-aluminatos de calcio hidratados. Entre los productos que se pueden generar en esta reacción destacan dos formas: la ettringita, caracterizada por su alto contenido en sulfatos; y el monosulfoaluminato, de bajo contenido.

Las reacciones geoquímicas que producen la ettringita han sido simplificadas por Hunter (1988) según sigue:

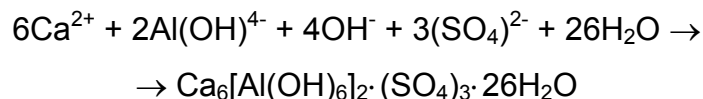
- Hidratación de la cal:



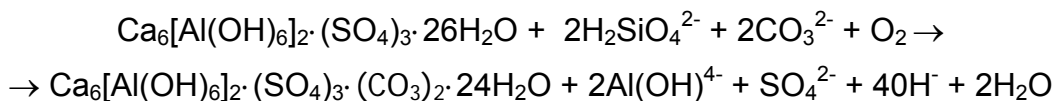
- Ionización del hidróxido cálcico, el pH sube a 12,3:



- Formación de la ettringita:



- Conversión de la ettringita en thaumasita:



Hay que indicar que la transformación de la ettringita en thaumasita, que es una sustitución estructural, sólo se produce bajo temperaturas inferiores a 15°C (Harris, 2004).

La reacción de formación de estos productos en suelos arcillosos es rápida y tan sólo requiere la presencia adicional de los sulfatos y de la cal precisas.

Su aparición conlleva la generación de unas partículas aciculares de tamaño creciente (Ogawa y Roy, 1982) que generan importantes presiones de hinchamiento en la masa en la que se forman, con valores de hasta 200 MPa. Abdi y Wild (1993) han medido presiones de hinchamiento sobre muestras de caolinita con yeso añadido bajo condiciones de inmersión según sigue:

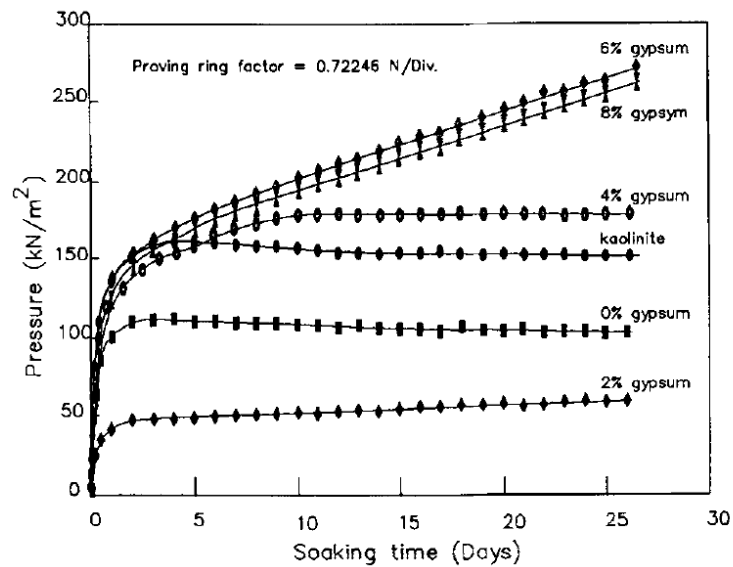


Figura 3-94. Presión de hinchamiento en función del tiempo de inundación en agua a 20°C de una caolinita tratada con 6% de cal para varios contenidos de yeso añadido (Abdi y Wild, 1993)

Las siguientes imágenes de microscopía electrónica progresivas en escala ilustran la forma de las partículas y su disposición entre las de una arcilla caolinítica tras 20 meses de curado (Mitchell y Dermatas, 1992):

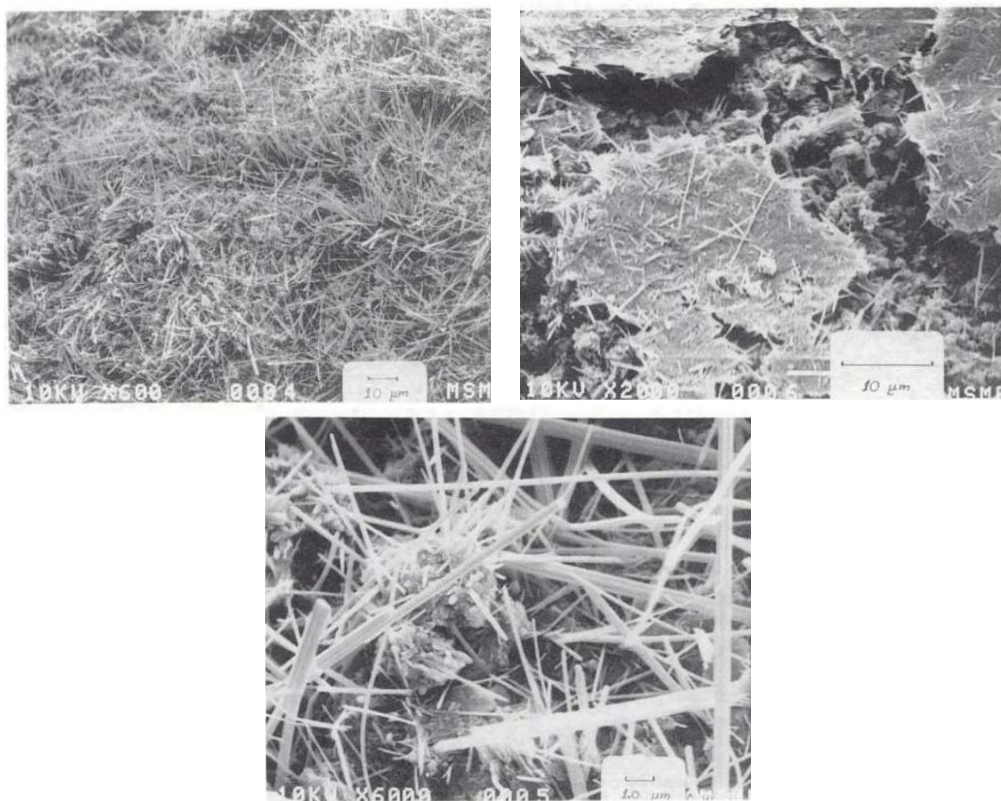


Figura 3-95. Formación de las partículas aciculares de ettringita en una caolinita tratada con cal a los 20 meses de curado ilustrada en el microscopio electrónico a 600, 2000 y 6000 aumentos (Mitchell y Dermatas, 1992)

Así, tanto el incremento de volumen que se genera en su creación, como la forma de aguja de las partículas, originan la rotura de la estructura preexistente en el suelo. Ello ocurre tanto en la forma de ettringita como en la de thaumasita, si bien ésta produce hinchamientos un 45% menores que aquella (Simic, 2007). Los hinchamientos producidos pueden alcanzar valores de hasta el 18% como ilustra este autor:

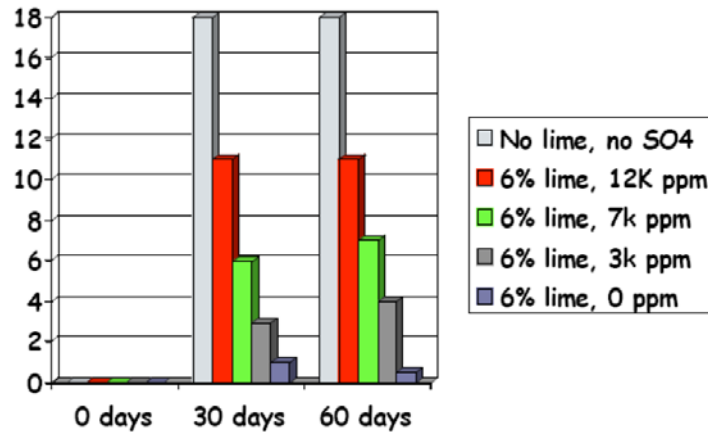


Figura 3-96. Porcentajes de hinchamiento de suelos con distintas concentraciones de sulfatos solubles (Simic, 2007)

No obstante la influencia claramente negativa de la formación de la ettringita, Yong y Ouhadi (2007) plantean que la forma acicular de este compuesto contribuye de manera favorable a incrementar la capacidad portante del suelo desde el punto de vista geotécnico.

Abdi y Wild (1993) atribuyen el efecto de la expansión directamente a la absorción de agua precisa para la formación de los compuestos más que el mero hecho de la aparición de nuevos productos.

Aldood et al. (2014) sobre muestras con yeso añadido identifican una causa adicional para justificar la absorción de agua en la generación de una presión o succión osmótica generada por la alta concentración en el suelo.

De hecho, la formación de ettringita debería conllevar una reducción de volumen si el agua que absorbe es interna. Es precisamente la atracción de agua del exterior la que genera el incremento de volumen, como ilustra Little (2011) (Figura 3-97).

Estos procesos si se producen en una masa de suelo estabilizada con cal en la que la reacción puzolánica ya ha tenido lugar pueden llevar a la destrucción de los enlaces constituidos y, por tanto, a la pérdida del efecto de la estabilización. Así, Dermatas (1995) establece que la formación de ettringita es condición necesaria pero no suficiente para que se manifiesten los hinchamientos pues es además preciso que sus fuerzas de expansión sean superiores a la resistencia proporcionada por la estabilización.

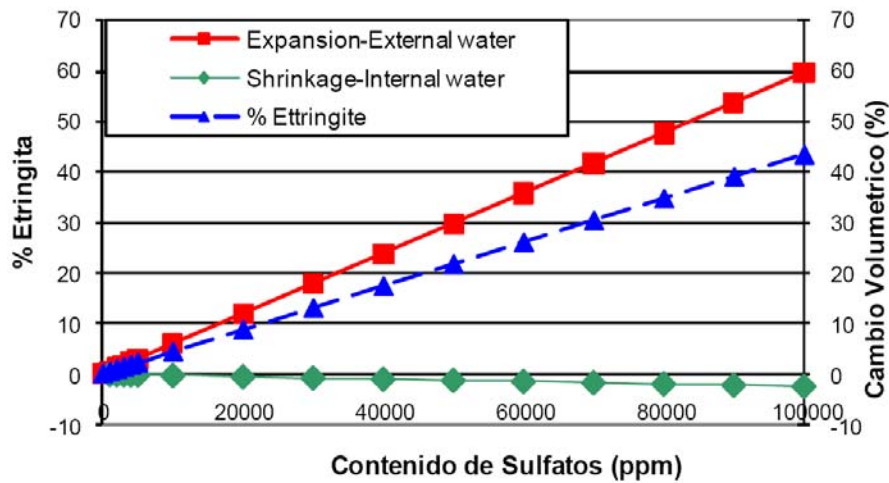


Figura 3-97. Cambios volumétricos asociados a la formación de ettringita en función del origen del agua bien sea externa, hinchamiento, bien interna, retracción (Little, 2011)

Los principales factores que propician la aparición de estos compuestos, aparte de la evidente presencia de sulfatos solubles, son:

- La alcalinidad del medio, pues los valores elevados de pH facilitan la disolución de la sílice y alúmina que intervienen. Simic (2007) sobre muestras con yesos en el entorno de Madrid obtiene el siguiente diagrama de fases que ayuda a predecir la formación de estos productos:

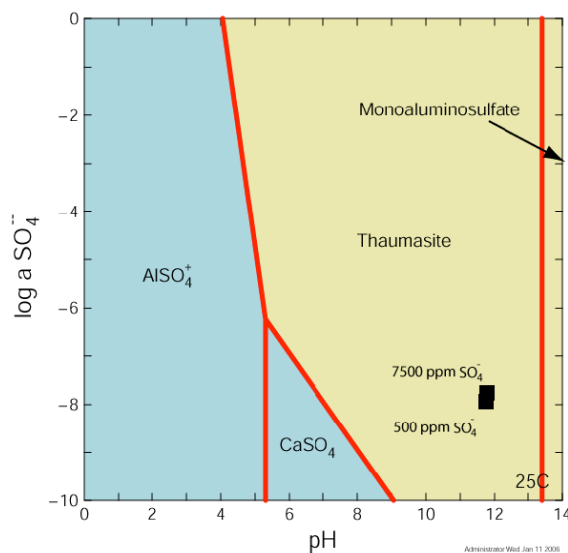


Figura 3-98. Diagrama de fases que refleja la situación de un determinado suelo para determinar la posible producción de las sustancias derivadas por exceso en el contenido en sulfatos (Simic, 2007)

- La aplicación de cal en exceso derivada de proporciones elevadas es un segundo factor de riesgo, como se ilustra en el siguiente gráfico de Dermatas (1995):

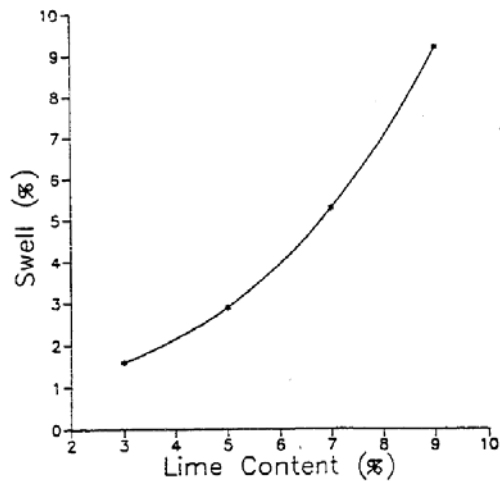


Figura 3-99. Evolución del hinchamiento en función del contenido en cal para suelos con sulfatos (Dermatas, 1995)

- El exceso de humedad, que proporciona las moléculas de agua precisas para la formación de la ettringita, amén de que también puede aportar los sulfatos.
- La temperatura, según documentan Ogawa y Roy (1982) y Mitchell y Dermatas (1992):

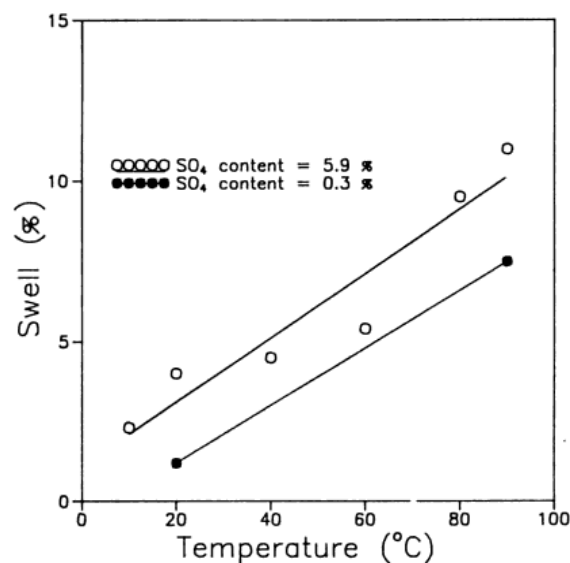


Figura 3-100. Efecto de la temperatura de curado sobre el hinchamiento medido en muestras sumergidas durante 30 días (Mitchell y Dermatas, 1992)

- El contenido en arcilla y su mineralogía; así Mitchell y Dermatas (1992) proponen un contenido mínimo del 10% y que las caolinitas presentan mayor riesgo que las montmorillonitas al contener mayor proporción de alúmina, del orden del doble (Dermatas, 1995).
- Otros factores como el tamaño y la morfología de los cristales de sulfatos solubles, la presencia de cementos carbonáticos, el tiempo de curado, la densidad seca, etc. (Valle, 2010).

Aparte de los efectos ya mencionados en cuanto a cambios de volumen, la influencia de la formación de la ettringita en la resistencia de la mezcla no es tan evidente y depende mucho del curado.

La evolución temporal del proceso la documentan Abdi y Wild (1993) a través del estudio de una caolinita con yeso añadido del que deducen la siguiente gráfica:

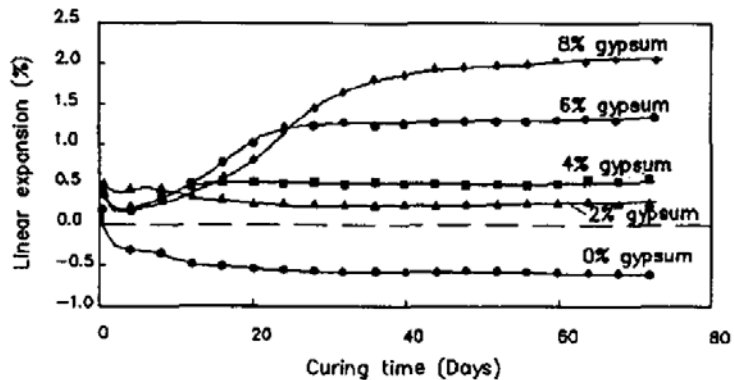


Figura 3-101. Relación entre la expansión lineal y el tiempo de curado de una caolinita tratada con un 6% de cal para diversos contenidos de yeso añadido (Abdi y Wild, 1993)

Aldaood et al. (2014) sobre muestras de suelos con adición artificial de yeso ilustran muy gráficamente tanto el efecto de la generación de ettringita como su evolución a lo largo del tiempo en las siguientes imágenes de microscopía electrónica:

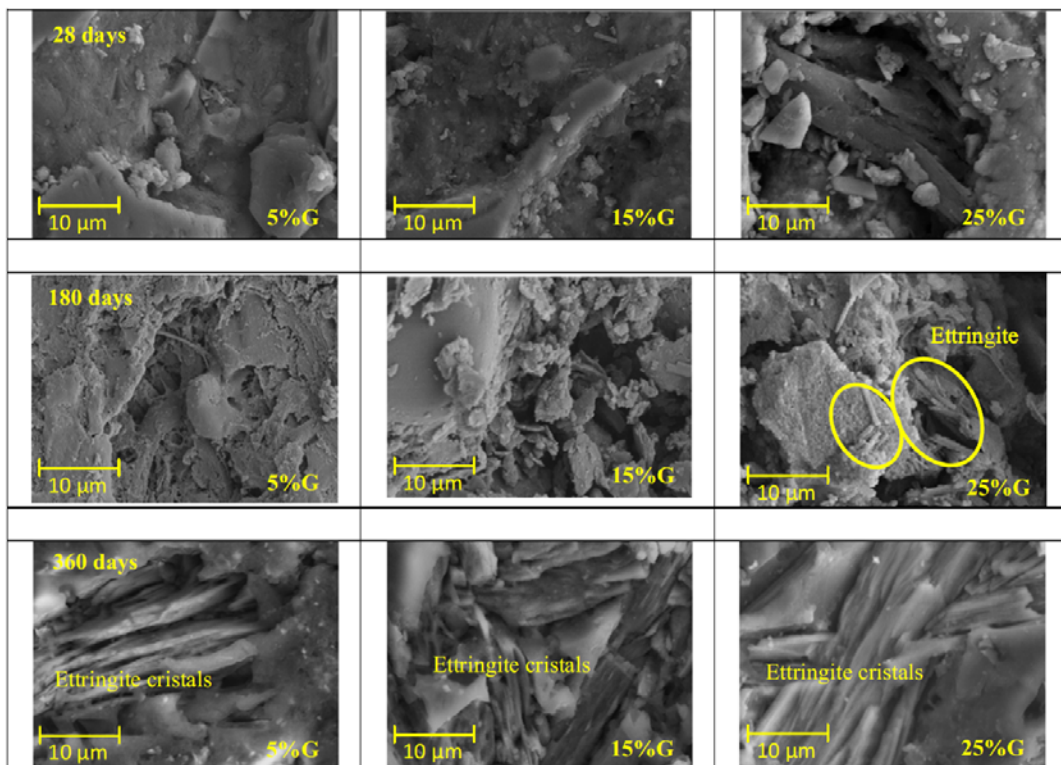


Figura 3-102. Imágenes de microscopía electrónica ilustrando la formación de ettringita para distintos contenidos en yeso añadido y tiempos de curado (Aldaood et al., 2014)

Un factor adicional que multiplica el riesgo de la formación de ettringita en suelos con alto contenido en sulfatos solubles, tales como los suelos yesíferos, es la producción de ciclos de humectación y secado que pueden incrementar dicha disolución. Así, Aldaood et al. (2014) ilustran mediante difractogramas de rayos X los compuestos generados tras dichos ciclos:

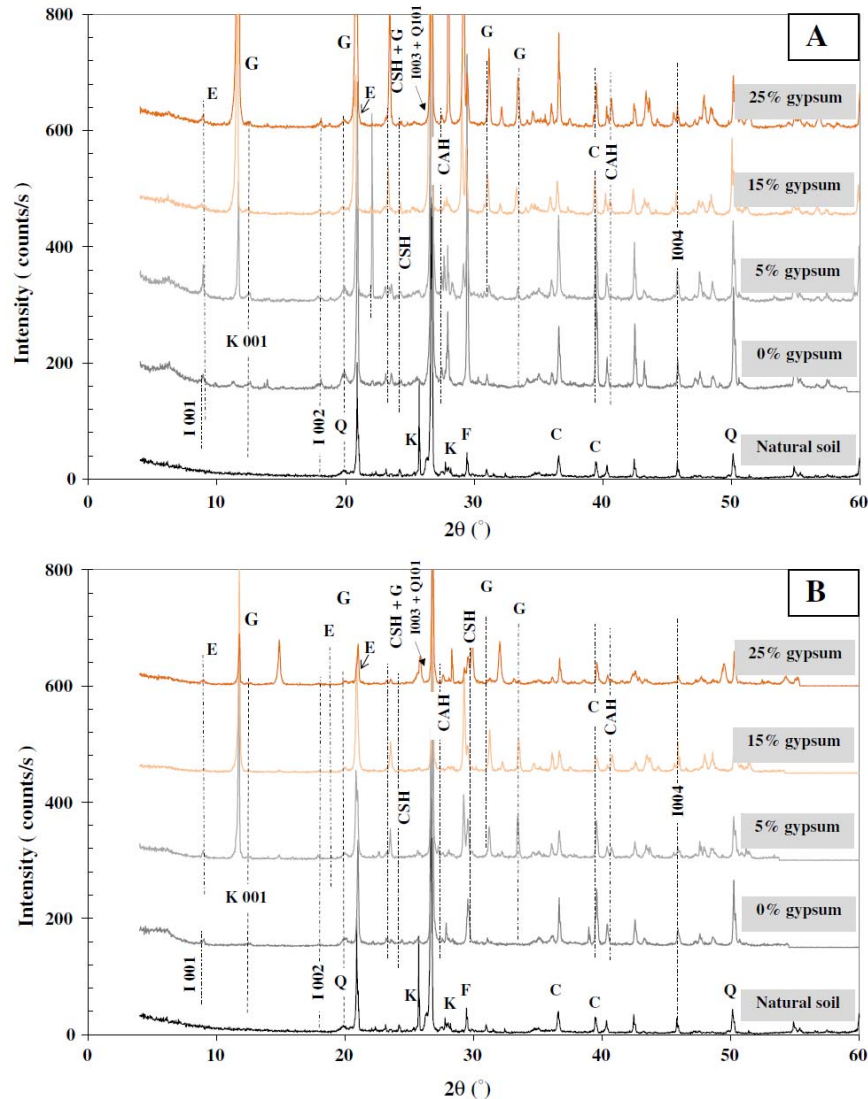


Figura 3-103. Difractogramas de rayos X de muestras tratadas con cal con distintas proporciones de yeso añadido a los 28 días de curado (A) y tras ciclos de humectación y secado (B) en el que se aprecian los picos de yeso (G), ettringita (E), Sílice (Q), caolinita (K), illita (I), calcita (C) y feldespato (F) (Aldaood et al., 2014)

Puede verse cómo en relación a los 28 días de curado (A) a la finalización de un período de 6 ciclos de humectación y secado con una duración de 48 horas cada uno de éstos (B) el yeso (G) ha desaparecido y se han incrementado los picos correspondientes a la ettringita entorno a 2θ igual a $21,08^\circ$. Esta formación se ilustra también a través de la microscopía electrónica e incluso en un incremento de la macroporosidad (Aldaood et al., 2014):

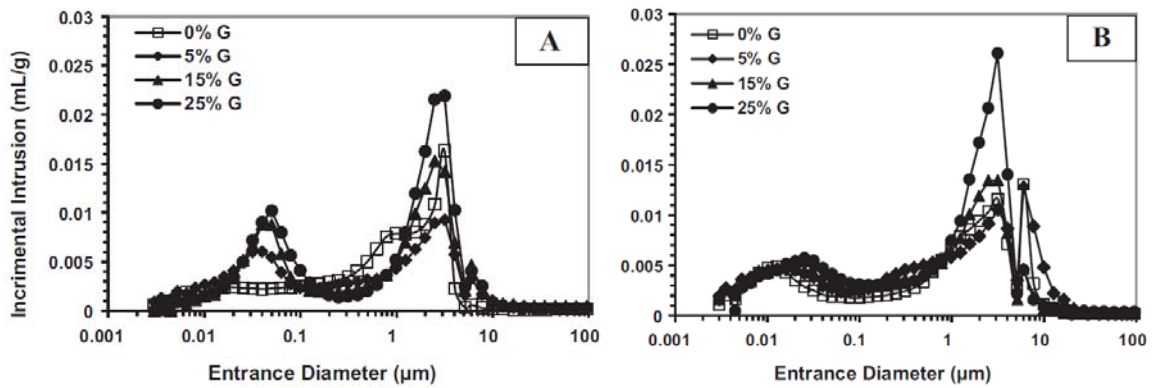


Figura 3-104. Modificación en la distribución de poros en muestras tratadas con cal con distintas proporciones de yeso G añadido a los 28 días de curado (A) y tras ciclos de humectación y secado (B) (Aldaood et al., 2014)

Olalla et al., (2004) proponen que en el comportamiento de hinchamiento existe un momento, más o menos identificable con precisión en cada ensayo, en el cual la velocidad del hinchamiento decrece muy significativamente, pudiéndose decir que evoluciona de manera asintótica hacia un límite, que modelizan como una relación logarítmica del tipo:

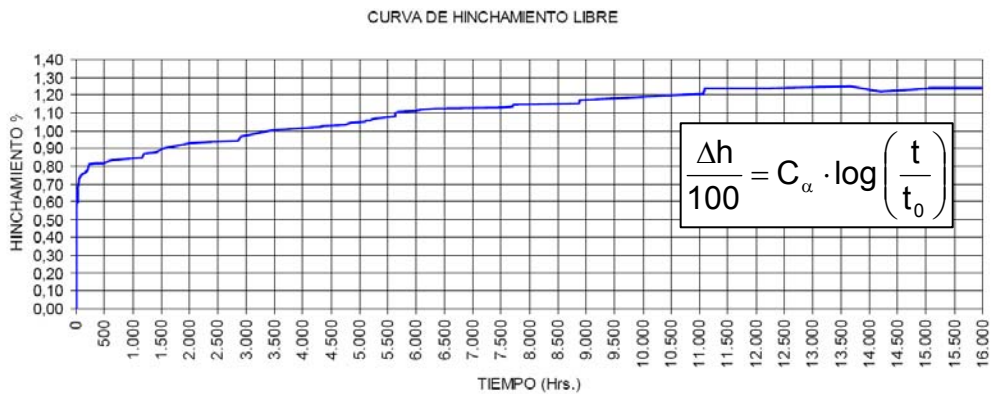


Figura 3-105. Evolución temporal del hinchamiento por efecto de la presencia de sulfatos (Olalla et al., 2004)

En este comportamiento identifican un cambio muy brusco en la velocidad de hinchamiento, en el entorno de las 400 horas, entre las 100 y las 1000 horas, es decir antes de un mes. Concluyen además que se podría interpretar de acuerdo a los mecanismos que se producen en este fenómeno que el primer tramo de la curva es el producido por la formación de los cristales, mientras que el segundo tramo sería el originado por el crecimiento de los mismos debido a su hidratación, proceso que es más largo en el tiempo y de menor entidad (Dermatas, 1995).

Como se ha citado, aún no es del todo conocida la solución al problema. No obstante, dados los principios que gobiernan el proceso de la formación de estos productos nocivos, sí parece que pueden adoptarse medidas preventivas para evitar su aparición. Estas medidas afectan al proceso constructivo y de conservación de los materiales y son fundamentalmente las siguientes:

- Acelerar su formación: Dado que se conocen los componentes que dan lugar a la reacción, la cal y los sulfatos del suelo, y que los daños suelen presentarse por su producción a posteriori, se plantea en primer lugar provocar la formación artificial de los productos antes de la finalización de las capas. Para ello es pues fundamental:
 - Dosificar y estabilizar con exceso de cal para que quede cal libre disponible para provocar la reacción.
 - Construir las capas con exceso de humedad para que todos los sulfatos solubles sean movilizados y puedan reaccionar con la cal.
 - Compactar las mismas una vez transcurrido un plazo entre 24 horas y 7 días (Olalla et al., 2004).
 - Esta recomendación se basa en la evidencia de la estabilización de los procesos de expansión a partir de unos ciertos días, como documentan Harris et al. (2004) en suelos muy plásticos IP=42 con distintos contenidos en sulfatos añadidos y distintas proporciones de adición:

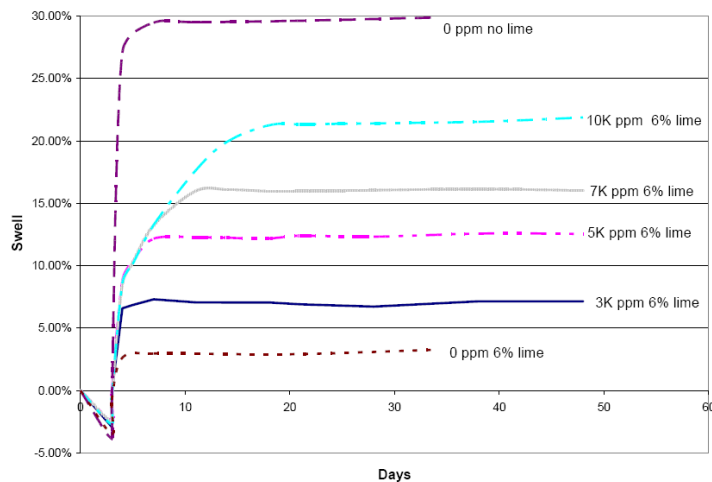


Figura 3-106. Evolución temporal del hinchamiento en suelos tratados con sulfatos tratados con distintas proporciones de cal (Harris et al., 2004)

- Un extremo en esta propuesta de formación acelerada la proponen Olalla et al. (2004) y Cabane (2004) mediante una doble aplicación de la cal. La cal se mezcla con la arcilla en una primera fase, posteriormente se almacena y se mantiene húmeda durante aproximadamente un mes, para permitir la formación de la etringita y para que se agoten la alúmina y los sulfatos disponibles. Una segunda aplicación de cal consigue la estabilización real, definitiva, para que la mezcla arcilla-cal sea colocada, compactada y curada.
- Evitar su formación, lo que puede lograrse de varias formas:
 - Limitando el contenido de cal a la proporción más baja posible.

- Dado que esta reacción se produce al solubilizar los sulfatos parece que la solución más sencilla es disponer la capa o material de un drenaje adecuado que impida el acceso de agua y la consiguiente disolución.
- Adicionando agentes estabilizantes externos (Olalla et al. 2004) tales como cenizas volantes bajas en calcio, hidróxido de bario (Dermatas, 1995) o de sales de litio.
- Introducir elementos de armado o refuerzo como fibras de polipropileno (Sirivitmaitrie, 2008).

Rajasekaran (2005) transcribe una recopilación de propuestas en esta línea basada en referencias publicadas según la siguiente tabla:

Reference	Details of method(s) suggested
Hawkins and Pinches (1987a)	Provide sufficient drainage, consider temperature influence in the design, and use suspended floor slabs
Hunter (1988)	Avoid ponding of soils and provide good surface drainage, use utility trenches with impermeable synthetic liners along the slopes and construction joints
Ferris et al. (1991)	Add barium chloride before lime application to soil
Ferris et al. (1991)	Add barium compounds before lime application to soil
Mitchell and Dermatas (1992), Petry and Little (1992), and McCallister and Tidwell (1997)	Add lithium salts with lime, and double lime application method
DePuy (1994)	Use ground cement blast furnace slag or fly ash with cement
Tsatsos and Dermatas (1998)	Apply barium hydroxide with lime
Wild et al. (1998)	Add ground cement blast furnace slag with cement
Rollings et al. (1999)	Use sulphate resistance cement
	Apply lime first to remove sulphate and alumina from the soil during curing period, and then apply the treated soil in field
	Use suitable pozzolans and ground granulated blast furnace slags for portland cement concrete
Hawkins and Pinches (1997)	Avoid construction on pyrite deposited deposits
	Avoid sub-floor heating and/or insulate the ground floor
	Maintain or raise the existing ground water level
	Extend the foundations quite deep so that ettringite growth is unlikely
	Use suspended floor slabs or install flexible slabs/joints
	Use raft foundations for the total unit construction
	Provide sufficient lateral drainage to remove any oxidation products or keep high pH environment

Tabla 3-9. Recopilación bibliográfica de propuestas para evitar los efectos patológicos de la presencia de sulfatos en suelos a tratar con cal (Rajasekaran, 2005)

En todo caso, es muy importante para el tratamiento de suelos con sulfatos una muy correcta disgregación y homogeneización de la mezcla de suelo y cal. Sólo así se evitará almacenar grumos o depósitos incontrolados, ya de cal ya de sulfatos sin disolver, que puedan reaccionar ante potenciales situaciones futuras peligrosas.

La determinación de contenidos de referencia ha proporcionado cifras muy dispares según los autores, pero en las que influye mucho el tipo de ensayo empleado para su cuantificación. Little et al. (2001) y la National Lime Association establecen como valor límite un contenido del 0,3% en peso determinado a partir de una proporción agua suelo de 10:1, a partir de la cual se pueden producir pérdidas en resistencia o incluso problemas de hinchamiento.

Cabane (2004) resume en la tabla siguiente las limitaciones establecidas por los distintos autores para el contenido en sulfatos en suelos a tratar:

	valeurs des seuils
Specification for Highway Works 5 ^{ème} edition [70]	1 % pour tous les sols excepté les sols cohésif 0,25 %
Toubeau [71]	≈ 0,2 %
Thomas et al. [72]	0,3 %
Perrin [73]	0,3 %
Mitchell et al. [74]	0,3 %
Petry [75]	0,2 % => gonflement potentiel > 1 % => risque important
Smith [76]	1 %
McCalister [77]	0,01 à 0,5 % risque faible à modéré 0,5 à 1,2 % risque modéré à sérieux > 1,2 % risque très sérieux
Orsetti [51]	< 0,5 % risque nul 0,5 à 0,7 % risque existe > 0,7 % risque important
Technical memorandum de National lime association [80]	< 0,3 % potentiel de perturbation faible 0,3 à 0,5 % potentiel modéré 0,5 à 0,8 % potentiel modéré à fort > 0,8 % potentiel fort (inacceptable)
Baryla [47]	≤ 0,1 % adapté 0,1 à 0,75 % douteux > 0,75 % inadapté

Tabla 3-10. Recopilación bibliográfica de limitaciones a los contenidos de sulfatos en los suelos a tratar con cal, expresados en ión SO₃ (Cabane, 2004)

Estas referencias se recogen en las publicaciones de la National Lime Association en los siguientes márgenes (Berger et al., 2001):

- Concentraciones inferiores a 3.000 ppm (0,3 %) de sulfatos no implican riesgo;
- De 3.000 a 5.000 ppm el riesgo es moderado; para limitar el daño se recomienda:
 - Compactar del lado húmedo con un 3-5% de agua adicional a la óptima;
 - Emplear cal en forma de lechada;
 - Dejar transcurrir un plazo mínimo de 72 horas de maduración antes de la compactación.

- Entre 5.000 y 8.000 ppm el riesgo es moderado a alto, por lo que además de las precauciones anteriores se recomienda un estudio más específico;
- Contenidos superiores a 8.000 ppm se deben considerar en general demasiado altos para la estabilización con cal.

No obstante, existen referencias de daños con contenidos menores como las recogidas en la tabla anterior, lo que vuelve a confirmar la necesidad de un análisis conjunto de todos los factores implicados.

En esta determinación influye especialmente el método de ensayo aplicado, especialmente por la proporción de disolvente y suelo. Olalla et al. (2004) comparan la norma española UNE 103201:1996 con las empleadas en Texas TEX-619 y TEX 620J concluyendo que en las rangos de menor presencia de sulfatos son más precisos los resultados proporcionados por éstas, caracterizadas por un empleo de menor contenido de disolvente y mayor cantidad de muestra de suelo.

Por último, para el caso de suelos yesíferos, Aldaood et al. (2014) recomiendan limitar la aplicación de cal a suelos con contenidos inferiores al 5% de yeso.

3.5.5 Plasticidad del suelo-Trabajabilidad

Otro factor condicionante del tratamiento de los suelos con cal es la plasticidad del material base. En el proceso de la aplicación de la cal a un suelo arcilloso se produce la paradoja de que mientras que los efectos de la cal sobre una arcilla son mayores a más plasticidad inicial de ésta, más difícil es conseguir que dichos efectos se lleguen a afectar a toda la masa o, en definitiva, a ser efectivos.

Este hecho se debe en principio a que la plasticidad de un suelo condiciona su trabajabilidad y, por tanto, la de la mezcla perseguida. Un suelo excesivamente plástico plantea serias dificultades para su manipulación y, más aún, para su mezcla con otro producto.

Lo normal en suelos muy plásticos es que el nivel de humedad sea alto de partida y que se requiera su disminución. Pero la propensión y posibilidad para eliminar el nivel de saturación sobrante es baja, ya que la atracción del agua en la capa doble es fuerte, y mayor, en general, a más plasticidad de la arcilla. Es por tanto preciso para aplicar cal a un suelo muy plástico conseguir que libere la humedad en exceso y que permita por tanto la entrada de la cal. Como se ha mencionado, si además se pretende aplicar ésta mediante lechada o mezcla con agua, el problema se acentúa.

La recomendación usual es que se proceda a realizar una primera aplicación de cal con poco agua, o en polvo si es posible, de manera que se logre el primer efecto de secado de la arcilla y reducción de su plasticidad. En una segunda fase puede ya aplicarse la cantidad restante de cal según la dosificación prevista, así como el agua de compactación estipulada.

A nivel orientativo, es usual proponer esta doble aplicación para suelos con valores del índice de plasticidad superiores a 30.

3.5.6 pH del medio

En el estudio de las propiedades de las arcillas y de la reacción de la cal con ellas se ha citado que aquéllas necesitan un medio básico, con pH alto, para asegurar el intercambio iónico y promover la reacción puzolánica que justifican en última instancia todos los fenómenos del tratamiento de suelos con cal.

Este medio básico lo proporciona la cal, que es capaz de elevar los valores del pH en la mezcla hasta entornos del 12,45.

Por tanto, esta elevación del pH no sólo es un indicador del proceso sino que también es un factor condicionante de su progreso. Es preciso, si se quiere asegurar el mantenimiento de las reacciones y su estabilización, asegurar el del pH del medio. Hay pues que evitar que posibles disoluciones o alteraciones por agentes externos lo reduzcan y provoquen la paralización de los fenómenos perseguidos.

Hay que citar que el valor del pH, por estas características citadas, suele ser usado en ocasiones como valor indicativo indirecto de la idoneidad de la mezcla, en laboratorio o in situ, así como medida de la efectividad del tratamiento. Así un valor alto del pH asegura que resta cal libre y que, por tanto, se deben haber producido las reacciones perseguidas.

La evolución del pH durante la producción de la reacción puzolánica ilustra el consumo de cal en la misma, provocando una reducción de la alcalinidad del medio aunque siempre por encima de los valores del suelo sin tratar (Rao y Shivananda, 2005):

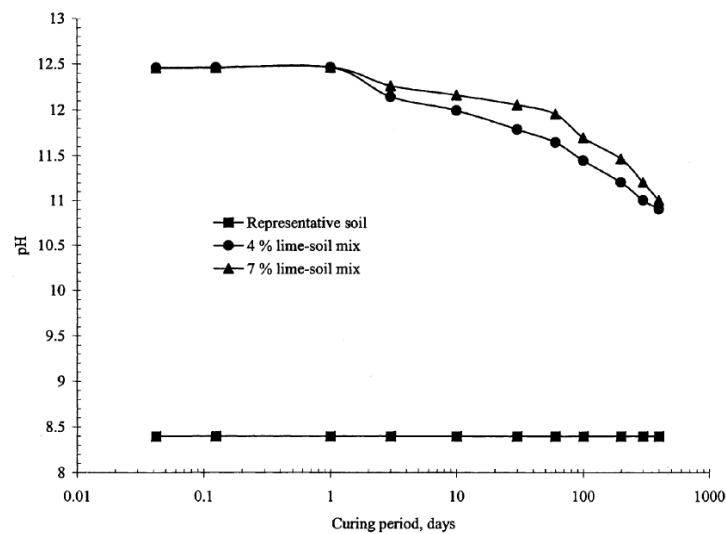


Figura 3-107. Evolución del pH durante el período de curado de un tratamiento con cal (Rao y Shivananda, 2005)

Más allá de la modificación que la cal produce en el pH, Ghobadi et al. (2014) han investigado el efecto que la alcalinidad del medio tiene sobre las propiedades resistentes del suelo una vez tratado medido en aparato de corte directo bajo condiciones sin drenaje saturando las muestras con fluidos de diferente pH. Las conclusiones sobre una arcilla de baja plasticidad de consistencia blanda ($q_u=14$ kPa) se ilustran en las gráficas siguientes:

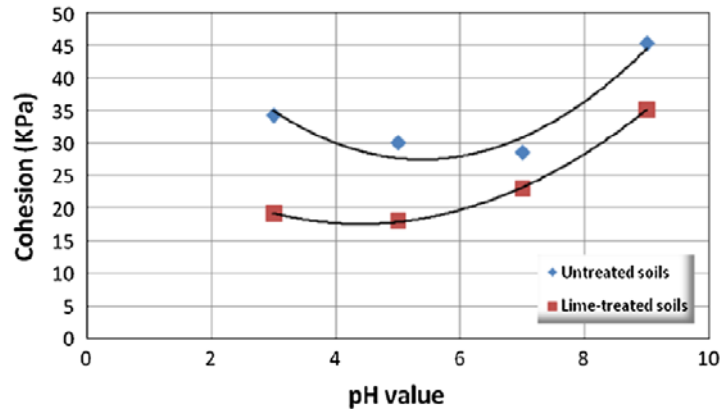


Figura 3-108. Relación entre pH y resistencia al corte sin drenaje (Ghobadi et al., 2014)

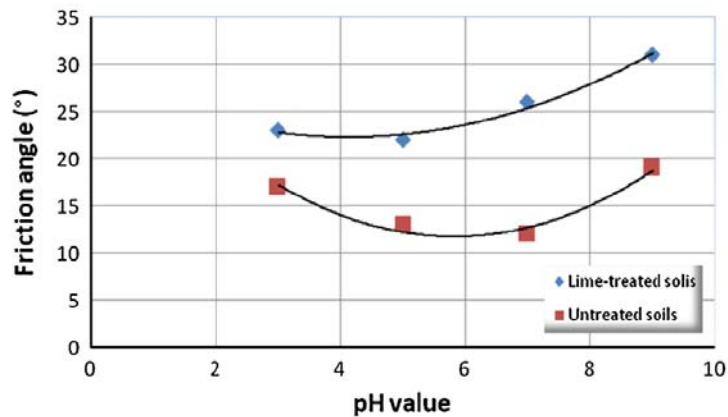


Figura 3-109. Relación entre el pH y el ángulo de rozamiento (Ghobadi et al., 2014)

Estos resultados ilustran que la reducción del pH conlleva una disminución tanto de la resistencia al corte sin drenaje como del ángulo de rozamiento. Ello se justifica en el lixiviado de los iones Ca^{2+} adsorbidos.

Por lo tanto, la alcalinidad del medio, amén de ser una consecuencia de la aplicación de una cantidad suficiente de cal, es una exigencia para el mantenimiento de la eficacia del tratamiento.

3.5.7 Tipo y forma de aplicación de la cal

La forma, tipo y calidad de la cal aplicada tienen una influencia lógica en el resultado del tratamiento, independientemente de que las reacciones teóricas en todos los casos sean las mismas.

La diferencia más notable en los tipos de tratamiento está usualmente en el empleo de cal viva o cal hidratada o apagada, cuya comparación se puede realizar desde múltiples perspectivas, si bien las más relevantes se refieren a aspectos logísticos.

La cal viva tiene la principal ventaja de disponer un contenido de óxido de calcio mayor, de forma que puede estimarse que un 3% de la cal viva es equivalente a 4% de cal hidratada (Greaves, 1996). También tiene una densidad aparente mayor, por lo que requiere menos espacio de almacenamiento. A estos aspectos logísticos se añade la posibilidad ya mencionada de poder contribuir al secado de suelos especialmente húmedos por el calor que se desprende en la reacción de hidratación que además contribuye a una aceleración de las reacciones.

Por su parte, la cal apagada también tiene como ventaja que cuando se aplica en forma de lechada en suspensión acuosa permite una mayor difusión y contacto con las partículas de arcilla.

La desventaja normalmente argumentada en contra de la cal viva es el riesgo que el calor de hidratación puede provocar en los trabajadores por posibles quemaduras y a los equipos por corrosión. A ello también hay que sumar su deterioro con el tiempo por ser especialmente sensible a la humedad ambiente.

A grandes rasgos el empleo de cal viva o apagada, manteniendo la misma proporción de principio activo, no debe ilustrar diferencias en los resultados finales de los tratamientos como ilustra Jacobson (2002):

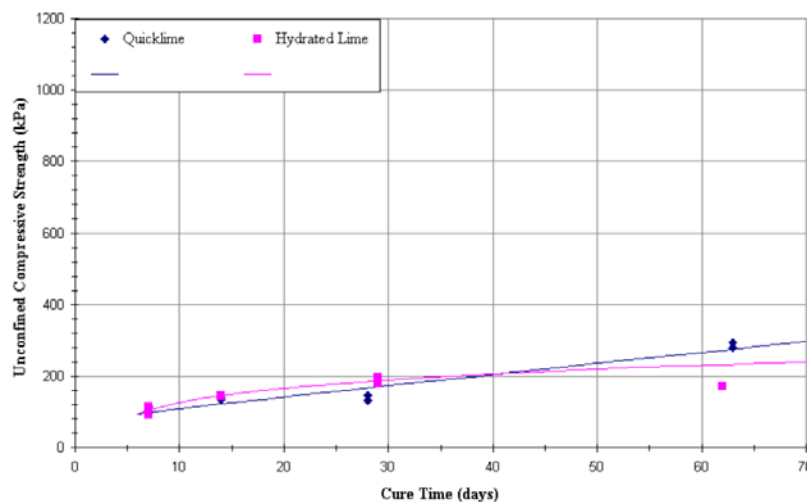


Figura 3-110. Comparación del efecto del tipo de cal, viva o apagada, sobre la resistencia a compresión simple (Jacobson, 2002)

El empleo de cal viva, unido especialmente a tiempos prolongados de maduración, puede originar efectos en ocasiones desfavorables como un incremento de la porosidad y una heterogeneidad en la resistencia (Beetham et al., 2014). Estos efectos afectan a la durabilidad de la mezcla especialmente si va a estar sumergida o existe riesgo de filtración de agentes agresivos. Por el

contrario, el empleo de cal apagada o lechadas de cal, aunque puede conducir a menores resistencias, mejora la homogeneidad y reduce la porosidad.

Desde el punto de vista químico tan sólo cabe comentar a pesar de la menor efectividad de las cales dolomíticas debido a su menor contenido en calcio, su empleo se ha revelado más efectivo en ciertos casos, como deduce Glassey (1986) en un estudio de tratamientos sobre suelos loessicos:

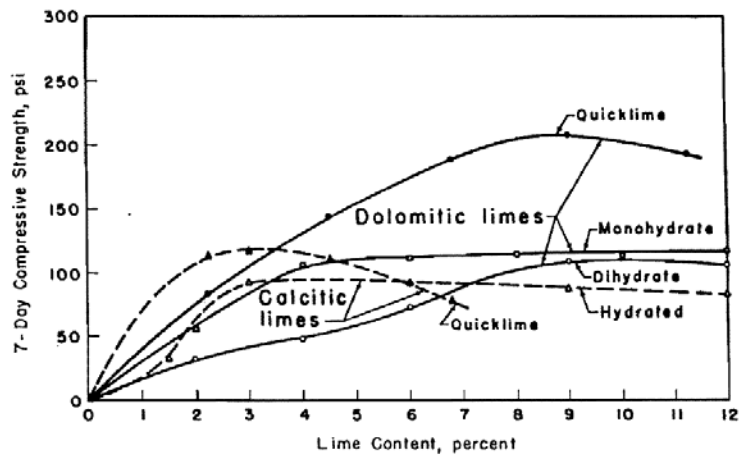


Figura 3-111. Comparación del efecto sobre la resistencia a compresión simple de diversos tipos de cal en suelos loessicos (Glassey, 1986)

Además de la menor reactividad, las cales dolomíticas tienen procesos de hidratación más lenta por lo que precisa de tiempos mayores para llegar a las mismas resistencias (Quintana, 2005).

3.5.8 Disgregación y homogeneidad de la mezcla

Al igual que se ha explicado en cuanto a la plasticidad de los suelos arcillosos, la eficacia de la disgregación del material base, influye en la capacidad de la cal de llegar a todas las partículas.

Como se ha recalado en los anteriores apartados la efectividad de la aplicación de la cal se basa en asegurar que ésta llega a toda la masa del suelo. Si en éste permanecen grumos o agrupaciones de partículas estancas a la entrada del agua y de la cal, no es posible el contacto y, por tanto, la reacción.

El resultado de una aplicación de cal con una insuficiente disgregación del material es que se tendrán masas o bloques de mayor o menor tamaño, en los que no ha sido posible su rotura y la cal sólo se ha aplicado en la superficie exterior de la misma. Evidentemente, los riesgos y efectos nocivos del interior de dicha masa en cuanto a plasticidad, expansividad, etc. permanecen latentes en esta masa. Dado que lo usual es que los pequeños bloques sin tratar se reproduzcan en todo el volumen del suelo, es evidente que la eficacia de la aplicación de la cal será así limitada, si no nula.

El efecto de este aspecto ha sido estudiado por Tang et al. (2011) analizando la influencia en la resistencia del suelo tratado del tamaño máximo del material, concluyendo que a mayor tamaño se aprecia una reducción del módulo de rigidez transversal (G). Esta apreciación es importante a efectos prácticos, pues los resultados obtenidos en el laboratorio, con muestras normalmente de menor tamaño máximo que los materiales realmente existentes en los rellenos, pudieran conducir a sobrevalorar sus propiedades. A ello se une también la aparición de microfisuras asociada a los tamaños mayores que ante ciclos de secado por debajo de las condiciones de compactación agravan aún más la reducción de G en relación a las muestras de laboratorio (Figura 3-112).

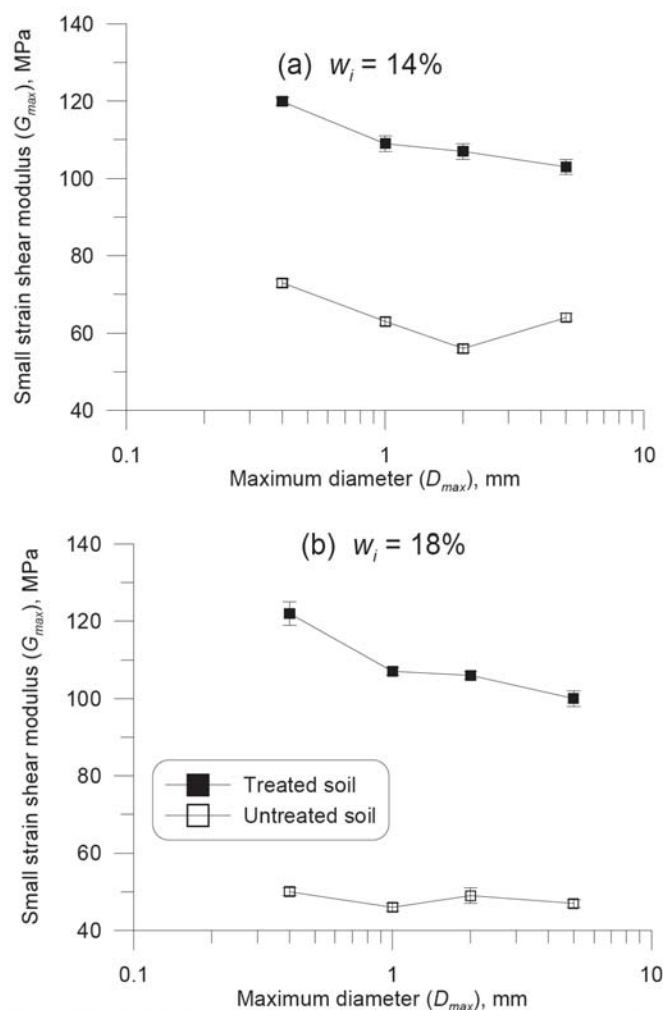


Figura 3-112. Relación entre el tamaño máximo del material estabilizado D_{max} y el módulo de rigidez transversal G_{max} para distintos valores de la humedad de compactación (Tang et al., 2011)

Bozbey y Garaisayev (2010) analizaron los cambios en las propiedades del tratamiento bajo tres condiciones de pulverización del suelo denominadas alta (high), media (average) y mala (poor) correspondientes a las siguientes granulometrías finales y aspectos:

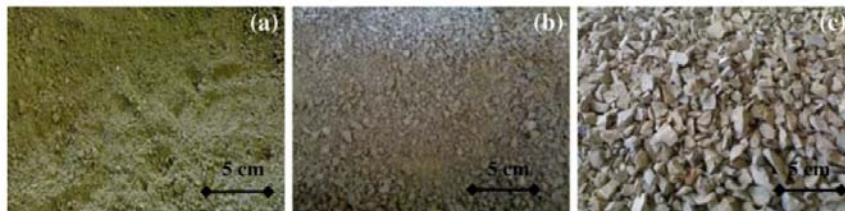
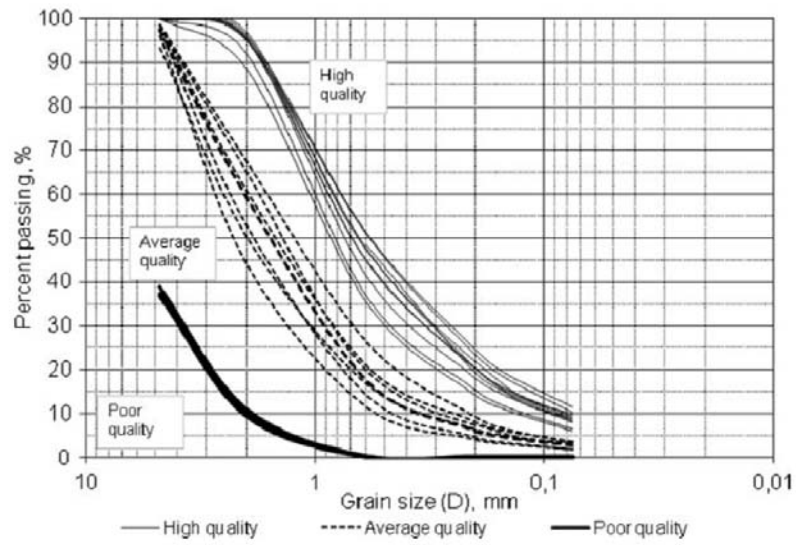


Figura 3-113. Grados de pulverización empleados en los ensayos, (a) alto – (b) medio – (c) bajo (Bozbey y Garaisayev, 2010)

El resultado más ilustrativo se tiene comparando los valores de resistencia a compresión simple de las muestras obtenidas, que ilustra la clara influencia de este factor:

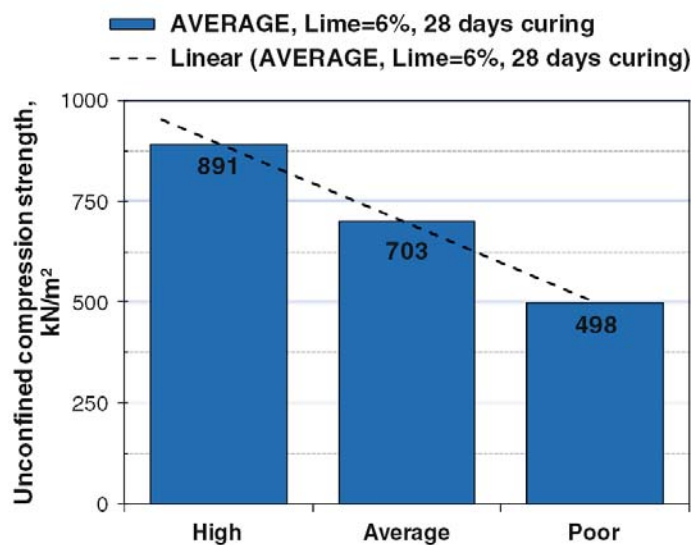


Figura 3-114. Efecto de la pulverización de la muestra sobre la resistencia a compresión simple obtenida por el tratamiento con cal (Bozbey y Garaisayev, 2010)

La solución a este problema suele ir a menudo más allá de la necesidad de emplear medios especiales para la construcción. Ni siquiera la maquinaria más sofisticada es a veces suficiente para disgregar el material con la eficiencia requerida. El proceso habitual responde al esquema de ripado y escarificado del suelo con una eventual compactación una vez secado al aire libre que provoque la rotura de los bloques escarificados. Pero este proceso a veces se muestra insuficiente para lograr de una pasada el propósito perseguido. Por ello suele recomendarse la realización del mismo en series sucesivas hasta conseguir un nivel de disgregación adecuado.

La disgregación de un material suele medirse en relación con el tamaño máximo de grumos que permanece tras el ripado o a la proporción de finos obtenida en la obra frente a la que es posible obtener en el laboratorio mediante el secado y cernido del material.

En estas ocasiones, al igual que ocurre con la problemática de los suelos muy plásticos, se suele proponer la aplicación de la cal en varias dosis parciales durante las diversas pasadas del equipo de escarificado. Así, las primeras dosis contribuyen además a la disgregación por los fenómenos físicos ya descritos, amén de los puramente mecánicos aportados por el proceso de ripado y compactación.

3.5.9 Dificultad de compactación

Los factores de plasticidad y dificultad para la disgregación de los suelos arcillosos que se han comentado anteriormente suelen ir acompañados de otro factor crítico en la ejecución de capas tratadas con cal: la dificultad para su compactación. Normalmente los suelos arcillosos plantean dos tipos de problemas para poder alcanzar el nivel de compactación deseado.

El primero de ellos se atribuye a que son suelos que suelen presentarse en ocasiones muy húmedos, y, como se ha citado, en condiciones de plasticidad y trabajabilidad muy deficientes. Si estos suelos requieren adicionalmente añadirles agua para su compactación es fácil entender el problema. Las soluciones en estos casos son similares a las descritas.

La segunda situación problemática que complica la compactación de suelos arcillosos es que con frecuencia se ubican sobre capas inferiores relativamente blandas, bien del mismo material con grado de saturación superior, bien de cualquier otro material en malas condiciones, por ejemplo, bajo el nivel freático.

Cuando se tiene que compactar un suelo sobre un lecho o estrato inferior de muy baja capacidad portante, ésta resulta casi imposible por falta de reacción a la energía transmitida por el equipo de compactación. En estas ocasiones la solución pasa por métodos constructivos especiales que permitan no ya sólo compactar la capa, sino incluso poder proseguir con la construcción de la estructura de tierra diseñada. Son soluciones usuales en estos casos la

preparación de plataformas con escollera, aportación de materiales inertes con alto peso específico, mejoras con zonas pilotadas con troncos de madera, etc.. En general se trata de soluciones ajenas al tratamiento con la cal, pero que es preciso puedan complicar este tratamiento si no se han tenido en cuenta.

Consoli et al. (2014) identifican una relación directa entre la porosidad de un mismo material, compactado a diferentes densidades secas y con distintas proporciones de cal y la resistencia a compresión simple de la mezcla, lo que ilustra el efecto directo de la compactación en el resultado del tratamiento:

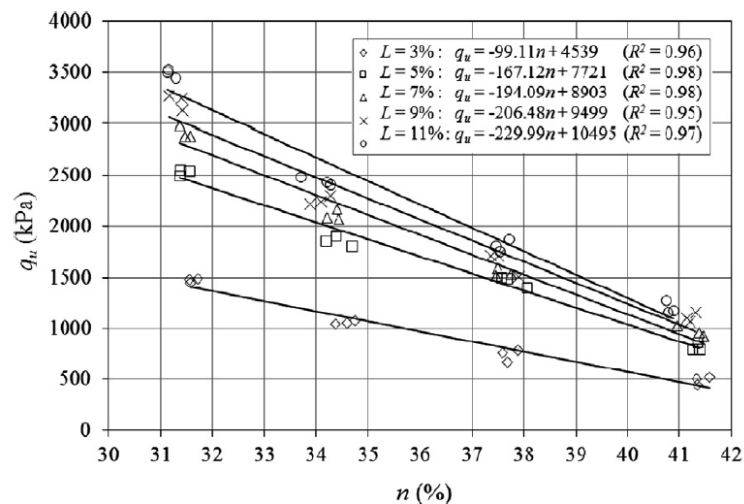


Figura 3-115. Relación entre la resistencia a compresión simple q_u y la porosidad de un suelo n tratado con diferentes proporciones de cal a los 360 días de curado (Consoli et al., 2014)

Más allá incluso proponen una correlación entre la resistencia y el cociente de la porosidad con el contenido de cal elevado a una potencia de 0,12:

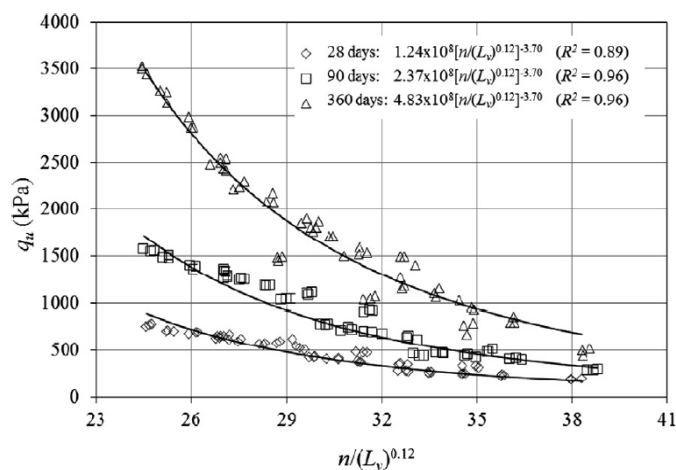


Figura 3-116. Correlación entre la resistencia a compresión simple q_u , la porosidad n y el contenido volumétrico de cal aplicado L_v para diferentes períodos de curado (Consoli et al., 2014)

3.5.10 Humedad de compactación

Otro factor condicionante en el diseño y la ejecución de los tratamientos de suelos con cal es la humedad que se aplica para la compactación del mismo.

Este factor, que ya es importante en cualquier suelo, lo es más aún en las mejoras y estabilizaciones, en que el agua aportada tiene la misión de aportar y sustituir o incluso disolver los cationes y sustancias que posibilitan la mejora. Hay que recordar que en el tratamiento de suelos con cal el agua no es sólo el lubricante de las partículas en la compactación, sino que también es el medio que transporta el principio activo.

Una ilustración gráfica de la participación de la humedad de compactación en la eficacia del tratamiento la recogen Locat et al. (1990) en el siguiente esquema:

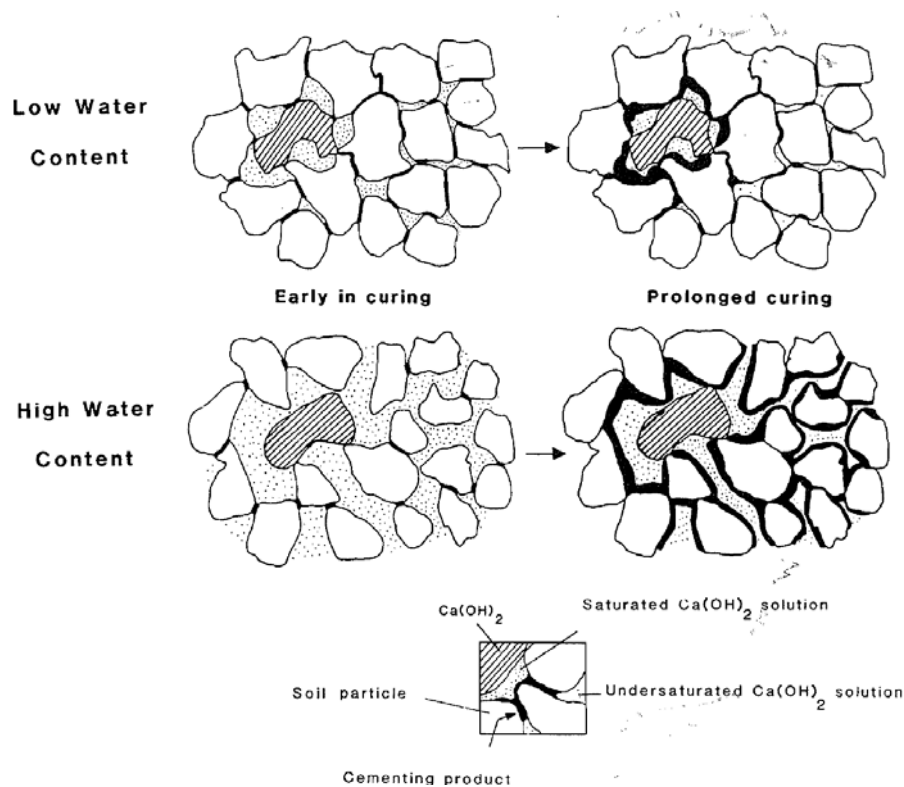


Figura 3-117. Modelo conceptual del proceso de estabilización del suelo con cal en función del nivel de humedad de compactación (Locat, 1990 adaptado de Ingles y Metcalf, 1973)

Le Runigo et al. (2009) han estudiado la influencia de las condiciones de compactación sobre la microestructura y porosidad de las mezclas. Concluyen con resultados previsibles en cuanto a la sensibilidad de la proporción de poros al preparar muestras con distintas energías de compactación ($LE < NE < HE$) y compactadas con la humedad óptima (OMC), del lado seco (DMC) o del lado húmedo (WMC) de la curva próctor:

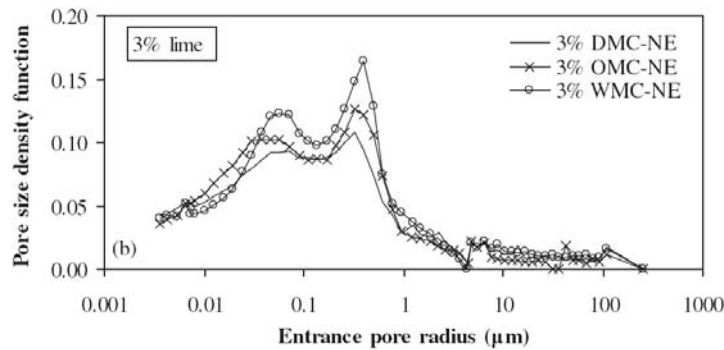


Figura 3-118. Influencia de la humedad de compactación en la distribución de poros según sea inferior a la óptima (DMC), óptima (OMC) o superior (WMC) bajo condiciones de compactación de próctor normal NE (Le Runigo et al., 2009)

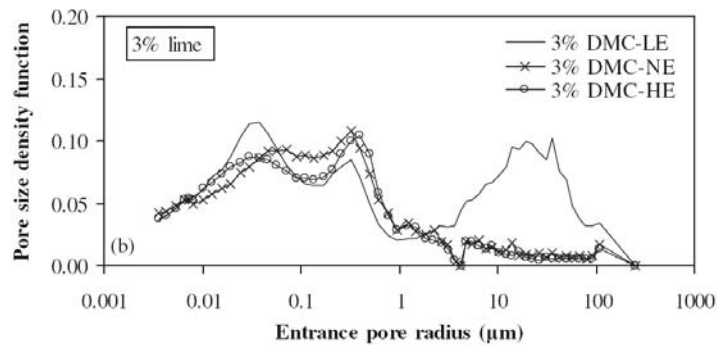


Figura 3-119. Influencia de la energía de compactación en la distribución de poros, LE<NE<HE para muestras con humedad inferior a la óptima (DMC) (Le Runigo et al., 2009)

En este caso, el efecto de la humedad es mucho mayor que el de la energía, comprobándose que la compactación del lado seco reduce la cantidad de poros que se forman por el proceso de floculación.

Este efecto no es igualmente apreciado en la literatura, pues Russo et al. (2007) informan por el contrario que las muestras compactadas con la humedad óptima manifiestan una menor porosidad frente a muestras con otros contenidos, bien del lado seco bien del húmedo. Esta última conclusión sería más acorde con la mayor densidad seca obtenida.

En otras ocasiones el incremento de la microporosidad se atribuye a la formación de un tercer grupo de poros representativos (Cuisinier et al., 2011).

En general, la compactación en condiciones de humedad óptima (OMC) es la que proporciona mejores resultados de resistencia, de manera que la resistencia disminuye tanto para muestras compactadas con humedades menores (DMC) como mayores (WMC), si bien los valores son siempre superiores a los del material sin tratar (Muhmed y Wanatowski, 2013; Pakbaz y Farzi, 2015):

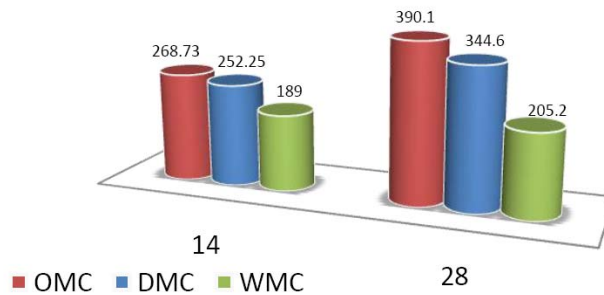


Figura 3-120. Influencia de la humedad de compactación en la resistencia a compresión simple según sea inferior a la óptima (DMC), óptima (OMC) o superior (WMC) para 14 y 28 días de curado (Muhmed y Wanatowski, 2013)

Conclusiones similares obtiene Little (2000) que le permiten además ilustrar la reducción de la sensibilidad de la resistencia de los materiales ante cambios en la humedad de compactación que se logra con un tratamiento con cal:

Soil ID		Unconfined Compressive Strength, Modified Compaction Energy, kPa						Unconfined Compressive Strength, Standard Compaction Energy, kPa	
		1% Below Optimum		Optimum Moisture Content		1% Above Optimum		Optimum	
without lime	with lime	without lime	with lime	without lime	with lime	without lime	with lime	without lime	with lime
D-37	D-37L	225	2,725	280	2,980	120	2,235	124	1,395
D-16	D-16L	140	2,458	145	2,765	70	1,935	105	1,293
B-1	B-1L	155	2,150	160	2,275	85	1,820	50	1,195

Tabla 3-11. Efecto de la energía y humedad de compactación sobre la resistencia a compresión simple tras inmersión de 24 horas para tres tipos de suelo (Little, 2000)

Little (2000) recomienda para obtener los mejores resultados con el tratamiento la compactación con la humedad óptima con objeto de aumentar el efecto de resistencia ya mencionado.

3.5.11 Maduración de la mezcla

Dado que los mecanismos que actúan en la interacción del suelo y la cal tienen una secuencia temporal conocida y una evolución asociada a la reacción puzolánica, el efecto del transcurso del tiempo adquiere una importancia relevante en este tipo de tratamiento.

Es habitual considerar en este sentido dos intervalos claramente diferenciados durante los cuales las posibilidades, objetivos y evolución presentan características específicas.

Así, en primer lugar, está el tiempo que transcurre desde que se realiza la mezcla del suelo con la cal y se preparan las muestras o probetas: es lo que se suele denominar el período de maduración.

Por otro lado, está el plazo transcurrido desde la preparación de dichas probetas hasta su ensayo, que se conoce como el período de curado.

A continuación se analizan los efectos y condicionantes de cada uno de ellos.

En referencia al primero de los períodos mencionados, el de maduración, este tiempo que transcurre desde que se aplica la cal hasta que se preparan las muestras, se asimila al que transcurre en la realidad de la obra antes de la compactación de la capa o masa tratada.

Durante el mismo se produce la migración del agua y difusión de la cal en la masa que permitirá una mejor homogeneización de la misma, dado que es preciso que las reacciones alcancen todas las partículas de suelo.

Es en esta fase, desde los primeros instantes hasta unas 24 horas, cuando se inician y generan los procesos más tempranos, la reacción a corto plazo que no sólo conduce a la mayor trabajabilidad del suelo, sino que constituye una etapa crucial ya que determina las características a largo plazo a nivel de durabilidad y comportamiento mecánico del material tratado (Konan et al., 2009).

Aunque en este sentido interesaría prolongarlo para poder realizar con mayor comodidad las tareas de compactación, su duración está limitada por razones constructivas para evitar la dilación de los plazos en las obras de movimiento de tierras, usualmente de alto rendimiento, en que se suelen incardinar estas actividades. Wilson (2012) plantea en este sentido un proceso constructivo con un período de maduración de 14 horas que estima suficiente y conduce a importantes ahorros y ventajas.

Tras el período de maduración, se fabrican las probetas compactadas en las condiciones deseadas, o se compacta la capa ejecutada. Dado que normalmente se trata de períodos breves, del orden de varios días a lo sumo, no se han iniciado las reacciones puzolánicas y no existe el riesgo de rotura de los enlaces, como sí ocurre en las mezclas con cemento.

Es usual contemplar períodos de maduración de 24 horas. En cuanto a las condiciones de conservación, se suelen dejar las mezclas cubiertas de forma que se evite la pérdida de humedad por evaporación y en condiciones ambientales normales, del orden de 20-22°C, aunque no siempre en cámara.

El efecto de la duración del plazo de maduración ha sido estudiado por diversos autores. Sweeney et al. (1988) trabajaron sobre más de 300 muestras de una arcilla de mayoría esmectítica analizando la influencia de plazos de 1 y 24 horas obteniendo como resultado que éste período no influye sensiblemente en la mejora de la plasticidad ni del hinchamiento:

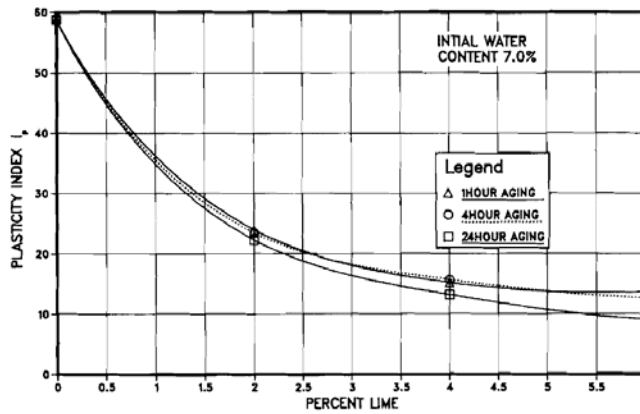


Figura 3-121. Variación del índice de plasticidad durante el período de maduración para distintos contenidos de cal (Sweeney et al., 1988)

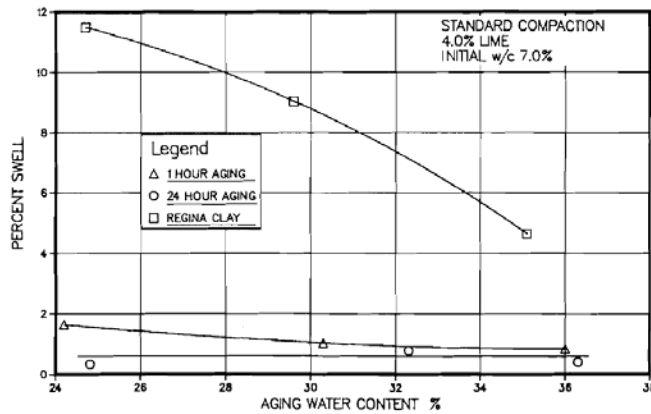


Figura 3-122. Relación entre el hinchamiento y el contenido final de agua tras inmersión para muestras con diferentes plazos de maduración tratadas con un 4% de cal (Sweeney et al., 1988)

Sin embargo detectaron un cierto comportamiento irregular en la resistencia a compresión simple, que ilustraba una pérdida con el mayor plazo:

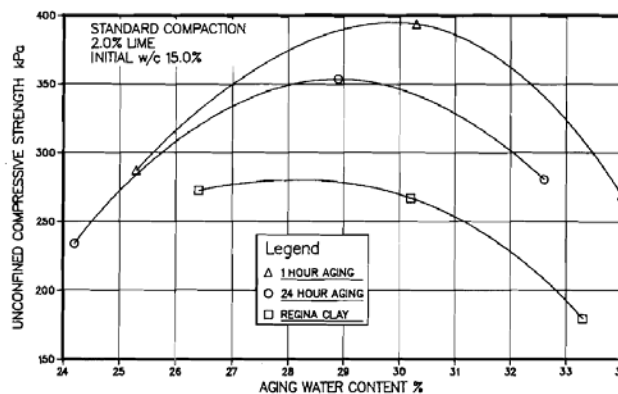


Figura 3-123 Relación entre la resistencia a compresión simple y el contenido final de agua tras inmersión para muestras con diferentes plazos de maduración tratadas con un 2% de cal (Sweeney et al., 1988)

La justificación estaría según los autores en que a las 24 horas, aunque ya se hayan iniciado de forma incipiente los procesos de mejora por reacción de la cal, su efecto es encubierto por la pérdida de resistencia asociada a la reducción de la densidad seca producida desde la mezcla hasta la compactación de la probeta.

Mateos (1990) establece diferencias en los plazos de compactación precisos basados en el inicio de las reacciones de forma que para suelos arcillosos recomienda que la compactación sea completada dentro de cuatro horas después de que la mezcla se haya humedecido mientras que con suelos arenosos, la compactación se puede retrasar hasta el día después de que fuera humedecida sin pérdida apreciable de resistencia.

Beetham et al. (2014) vinculan un incremento de la porosidad a plazos prolongados de maduración. Este efecto puede tener consecuencias en la permeabilidad de los suelos e incluso en el riesgo de agresividad por la entrada de agentes externos.

Como consecuencia de estos cambios en la porosidad, el plazo de maduración también manifiesta influencia en la curva de compactación, como ilustran Parsons et al. (2001), aplanando su forma y reduciendo el valor de la densidad máxima:

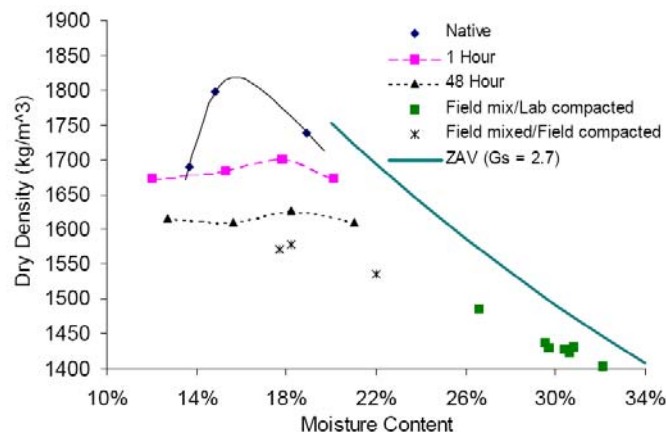


Figura 3-124. Modificación de las curvas de compactación durante el período de maduración; ZAV=línea de saturación (Parsons et al., 2001)

También se aprecia en esta gráfica la diferencia entre los resultados de laboratorio y con compactación o mezcla en campo.

El mecanismo de la maduración y, con ella, la migración iónica de la cal en la masa a estabilizar es una preocupación en las técnicas de inyección para cimentaciones en que no se produce el amasado del suelo. En este campo se han realizado estudios que proponen la mejora de esta migración mediante aditivos como el hidróxido sódico o el cloruro de calcio que han demostrado su efectividad en el laboratorio (Bhuvaneshwari et al., 2010).

3.5.12 Período de curado

El plazo de curado se correspondería con el tiempo que transcurre desde que se ha preparado la muestra o compactado la masa de suelo en la obra, hasta que se aplican las sollicitaciones.

El análisis del comportamiento del suelo tratado a distintas edades persigue valorar el efecto de las reacciones puzolánicas, cuya evolución es prolongada y se manifiesta en forma progresiva durante meses, en función de la cantidad de cal añadida.

Los plazos considerados a estos efectos suelen tener alcances diversos. Así, para evaluar la respuesta del suelo ante sollicitaciones reales suelen establecerse plazos de varias semanas hasta unos 28 días, por similitud con los procesos de referencia en los materiales tratados con cemento.

Si interesa analizar la durabilidad de la mezcla y su comportamiento ante ciertos agentes (filtración, ciclos de humedad, pH, etc.) se refieren a lapsos mucho más prolongados.

Durante el período de curado se produce el consumo de la cal libre añadida y su conversión por reacción en los productos cementantes, como ilustran Zhao et al. (2014):

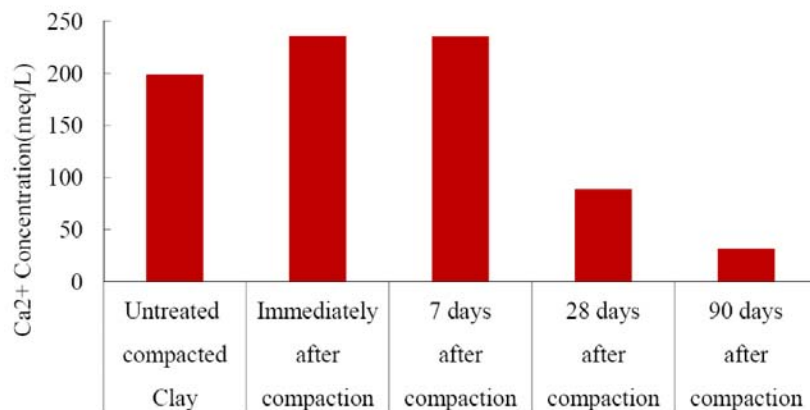


Figura 3-125. Concentración de cationes de calcio disponibles durante el período de curado; consumo de cal (Zhao et al., 2014)

Esta evolución también la documentan Al-Mukhtar et al. (2014) sobre arcillas caoliníticas (Kaol) y esmectíticas (Sm) para distintos plazos de curado mediante difracción de rayos X (Figura 3-126 y Figura 3-127).

Concluyen dichos autores que en un plazo de 6 meses con curado a 20°C la reacción puzolánica se ha producido en su totalidad en arcillas esmectíticas mientras que en las illitas y caolinitas es preciso un plazo superior.

El efecto de los plazos de curado en las distintas propiedades geotécnicas de los suelos tratados con cal ha sido ampliamente estudiado.

En cuanto al efecto del tiempo sobre la microestructura del suelo, puede apreciarse así que en un primer momento la porosidad del suelo se incrementa

notablemente debido a la alteración en la composición granulométrica producida por la floculación de las partículas del suelo. Russo et al. (2007) sobre un limo aluvial con una porosidad inicial del 21,4% llegaron a medir incrementos instantáneos del volumen de poros de un 33% que al cabo de 28 días supusieron tan sólo un aumento del 7%.

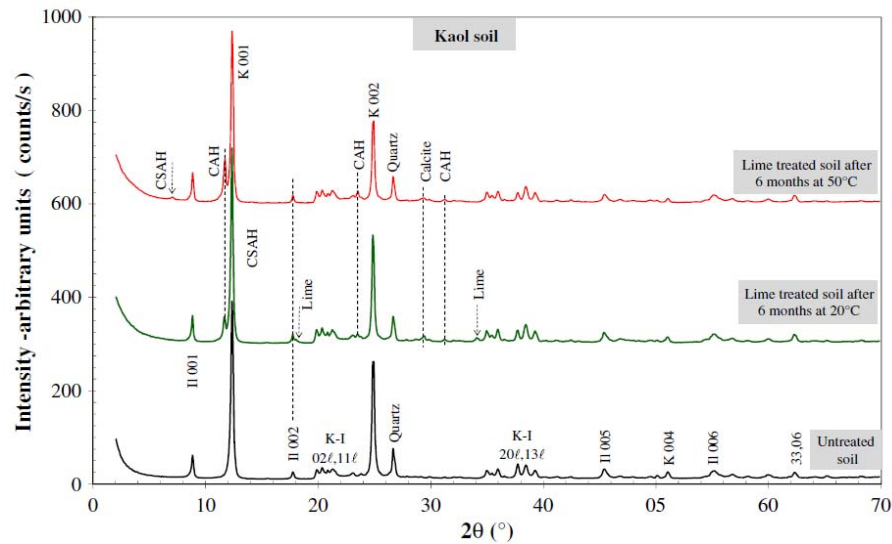


Figura 3-126. Difractogramas de rayos X de una caolinita tratada con cal durante el período de curado (Al-Mukhtar et al., 2014)

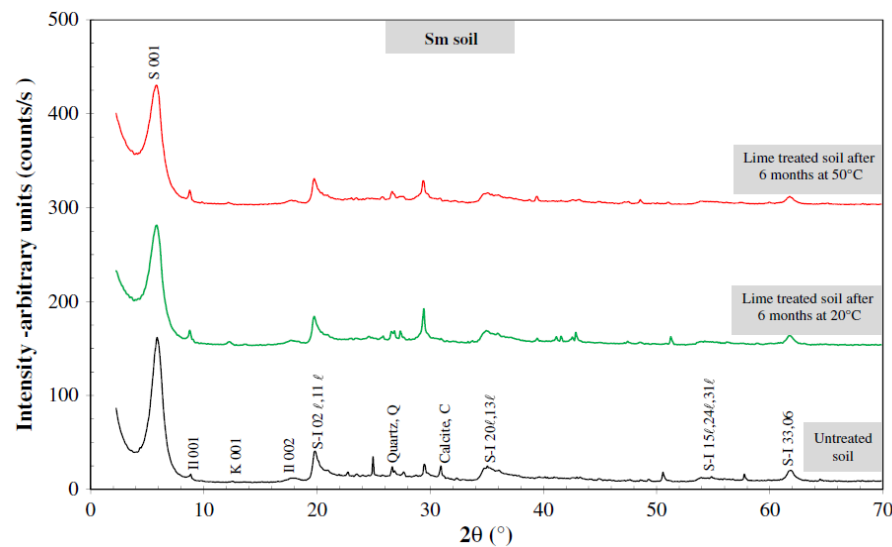


Figura 3-127. Difractogramas de rayos X de una esmectita tratada con cal durante el período de curado (Al-Mukhtar et al., 2014)

Estos cambios se aprecian en la microestructura del suelo analizada a través de la porosimetría por intrusión de mercurio de forma que la reacción inicial de la cal produce la aparición inmediata de un nuevo pico en tamaños de poros macroscópicos inexistentes en el suelo natural (15 μm) y un aumento menor de los poros entre 6 y 0,6 μm (Figura 3-128).

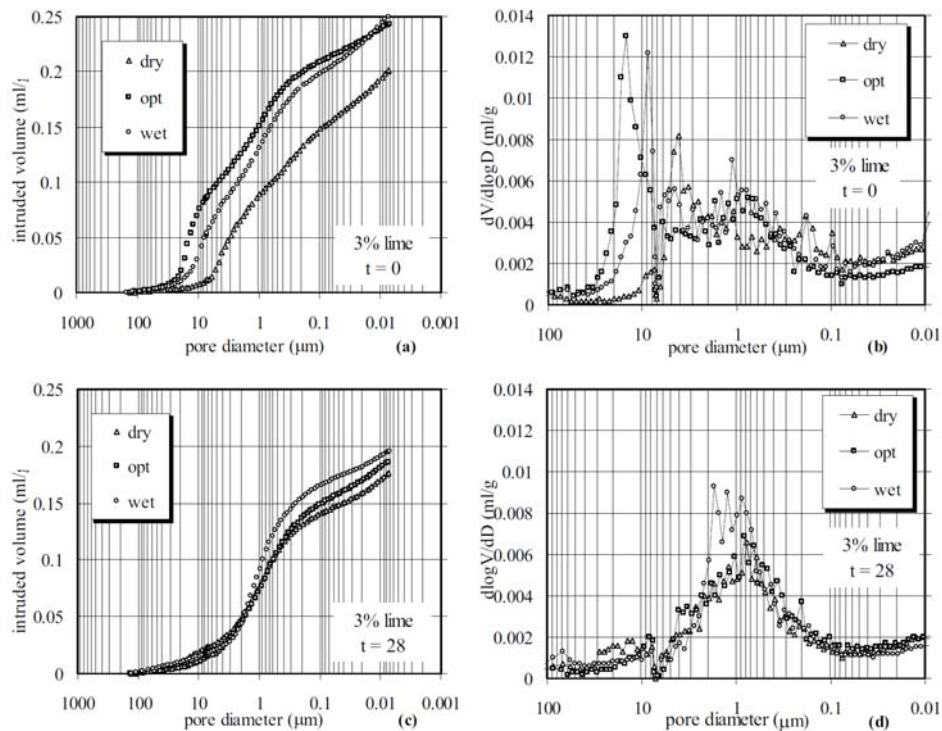


Figura 3-128. Curvas de intrusión acumulada y distribución de poros de muestras tratadas con cal al inicio del curado ($t=0$) y tras 28 días sobre muestras con distintas humedades de compactación; dry=menor que la óptima; opt=óptima; wet=mayor que la óptima (Russo et al., 2007)

A los 21 días desaparece el pico de mayor tamaño de poros mientras que la porosidad del orden de $1 \mu\text{m}$ se estabiliza, mostrando una distribución más cercana a la unimodal. Los tamaños de poros inferiores a $0,3 \mu\text{m}$ no parecieron verse afectados por la adición de la cal.

Similares resultados obtienen Choquette et al. (1987) sobre muestras de arcillas canadienses de origen marino, apreciando que la macroporosidad intergranular desaparece en tres de los cuatro suelos analizados una vez transcurridos 300 días. Igualmente, la microporosidad se incrementa.

La justificación a este comportamiento la basan en la división de los macroporos por la generación de los elementos cementantes de forma laminar o reticular que se ubican entre las nuevas partículas del suelo tratado, sin que ello signifique una modificación sustancial de la porosidad total con el tiempo. Se concluye con ello que existe una relación directa entre la resistencia al corte y los cambios en la distribución de poros durante el tiempo de curado.

En el caso de la resistencia, que es uno de los factores que más evoluciona en este sentido por las reacciones puzolánicas, Kavak y Baykal (2012) sobre una arcilla caolinítica con una resistencia a compresión simple de 125 kPa cuantifican la modificación de la resistencia a lo largo del tiempo confirmando la trayectoria creciente si bien las ganancias se van reduciendo con su transcurso:

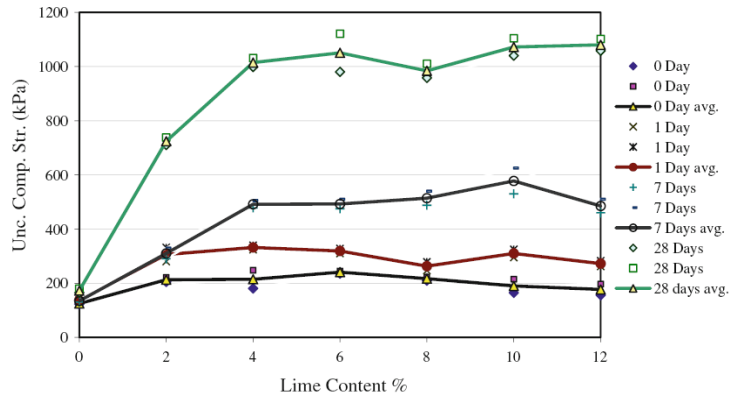


Figura 3-129. Evolución de la resistencia a compresión simple durante el período de curado para diferentes proporciones de cal (Kavak y Baykal, 2012)

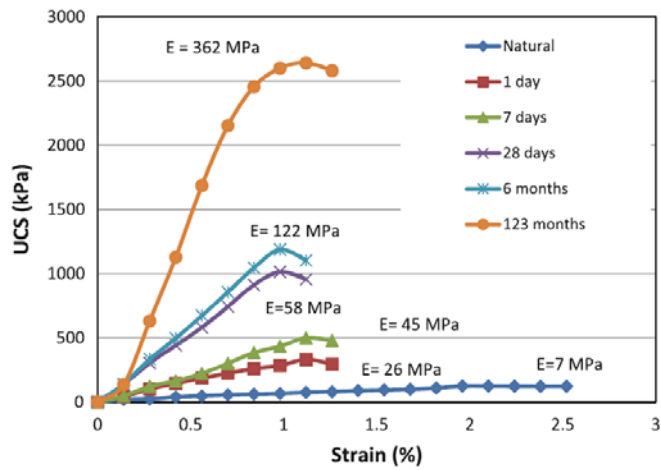


Figura 3-130. Evolución de las curvas de rotura a compresión simple UCS durante el período de curado (Kavak y Baykal, 2012)

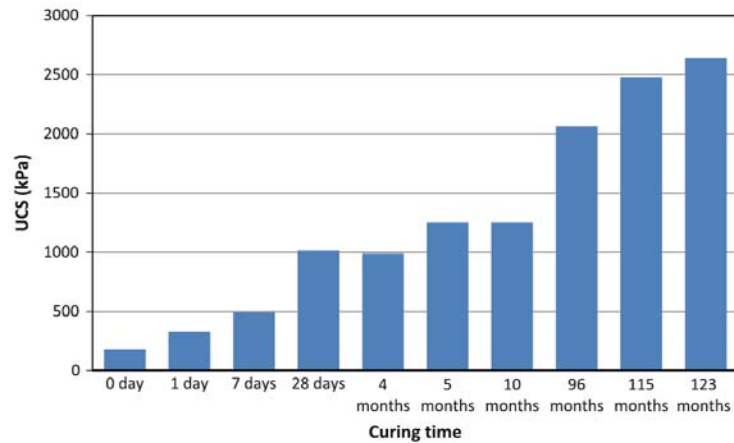


Figura 3-131. Evolución de la resistencia a compresión simple UCS durante la vida de la mezcla, incluso más allá de lo que suele considerarse el período de curado (Kavak y Baykal, 2012)

Se concluye que el efecto de aumento de la resistencia, aunque se prolonga en el tiempo mucho más de los plazos habitualmente contemplados, experimenta una evolución más lenta en los últimos años.

Broms (2004) simplifica esta evolución estableciendo que al cabo de un mes se alcanza la mitad de la resistencia al corte sin drenaje de la mezcla, el 75% a los 3 meses y un 90% al año del tratamiento.

En este sentido, si se trata de plazos limitados del orden de semanas, es habitual conservar las probetas en cámara húmeda (~20-22°C; ~95-100% HR), aunque generalmente envueltas en bolsas o láminas que eviten los cambios de humedad externos y alteren las condiciones de fabricación.

Es obvio, finalmente, que estas condiciones deberían asemejarse en la medida de lo posible a las que realmente va a experimentar la masa de suelo tratada en función de su uso y ubicación.

3.5.13 Temperatura de curado

La temperatura a que se realiza el curado de las muestras antes de su ensayo es una variable que se ha demostrado está directamente ligada a la resistencia (Estéoule y Perret, 1979; Liu et al. 2010; Arabi y Wild, 1986) pues es un factor acelerante de las reacciones puzolánicas (Aldood et al., 2014) (Figura 3-132 y Figura 3-133).

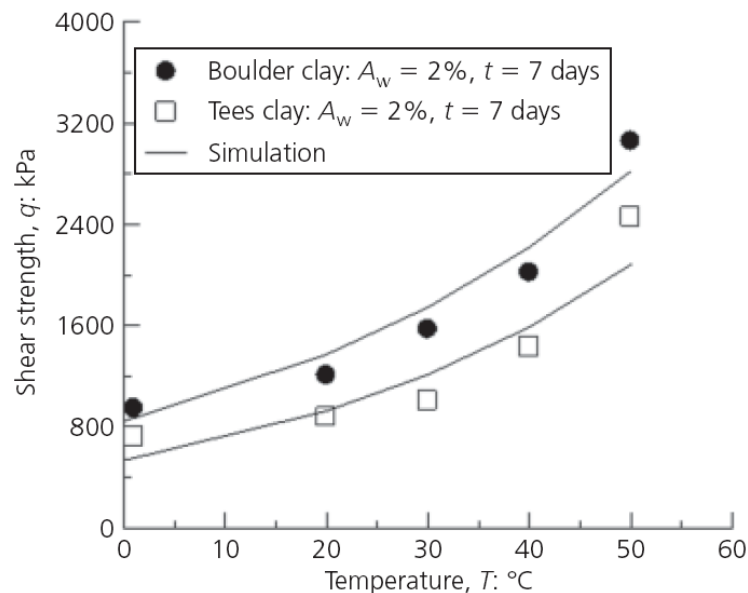


Figura 3-132. Influencia de la temperatura de curado sobre la tensión desviadora q para dos suelos diferentes tratados con un contenido de cal A_w del 2% (Liu et al., 2010)

A este respecto Rao y Shivananda (2005) concluyen que a una temperatura de 25°C, cercana a las condiciones ambientales habituales en climas semiáridos, la actividad de la reacción puzolánica empieza a apreciarse

tras un sólo día de curado, mientras que para temperaturas inferiores del orden de 11,5°C se necesitan 7 días (Broadman et al. 2001).

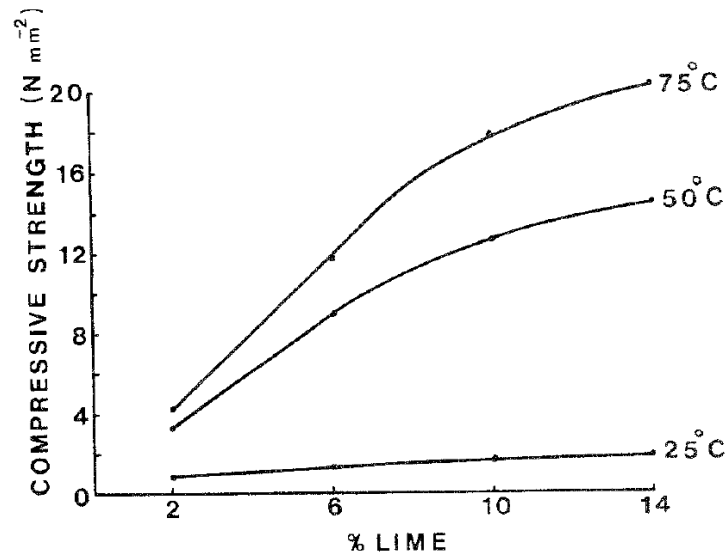


Figura 3-133. Influencia de la temperatura de curado sobre la resistencia a compresión simple para distintas proporciones de cal (Arabi y Wild, 1986)

Por otra parte, la resistencia también se ve afectada por la temperatura, de forma que a partir de 30°C el efecto de mejora es mucho mayor (Bell 1996):

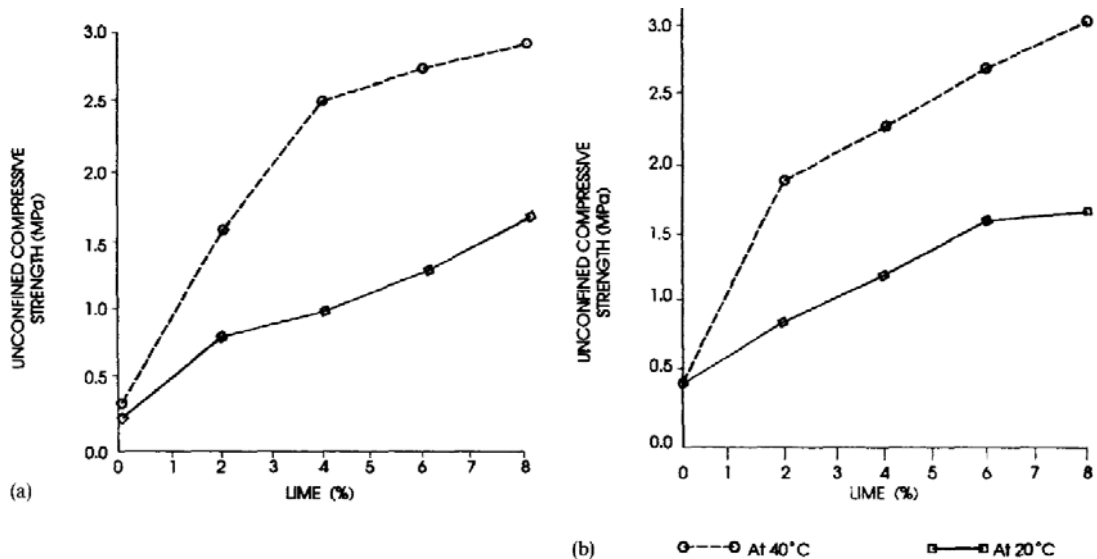


Figura 3-134. Influencia de la temperatura de curado sobre la resistencia a compresión simple para dos arcillas diferenciadas a los 7 días de curado (Bell, 1996)

George et al. (1992) analizaron distintas temperaturas para concluir en similares apreciaciones. Para el estudio incluyeron la variable de inmersión durante 24 horas antes del ensayo simulando las condiciones de una saturación por precipitación intensa:

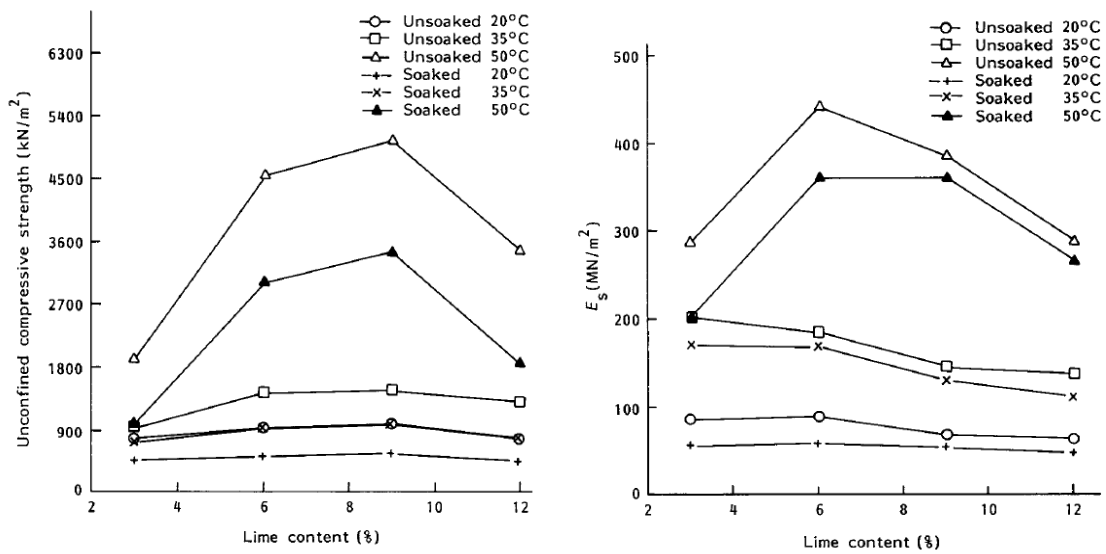


Figura 3-135. Influencia de condiciones de curado con y sin inmersión a distintas temperaturas sobre la resistencia a compresión simple y el módulo secante E_s tras 21 días de curado (George et al., 1992)

Al-Mukhtar et al. (2014) han analizado la influencia de la temperatura para suelos arcillosos con distintas composiciones mineralógicas, concluyendo que cuando el curado se realiza a 50°C la totalidad de las reacciones puzolánicas se han producido para todos ellos en menos de 6 meses; sin embargo, en curado a 20°C tan sólo los suelos de composición mayoritariamente estmectítica alcanzan esa situación:

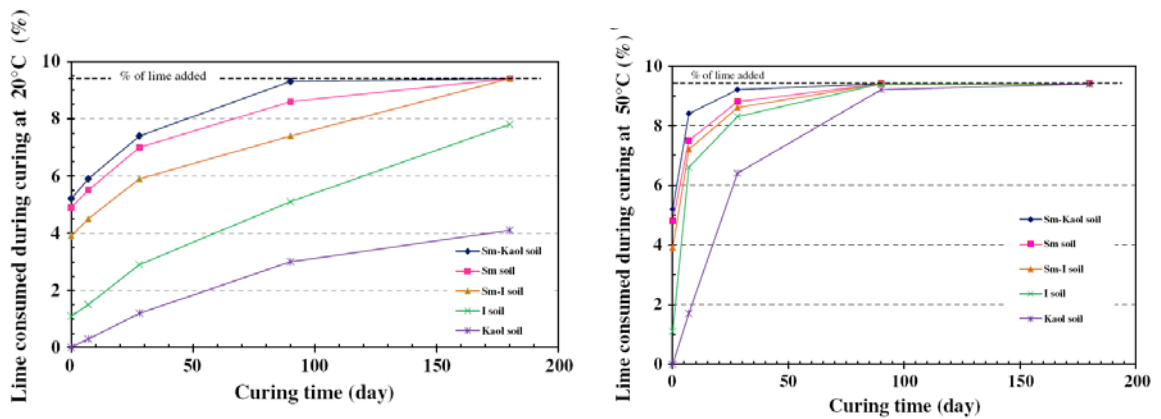


Figura 3-136. Consumo de la cal de suelos tratados con curados a 20°C y 50°C; Sm=esmectita; I=Illita; Kaol=caolinita (Al-Mukhtar et al., 2014)

Un análisis extremo de la influencia de la temperatura ha sido estudiado sometiendo las probetas curadas 28 días en condiciones convencionales a un secado en horno a 105 °C durante 24 horas (Ciancio et al. 2014), obteniendo incrementos muy notables en los valores de resistencia a compresión simple que, sin embargo, los propios autores reconocen poco representativos por sobrevalorados:

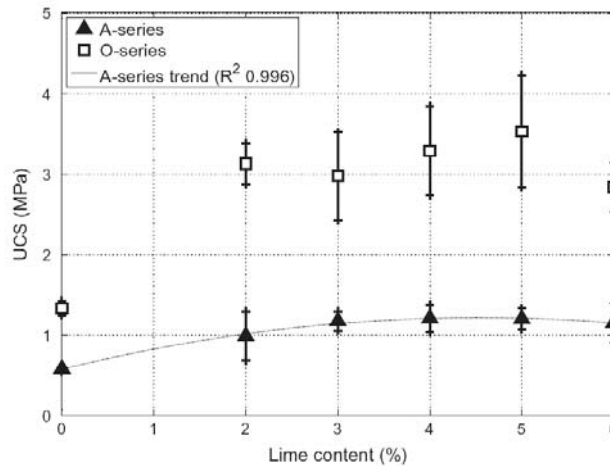


Figura 3-137. Comparación de la resistencia a compresión simple obtenida sobre muestras curadas a temperatura ambiente (A) y en horno (O) a 105°C durante 24 horas (Ciancio et al., 2014)

La causa de estos incrementos se basan de una parte en un incremento de la succión del material, que a los 28 días de curado aún no ha adquirido su resistencia total, y en la aceleración de las reacciones puzolánicas producidas por la temperatura.

Little (2000) propone para ensayos a largo plazo un proceso de curado acelerado consistente en mantener las probetas envueltas en plástico durante 7 días a una temperatura de 40°C como forma para evaluar la resistencia a largo plazo de un tratamiento en condiciones reales. Esta misma propuesta se deduce de los resultados de Ingles y Metcalf (1973):

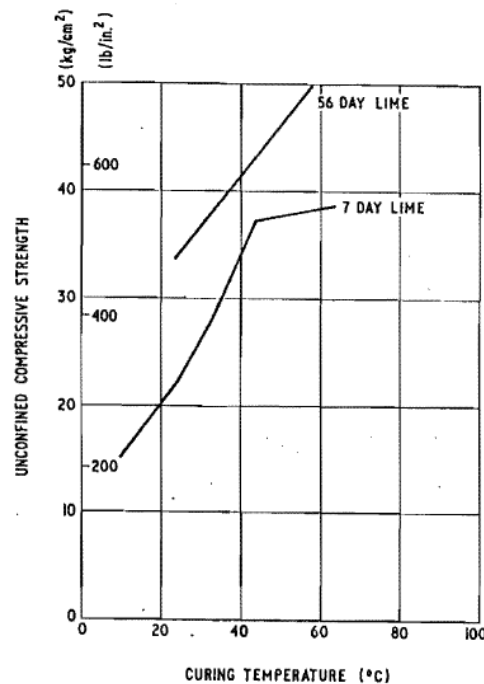


Figura 3-138. Efecto de la temperatura de curado sobre la resistencia a compresión simple (Ingles y Metcalf, 1973)

Tras este período, propone también mantener las probetas durante 24 a 48 horas a temperatura ambiente (Little et al., 2000).

Beeghly (2003) propone que a efectos de la evaluación de la resistencia pueden emplearse como aproximadamente equivalentes las siguientes condiciones, que confirma a través de ensayos sobre muestras estabilizadas con y sin adición de cenizas (Figura 3-139):

- Curado acelerado durante 3 días a 49-50°C
- Curado acelerado durante 7 días a 40°C
- Curado a temperatura ambiente de 22°C durante 28 días.

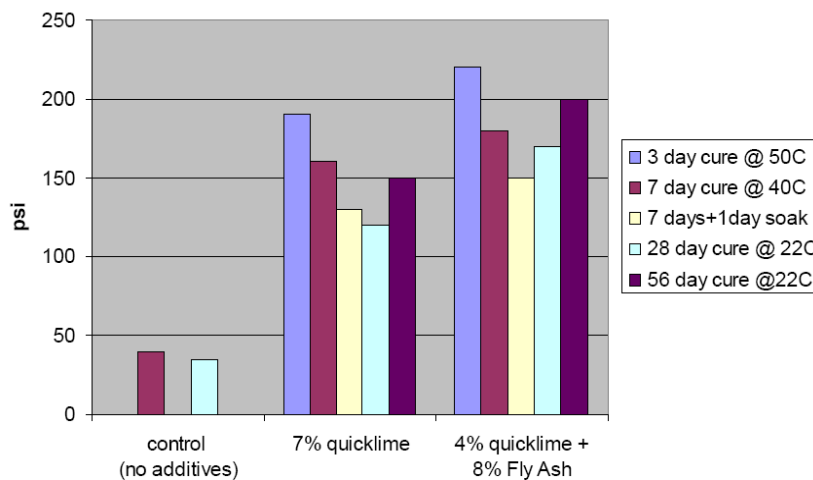


Figura 3-139. Estudio comparativo de ensayos de resistencia con distintas condiciones de curado para suelos sin tratar, tratados con cal y con adición de cenizas (Beeghly, 2003)

3.5.14 Presencia de aguas agresivas

Otro factor condicionante en la aplicación de cal a un suelo es el que se asocia a los efectos de la presencia de agua en el terreno.

En primer lugar, la presencia de aguas agresivas por sus contenidos excesivos en sales puede interferir en la reacción puzolánica o en la sustitución de los cationes adsorbidos en las partículas de arcilla. Por ello, es preciso conocer la composición y contenido de iones en las aguas freáticas que son susceptibles de afectar al material tratado.

Un caso especial y muy frecuente dentro de esta posible agresividad es la aportación de sulfatos que puedan interferir en la reacción puzolánica con la formación de ettringita y monosulfoaluminato ya descrita. Es evidente que a la hora de analizar este posible factor, ya detallado, no es suficiente analizar el suelo y la presencia de sulfatos solubles en el mismo. Habrá también que contar con el posible aporte de éstos a través de las aguas de infiltración que pudieran afectar al material tratado.

Cuisinier et al. (2011) han estudiado el efecto de la presencia de otras sales sobre muestras limosas de plasticidad media tratadas en dos fases con un 1,5% de cal y un 6% de cemento a las que añadieron de forma artificial sulfatos (S), fosfatos (P), nitratos (N) y cloruros (C) en alta (H) y baja (L) concentración. Si bien apreciaron cierta influencia, para el caso concreto de este tipo de suelo el efecto de degradación no fue especialmente acusado:

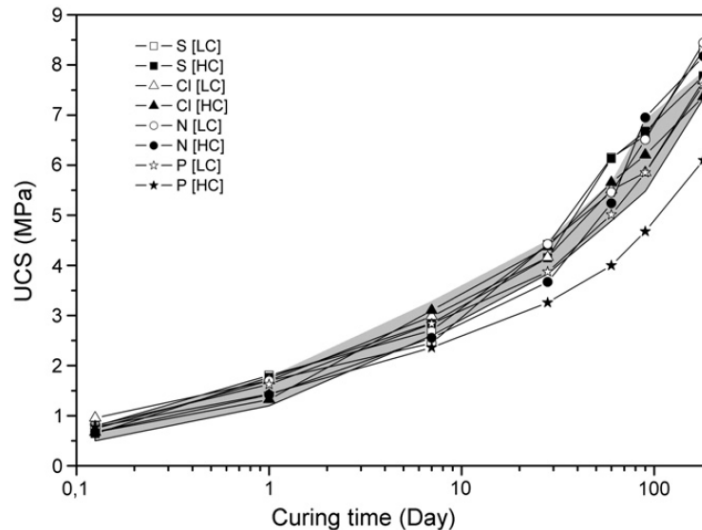


Figura 3-140. Efecto sobre la resistencia a distintas edades de la presencia de ciertos componentes (S-sulfatos, P-fosfatos, N-nitratos y C-cloruros) en distintas concentraciones (H-alta y L-baja) sobre suelos tratados con 1,5% de cal viva y 6% de cemento (Cuisinier et al., 2011)

No obstante, concluyen con la evidencia de un cierto efecto, si bien es preciso comprobar para una cuantificación más precisa la influencia de las condiciones de curado, naturaleza del suelo y tipo de cemento, en su caso.

3.5.15 Fenómenos de lixiviado

Un segundo efecto del agua que hay que considerar como un factor condicionante en el tratamiento de suelos con cal es que puede influir en la durabilidad de la estabilización o la mejora.

Como ya se ha comentado, algunos de los procesos movilizados en el tratamiento son reversibles, en especial, por ejemplo, la sustitución catiónica. Si el contenido en sales o iones del agua que afecta a una masa de suelo es susceptible de provocar la sustitución de los enlaces o afectar a los productos cementantes es evidente que la durabilidad del tratamiento debe ser puesta en cuestión.

Este efecto además puede verse agravado si existen corrientes o flujos continuos de agua afectando al material, que pueden ocasionar por ejemplo, el arrastre de productos, la disolución de compuestos, o una disminución del pH del medio que facilita la reacción y rebaje de la concentración catiónica representativa de los enlaces generados en el conjunto suelo-cal.

Uno de los primeros y más exhaustivos estudios en este sentido se debe a McCallister y Petry (1990), que concluyen con un efecto del lixiviado sobre los suelos tratados con cal creciente con el tiempo de ensayo menor cuanto mayor es el contenido de cal aplicado. Sus conclusiones más relevantes en relación a las distintas propiedades del suelo se enumeran en los siguientes epígrafes:

- El pH de los productos de lixiviado aumenta con el contenido de cal.
- Las muestras compactadas del lado húmedo muestran un pH más bajo en los lixiviados.
- El pH del lixiviado disminuye linealmente con el tiempo de lixiviación; en general, cuanto mayor sea el contenido de cal, más lenta es la tasa de disminución.
- Las concentraciones de calcio en el lixiviado aumentan significativamente con mayores contenidos de cal.
- Las muestras compactadas del lado húmedo presentan concentraciones más bajas de calcio y más altas de sodio.
- En sus ensayos, todas las permeabilidades disminuyeron con el tiempo, pero se acercaron a una condición de flujo constante después de aproximadamente 300 horas de lixiviación continua, lo que significa flujo saturado.
- El flujo continuado provoca efectos perjudiciales en todas las propiedades físicas e ingenieriles de los suelos estudiados, de forma que aumentan la retracción, índice de plasticidad e hinchamiento mientras que la resistencia y los límites líquido y plástico disminuyen.
- En general, los efectos máximos se producen en muestras compactadas con contenido de cal por debajo del óptimo.
- A mayor período de lixiviación se produce mayor hinchamiento libre y aumentan las presiones de hinchamiento para los contenidos de cal inferiores.
- Los contenidos de cal que ilustran la inflexión en cada propiedad son variables, aunque dentro de un rango cercano al óptimo.
- Para los contenidos menores, las pérdidas se asocian al intercambio de iones y al aumento de la permeabilidad del suelo, dado que el efecto de las reacciones puzolánicas es marginal.

Le Runigo et al. (2009 y 2011) han analizado estos fenómenos apreciando que bajo un flujo constante de agua el producto del lixiviado presenta contenidos en calcio, sílice y aluminio que proceden de la disolución de los elementos cementantes y de partículas de arcilla. Sin embargo, este mismo estudio ratifica que a pesar de dicha disolución se aprecia una generación de productos cementantes, por lo que se concluye que mientras que la disolución se genera en los poros inter-granulares o de mayor tamaño por los que circula el agua, en los intra-granulares o de menor tamaño sigue generándose la reacción puzolánica.

Por otra parte, este efecto tan sólo alcanza magnitudes relevantes en suelos mal compactados o con humedades inferiores a la óptima que ofrecen una mayor posibilidad para la circulación del agua, mientras que los suelos bien compactados o del lado húmedo constituyen estructuras más duraderas.

Para el diseño de estructuras de retención hidráulica, se han llevado a cabo estudios sobre la modificación de la permeabilidad del suelo tratado con la circulación de agua por su interior y los posibles procesos de lixiviado. Le Runigo et al. (2009) analizaron la evolución de la permeabilidad sobre muestras tratadas bajo diferentes condiciones de compactación, obteniendo las siguientes conclusiones. Salvo para las muestras compactadas con baja energía (LE), la permeabilidad permanece sensiblemente invariante durante el proceso de lixiviado:

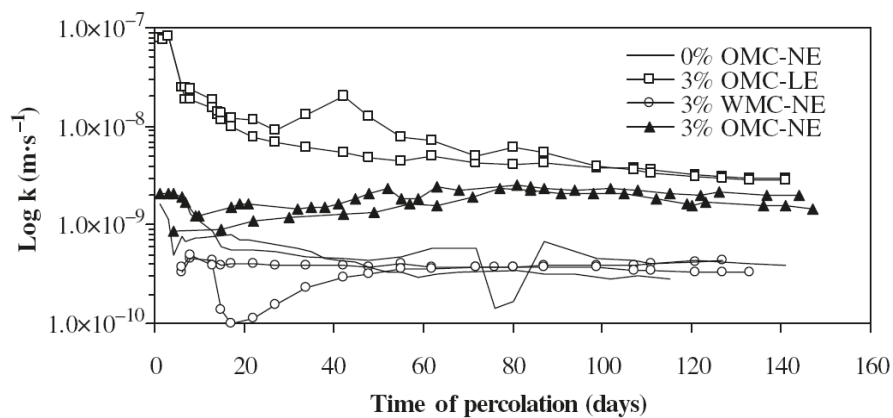


Figura 3-141. Evolución temporal de la permeabilidad k en suelos tratados sometidos a filtración en diferentes condiciones de compactación según la humedad (OMC-óptima, WMC-húmeda) y energía (LE-baja, NE-normal) (Le Runigo et al., 2009)

Por otra parte, la estructura del suelo cambia, incrementándose la proporción de poros de 0,6 a 4 μm y reduciéndose los microporos entre 0,05 y 0,6 μm:

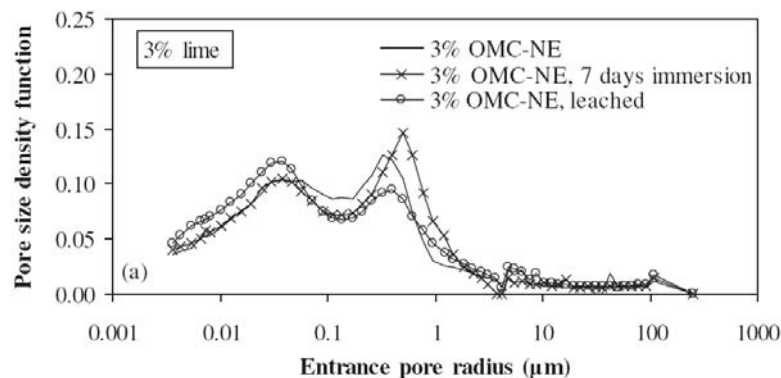


Figura 3-142. Efecto sobre la microestructura de una inmersión y un proceso de lixiviado para muestras preparadas con la humedad óptima OMC y energía de compactación de próctor normal NE (Le Runigo et al., 2009)

Estudios posteriores analizando la evolución del suelo tratado tras su inmersión completa en agua (Le Runigo et al. 2011) ilustran la importante pérdida de resistencia que se produce, como es usual en los suelos parcialmente saturados, si bien el efecto no progresa sensiblemente con el mayor tiempo de inmersión:

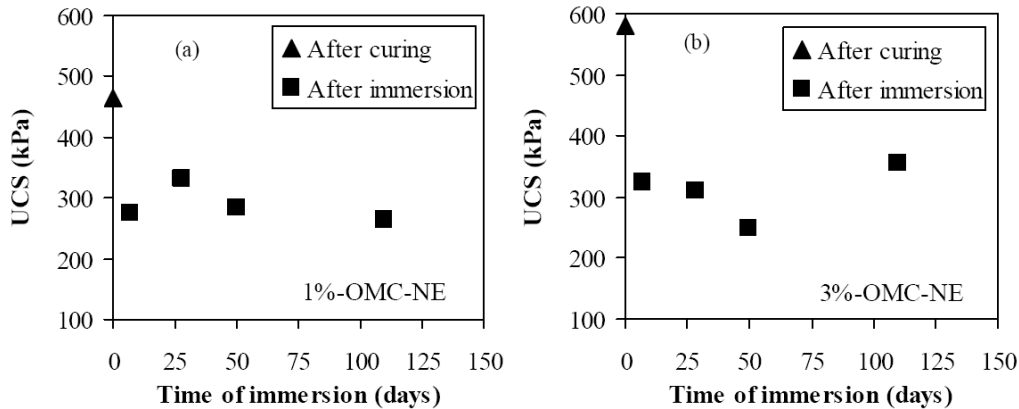


Figura 3-143. Efecto de la inmersión en la resistencia a compresión simple para suelos tratados con 1% y 3% de cal con la humedad óptima OMC y energía de compactación de próctor normal NE (Le Runigo et al., 2009)

Además, cabe apreciar que las resistencias finales tras la inmersión son muy similares para las distintas proporciones de cal, no así las iniciales. Por otra parte, los valores siempre se mantienen superiores al suelo sin tratar.

Sin embargo, deducen los mismos autores que la circulación del agua durante tiempos prolongados sí que parece tener un efecto negativo pronunciado, especialmente en las muestras peor compactadas y, por lo tanto, de mayor permeabilidad:

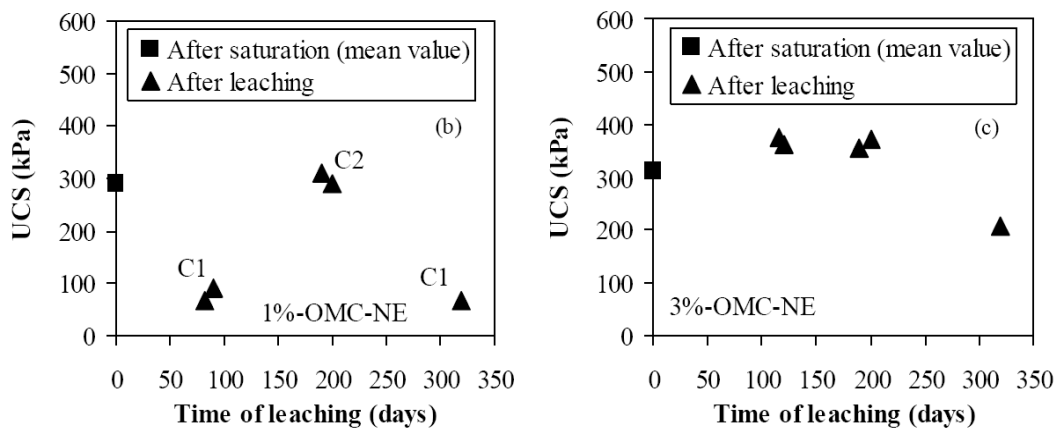


Figura 3-144. Efecto de la circulación de agua en la resistencia a compresión simple para suelos tratados con 1% y 3% de cal con la humedad óptima OMC y energía de compactación de próctor normal NE (Le Runigo et al., 2011)

Apuntan en conclusión, a expensas de estudios más específicos, a que es más relevante el factor de la cantidad de agua circulante, o permeabilidad del suelo, que el plazo de circulación.

3.5.16 Acción del hielo

Un último factor a considerar, también consecuencia de la presencia del agua en el suelo, es el riesgo de helada y los efectos de los ciclos típicos hielo-deshielo.

Cuando se tiene un suelo estabilizado con cal, en el que se ha formado una estructura de productos cementantes más o menos rígida integrada en la matriz del suelo hay que tener en cuenta la posible presencia de agua rellenando los poros de dicha matriz. Si existe el riesgo climatológico de que el agua pase a estado sólido éste fenómeno lleva asociado un incremento de volumen que puede repercutir en la rotura de los enlaces formados si el nivel de resistencia es bajo.

Su incidencia será, como se ha dicho, proporcional al nivel de resistencia alcanzado con la estabilización: A mayor resistencia, menor posibilidad de rotura o pérdida de propiedades.

Por otra parte, si los ciclos de hielo y deshielo se producen durante la fase de endurecimiento es posible que en las fases intermedias el suelo recupere parte de la resistencia perdida y que se produzca un reajuste del mismo de manera que los efectos finales sean incluso inferiores a los esperados.

Finalmente, el efecto nocivo del hielo puede verse agravado si se considera que los procesos de helada suelen originar migraciones de las partículas de agua que, una vez licuadas, saturan o humectan zonas en las que no estaban previamente.

El comportamiento de mezclas con cal y cemento de una arcilla de plasticidad media ha sido estudiado por Liu et al. (2010) sometiéndolas a ciclos de hielo-deshielo para observar la pérdida relativa de altura de las probetas (R) y de humedad (T), concluyendo que la estabilización contribuye a mejorar la durabilidad del suelo ante estos fenómenos y que los efectos adversos se estabilizan tras una serie de 7 a 10 ciclos en su caso:

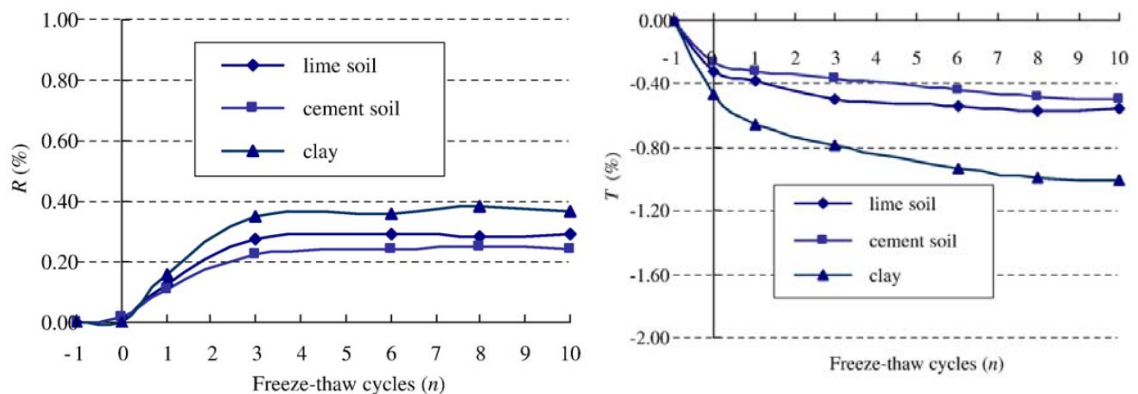


Figura 3-145. Pérdida relativa de altura de las probetas (R) y de humedad (T) durante ciclos de hielo-deshielo (Liu et al., 2010)

Yildiz y Soganci (2012) han analizado el comportamiento de muestras de arcilla tratadas sometidas a tres ciclos de hielo-deshielo, obteniendo para una arcilla de alta plasticidad la evolución de la resistencia a compresión simple y la permeabilidad en función de los días de curado transcurridos antes de dichos ciclos:

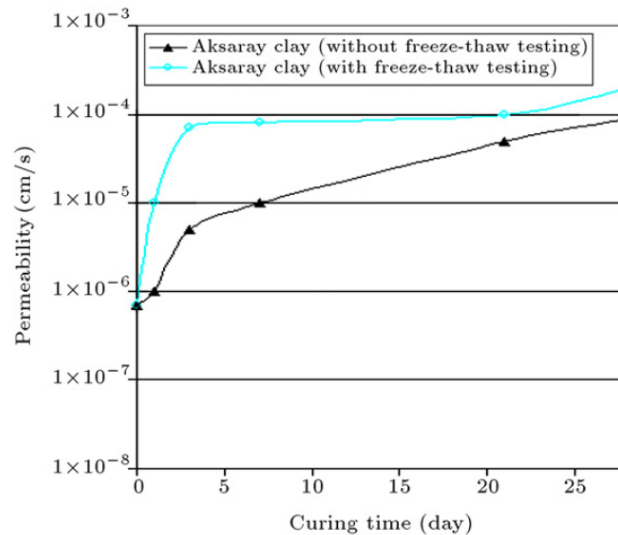


Figura 3-146. Efecto sobre la permeabilidad de la aplicación de 3 ciclos de hielo-deshielo sobre un suelo tratado con el 6% de cal durante el período de curado (Yildiz y Soganci, 2012)

Concluyen con un incremento de la permeabilidad de 10 a 20 veces tras los ciclos de hielo-deshielo asociado a las numerosas fisuras generadas durante los mismos que propiciaron una mayor facilidad de penetración del agua.

En cuanto a la resistencia, el hecho de que incluso con los ciclos de hielo se sigan produciendo mejoras, ilustra que este fenómeno no detiene las reacciones puzolánicas, sin que tan sólo las retarda (Figura 3-147). En todo caso, los valores de resistencia se ven afectados por la aplicación de los ciclos manifestando una reducción.

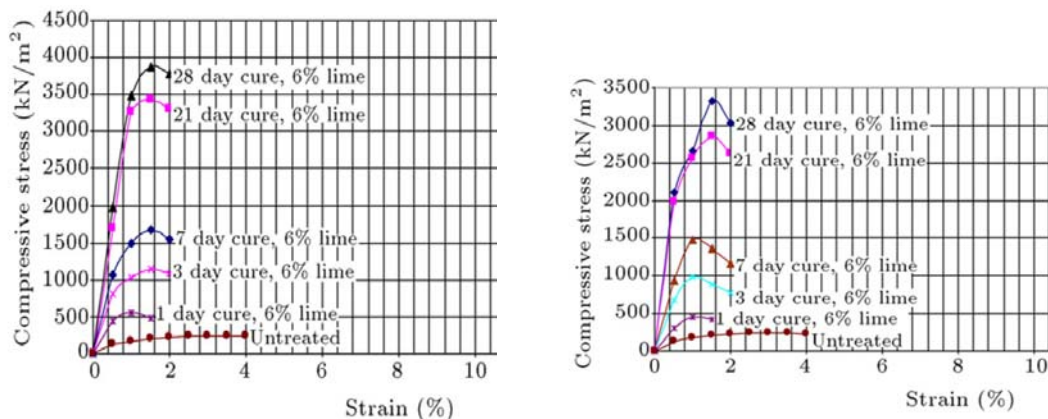


Figura 3-147. Efecto de la aplicación de 3 ciclos de hielo-deshielo sobre una arcilla tratada con un 6% de cal (Yildiz y Soganci, 2012)

3.6 EVOLUCIÓN DE LAS ESTABILIZACIONES CON EL TIEMPO

Las estructuras de tierra que son objeto principal de la presente tesis, una vez alcanzadas sus condiciones de diseño tras los períodos de producción y curado descritos, estarán expuestas durante su vida útil a una serie de agentes externos bajo los que deben mantener sus propiedades.

En el caso de los rellenos de explanaciones para infraestructuras, los agentes más influyentes están asociados con las modificaciones en los cambios de humedad asociados a fenómenos meteorológicos de precipitación y evaporación, filtraciones, escorrentías, etc.

Dichas circunstancias afectarán al comportamiento de los materiales, tanto por su influencia directa conocida como por el hecho de tratarse de suelos parcialmente saturados.

Además, la mayoría de ellas no se presentan de forma singular, sino que suelen hacerlo en forma reversible y periódica o cíclica, provocando así efectos en los suelos cuyas consecuencias es importante evaluar.

Y ello tanto en el caso de los suelos naturales como en los estabilizados con cal que aquí se estudian.

En los apartados siguientes se analizan los conocimientos actuales en cuanto a la influencia de estos factores externos a lo largo de la vida de las estabilizaciones, estudiando con detalle las modificaciones de un proceso de humectación y secado del material, así como su producción cíclica en el tiempo.

3.6.1 Modificación de la estructura con humectación y secado

Es sabido que los suelos, a partir de unas ciertas condiciones de saturación parcial natural o de puesta en obra, experimentan cambios de volumen asociados a posibles cambios de humedad tanto en el caso de la humectación, hinchamientos usualmente, como en el secado, retracciones. Dichos cambios tienen una repercusión evidente en la microestructura y porosidad del material, afectando tanto a los tamaños de los poros como a su distribución.

Stoltz et al. (2012) documentan que en el proceso de humectación una arcilla sin tratar sobre la que trabajaron experimentó un aumento de la macroporosidad de hasta un 30%, coherente con un hinchamiento de un 37%, mientras que la microporosidad permanecía constante.

El mismo material tratado con el 2 y 5 % de cal no ilustró cambios relevantes en las proporciones de porosidad dado que tampoco experimentó hinchamientos sustanciales. Tan sólo apreciaron una cierta redistribución de los tamaños que concluyen manifiesta que el tratamiento con cal no estabiliza la estructura del suelo completamente (Figura 3-148).

En los procesos de secado el efecto del tratamiento se manifiesta tanto en la macroporosidad como en la microporosidad, frente al material sin tratar que no ilustra cambios sustanciales en ésta última. Ello hace que el material, incluso tratado, sea sensible a posibles retracciones.

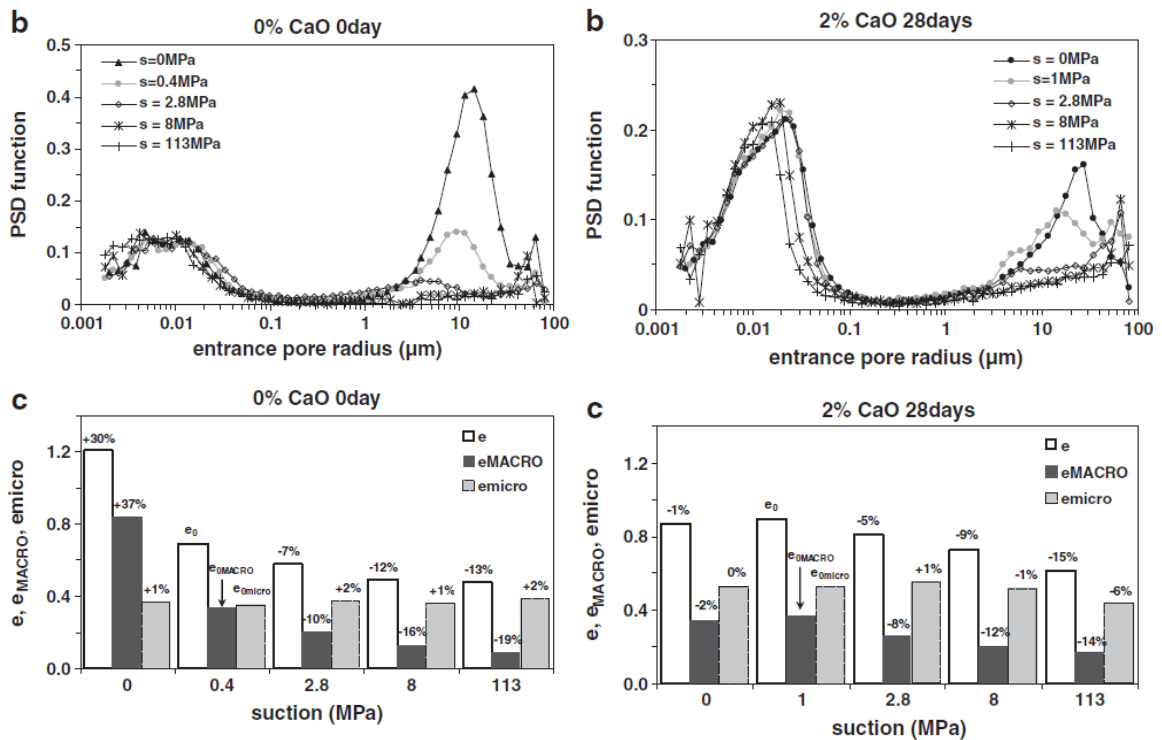


Figura 3-148. Efecto de los cambios de succión-humedad sobre la distribución de poros y el índice de poros de un suelo sin tratar y tratado con un 2% de cal a los 28 días de curado reflejada en la función de densidad de poros PSD y en las porosidades total, macroestructural y microestructural (Stoltz et al., 2012)

3.6.2 Cambios en la capacidad de retención de agua

El efecto de la cal y los procesos de cambios de humedad se refleja en las curvas de retención de agua o curvas características.

En relación a los suelos sin tratar, Stoltz et al. (2012) concluyen que la adición de cal produce un incremento de la capacidad de retención de agua que aumenta igualmente con el contenido de cal añadida, lo que puede explicarse por la generación de productos puzolánicos que al cristalizar bloquean los poros abiertos.

Khattab et al. (2006) sobre una arcilla de alta plasticidad, con índice de plasticidad igual a 40 y 15% de hinchamiento, obtienen las siguientes curvas características comparativas al aplicar la cal que ratifican las conclusiones anteriores:

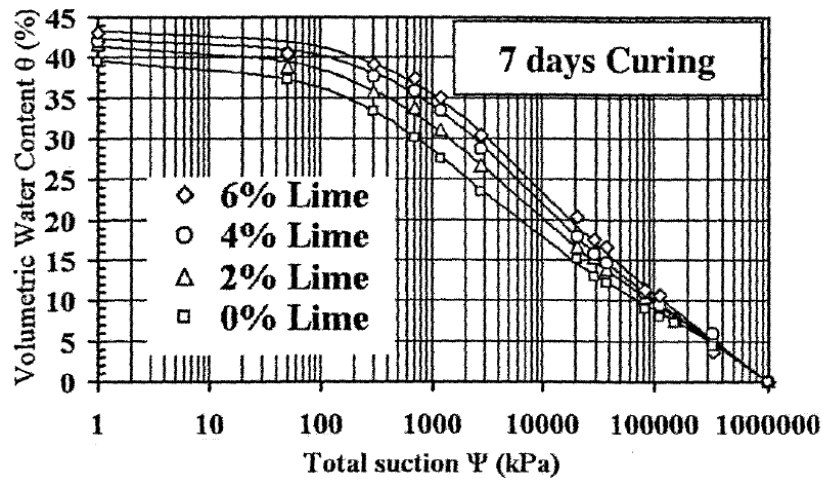


Figura 3-149. Curvas características de una arcilla de alta plasticidad tratada con diferentes proporciones de cal (Khattab et al., 2006)

Tedesco (2006) también deduce que la estabilización con cal induce un aumento sustancial de la capacidad de retención de agua en relación a la obtenida sobre muestras inalteradas y establece además una dependencia con el tiempo de curado, de forma que su efecto es muy limitado a corto plazo y considerable después de 28 días de curado. Lo atribuye a los cambios microestructurales inducidos por el desarrollo de reacciones puzolánicas, que aumentan la concentración de diámetros de poro más pequeños.

Otra observación de Tedesco es una mayor capacidad de retención de agua con el mayor contenido inicial de humedad.

Este efecto también lo corroboran Wang et al. (2015) sobre arcillas montmorilloníticas, observando también que se produce un fenómeno de histéresis en procesos reversibles de secado y humectación:

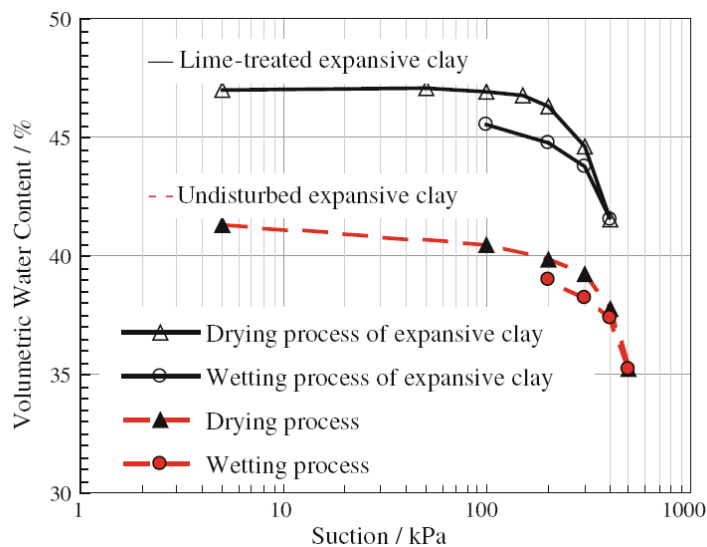


Figura 3-150. Curvas características de una arcilla expansiva en muestra inalterada y tratada con cal (Wang et al., 2015)

En el estudio anteriormente mencionado de Stoltz et al. (2012) aplicando proporciones de 2 y 5% a una esmectita de alta plasticidad, analizando las curvas de retención deducen que se aprecia que la cal reduce notablemente la absorción de agua durante las trayectorias de humectación, desde un +13% en el material base a un 1-3% en las mezclas con cal:

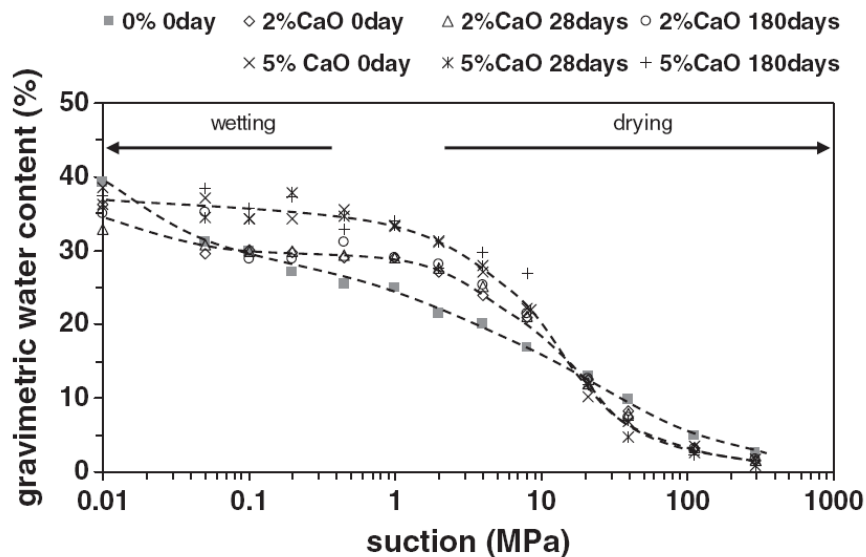


Figura 3-151. Evolución de las curvas características para diferentes proporciones de cal y plazos de curado (Stoltz et al., 2012)

Sin embargo, en las trayectorias de secado, el tratamiento de los suelos con cal provoca un incremento de la capacidad de retención de agua para succiones por debajo de 20 MPa, mientras que sobre este valor no se aprecia cambio por la adición de cal. A esta misma conclusión, aunque extendida a los valores superiores de succión llegan Russo et al. (2007) analizando un limo.

Cuisinier y Deneele (2008) sin embargo concluyen que para succiones altas es el suelo tratado el que presenta mayor capacidad de retención de agua.

En cuanto a la forma de las curvas características, si la cantidad de cal añadida es suficiente, el efecto se traduce generalmente en una reducción de la pendiente y un aumento de la succión al punto de entrada de aire (Vijayakumar et al. 2013).

No obstante, existen resultados totalmente discordantes con esta última afirmación, ilustrando una reducción del punto de entrada de aire al tratar una arcilla de Londres con un 4% de cal (Mavroulidou et al., 2011) (Figura 3-152), justificada en la estructura más abierta y con mayor porcentaje de poros.

En cuanto a los cambios volumétricos, el tratamiento con cal reduce notablemente el hinchamiento en el proceso de saturación desde el 17% inicial hasta un 5% con al 2% de cal e incluso su anulación con el 5% de adición (Figura 3-153). Evidentemente, el limitado hinchamiento justifica la escasa absorción de agua.

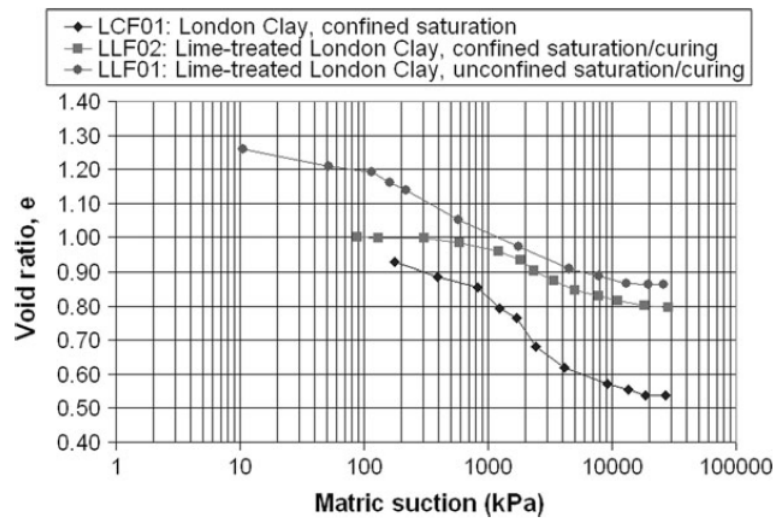


Figura 3-152. Relación entre el índice de poros y la succión en una arcilla de Londres tratada con cal en diferentes situaciones de confinamiento (Mavroulidou et al., 2011)

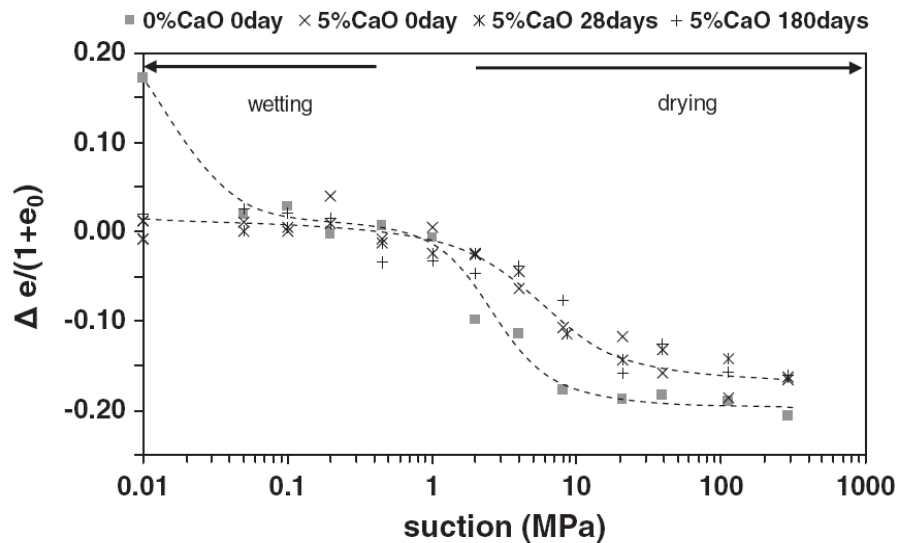


Figura 3-153. Cambios de volumen de una arcilla de Londres sin tratar y con el 5% de cal en el proceso de secado y humectación a distintas edades (Mavroulidou et al., 2011)

En la trayectoria de secado, Stoltz et al. (2012) estudian el contenido de agua residual, que pasa de un valor del 16% correspondiente a una succión de unos 8 MPa y un valor de retracción del 20% en el suelo sin tratar a un 13% de humedad, succión de 20 MPa con retracción del 16% (Figura 3-154).

La conclusión a que llegan es que el tratamiento con cal no tiene una influencia relevante en las condiciones de retracción del suelo, más allá de aumento de la capacidad de retención citado. Tampoco aprecian influencia de los períodos de curado del material tratado que fueron estudiados para 0, 28 y 180 días.

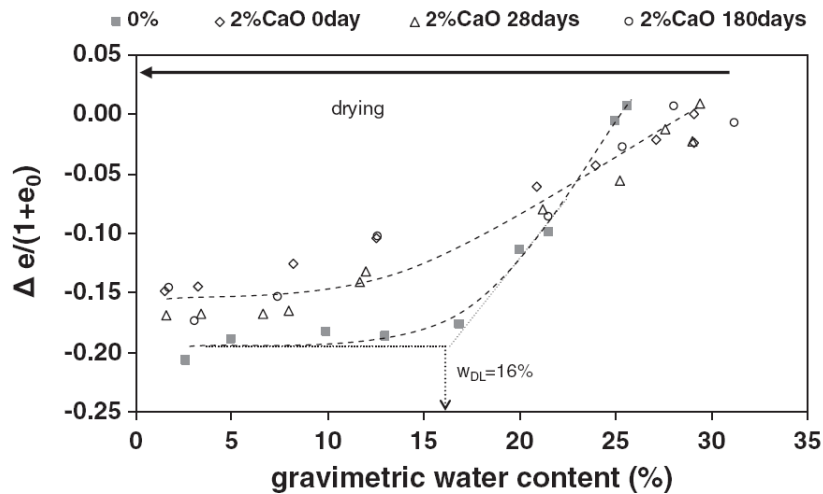


Figura 3-154. Retracción de una arcilla expansiva y su modificación con un 2% de cal en relación a la humedad gravimétrica (Stoltz et al., 2012)

Sin embargo, esta reducción en el límite de retracción compactado es contradictoria con lo obtenido por otros autores (e.g., Bhattacharja and Bhatti, 2003), aunque Stoltz lo justifica en los cambios estructurales provocados por el proceso de compactación.

Otros factores que influyen en la forma de las curvas de retención han sido estudiados por Aldaood et al. (2014) sobre muestras de arcillas con yeso, concluyendo que mientras que la duración del período de curado no modifica los parámetros de saturación (contenido volumétrico de agua y succión al valor de la entrada de aire) de la curva característica, los parámetros residuales (de succión y el agua de contenido) sí aumentaron con el período de curado y la temperatura. Ello se debe a los cambios en la microestructura generados con la producción de las reacciones puzolánicas. En cuanto al factor temperatura de curado, que acelera las reacciones químicas, aumenta de la capacidad de retención de agua principalmente en el rango de succión baja (alta humedad relativa).

Aldaood et al. (2014) proponen como adecuadas las expresiones de Fredlund y Xing y Van Genuchten para modelizar la curva característica de suelos tratados con, aunque también apuntan la necesidad de avanzar más en su desarrollo.

3.6.3 Cambios de volumen bajo ciclos de humectación

Un efecto interesante por contradictorio es el recogido por Guney et al (2007) sobre los cambios en el potencial de hinchamiento de un suelo tratado con cal bajo ciclos de saturación por inmersión y secado parcial al aire. Sobre tres tipos de suelo con diferentes niveles de plasticidad, analizaron los hinchamientos en términos de altura y de presión sometiendo las probetas hasta 5 ciclos consecutivos.

Los resultados ilustraron que en el primer ciclo todos los materiales experimentaron una reducción del potencial de hinchamiento, tanto en términos de hinchamiento libre o incremento de altura de la probeta como en presión de estabilización. Pero sin embargo, en los sucesivos ciclos se aprecia un incremento de los hinchamientos, mayor a mayor plasticidad del suelo (“suelo A”), que ilustra una cierta estabilización a partir del cuarto ciclo:

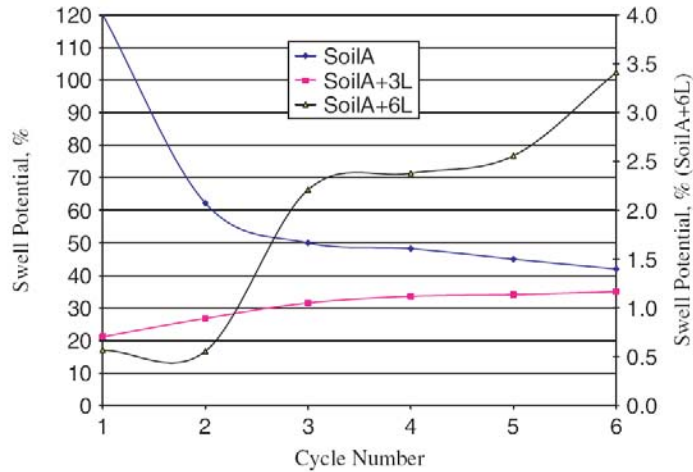


Figura 3-155. Evolución del hinchamiento libre de un suelo muy plástico tratado con 3 y 6% de cal a lo largo de una serie de ciclos de inmersión y secado (Guney et al., 2007)

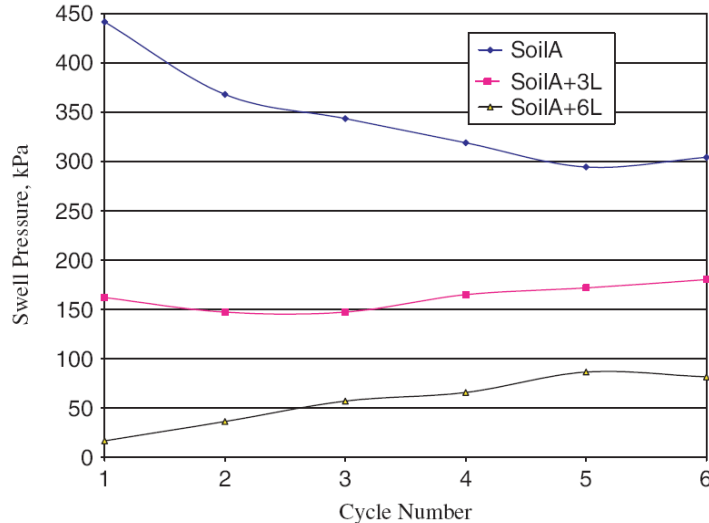


Figura 3-156. Evolución de la presión de hinchamiento de un suelo muy plástico tratado con cal a lo largo de una serie de ciclos de inmersión y secado (Guney et al., 2007)

Estos comportamientos contrastan con la reducción en los cambios de volumen que experimentan los suelos naturales en los procesos cíclicos asociados al reajuste de sus partículas hacia una microestructura menos activa.

Según los autores, la respuesta inicial estaría justificada por la mayor humedad óptima de preparación de las muestras tratadas y su menor densidad, que reducirían la capacidad de absorción de agua. En cuanto al

comportamiento tras los ciclos de humectación y secado, estaría vinculado posiblemente a la rotura parcial de los enlaces cementantes entre partículas.

Comportamientos similares han sido expuestos por otros autores (Nowamooz, 2010).

Stoltz et al. (2014) vinculan el mecanismo por el que se produce una modificación en la microestructura a la proporción de cal. Para bajos contenidos se produce la rotura de los agregados con los ciclos, mientras que para contenidos superiores del orden del 5% vinculan la degradación del suelo a otros fenómenos de carácter físico-químico como puede ser la carbonatación.

Más allá de estos resultados, Rao et al. (2001) apreciaron que el efecto de la cal sobre una arcilla expansiva india con límite líquido de 65 conocida como “black cotton soil” que eliminaba sus riesgos de hinchamiento desaparecía tras cuatro ciclos de humectación sobre arena saturada y secado a 40°C, observándose de nuevo hinchamientos de hasta el 4,5% e incluso colapso de un 5 y 8% bajo cargas de 100 y 200 kPa respectivamente:

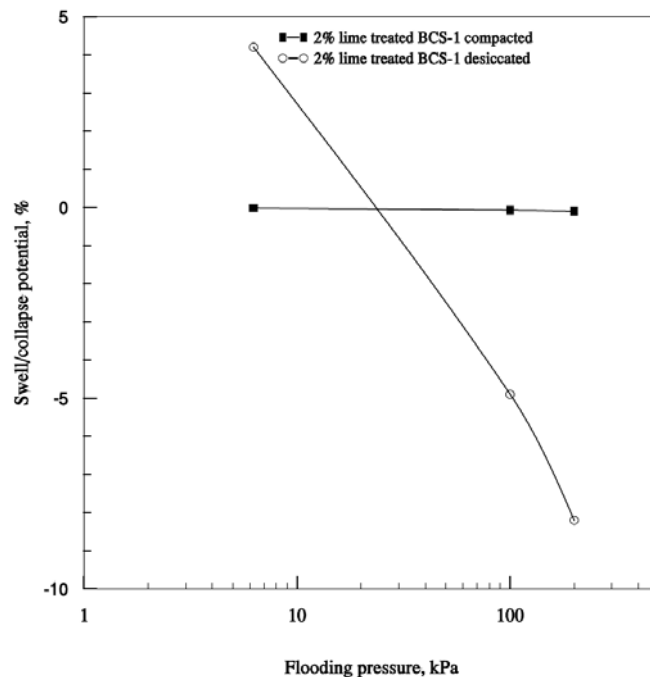


Figura 3-157. Efecto de 4 ciclos de secado-humectación de un suelo “black cotton soil” BCS tratado con el 2% de cal (Rao et al., 2001)

Cusinier y Deneele (2008) observan una cierta acumulación de deformaciones con los ciclos de secado y humectación. Así, bajo una primera trayectoria de secado hasta succiones del orden de 8 MPa obtienen retracciones entre un 5,1% a 8,5%. Tras la humectación, aunque se manifiesta un hinchamiento, las muestras no recuperan su estado inicial, por lo que se deduce que el primer ciclo de succión induce una acumulación de deformaciones de contracción. Durante los ciclos de succión adicionales sin embargo se aprecian comportamientos elásticos de las deformaciones de hinchamiento y contracción (Figura 3-158). Por lo tanto, el comportamiento de

hinchamiento del suelo tratado se relaciona con la magnitud del primer ciclo de succión.

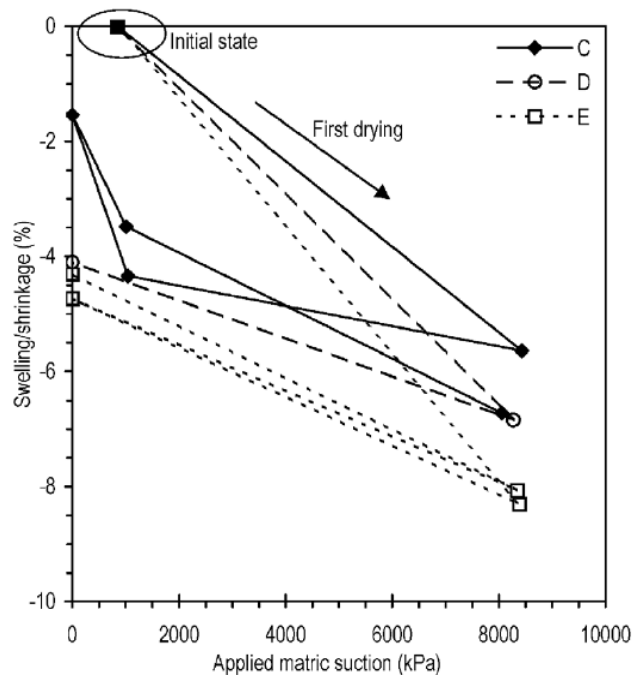


Figura 3-158. Influencia de la sucesión de ciclos de secado y humectación sobre los cambios volumétricos sobre tres muestras C, D y E tratadas con cal tras 3 años de curado en un terraplén real (Cuisinier y Deneele, 2008)

Otra conclusión importante que deducen de un terraplén real es que el efecto de la cal se mantiene transcurridos tres años de su ejecución.

3.6.4 Origen de los cambios de humedad: migración

Un paso más en el estudio de la influencia de los cambios de humedad en los suelos arcillosos es el estudio de la transmisión de la humedad entre masas de suelo adyacentes con distintos contenidos, que se conoce como la migración.

Dado que los suelos arcillosos empleados en rellenos superficiales se encuentran en un estado parcialmente saturado, están constituidos por las tres fases sólida, acuosa y gaseosa del aire. Las diferencias de humedad entre distintas masas pueden provenir bien de la cercanía a niveles inferiores saturados, bien de las aportaciones o reducciones provocadas por los agentes meteorológicos.

La forma en que se produce la difusión del agua de una masa más húmeda a otra más seca ha sido estudiada por Wang et al. (2013) para suelos sin tratar y por Wang et al. (2015) para suelos tratados con cal, concluyendo en la complejidad del mecanismo de componentes multifactoriales y no lineales.

Se trata de un fenómeno aún no estudiado en su totalidad pero en el que ya apuntan el efecto beneficioso del tratamiento, que reduce los incrementos de humedad por migración, probablemente porque los flujos generados son absorbidos por las reacciones de la cal.

3.6.5 Compresibilidad bajo ciclos de humectación y secado

No obstante la rigidización descrita anteriormente cuando los suelos tratados son sometidos a ciclos de humectación y secado, se producen modificaciones muy relevantes que se manifiestan en pérdidas de eficacia en el tratamiento.

Así, Nowamooz et al. (2010) con muestras artificiales de bentonita con limo tratadas con un 1% de cal sobre las que llevaron a cabo ensayos de consolidación en edómetro bajo succión controlada con cargas de 1.000 kPa aplicando hasta cuatro ciclos de cambios de succión entre 0 y 8 MPa, obtienen los siguientes resultados:

Test	P_0 (kPa)	λ (s)	κ
Untreated sample M1	50	0.12	0.015
Treated sample with 1% lime M2	230	0.09	0.015

Tabla 3-12. Propiedades de deformación en edómetro de muestras con y sin tratamiento de cal al 1%; p_0 = presión de preconsolidación; λ = índice de compresión; κ =índice de recarga (Nowamooz et al., 2010)

Test	Suction (MPa)	P_0 (kPa)	λ	κ
C1	2	200	0.085	0.015
C2	2	50	0.08	0.015
C3	4	70	0.06	0.015
C4	8	120	0.05	0.015

Tabla 3-13. Propiedades de deformación para muestras sometidas a distintos grados de succión; p_0 = presión de preconsolidación; λ = índice de compresión; κ =índice de recarga (Nowamooz et al., 2010)

Estos ilustran en primer lugar un reblandecimiento del suelo al reducirse la presión aparente de preconsolidación, p_0 , junto con una ligera modificación de índice de compresión noval, λ .

4 MATERIALES Y TÉCNICAS EXPERIMENTALES

Tras el estudio de los mecanismos, efectos y factores que rigen los tratamientos de suelos arcillosos con cal, la siguiente fase de la presente tesis ha consistido en la aplicación de esta técnica a un suelo real para evaluar las posibles mejoras conseguidas a través de ensayos de laboratorio.

Para ello, una de las primeras tareas ha consistido en la preparación y análisis del material seleccionado con objeto de determinar sus características intrínsecas que serán posteriormente objeto de comparación con las obtenidas tras el tratamiento del suelo con cal.

En el presente capítulo se ubica la fuente del material en su entorno geológico para posteriormente detallar las técnicas experimentales y procedimientos empleados para el análisis de las propiedades geotécnicas del material, tanto antes del tratamiento como posteriormente, explicando los procesos de realización de los ensayos, especialmente en aquéllos más complejos.

También se resumen las formas de preparación de las probetas empleadas en los distintos ensayos.

Hay que apuntar que todos los ensayos de laboratorio se han realizado en las instalaciones del Laboratorio de Mecánica del Suelo de la Escuela de Arquitectura de Sevilla, con la salvedad de los expresamente citados de porosimetría y mineralogía, que se han desarrollado en el Centro de Investigación Tecnología e Innovación de la Universidad de Sevilla CITIUS.

4.1 ENCUADRE GEOLÓGICO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Con objeto de plasmar los trabajos de investigación en una obra real, se han aplicado a los materiales afectados por la construcción de una importante obra de infraestructura ejecutada recientemente en la provincia de Sevilla.

Se trata concretamente de una planta de producción de energía solar que se extiende en una superficie de 180 hectáreas, implicando un movimiento de tierras para explanación superior a tres millones de metros cúbicos (Figura 4-1).

Como se verá a continuación, una de las formaciones geológicas que proporcionaron parte de los materiales de excavación fueron unos suelos finos de propiedades muy desfavorables para su empleo en los rellenos, lo que propició el presente estudio para su posible utilización mediante el control de sus condiciones de puesta en obra y la adición de cal. Ello se planteaba especialmente necesario dadas las estrictas limitaciones de movimientos establecidas en este tipo de instalaciones. No obstante hay que apuntar que finalmente dicho material fue desechado para este objetivo, lo que hizo surgir la idea de la presente investigación.

A continuación se resume el encuadre geológico de la zona de dichas obras con atención especial a la formación mencionada.



Figura 4-1. Fotografía aérea de la obra de la que provienen las muestras objeto de la investigación

4.1.1 Localización geográfica

La zona en que se ubica la obra citada se encuentra situada a unos ocho kilómetros al oeste de Morón de la Frontera, en los parajes denominados Palmar de Torrejón y Palmar de la Cerera (Figura 4-2 y Figura 4-3).

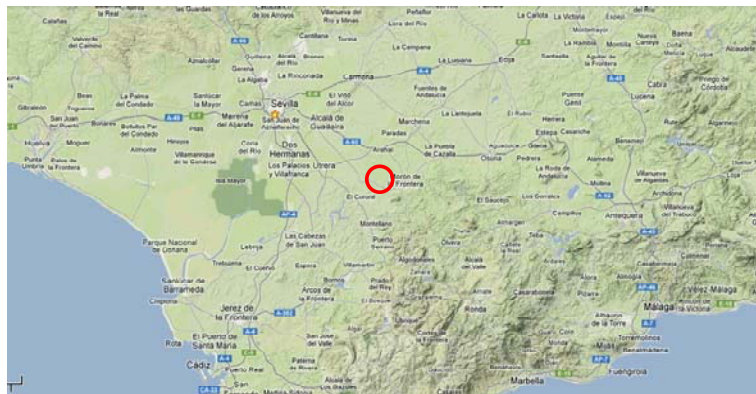


Figura 4-2. Ubicación geográfica del emplazamiento



Figura 4-3: Croquis del emplazamiento de la planta en la hoja nº 1020 del Mapa Topográfico Nacional

4.1.2 Geología regional

La zona se ubica en la provincia de Sevilla al sur del Valle del Guadalquivir, a unos 25 km de su cauce actual. Según se describe en la cartografía geológica del Instituto Geominero de España, geológicamente se encuadra dentro del dominio Subbético de la provincia de Sevilla.

El dominio Subbético de la provincia de Sevilla se extiende por la Sierra Sur de Sevilla: su límite norte va desde la Sierra de Gibalbín en el sudoeste, por el sur de El Coronil, la Sierra de Montellano, Sierra de Esparteros, Morón de la Frontera, Sierra de Peñagua y Osuna, hasta la Sierra de Estepa en el extremo oriental; el límite sur está marcado por la divisoria con las provincias de Cádiz y Málaga, las sierras de San Juan y del Tablón y, al este de Estepa, con el límite de la provincia de Córdoba.

El dominio o zona Subbética, es una zona “externa” de las Cordilleras Béticas. Las Cordilleras Béticas forman el extremo oeste de las cordilleras alpinas de Europa y están situadas entre los cratones europeo y africano, subdividiéndose en zonas “internas” y “externas”.

La zona Subbética, al ser externa, significa que se originó en una posición del geosinclinal más cercana al cratón o antepaís, es decir, más cerca de los bordes de la placa europea. Dicho de otro modo, el Subbético se originó del surco miogeosinclinal, con poco volcanismo.

Las rocas de la Zona Subbética presentan facies pelágicas o de alta mar, como margas, calizas nodulosas, radiolaritas o facies turbidíticas, desde el Jurásico al Cretácico superior.

El Subbético tiene una estructura de cobertera plegada, con mantos de corrimiento. Entre el Cretácico y el Mioceno superior existieron varias etapas de diastrofismo e, incluso posteriormente, durante la fase principal de la orogenia alpina. Como consecuencia de ello, en la zona Subbética se originaron cabalgamientos con vergencia al noroeste de sus distintas unidades, extruyéndose los materiales del Triásico en la base de las unidades y esparciéndose con los restos de su cobertera, constituyéndose el Subbético indiferenciado.

Los deslizamientos gravitatorios de las formaciones alóctonas se produjeron después, dando lugar a masas caóticas, la “formación olistostrómica”.

Las llamadas “albarizas” o “moronitas”, por su presencia en Morón de la Frontera, se depositaron, en gran medida, sobre las masas olistostrómicas subbéticas. Son arcillas, margas, margocalizas y arenas silíceas de color blanco, con diatomeas y foraminíferos. Primero se depositaron en el Mioceno inferior (Burdigaliense) y después, tras un periodo sin sedimentación, se volvieron a depositar durante el Mioceno superior (Andaluciense).

Mientras lo anteriormente dicho ocurría en la zona Subbética, en la Depresión del Guadalquivir continuaba la sedimentación, aconteciendo una

regresión al final del Andaluciense y continuando el levantamiento durante la época del Plioceno y en el período Cuaternario hasta la actualidad.

4.1.3 **Estratigrafía**

Los materiales presentes en el emplazamiento se corresponden, según la cartografía MAGNA 1:50.000, hoja nº 1020 “El Coronil”, con las siguientes edades:

- Arcillas y yesos (1). Trías. Está constituido por arcillas versicolores y yesos, con abundantes cuarzos piramidales y pequeños nódulos de azufre.
- Margas silíceas blancas (14). Mioceno. Conocidas con el nombre “moronitas” o “albarizas” presentan tonalidades blanquecinas en superficie y más grisáceas en corte fresco; tienen un aspecto masivo, resultando a veces difícil distinguir la estratificación.

Se trata de margas fundamentalmente con pequeños porcentajes de arena fina aunque ocasionalmente aparece algún nivel arenoso. A escala microscópica lo más característico de esta litología es su abundante contenido en radiolarios y diatomeas.

- Arenas (18) y biocalcarenitas (19). Mioceno. Se trata de arenas de color anaranjado - amarillento, poco o nada cementadas con escaso contenido en finos, aunque ocasionalmente se observan delgados niveles margosos de escasa continuidad. Incluidos en estas arenas se localizan tramos de biocalcarenitas bien cementados con abundante cuarzo y relativamente ricos en pectínidos.
- Conos de deyección (34) y depósitos de llanura aluvial del río Guadaíra (40). Holoceno. Se trata de una cobertera que presenta también dos facies diferenciadas: un depósito aluvial superficial fino, formado por arcillas algo arenosas; y un paquete aluvial grueso, formado por gravas areno-arcillosas, apoyado y discordante con el terciario infrayacente.

En la siguiente imagen se muestra una reproducción parcial de la Hoja Geológica nº 1020 “El Coronil”, a escala 1:50.000 (Figura 4-4) junto con la leyenda explicativa de la misma (Figura 4-5 y Figura 4-6).

Cabe decir que no todas las unidades estratigráficas indicadas han sido cartografiadas por el IGME, en el ámbito de la parcela, en concreto la unidad de arenas (18) y biocalcarenitas (19) del mioceno que aparecen en la parcela en la esquina sur-oeste, la hoja Geológica lo atribuye a margas silíceas blancas (14).

CAPÍTULO 4.- MATERIALES Y TÉCNICAS EXPERIMENTALES

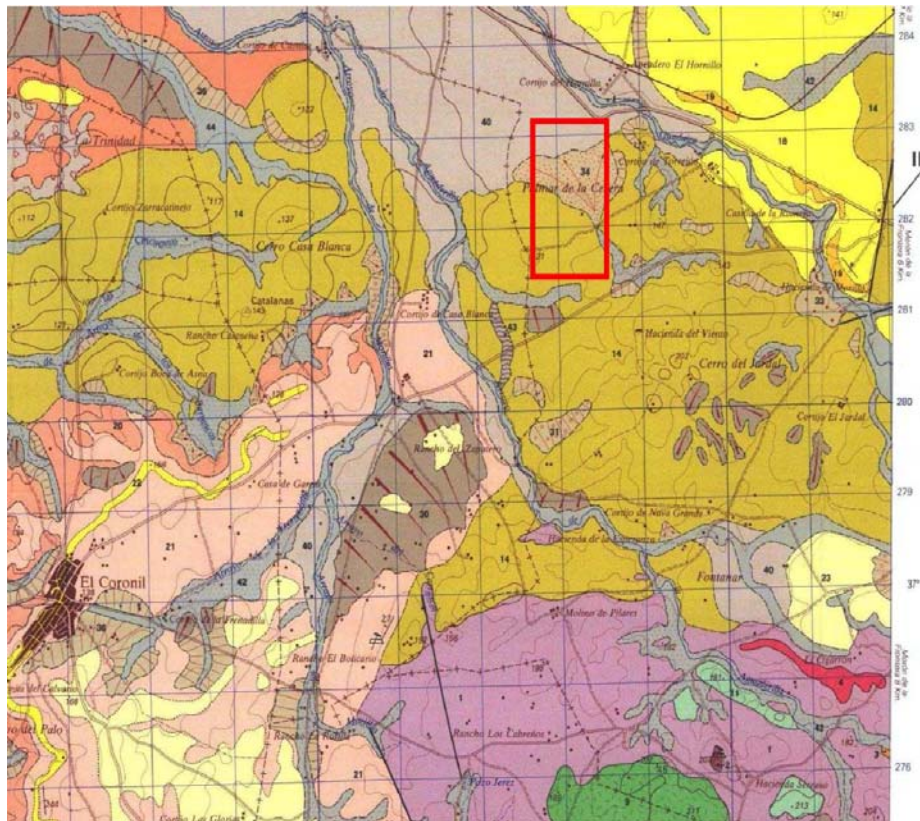


Figura 4-4: Fragmento de la hoja n° 1020 “El Coronil” de la serie MAGNA a escala 1:50.000 editada por el IGME, donde se ubica el emplazamiento

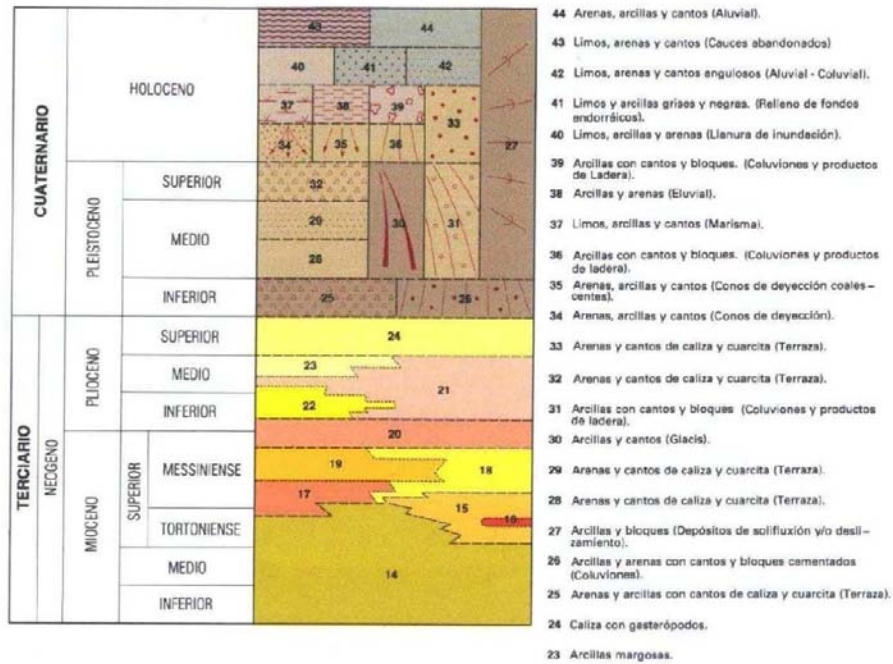


Figura 4-5: Leyenda de la hoja n° 1020 “El Coronil” de la serie MAGNA a escala 1:50.000 editada por el IGME

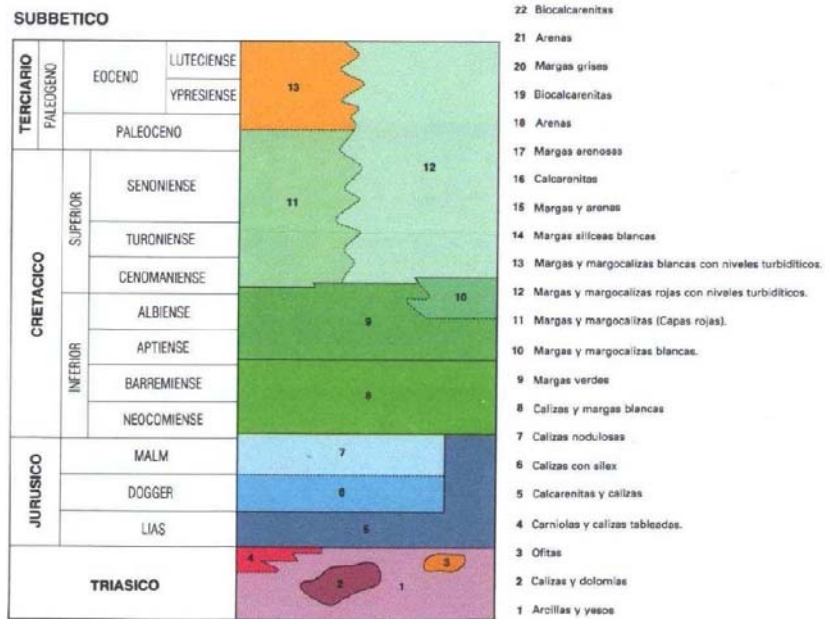


Figura 4-6: Leyenda de la hoja nº 1020 “El Coronil” de la serie MAGNA a escala 1:50.000 editada por el IGME (cont)

4.1.4 Geología de detalle

Fruto de un intenso estudio geotécnico de la parcela se identificaron las unidades geológicas diferenciadas, distribuidas según el croquis siguiente:

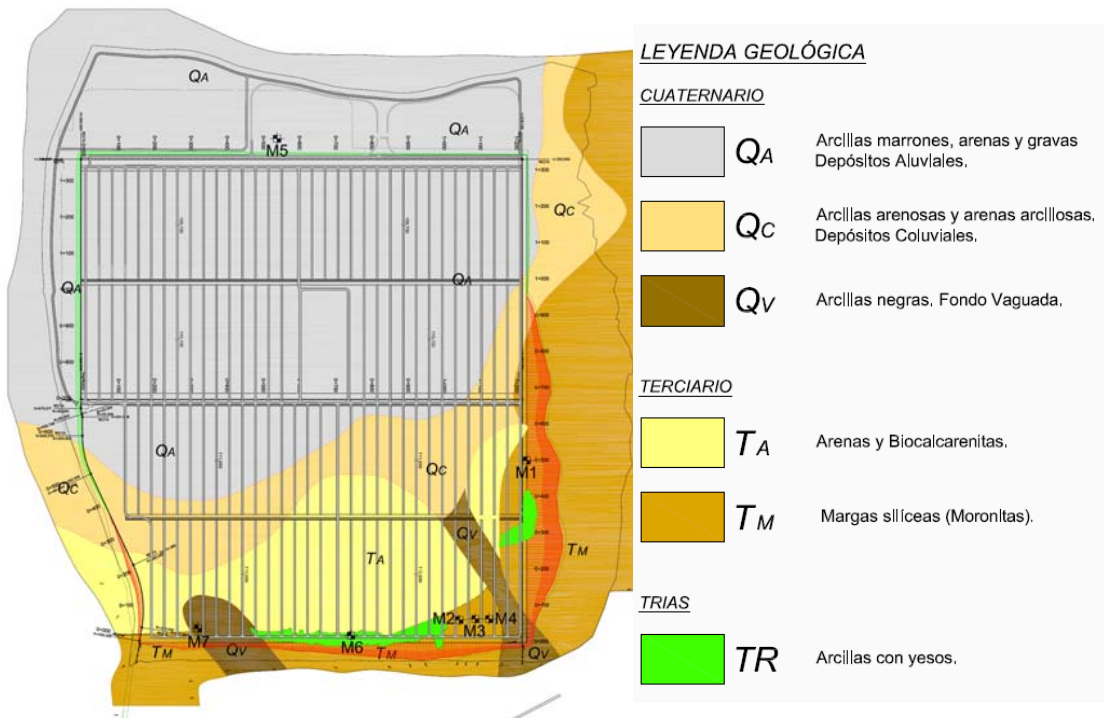


Figura 4-7. Planta geológica de distribución de las unidades detectadas

En esta planta se identifican y localizan las siguientes unidades:

- Arcillas y yesos (TR)
- Margas silíceas blancas (Moronitas) (TM)
- Arenas y biocalcarenitas (TA)
- Depósitos aluviales (QA)
- Depósitos coluviales y de conos de deyección (QC)
- Depósitos de fondo de vaguada (QV)

Se trata precisamente de esta última la formación implicada en la investigación. Se encuentra asociada a las vaguadas existentes en la parcela configurando dos afloramientos compuestos por arcillas de color gris oscuro-negro, muy ricas en materia orgánica, con brillo satinado. Por su aspecto se trata de arcillas de alta a muy alta plasticidad (Figura 4-8 y Figura 4-9).

Dado que se planteó en obra la retirada a vertedero de la totalidad de los afloramientos, este material ha sido el seleccionado para la presente tesis, debido a sus características extremadamente desfavorables para la construcción de rellenos.



Figura 4-8: Excavación del afloramiento de arcillas negras de fondo de vaguada



Figura 4-9: Detalle de afloramiento de arcillas negras de fondo de vaguada. Presenta cuarteado por desecación lo que indica su alta plasticidad.

4.2 TOMA DE MUESTRAS

Para el desarrollo del trabajo de investigación se han tomado muestras correspondientes a la formación mencionada denominada “Depósitos de fondo de vaguada (QV)”, en la siguiente referencia geográfica en coordenadas UTM, (271.975, 4.110.743). La muestra fue tomada a granel de una calicata mecánica ejecutada hasta una profundidad de unos 3,5 metros, transportada al laboratorio en sacos cerrados.

Debido a que se realizó una selección previa de los materiales aptos para la investigación, tanto el origen como la denominación del material seleccionado se ha vinculado a la muestra denominada “M7”, a la que se referirá en la presente tesis.

4.3 PREPARACIÓN DE LAS MUESTRAS

El procedimiento empleado para la mezcla del suelo con cal y la fabricación de los diversos tipos de probetas empleadas en los ensayos se resume a continuación.

4.3.1 Preparación del suelo base

Dada la tipología arcillosa del material seleccionado M7 y su alta humedad natural una de las primeras actividades previas al análisis y tratamiento ha consistido en el secado en estufa a 110°C y pulverización:



Figura 4-10. Fotografías del estado del suelo M7 y su aspecto tras la pulverización

4.3.2 Mezcla con cal y maduración

Para las muestras tratadas con cal, sobre el suelo base se ha añadido la proporción porcentual elegida, 2 ó 3%, en peso de polvo de cal viva CaO sobre peso de suelo seco.

La mezcla del material se ha realizado a mano hasta obtener un resultado homogéneo.

Sobre la cantidad teórica de agua a aportar se adicionó otra equivalente a un tercio del peso de cal, dotación estimada para el apagado de la misma.

El aporte de agua se ha realizado pulverizando sobre la mezcla progresivamente a la vez que se va removiendo ésta para que la distribución sea lo más uniforme posible.

Una vez acabado este proceso, el recipiente que contiene al suelo se selló para dejar la mezcla reposar en una cámara a temperatura y humedad constante un plazo de unas 24 horas, de manera que se permita la difusión, homogeneización y acción del agua y la cal sobre el suelo. Es lo que se conoce como proceso de maduración.

Para el caso de ensayos realizados con diferentes proporciones de humedad se ha variado ésta desde el inicio de su manipulación.

4.3.3 Cal empleada

Para esta tesis se ha empleado una cal aérea viva micronizada en polvo suministrada en sacos. Tanto la marca como las especificaciones de la cal se recogen en la ficha técnica adjunta (Figura 4-11).

Este tipo de cal es apta para el tratamiento conforme se establece en el artículo 512 "Suelos estabilizados in situ" del Pliego de Prescripciones Técnicas para Obras de Carreteras y Puentes, PG-3, que prescribe que para la estabilización de suelos se usarán cales aéreas hidratadas del tipo CL-90, conformes a la UNE-EN 459-1.

4.3.4 Preparación de las probetas

Para todos aquellos ensayos en que se ha requerido la preparación de probetas, éstas se han fabricado mediante compactación estática en prensa en el interior de los diferentes moldes requeridos para cada ensayo.

Una vez transcurrido el tiempo de maduración de la mezcla en la cámara en el caso de suelos tratados o con el suelo sin tratar, se procedió a la fabricación de las distintas probetas necesarias en los diversos tamaños acordes a cada uno de los ensayos y determinaciones a realizar.

Para ello, se introdujo en cada molde o anillo la cantidad necesaria estimada de forma previa a partir de las condiciones de humedad y densidad escogidas como referencia. Así se han estimado de manera previa los contenidos de suelo y volumen de la muestra, aplicando una presión uniforme hasta alcanzar el índice de poros requerido, parámetro de referencia empleado en la mayoría de los ensayos.



HOJA TÉCNICA PRODUCTO
 Fabricado en: Morón de la Frontera
 Por: Andaluza de Cales, S. A.



STABYCAL CL90-Q
Ref: HT-AC-07Bis
CAL VIVA MICRO

ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

<i>Producto: Cal viva Micronizada</i>	<i>Fecha: Junio 09</i>
<i>Revisión: 2</i>	<i>Página: 1 de 1</i>

Nombre Químico:	Oxido de Calcio
Nombre Comercial:	Cal viva, cal aérea
Fórmula Química:	CaO
Densidad granel:	800 - 1.100 Kg. / m ³ .
Aspecto:	Polvo de color blanco
Reacción alcalina fuerte al disolverse en agua.	

Producto utilizado para la mejora y/ o estabilización de suelos.
 Este producto cumple los requisitos de la norma
 UNE 80502 "Cales Vivas o Hidratadas para la Estabilización de Suelos".

ESPECIFICACIONES:

Propiedad	unidad	Valor típico	Límites
Reactividad t'60°C	minutos	5	10 máximo
Reactividad Tmáx	°C	65	60 mínimo
CO ₂	% en masa	3,5	4 máximo
SO ₃		1,25	2 máximo
CaO+MgO (muestra calcinada)		92	90 mínimo
SiO ₂		0,25	0,50 máximo
MgO		0,6	1,0 máximo
Granulometría > 200 micras		4	5 máximo
Tamaño medio Láser	micras	60	100

Ppc=Pérdida por calcinación a 1000 °C (CO₂+H₂O). El contenido en CO₂ será siempre < Ppc

Los datos mencionados son valores medios representativos de la calidad del producto. Pueden estar sujetos a ligeras variaciones debidas a la naturaleza de su materia prima.
 La cal viva o hidratada mejora las características geotécnicas de los suelos arcillosos a corto plazo reduciendo el IP y a largo plazo aumentando el CBR de forma que pueden aprovecharse , una vez estabilizados o mejorados , como suelos adecuados para la construcción de viales de todo tipo.

Formas de suministro: Cisterna presurizada.
 El producto es estable a largo plazo. Puede almacenarse durante tiempo ilimitado si se evita el contacto con el H₂O y CO₂.
 Debe almacenarse alejado de los ácidos.
 Existe Hoja Técnica de Seguridad que se suministra bajo simple demanda. (Tfno: 954.85.11.12)
 Existe histograma granulométrico laser que se suministra bajo simple demanda
Identificación Internacional de Producto:
 CAS 1305-78-8 (Chemical Abstracts Service Registry Number).
 EINECS 215-138-9 (European Inventory of Existing Chemical Substances).

* El marcado CE es obligatorio para las cales destinadas a las construcción. Dicho marcado no impide o limita su uso en otras aplicaciones.

Figura 4-11. Ficha técnica de la cal empleada en los tratamientos

Se ha seleccionado el método de compactación estática como el más adecuado para la consecución de muestras lo más semejantes posibles dado que al haberse ensayado un gran número de probetas esta similitud es un factor crucial para permitir la comparación de resultados.

Inicialmente la compactación se ha realizado en una tongada o capa, salvo en el caso de las probetas para ensayos de compresión simple en que debido al mayor volumen de estas mezclas, con objeto de homogeneizar las condiciones de densidad y humedad de estas probetas cilíndricas, se ha procedido a la compresión del material en un molde en cinco tongadas sucesivas de unos 20 mm de altura.

4.3.5 Curado

En algunas ocasiones, como se mencionará en cada caso, antes del ensayo se ha mantenido la probeta aislada en cámara climatizada para permitir su curado, manteniéndola en dichas condiciones durante periodos variables de de 3, 7, 18 ó 28 días.

Estos plazos se han considerado suficientes para documentar los efectos perseguidos.

Con objeto de evitar variaciones externas de la humedad de fabricación, las probetas se han mantenido durante el período de curado en recipientes plásticos estancos.

4.4 PROPORCIONES DE MEZCLA CON CAL

Para la realización de los ensayos objeto de la presente tesis de investigación se han seleccionado como proporciones de adición los valores del 2 y 3 por ciento en peso de cal sobre suelo seco.

Estas proporciones se corresponden con valores constructivos usuales en el tratamiento de suelos arcillosos en España, especialmente para el empleo de materiales arcillosos en rellenos de infraestructuras como es el caso que principalmente se trata en la presente tesis.

Así, valores inferiores no resultan prácticos desde el punto de vista constructivo, pues la mezcla de tan pequeñas proporciones con suelos habitualmente muy húmedos y difícilmente disgregables hace casi imposible obtener una homogeneidad que asegure la penetración de los agentes estabilizadores a todas las partículas micrométricas de arcilla.

Por otra parte, valores más altos suelen demostrarse inicialmente como innecesarios, como se ilustró en el capítulo de estado del conocimiento, debido a que las mejoras de trabajabilidad y resistencia suelen lograrse en estos márgenes.

Por otra parte, el empleo de altas proporciones de cal puede provocar un exceso de cationes que ante una eventual aportación de sulfatos y humedad en el suelo puede plantear procesos patológicos por la aparición de ettringita,

compuesto altamente expansivo. Si bien este fenómeno no es usual en nuestro país, el hecho de haberse documentado experiencias altamente nefastas asociadas a estas circunstancias, hace que se cuestione el empleo de altas dosis de cal. Todo ello unido finalmente al elevado coste de la cal, del mismo orden de magnitud que el cemento, hace inviable los tratamientos usuales dado que la normativa restringe este tipo de tratamiento a capas en terraplenes, de poco valor añadido.

Con las proporciones mencionadas del 2 y 3%, las mezclas obtenidas se enmarcarían en las categorías de suelos estabilizados S-EST 1 y S-EST 2 respectivamente según el artículo 512 del PG-3 “Suelos estabilizados in situ”. Este documento es a la fecha en España la principal referencia en todos los ámbitos para la utilización de este tipo de materiales, por lo que así se considerará en este estudio.

Las características exigidas en dicho documento para los suelos susceptibles de tal tratamiento se resumen en las tablas siguientes:

Cuadro 512.1.1 Granulometría del suelo en las estabilizaciones con cal			Cuadro 512.3.1 Plasticidad del suelo en las estabilizaciones con cal	
Tipo de suelo estabilizado	Cernido acumulado (% en masa)		Tipo de suelo estabilizado	Índice de plasticidad (IP) (UNE 103104)
	Abertura de los tamices UNE-EN 933-2 (mm)			
	80	0,063	S-EST1	≥ 12
S-EST1 y S-EST2	100	≥ 15	S-EST2	≥ 12 y ≤ 40

Cuadro 512.2 Composición química del suelo				
Característica	Norma	Tipo de suelo estabilizado		
		S-EST1	S-EST2	S-EST3
Materia orgánica (MO) (% en masa)	UNE 103204	< 2	< 1	
Sulfatos solubles (SO ₄) (% en masa)	UNE 103201		< 1	

Tabla 4-1. Condiciones establecidos en el PG-3 a los tratamientos de suelos con cal para su empleo en terraplenes

Independientemente del análisis del comportamiento objeto de la presente tesis, es claro que el material debería satisfacer estos requisitos para poder considerarse apto y, por tanto, que sus resultados se apoyen en una utilización práctica y probable. Por ello, en tanto en cuanto se ilustren estos ensayos de caracterización sobre las muestras se comentará su cumplimiento.

4.5 CONDICIONES DE REFERENCIA

Dado que el objeto de la presente es el estudio de los suelos, tratados o no, empleados en rellenos artificiales, es preciso definir unas condiciones de referencia en cuanto a la humedad y densidad del material colocado en dichos rellenos.

Estas condiciones se han establecido a partir de los ensayos de compactación próctor. Habida cuenta del carácter arcilloso del material objeto de análisis se han definido unas condiciones estándar para todas las muestras a ensayar que se basan en los siguientes parámetros:

- Humedad igual a la óptima del ensayo próctor normal
- Densidad del 95% de la máxima del ensayo próctor normal

Se ha seleccionado este grado de compactación debido a que es el que más frecuentemente se emplea en la construcción de rellenos y terraplenes con materiales arcillosos como el que nos ocupa.

Además, este valor se justifica en la realidad dado que se sabe (Cuisinier, 2011) que, en el campo, la densidad de una capa compactada no es uniforme. Está cerca de 100% de la densidad obtenida con compactación proctor estándar en la parte superior y, a veces hasta 92% en la base de la capa: por lo tanto, puede estimarse que el valor representativo de densidad estará cerca de 95% de la densidad seca óptima.

4.6 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Los análisis granulométricos del material sin tratar se han realizado complementado técnicas de tamizado y sedimentación, conforme a las normas:

- UNE 103101:1995 Análisis granulométrico de suelos por tamizado.
- UNE 103102:1995 Análisis granulométrico de suelos finos por sedimentación. Método del densímetro.

Para el proceso de tamizado, la serie de tamices utilizada ha sido la siguiente: 20,0-2,0-0,4-0,2-0,16-0,08 mm.

4.7 PLASTICIDAD

Para la obtención de los límites de Atterberg se han aplicado los procedimientos establecidos en las normas siguientes:

- UNE 103103:1994 Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande.
- UNE 103104:1993 Determinación del límite plástico de un suelo.
- UNE 103300:1993 Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa.

Las determinaciones se han realizado sobre las muestras tras 24 horas de maduración.

4.8 DETERMINACIÓN DEL PH

La determinación del pH se ha realizado mediante un pHmetro eléctrico, modelo Crison Standard 411, sobre una disolución de agua destilada con una pequeña cantidad de suelo, tamizada a 0,04 mm.

4.9 ENSAYOS DE COMPACTACIÓN

Se han realizado los ensayos de compactación sobre la muestra de suelo M7 en las condiciones tanto de próctor normal como modificado, según las normas siguientes:

- UNE 103500:1994 Ensayo de compactación. Proctor Normal.
- UNE 103501:1994 Ensayo de compactación. Proctor Modificado.

Posteriormente las muestras de suelo tratado sólo se han estudiado mediante el ensayo próctor normal.

El ensayo de próctor normal se ha realizado con muestras del material, que pasaron por el tamiz 20 mm, de 2.500 g cada una con diferentes porcentajes de agua añadida.

En cuanto al ensayo en condiciones de próctor modificado, se ha realizado empleando muestras de material pasante por el tamiz 20 mm, de 7.000 g cada una.

4.10 DENSIDAD RELATIVA DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO

Se ha realizado esta determinación mediante el procedimiento del picnómetro establecido en la norma española UNE 103302:1994 Determinación de la densidad relativa de las partículas de un suelo.

4.11 ENSAYOS QUÍMICOS

Con objeto de caracterizar la composición química del material de cara a su aprovechamiento para rellenos, se han realizado las determinaciones de proporción en sulfatos solubles, carbonatos y materia orgánica. Las normas de referencia aplicadas para cada uno de ellos son las siguientes:

- UNE 103201:1996 Determinación cuantitativa del contenido en sulfatos solubles de un suelo.
- NLT-116/91 Determinación del contenido de carbonato en los suelos.
- UNE 103204:1993 Determinación del contenido de materia orgánica oxidable de un suelo por el método del permanganato potásico.

4.12 HUMEDAD DE SATURACIÓN

Dado el objetivo del trabajo de investigación, se ha realizado un ensayo para determinar la humedad de saturación en las condiciones de referencia.

Para esta determinación, a partir de muestra de suelo que pasó por el tamiz 2 mm, se fabricó una pastilla confinada en un anillo edométrico de 5 cm de diámetro y 2 cm de altura, mediante compactación estática en prensa con las condiciones establecidas.

Una vez preparado el anillo con la pastilla, se colocaron por ambas caras sendas piedras porosas y se introdujo el conjunto en una cápsula que se inundó de agua, evitando el hinchamiento de la muestra mediante la adición de pesas. Pasado un periodo superior a 48 horas, se determinó la humedad de la muestra mediante el procedimiento habitual.

4.13 CAMBIOS VOLUMÉTRICOS POR SATURACIÓN

Sobre sendas probetas preparadas en las condiciones establecidas, se han realizado ensayos de cambios volumétricos bajo saturación y carga en el aparato edométrico.

4.13.1 Hinchamiento libre

Conforme a la norma española UNE 103601:1996 Ensayo de hinchamiento libre de un suelo en edómetro se ha realizado este ensayo, caracterizado por medir la expansión de una muestra inundada bajo una carga mínima de 10 kPa.

4.13.2 Ensayo de presión de hinchamiento

También se ha comprobado el potencial de hinchamiento del suelo mediante el ensayo recogido en la norma española UNE 103602:1996 Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro.

4.13.3 Ensayo de colapso

Este ensayo, realizado según la norma española UNE 103406:2006 Ensayo de colapso en suelos, analiza la posible disminución de volumen de una muestra al inundarla tras permanecer cargada con 200 kPa.

4.13.4 Ensayo de inundación bajo carga

Finalmente se ha realizado un ensayo de inundación bajo carga mediante un doble ensayo edométrico.

Para ello se han ensayado dos probetas de la misma muestra compactadas según las condiciones establecidas.

Una de ellas se ha cargado con 10 kPa, inundándola posteriormente hasta estabilización, como si se tratase de un ensayo de hinchamiento libre.

La segunda se ha cargado sin inundar, con la humedad de preparación, a intervalos similares al ensayo edométrico. Una vez alcanzada una carga de 200 KPa se ha inundado controlando sus deformaciones hasta estabilización.

4.14 MICROESTRUCTURA

El estudio de la estructura de un suelo incluye la ordenación de sus partículas o granos, las fuerzas existentes entre las mismas, la composición y propiedades químicas de los materiales, etc. que generan sus características y condicionan su comportamiento geotécnico tanto de forma cualitativa como cuantitativa.

La distinción entre nivel macro y microestructural fue planteada por Gens y Alonso (1992) estableciendo tanto su tipología como la influencia en el comportamiento del material. Así, el nivel macroestructural se asigna a la formación de grupos de partículas elementales que conforman una matriz básica en la que pueden aparecer embebidos granos de materiales de mayor tamaño o, al conjunto formado por la unión de agregados de partículas elementales. En ambos casos, aparecen poros intregranulares de gran tamaño.

El nivel microestructural se aplica a la formación de agregados o partículas elementales de arcillas que dejan en su interior poros intragranulares de muy pequeño tamaño.

El nivel macroestructural controla las deformaciones bajo carga, o las causadas por un aumento de la humedad en suelos granulares, del tipo del colapso. Por otra parte, las deformaciones generadas por la actividad de los materiales arcillosos se encuentran asociadas al nivel microestructural, donde toman mucha relevancia las interacciones fisicoquímicas.

Alonso et al. (1987) agrupan las estructuras de los suelos en tres tipos básicos (Figura 4-12):

- La microestructura denominada matricial, compuesta principalmente por una distribución homogénea de partículas finas elementales que propicia un conjunto de poros fundamentalmente intergranulares.
- Un segundo tipo donde dominan los agregados de partículas finas elementales unidos en contacto grano-grano con partículas de mayor tamaño que generan dos tipos fundamentales de poros: los intragranulares, de pequeño tamaño, y los intergranulares, de mayor tamaño que los anteriores.
- Un tercer tipo de granos de mayor tamaño predominantes conectados entre ellos mediante puentes formados por partículas finas elementales. En este tipo de suelo, los tamaños de los poros son grandes y se corresponden con poros intergranulares.

Con objeto de conocer la estructura de los suelos, sin tratar y tratados, se han aplicado las técnicas que a continuación se describen.

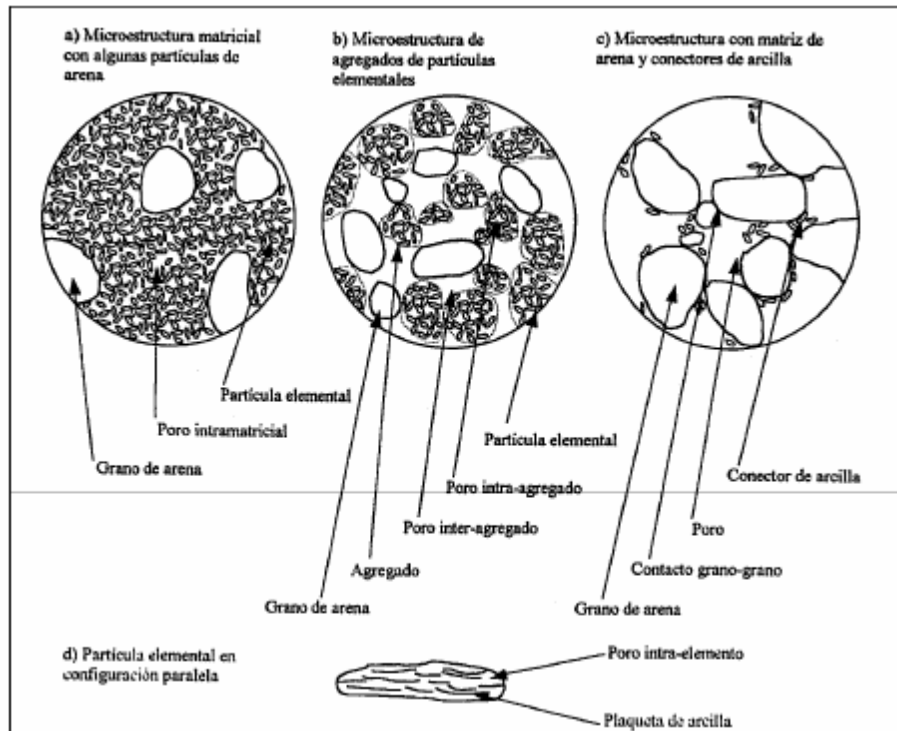


Figura 4-12. Tipos de suelos según su micro y macroestructura. Alonso et Al. (1987).

4.14.1 Análisis de mayores mediante técnica de fluorescencia

Se ha realizado una determinación de los componentes químicos detectados en la muestra mediante técnicas de fluorescencia. Este ensayo ha sido realizado en el Centro de Investigación Tecnología e Innovación de la Universidad de Sevilla en adelante, CITIUS.

La caracterización de un material mediante los rayos X consiste en utilizar radiación primaria de un tubo de rayos X para excitar la emisión de rayos X secundarios o fluorescencia en una muestra. La radiación procedente de la muestra incluye los picos de rayos X característicos de los elementos, mayores y traza, presentes en la muestra, producidos por los saltos de los electrones entre los niveles de energía más internos de los átomos.

El procedimiento seguido en el ensayo se corresponde con el identificado como PNT07LRX0027 FT17 Rev.: 01 (16-04-2010) del CITIUS.

4.14.2 Identificación de filosilicatos por difracción de rayos X

También en el CITIUS se ha realizado un análisis consistente en la obtención de diagramas de agregado orientado por difracción de rayos X para identificación de los filosilicatos presentes.

De una alícuota, se extrajo la fracción de muestra menor de 2 micras por sedimentación; de esta muestra se preparó un agregado orientado extendiéndola sobre un vidrio dejándolo secar posteriormente, una vez seco, este vidrio se montó sobre un portamuestras circular abierto, siguiendo el procedimiento normalizado de trabajo PNT07LRX0044 del laboratorio, mediante carga trasera, para disminuir los efectos de orientación preferente de las partículas.

Posteriormente, se pasa la muestra por el difractómetro, después de haber obtenido el difractograma se tuvo la muestra en etilenglicol durante veinticuatro horas y se obtuvo el segundo difractograma; después la misma muestra se puso durante dos horas a 550 °C y se obtuvo el tercer difractograma.

4.14.3 Porosimetría

Se han llevado a cabo determinaciones de porosimetría por inyección de mercurio en los laboratorios del CITIUS.

Esta técnica permite la caracterización del sistema poroso de los materiales, obteniéndose fundamentalmente a partir de ella la distribución de la porosidad en función del tamaño aparente de acceso a los poros.

El ensayo de porosimetría mediante intrusión de mercurio permite obtener información sobre el volumen de poros interconectados y su distribución por tamaño. Para ello, se procede sumergiendo una muestra en mercurio aumentando la presión del mercurio en forma incremental. Para cada incremento de presión aplicado en el mercurio, se mide el volumen de mercurio inyectado, de forma que el volumen total proporciona información sobre el volumen de huecos.

Además de esta información global, es posible asociar cada incremento de presión y volumen inyectado a un tamaño medios de poros. Para ello se supone que el suelo está formado por un conjunto de poros de forma cilíndrica ideal de distinto diámetro. Al aumentar la presión, el mercurio penetra en la muestra rellenando en primer lugar los poros de mayor diámetro y luego los de menor diámetro.

La relación entre la presión de mercurio y el diámetro del poro que se está llenando se obtiene a través de la teoría de capilaridad mediante la expresión siguiente deducida de la conocida como ecuación de Washburn:

$$d = \frac{4 \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{p}$$

donde:

d es el diámetro del poro,

σ es la tensión superficial del mercurio (~ 0,480 N/m a 20°C),

θ es el ángulo de contacto sólido-líquido (~ 140°), y

p es la diferencia de presión entre la aplicada al mercurio y la presión de vapor correspondiente.

La inyección se aplica normalmente en dos fases, una de baja presión y otra de alta presión. En los ensayos realizados los intervalos aproximados de presiones empleados son:

- Baja presión: 6,2 a 345 kPa, correspondientes a un rango de diámetro de poros de 240 a 4 μm
- Alta presión: 138 kPa a 345 MPa, correspondientes a un rango de diámetro de poros de 10 a 0,004 μm

Como resultado del ensayo se obtiene una relación entre la presión de mercurio aplicada, que se traduce a un diámetro de poros característico y el volumen de mercurio inyectado, a partir de la cual se pueden obtener diversas curvas que ayudan a comprender la distribución y cantidad de poros que componen el volumen de huecos de la muestra.

La primera de ellas corresponde al volumen inyectado por unidad de masa de la muestra en relación al diámetro (Figura 4-13). En ella se ilustra la porosidad del material así como el tipo de distribución de los tamaños de poros, que puede corresponderse con distribuciones continuas, uniformes, bimodales, etc., al igual que ocurre con las curvas granulométricas. Debido a la gran diferencia de órdenes de magnitud entre los tamaños de poros analizados se suelen representar estas curvas en escala logarítmica en el eje de abscisas.

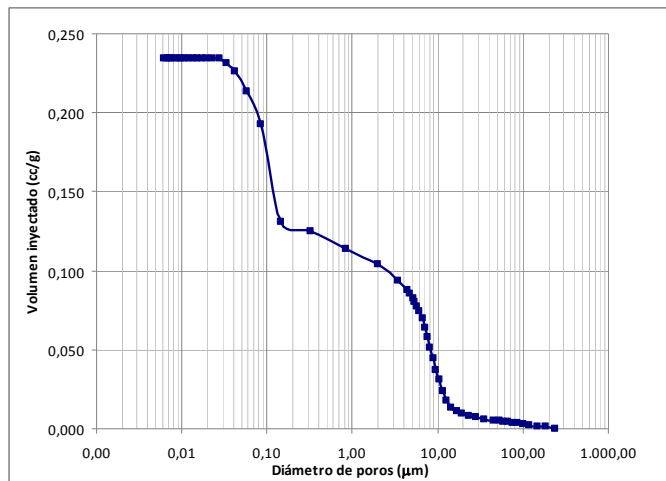


Figura 4-13. Curva de volumen inyectado acumulado por diámetros

A partir de esta curva puede también deducirse el volumen incremental de mercurio correspondiente a cada rango de tamaño de poros, lo que ilustra la presencia de tamaños característicos de la muestra por la alta admisión relativa de mercurio (Figura 4-14). Se obtiene así la función de distribución de poros en volumen $D(d)$ que responde a la siguiente expresión:

$$D(d) = \frac{P}{d} \cdot \frac{\partial V}{\partial P}$$

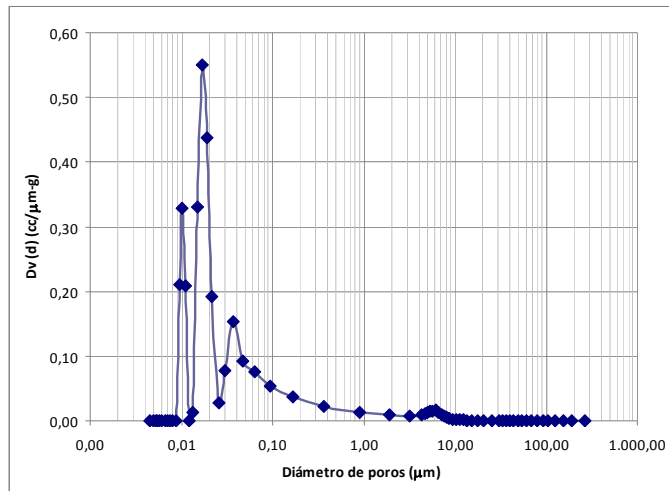


Figura 4-14. Función de distribución volumétrica de poros

Una función similar a ésta pero que remarca mejor los poros de mayor tamaño en los que el volumen admitido es claramente mayor, puede obtenerse relacionando el volumen en cada intervalo de presión o diámetro de poros:

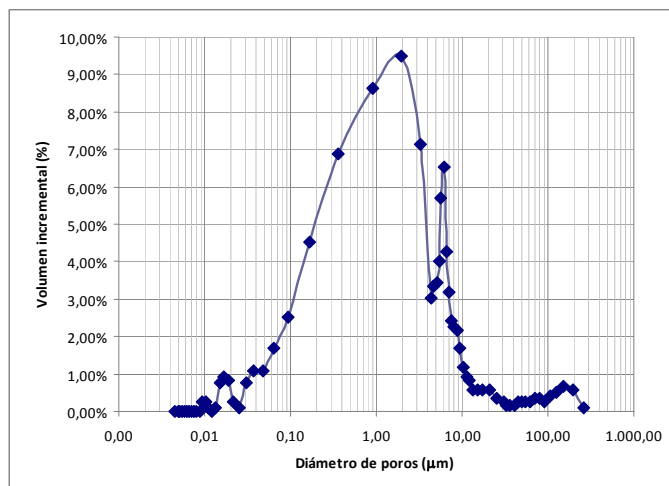


Figura 4-15. Volumen incremental en cada intervalo de presión o diámetro

No obstante, esta representación depende de la progresión de los escalones, magnificando el efecto en los poros de mayor tamaño.

Con objeto de obtener una curva incremental proporcional al escalón de presión, es habitual recurrir a una de las funciones más empleadas para caracterizar el medio que es la curva de distribución de poros que responde a la expresión:

$$f(\log d) = - \frac{\partial(V)}{\partial(\log d)}$$

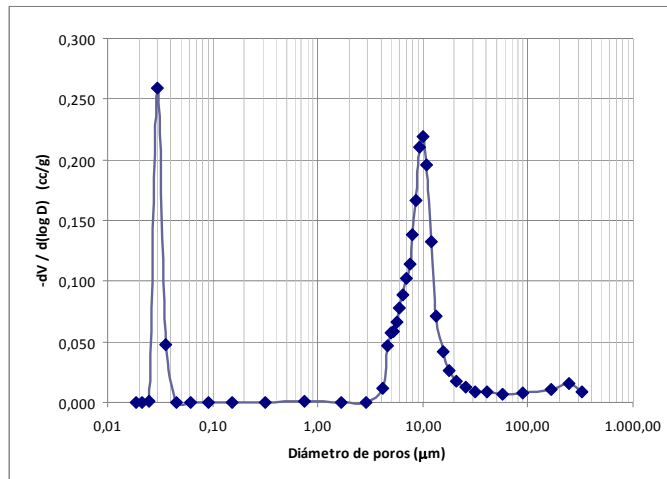


Figura 4-16. Función de distribución volumétrica de poros

Esta función representa el volumen de mercurio que para la presión correspondiente rellena los poros de tamaño $d \pm (\delta \log d)/2$.

Su representación gráfica tiene la ventaja de delimitar claramente los diámetros característicos e ilustrar su influencia en la porosidad total de la muestra a través del área recogida bajo cada tramo.

Finalmente, también es posible estimar la proporción cuantitativa de poros tanto a nivel numérico como porcentual mediante la conocida como función de densidad de poros. Para ello se asume que todos los poros son cilíndricos y de igual longitud, obteniendo curvas del tipo siguiente:

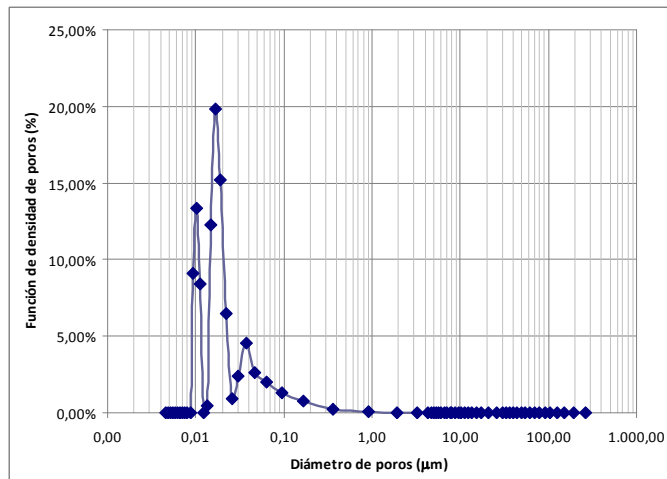


Figura 4-17. Función de densidad numérica de poros

Esta función ilustra la fracción de poros comprendida en un intervalo de tamaños en relación al conjunto de poros total.

Hay que comentar que algunas de las limitaciones que presenta el ensayo de intrusión de mercurio desde el punto de vista de sus resultados son que sólo se obtiene información sobre los poros interconectados y que no se alcanza a inyectar los poros de tamaño menor a 6nm. Por otra parte hay que

apuntar que, a pesar de haberse realizado el ensayo hasta una presión equivalente de 297 MPa correspondiente a un tamaño de poros de 0,005 μm , a partir de una presión de unos 80 MPa se ha apreciado un incremento desproporcionado del volumen admitido que podría indicar la rotura de la muestra, por lo que se ha considerado en este punto la finalización del rango de validez de resultados.

4.15 ENSAYOS DE RETRACCIÓN

Dado que uno de los objetivos de la presente tesis es el estudio del comportamiento de los suelos ante procesos de secado, se ha desarrollado un protocolo de ensayo de muestras recompactadas para someterlas a un proceso de secado extremo, hasta condiciones de humedad residual.

Para cada una de las mezclas en estudio, sin tratar y tratadas con 2 y 3% de cal, se han fabricado ocho probetas de 50 mm de diámetro y 20 mm de altura. Todas ellas han sido preparadas mediante compactación estática con una densidad correspondiente al 95% de la máxima del ensayo próctor normal en un rango de humedades en torno a la óptima.

Así, a partir de la humedad inicial se ha procedido a una desecación escalonada de las probetas hasta humedad residual aplicando la técnica de equilibrio de vapor para modificar la succión de la muestra tal y como se describirá en los siguientes apartados. Posteriormente se ha procedido a la humectación de las muestras en una trayectoria inversa recorriendo los mismos escalones aplicados.

Cada escalón de succión se ha mantenido un tiempo suficiente, fijado a partir del plazo de equilibrio de la succión.

Tanto al inicio y final del ensayo como en cada uno de esos escalones, se han determinado el peso de cada probeta, su diámetro y altura para determinar su volumen. Una vez terminado el ensayo se ha procedido al secado total en estufa para calcular el peso seco de cada muestra.

Con todo ello se consigue obtener el conjunto de datos de índice de poros, humedad gravimétrica y volumétrica, así como de deformación tanto tridimensional o volumétrica como lineal o vertical que permitirán obtener las curvas características del suelo.

Todos los ensayos de este apartado se han desarrollado en condiciones de volumen variable, es decir, permitiendo la libre contracción o expansión de las muestras con los distintos contenidos de agua.

Una precisión previa a nivel de nomenclatura a este respecto es la diferenciación que en esta tesis se realiza de los conceptos de retracción y contracción. Siguiendo la propuesta de Vázquez (2014), a partir de ahora se va a usar durante todo el texto el término contracción asociado a las deformaciones generadas por un secado parcial de la muestra, y el término retracción cuando el grado de secado de las mismas es muy elevado.

A continuación se detallan los métodos de valoración de la succión y aplicación de los escalones descritos.

4.16 VALORACIÓN Y MODIFICACIÓN DE LA SUCCIÓN

La succión de un suelo parcialmente saturado es una medida de la energía del agua retenida en sus poros. En términos prácticos, cuantifica la afinidad del suelo para retener agua, y proporciona información sobre las propiedades del suelo que están influidas por el contenido de agua, como son los cambios volumétricos espontáneos, deformación y características resistentes.

El control de la succión en el laboratorio se realiza mediante un conjunto de técnicas que se pueden clasificar en dos grupos:

- Técnicas que utilizan la transferencia de agua líquida. Dentro de estas están la conocida como de traslación de ejes y los métodos de control con técnica osmótica. Estas técnicas permiten obtener la succión matricial y osmótica.
- Técnicas que se basan en la transferencia de vapor de agua. En estos casos, se realiza el control de la humedad relativa de la fase gaseosa del suelo, que se encuentra dentro de un sistema termodinámicamente cerrado, a partir de la cual se puede obtener el valor de la succión total.

Con respecto al primer grupo descrito, la técnica de control de traslación de ejes se basa en la hipótesis que, al aplicar un incremento de presión en la fase gaseosa del suelo, se produce un incremento igual de la presión de la fase líquida. Por tanto, se puede medir ésta presión calculando de forma directa la succión matricial.

Ésta técnica funciona correctamente excepto cuando se está cerca de saturación, para grados superiores al 95%. Esto se debe a que, en estos casos, no existe una continuidad real de aire dentro de los poros, por lo que no se puede asumir la hipótesis anterior.

Por otro lado, las técnicas de transferencia de vapor se basan en el control de la humedad relativa. Para ello se debe aislar la muestra dentro de un sistema termodinámicamente cerrado, donde se dispone una solución salina o ácida. De este modo, se puede controlar la humedad relativa al conocer las características de dicha solución. Por ejemplo, en procesos de secado, se alcanza un estado de equilibrio con una humedad relativa que viene dada por las características de la solución que se utiliza. En ese instante, la humedad relativa del aire intersticial del suelo es conocida y es la misma que la de la atmósfera. Por tanto, la succión máxima a la cual se puede llegar depende del tipo de solución que se utilice.

Este método permite obtener valores de succión mayores que con los métodos de transferencia de agua líquida.

4.16.1 Tiempo de equilibrio mediante membrana de presión

En los ensayos en que se aplica una determinada succión al suelo es preciso conocer de forma previa cuánto tiempo es necesario dejar la muestra, bajo unas condiciones impuestas de succión, para que alcance el equilibrio.

Para esta determinación se han desarrollado en esta tesis los ensayos oportunos aplicando la técnica conocida como de membrana de presión.

El desarrollo inicial que da origen al aparato de membrana de presión fue realizado por Hilf en 1956, apoyándose en la técnica de traslación de ejes descrita anteriormente. Fredlund y Rahardjo (1993) describen de forma pormenorizada este y otros equipos que emplean la técnica de traslación de ejes para medir succión.

Este ensayo se ha empleado para estudio de muestras tratadas con cal por diversos autores (Cuisinier et al., 2008; Nowamooz et al., 2010, Aldaood et al., 2014).

El ensayo de membrana de presión, cuyo esquema se adjunta (Figura 4-18), se ha realizado en un equipo Normatest compuesto por un pedestal de bronce que se encuentra en contacto con reservorios de agua a través de manguitos de goma. Sobre este pedestal, se coloca el cuerpo superior, también de bronce, y se atornilla dejando en su interior, completamente sellada gracias a una junta tórica de gran tamaño, una cámara estanca en la que se establecerá la presión de aire mediante una conexión regulada a un compresor.



Figura 4-18. Equipo de membrana de presión usado en la investigación del Laboratorio de Mecánica del Suelo de la Escuela de Arquitectura de Sevilla

El procedimiento por el cual se desarrolla el ensayo viene recogido en la norma ASTM D3152-72.

Se introduce una muestra de suelo dentro de la cámara sellada interna que deja el aparato de membrana de presión tras su cierre. Para separar la fase gaseosa de la fase líquida, es necesario colocar como elemento interfase, justo entre la muestra y el pedestal, una membrana de acetato de celulosa. La membrana usada en este desarrollo experimental ha sido una Sigma-Aldrich semipermeable de alto valor de entrada de aire (permite el paso del agua pero impide el paso de aire). La muestra se pone en contacto directo con la membrana que ha sido dejada previamente en saturación inmersa en agua destilada durante 24 horas. Una vez colocada la muestra, la cámara se cierra herméticamente y se le aplica en su interior una presión de aire seco, pudiéndose usar otro tipo de gas como el nitrógeno. Teniendo en cuenta que la membrana está saturada y conectada al exterior mediante un conducto también saturado que normalmente se deja a la presión atmosférica, la presión de aire aplicada corresponde directamente a la succión matricial.

La norma establece unos tiempos de equilibrio estimados para varios escalones de succión, en procesos de secado, entendiéndose estos tiempos como el necesario para que la muestra no drene agua al alcanzar el equilibrio, para varios escalones de succión. Estos tiempos han sido estipulados en 24 horas para succiones inferiores a 500 kPa, 48 horas para succiones de 500 a 1.000 kPa, y superiores a las 96 horas para valores por encima de 1.000 kPa.

En esta fase de ensayo se han fabricado varias probetas sometidas a una succión predeterminada suficiente al objeto de cada mezcla. Cada dos días estas muestras se han pesado en una balanza de precisión y las membranas han sido cambiadas por unas nuevas, previamente saturadas.

El registro de los pesos en función del tiempo transcurrido ilustra la estabilización como el momento en que la muestra la muestra ni drene ni capta agua, es decir, ha alcanzado el equilibrio (Figura 4-19). Una vez alcanzado el equilibrio con la succión impuesta, se determina la humedad final, y con este valor se calculan las humedades en todas las etapas anteriores. Con estos datos se tiene información sobre la relación entre la succión aplicada, la humedad y el grado de saturación de las muestras ensayadas.

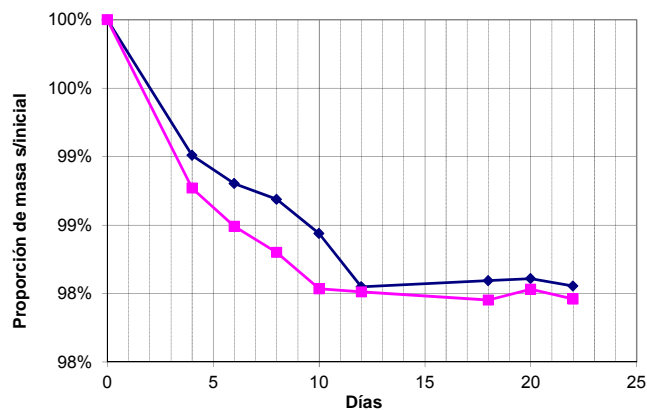


Figura 4-19. Gráfico ejemplo de la estabilización de dos probetas

Las probetas empleadas en estos ensayos han sido de 39 mm de diámetro y 20 mm de altura.

En cuanto a la succión de aplicación, se ha escogido un valor de 400 kPa, suficientemente grande dentro de un rango medio para los aparatos de membrana de presión.

4.16.2 Medición de la succión mediante papel de filtro

La técnica del papel de filtro es un método indirecto sencillo para determinar la succión de muestras de suelo utilizando estos elementos como sensores pasivos.

Se basa en la medición del contenido de agua de un papel de filtro que está en contacto con el suelo en un contenedor hermético, en el que se guarda la muestra de suelo hasta que se establece la humedad de equilibrio.

Estima la succión del suelo midiendo indirectamente la cantidad de agua transferida por la muestra de suelo al papel inicialmente seco. El contenido de agua del papel filtro en equilibrio se mide gravimétricamente y relaciona con la succión del suelo a través de una curva de calibración predeterminada para cada tipo de papel filtro.

El método de papel de filtro es útil para evaluar la succión del suelo de una forma simple y barata dentro de un rango limitado (Tabla 4-2). Este rango puede establecerse entre 0 y 10⁶ kPa para el método de contacto (Pérez et al., 2013; Lu y Likos, 2004).

Equipo	Succión medida	Fenómeno asociado	Rango de succión medido (MPa)	Tiempo para que se establezca el equilibrio
Psicrómetro de transistor	Total	Humedad relativa	0.3 – 70	Minutos
Psicrómetro termopar	Total	Humedad relativa	0.3 – 7	Minutos
Higrómetro capacidad / resistivo	Total	Humedad relativa	10 – 400	Minutos
Higrómetro de espejo (punto de rocío)	Total	Humedad relativa	3 – 400	Minutos
Papel filtro	Total o mátrica	Contenido de agua	0.4 – 40	7 a 15 días
Tensiómetro	Mátrica	Tensión del agua	0 – 0.08	Minutos
Mini – sonda	Total y mátrica	Tensión del agua	0 – 2.1	Minutos
Celulosa Porosa	Mátrica	Resistencia eléctrica	0 – 1.5	Días / Semanas
Sensor de conductividad térmica	Mátrica	Conductividad térmica	0 – 1.5	Días / Semanas
Sensor TDR	Mátrica	Constante dieléctrica	0 – 0.3	Horas / Días
Técnica de Squeezing	Osmótica	Conductividad eléctrica	0 – 3	Horas / Días

Tabla 4-2. Técnicas experimentales para medición de la succión en suelos (Arroyo, H., 2012 adaptado de Alonso et al., 2008)

Su aplicación para estudios de suelos tratados con cal se documenta en varios experimentos como los desarrollados por Stoltz et al. (2012) y Mavrolidou et al. (2011).

Para su aplicación se ha seguido el procedimiento establecido en la norma ASTM D 5298-03 "Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper", en la que se utiliza la figura adjunta "calibration Suction-Water Content Curves for Wetting of Filter Paper":

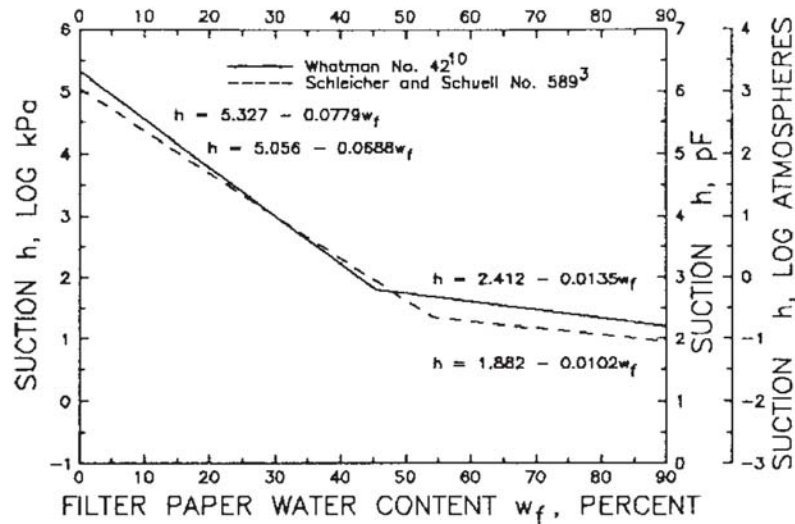


Figura 4-20. Curvas de calibración para la determinación de la succión mediante papel de filtro

En cada caso se han confeccionado probetas compactadas estáticamente con las condiciones estándar establecidas compuestas cada una de ellas por dos pastillas de 50 mm de diámetro y 20 mm de altura entre las que se introduce un papel de filtro intermedio, adicional a los extremos, que se emplea para la determinación de la humedad.

Cada conjunto pastillas/papel de filtro se sella con cinta aislante y se coloca en un frasco que se sella nuevamente y se introduce en cámara oscura aislante el tiempo de estabilización necesario determinado en el ensayo anterior de equilibrio de succión.

El papel de filtro empleado en el ensayo es el "Schleicher 589".

4.16.3 Cambios en la succión mediante equilibrio de vapor

Algunos materiales solubles en agua, como pueden ser las sales o los ácidos inorgánicos, tienen la facultad de evitar que las moléculas de agua escapen de la superficie libre agua-aire mediante evaporación o condensación, originándose una reducción de la presión de vapor, un aumento de la humedad relativa y, en definitiva, un aumento de la succión total.

Esta propiedad de sales y ácidos disueltos ha sido utilizada por varios autores creándose una técnica de imposición de succión denominada “Técnica de Equilibrio de Vapor”.



Figura 4-21. Imagen de los desecadores de vacío durante un escalón del ensayo de equilibrio de vapor

Las soluciones empleadas suelen ser salinas o ácidas. Las salinas son empleadas para imponer una succión a una muestra de suelo debido a que son bastante estables y su manejo no es problemático ni requiere medios especiales, todo lo contrario que las soluciones ácidas, que son muy corrosivas y son muy sensibles a los cambios de temperatura y humedad.

Esta técnica se ha empleado en trabajos referidos a estabilizaciones de suelos con cal para altos niveles de succión por Stoltz et al. (2012, Khattab et al. (2006) y Aldaood et al. (2014).

En la presente tesis se ha planteado la imposición de una trayectoria de secado y posterior humectación desde el punto de partida de las condiciones de referencia aplicado sobre muestras compactadas que han sido mantenidas un plazo mayor al de estabilización en desecadores de vacío (Figura 4-21).

Una vez terminado ese período de tiempo las muestras para cada escalón de modificación de la succión, se han pesado y medido para, inmediatamente después, imponerles otro valor de succión.

La mecánica para imposición de escalones de succión es la siguiente:

- Se han escogido valores suficientemente espaciados para que los resultados sean significativos.
- Se ha partido de una succión mínima (0,862 MPa) para ir luego aumentándola (trayectoria de secado).
- Una vez que la succión ha alcanzado el valor máximo (1.669,81 MPa), se vuelve a realizar el camino inverso (trayectoria de humectación) hasta volver a imponer una succión final de 0,862 MPa.

Los escalones responden a la secuencia:

- Secado: 0,862-12,162-46,981-128,70-525,35-1.669,81 MPa

- Humectación: 1.669,81-525,35-128,70-46,981-12,162-0,862 MPa

La composición de las soluciones empleadas se ha seleccionado a partir de las referencias recogidas en las tablas adjuntas:

molalidad	fra molar	actividad	succión(Mpa)	gr NaCl/1000 gr H2O
0.2	0.996	0.994	0.862	11.7
0.4	0.993	0.987	1.742	23.4
0.6	0.989	0.981	2.641	35.1
1.0	0.982	0.967	4.495	58.4
1.5	0.974	0.950	6.921	87.7
2.0	0.965	0.932	9.475	116.9
2.5	0.957	0.914	12.162	146.1
3.0	0.949	0.895	14.989	175.3
3.5	0.941	0.874	18.127	204.6
4.0	0.933	0.853	21.477	233.8
4.5	0.925	0.831	25.053	263.0
5.0	0.917	0.808	28.872	292.2
5.5	0.910	0.784	32.952	321.4
6.0	0.902	0.759	37.313	350.7
6.5	0.895	0.733	41.980	379.9
7.0	0.888	0.706	46.981	409.1

Tabla 4-3. Succiones impuestas por soluciones de NaCl a diferentes concentraciones (Ávila, 2004)

		Temperatura (°C)							
		0	10	20	30	40	50	60	80
Porcentaje en peso de H ₂ SO ₄ (%)	2	0.67	0.73	0.83	0.92	0.99	1.03	1.06	0.97
	4	1.58	1.68	1.81	1.92	2.01	2.08	2.10	2.04
	6	2.93	3.05	3.20	3.34	3.48	3.59	3.69	3.77
	8	4.50	4.64	4.81	5.00	5.20	5.37	5.54	5.82
	10	6.21	6.37	6.58	6.80	7.05	7.29	7.53	7.97
	12	8.01	8.20	8.45	8.73	9.02	9.30	9.57	10.14
	14	9.94	10.19	10.48	10.79	11.11	11.42	11.73	12.35
	16	12.07	12.36	12.69	13.02	13.36	13.70	14.00	14.64
	18	14.47	14.91	15.14	15.51	15.85	16.19	16.51	17.14
	20	17.22	17.57	17.93	18.30	18.66	18.99	19.30	19.91
	22	20.41	20.76	21.13	21.50	21.85	22.16	22.46	23.06
	24	24.11	24.45	24.81	25.16	25.50	25.80	26.09	26.68
	26	28.41	28.71	29.04	29.37	29.67	29.97	30.22	30.84
	28	33.35	33.62	33.90	34.18	34.46	34.72	34.97	35.56
	30	39.01	39.21	39.43	39.66	39.90	40.13	40.34	40.93
	32	45.40	45.53	45.68	45.85	46.03	46.21	46.38	46.98
	34	52.61	52.64	52.71	52.82	52.93	53.06	53.16	53.70
	36	60.64	60.59	60.60	60.60	60.64	60.68	60.71	61.17
	38	69.56	69.42	69.33	69.28	69.21	69.15	69.12	69.43
	40	79.41	79.20	79.03	78.85	78.69	78.54	78.40	78.53
	42	90.25	89.98	89.73	89.45	89.19	88.91	88.61	88.54
	44	102.14	101.84	101.51	101.15	100.76	100.33	99.91	99.57
	46	115.20	114.86	114.45	113.98	113.49	112.93	112.36	111.69
	48	129.54	129.18	128.70	128.16	127.54	126.82	126.05	125.08
	50	145.24	144.87	144.35	143.76	143.00	142.16	141.19	139.90
	52	162.49	162.16	161.61	160.92	160.03	159.06	157.94	156.28
	54	181.46	181.16	180.58	179.84	178.86	177.71	176.43	174.44
	56	202.36	202.10	201.52	200.74	199.67	198.40	196.89	194.56
58	225.45	225.20	224.66	223.80	222.66	221.20	219.59	216.92	
60	250.95	250.78	250.25	249.26	248.02	246.46	244.70	241.69	
62	279.08	279.02	278.53	277.56	276.17	274.48	272.43	269.13	
64	310.38	310.39	309.85	308.83	307.27	305.44	303.13	299.45	
66	345.10	345.17	344.50	343.37	341.81	339.57	337.13	332.76	
68	383.56	383.53	382.93	381.63	379.91	377.43	374.62	369.67	
70	426.32	426.28	426.29	424.22	422.09	419.10	415.82	409.86	
72	473.55	474.03	472.85	471.18	468.32	465.15	461.35	454.09	
74	526.53	526.72	525.35	522.79	519.81	515.96	511.36	502.69	
76	585.25	585.31	583.09	580.14	576.59	571.81	566.08	556.29	
80	720.92	719.48	716.36	711.30	705.24	698.62	690.21	676.61	
85	937.50	933.40	924.27	914.23	903.66	891.56	879.20	858.67	
90	1179.25	1167.07	1153.61	1139.25	1124.45	1109.32	1093.93	1068.93	
94	1377.92	1366.94	1354.67	1340.85	1326.49	1310.81	1295.26	1269.04	
98	1679.04	1675.80	1669.81	1661.42	1651.65	1640.48	1627.37	1608.75	

Tabla 4-4. Valores de la succión (MPa) para diversas temperaturas (°C) y porcentaje de sulfúrico (peso ácido / peso ácido + peso agua) (Pintado, 2002 de Gmitro y Vermeulen, 1994)

La consecución de los grados de succión expuestos se ha realizado con las siguientes disoluciones:

- Cloruro de Sodio (ClNa): 0,862 MPa - 12,162 MPa - 46,981 MPa;
- Ácido sulfúrico (SO₄H₂): 128,70 MPa - 525,35 MPa - 1.669,81 MPa

4.17 ENSAYOS DE DEFORMACIÓN EN EDÓMETRO

Con objeto de analizar el comportamiento deformacional del material bajo distintos tipos de condiciones de carga y humedad, se han realizado dos series de ensayos en edómetro, cuyas condiciones se resumen a continuación.

4.17.1 Ensayo de consolidación convencional

En primer lugar se ha realizado un ensayo de consolidación unidimensional conforme a la norma Norma UNE 103405:1994 Ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro.

Este ensayo se ha realizado sobre muestras preparadas en las condiciones de referencia mediante compactación estática en un anillo de 70 mm de diámetro y 20 mm de altura.

Los escalones de carga empleados son los siguientes:

1 – 10 – 20 – 50 – 100 – 200 – 500 – 1.000 – 1.500 kPa

En cuanto a la descarga, se han adoptado los siguientes escalones:

1500 – 100 – 10 – 1 kPa

Cada escalón se ha mantenido al menos 24 horas, con el fin de que la curva que relaciona los índices de poros con las presiones, quede bien definida.

En los suelos expansivos, como es el caso, la presión inicial suele adoptarse como el valor inmediatamente superior al de la presión de hinchamiento.

4.17.2 Ensayos en edómetro a humedad constante

Con estos ensayos se pretende evaluar el comportamiento bajo carga del material en distintas condiciones de humedad en la franja superior a la óptima pero manteniendo su estado de saturación parcial.

Estos ensayos reproducirían la situación tensional del material sujeto a cargas sin posibilidad de incremento o disminución de la humedad asociada al proceso de consolidación. Sería, por ejemplo, el caso de capas de arcilla en el interior de terraplenes en el que no es posible la transmisión de humedad al entorno.

En rangos de humedad relativamente alejados de la saturación y de la humedad residual como los aplicados, puede considerarse que este tipo de ensayos mantiene la succión constante.

Para ello se han preparado una serie de probetas de 70 mm de diámetro y 20 mm de altura compactadas estáticamente hasta alcanzar las condiciones de densidad de referencia en un rango de humedades en torno a la óptima.

El edómetro de humedad constante empleado en esta tesis consiste en una célula que, además de evitar la salida de agua de la muestra, impide el contacto con la atmósfera exterior y por tanto su desecación. Este equipo está suficientemente detallado por Delgado, A. (1986) según se describe a continuación.

Para ello, la pieza superior de fijación del anillo tiene una ranura circular en la que entra el saliente del pistón o tapa superior. La ranura se llena de aceite, por lo que hay posibilidad de movimiento de la tapa, que sólo toca a la muestra, pero se impide el contacto entre el aire exterior y la muestra (Figura 4-22).

El control de la humedad se realiza a través de las piedras porosas. La inferior está conectada al exterior mediante dos llaves de cierre hermético con manguitos a través de los cuales se puede inducir la saturación.

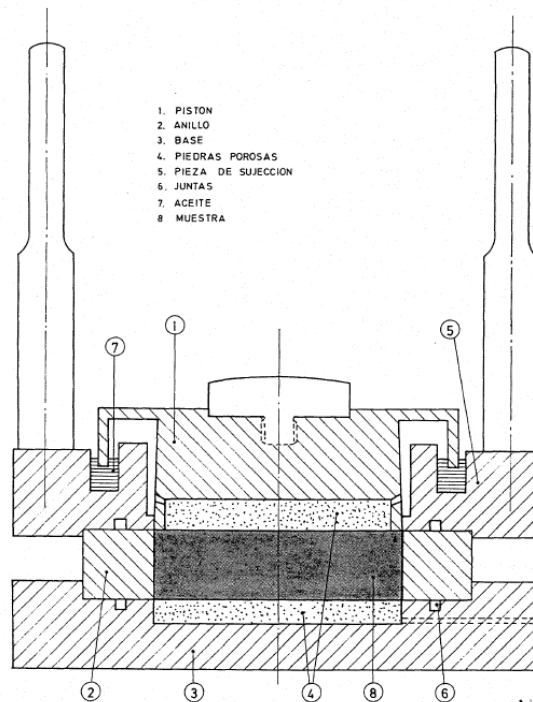


Figura 4-22. Esquema de la célula edométrica de humedad constante (Delgado, A, 1.986)

En el caso presente, dado que se pretende evitar el cambio de humedad, las llaves han permanecido cerradas y la muestra se ha aislado de las piedras porosas mediante dos láminas plásticas impermeables, una inferior y otra superior.

Los ensayos se han llevado a cabo en una cámara de temperatura y humedad controlada (Figura 4-23).



Figura 4-23. Bancadas edométricas y detalle de las mismas del Laboratorio de la Escuela de Arquitectura de Sevilla

4.18 ENSAYOS DE RESISTENCIA

4.18.1 Resistencia al corte

En un aparato de corte directo se han realizado ensayos de resistencia según la norma UNE 103401:1998 Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo.

Los ensayos se han ejecutado en condiciones de “no consolidado-no drenado” (UU), en que la rotura se inicia nada más aplicar la presión normal correspondiente y a una velocidad lo suficientemente rápida para que no se produzca el drenaje. En este caso se ha empleado una velocidad de corte de 1,2 mm por minuto.

Como singularidad hay que apuntar que los ensayos se han realizado sin saturación de las muestras, es decir, en las condiciones de humedad de preparación.

En cuanto a las condiciones de ausencia de consolidación previa, se entiende que al tratarse de un estudio de materiales mezclados artificialmente en rellenos, esta situación reproduce más fielmente su comportamiento, pues no se dan las circunstancias de plazo ni carga que hagan prever dicha posible preconsolidación.

4.18.2 Resistencia a compresión simple

Se han realizado ensayos de compresión uniaxial rápida sobre probetas preparadas bajo diversas condiciones con objeto de obtener los valores de resistencia a compresión simple del material en un rango en situaciones de interés.

Los ensayos se han realizado conforme a la norma española UNE 103400:1993 Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de un suelo.

Para ello se han preparado series de probetas cilíndricas de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura compactadas estáticamente en 5 tongadas de espesor similar en un molde metálico hasta la densidad de referencia con diferentes humedades, tanto por debajo como por encima de la óptima de dicho ensayo.

5 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO SIN TRATAR

A continuación se resumen de manera previa las características intrínsecas del material base de la investigación, denominado “M7”, que serán posteriormente objeto de comparación con las obtenidas tras el tratamiento del suelo con cal.

5.1 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

El resultado de la distribución granulométrica completa del material, incluyendo procesos de tamizado y sedimentación, se ilustra en la curva siguiente:

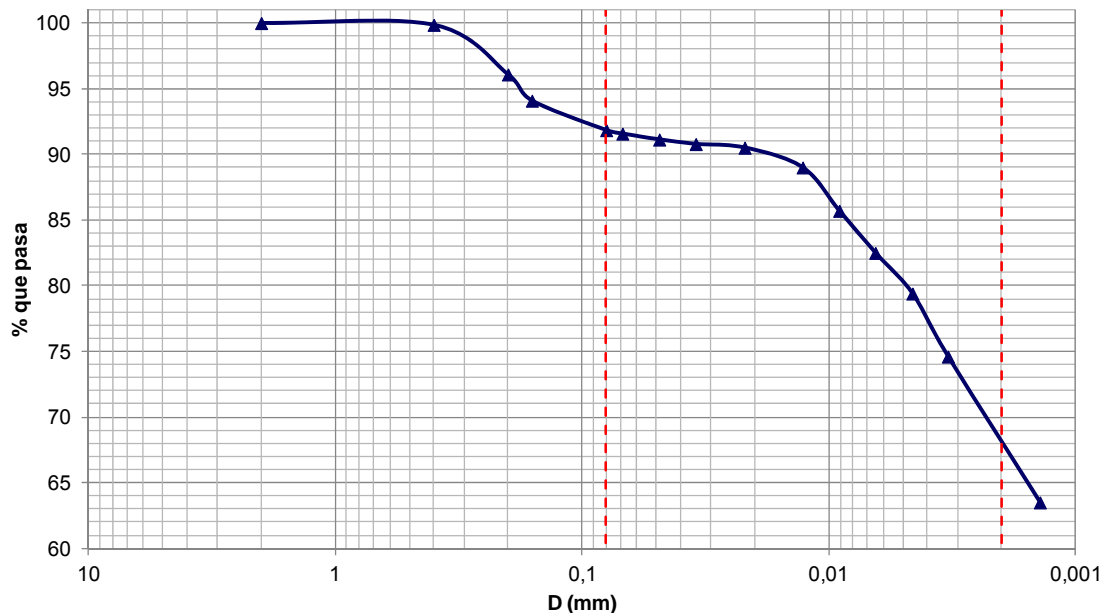


Figura 5-1. Curva granulométrica de la muestra de suelo M7 sin tratar

Se trata evidentemente de un suelo fino, con una proporción de partículas inferiores a 0,08 mm del 91,8% e inferiores a 2 micras del 68%. Ello ratifica su carácter arcilloso.

A pesar de que se ha representado en una escala parcial para mejor ilustración, es posible comprobar que se trata de una granulometría muy uniforme centrada la fracción arcillosa.

5.2 DETERMINACIÓN DEL PH

Dado que el valor del pH del suelo es empleado como referencia para el diseño de tratamientos con cal en el que se centra la presente (Eades & Grim, 1963), se ha realizado la determinación sobre la muestra sin tratar, obteniéndose un valor de 9,3.

5.3 PLASTICIDAD

Los ensayos, sobre la fracción de suelo pasa por el tamiz 400 µm han proporcionado los siguientes valores:

- Límite líquido: 67,0
- Límite plástico: 30,8
- Índice de plasticidad: 36,2

La representación de estos resultados sobre la carta de plasticidad de Casagrande proporciona una clasificación de la muestra como una arcilla de alta plasticidad, CH:

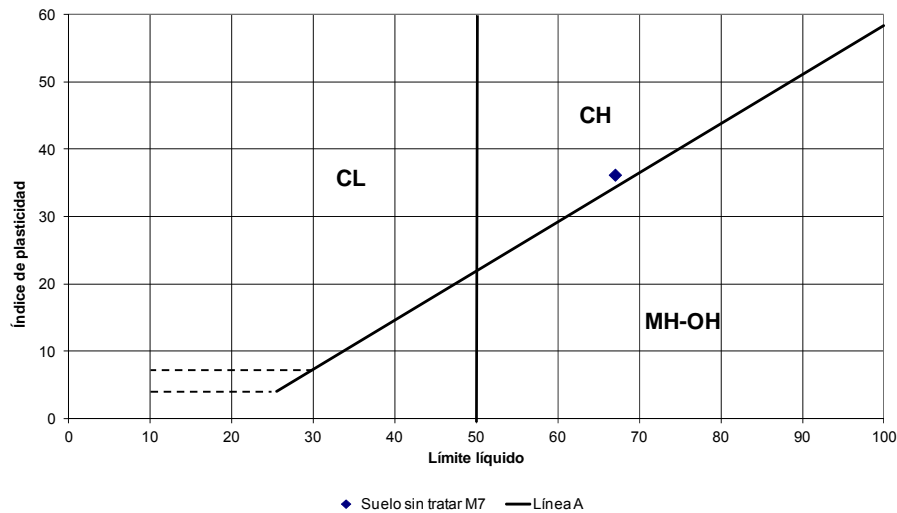


Figura 5-2. Representación de la muestra M7 en la carta de plasticidad de Casagrande

5.4 ENSAYOS DE COMPACTACIÓN

Se han realizado ensayos de compactación próctor tanto en condiciones de energía normal como modificado sobre el suelo obteniendo las curvas de compactación que se ilustran en las gráficas siguientes (Figura 5-3).

En principio cabe apreciar el comportamiento lógico bajo diferentes energías, así como la elevada humedad de compactación precisa para el suelo en relación a los materiales granulares habitualmente empleados en rellenos.

De dichas curvas, aproximadas es posible deducir los valores correspondientes a la densidad máxima posible en cada caso según sigue:

- Próctor normal:
 - Densidad máxima: 1,51 g/cm³
 - Humedad óptima: 23,1 %
- Próctor modificado:

- Densidad máxima: 1,63 g/cm³
- Humedad óptima: 20,4 %

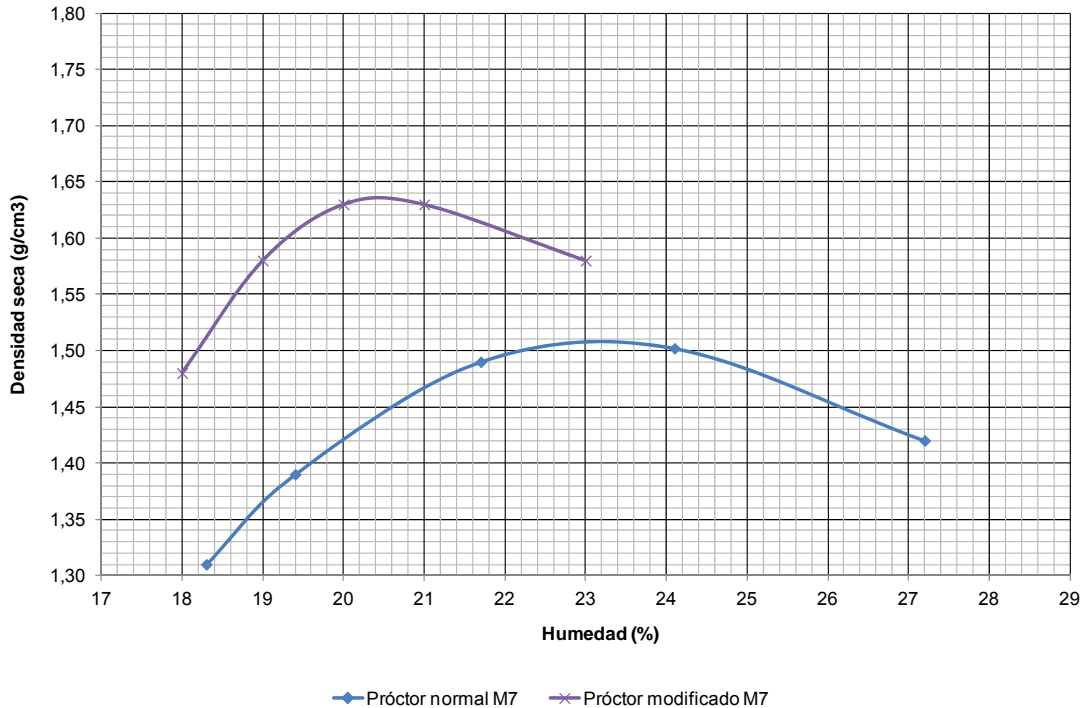


Figura 5-3. Curvas de compactación próctor para el suelo sin tratar

Si bien se han realizado los ensayos para las dos energías mencionadas, el resto de determinaciones se referirán a las condiciones de compactación del ensayo próctor normal, habitual en este tipo de suelos en que la alta humedad impide la correcta compactación en rellenos reales ante los problemas de necesidad de secado, formación de blandes, etc.

5.5 DENSIDAD RELATIVA DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO

Se ha realizado un total de 6 determinaciones por el método del picnómetro recogido en la norma UNE 103302, de las que se ha deducido un valor de densidad relativa de las partículas sólidas de 2,67 g/cm³.

5.6 HUMEDAD DE SATURACIÓN

A partir de los valores de compactación y densidad expresados anteriormente este valor es posible representar las curvas de iso-saturación teóricos del suelo, que se obtienen mediante la expresión:

$$\rho_d = \rho_s \cdot \frac{S_r}{\omega \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} + S_r}$$

Se recogen en la gráfica siguiente las curvas de saturación al 100%, así como la correspondiente a un grado de compactación equivalente a un 95% de la densidad máxima del ensayo próctor normal obtenida con la humedad óptima de dicho ensayo, estado seleccionado de referencia para el estudio del presente:

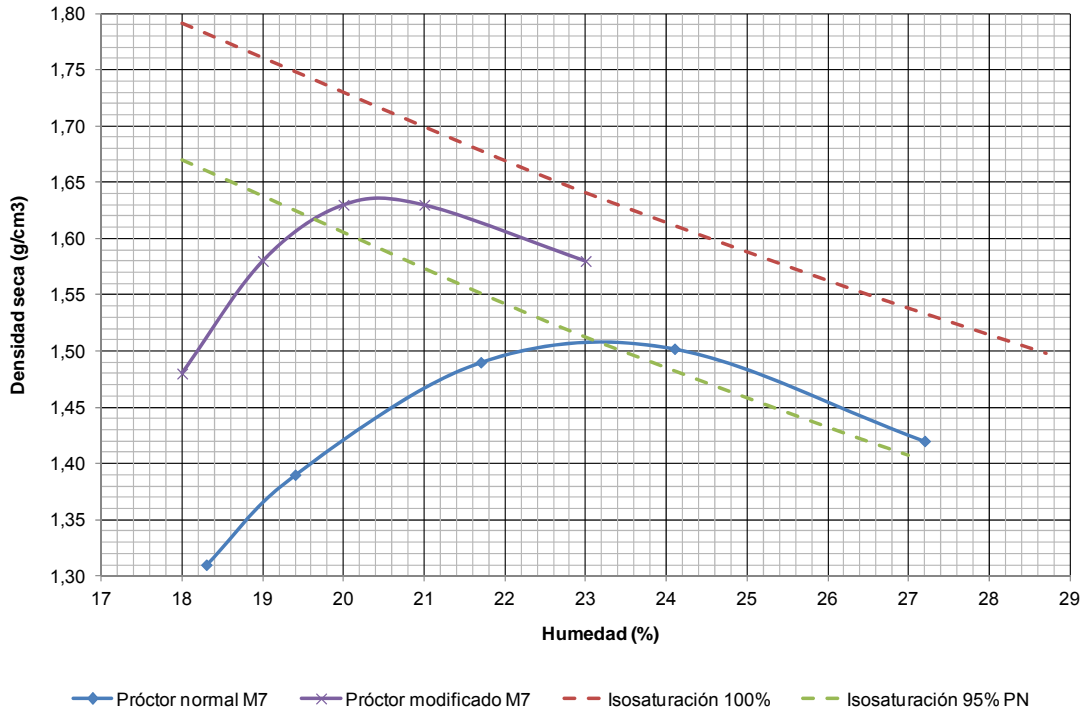


Figura 5-4. Curvas de compactación y de isosaturación para una humedad del 100% y para una compactación del 95% del próctor normal

Estos valores llevan a estimar que en las condiciones de compactación del próctor normal, el índice de poros estimado sería de:

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{2,67 - 1,51}{1,51} = 0,767$$

y que la humedad de saturación estaría en torno a:

$$\omega_{sat} = e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} = 0,767 \cdot \frac{0,981}{2,67} = 28,20 \%$$

lo que coincide sensiblemente con las curvas de saturación representadas.

Para muestras preparadas en condiciones de próctor normal a un 95% de la densidad máxima, la humedad de saturación teórica será:

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{2,67 - 1,51 \cdot 0,95}{1,51 \cdot 0,95} = 0,860 \Rightarrow \omega_{sat} = 0,860 \cdot \frac{0,981}{2,67} = 31,62 \%$$

Esta humedad se corresponde con un grado de saturación del material del 73,1%.

Para verificar este valor se han realizado determinaciones en el laboratorio sometiendo a inundación muestras previamente preparadas en condiciones edométricas impidiendo su hinchamiento.

A partir de este procedimiento se ha obtenido un valor de la humedad de saturación de 31,39% que puede considerarse coherente con el obtenido de forma teórica.

Hay que apuntar que una vez determinado este valor, tal y como se ha apuntado en el capítulo anterior, las probetas sometidas a ensayo se han preparado con condiciones de humedad óptima y densidad igual al 95% de la máxima del ensayo próctor normal. Ello salvo indicación expresa en contrario.

5.7 CAMBIOS VOLUMÉTRICOS POR SATURACIÓN

5.7.1 Hinchamiento libre

El resultado obtenido es un hinchamiento libre en términos de incremento de altura de la probeta bajo confinamiento lateral del 10,6 %. Este valor se ha obtenido para una muestra recompactada a las condiciones de referencia. Un dato indicativo del ensayo es que se ha tardado 4 días en alcanzar la estabilización del proceso de hinchamiento.

5.7.2 Ensayo de presión de hinchamiento

La muestra de suelo M7 se ha caracterizado por una presión de estabilización del hinchamiento en edómetro de 238 kPa.

5.7.3 Ensayo de colapso

El resultado obtenido es un potencial porcentual de colapso bajo carga de 200 kPa del 0,035%, expresado en relación a la altura inicial de la probeta. Este valor descarta el riesgo de colapso bajo la carga analizada.

5.7.4 Ensayo de inundación bajo carga

Sobre sendas probetas se ha realizado un ensayo de doble edómetro bajo condiciones de humedad natural y tras saturación con objeto de determinar aproximadamente la presión de hinchamiento nulo en condiciones de inundación bajo carga.

Las gráficas de comportamiento de ambas probetas en las diferentes trayectorias se recogen en la figura adjunta (Figura 5-5).

De ellas puede deducirse una presión de hinchamiento nulo cuando la probeta es inundada bajo carga de 225 kPa.

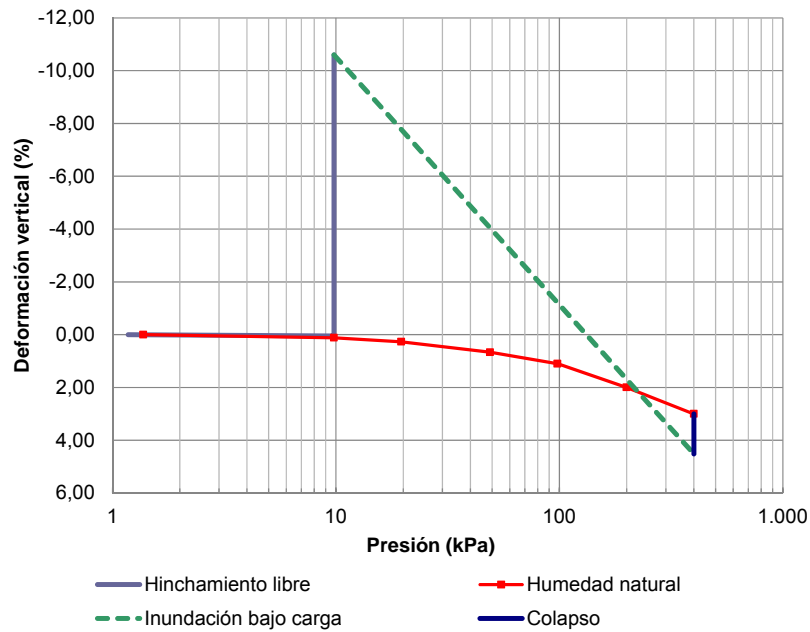


Figura 5-5. Ensayo de inundación bajo carga de la muestra M7 sin tratar

5.8 ENSAYOS QUÍMICOS

Los resultados obtenidos son los siguientes:

- Sulfatos solubles: 0,03 % SO₃
- Materia orgánica: 0,9 %

5.9 CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS

5.9.1 Análisis químico elemental

Se ha realizado un análisis químico elemental cuantitativo mediante técnica de fluorescencia de rayos X para la determinación de elementos mayores (Si, Ti, Al, Fe, Mn, Mg, Ca, Na, K y P) que ha proporcionado los siguientes resultados en porcentajes de composición:

SiO ₂	CaO	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	TiO ₂	Na ₂ O	MnO	P ₂ O ₅
27,12	13,19	6,95	5,51	1,07	1,02	0,69	0,10	0,10	0,09
BaO	SrO	SO ₃	ZrO ₂	Cr ₂ O ₃	ZnO	Rb ₂ O	Y ₂ O ₃	NiO	Suma
0,08	0,05	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01	0,00	0,00	56,10

Tabla 5-1. Distribución cuantitativa elemental de mayores de la muestra de suelo M7 mediante fluorescencia de rayos X

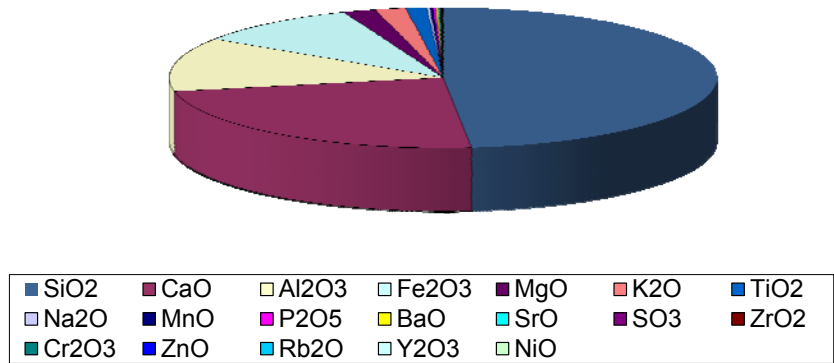


Figura 5-6. Distribución cuantitativa elemental de mayores de la muestra de suelo M7 mediante fluorescencia de rayos X

Puede apreciarse cómo la proporción de sílice y alúmina son suficientemente elevadas, aunque no llegan a los valores máximos ilustrativos del comportamiento de arcillas muy activas (Bell, 1996).

5.9.2 Análisis de componentes por difracción de rayos X

Para el estudio de las sustancias cristalinas presentes se ha procedido a un análisis de difracción de rayos X sobre muestra en polvo del que se ha obtenido el siguiente difractograma:

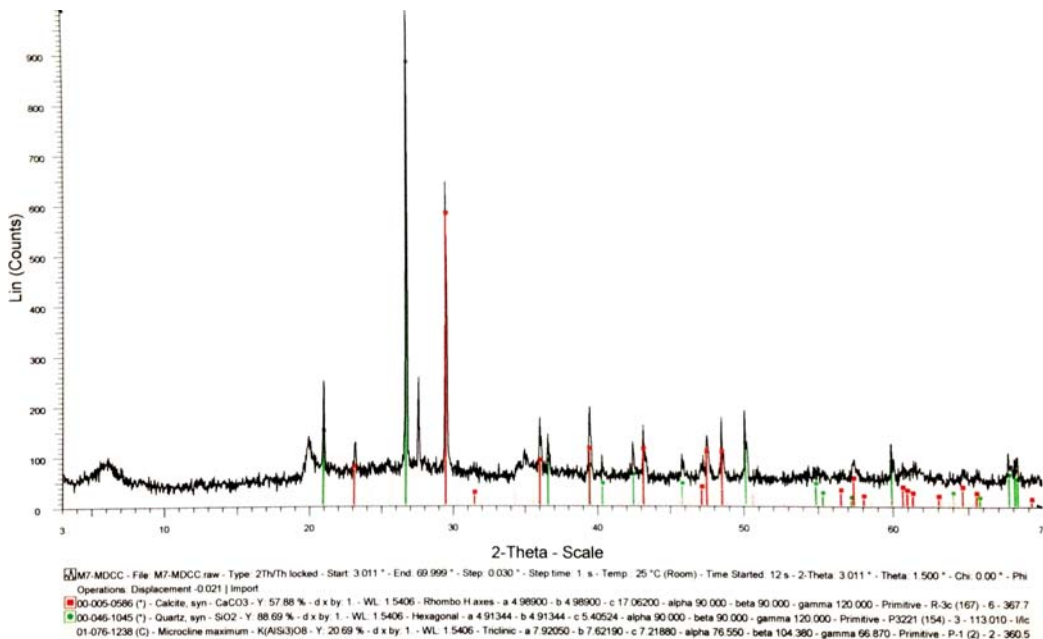


Figura 5-7. Difractograma de rayos X de la muestra M7 sin tratar

De este diagrama se deduce que la muestra M7 está compuesta por:

- Calcita: 30%
- Cuarzo: 30%

- Feldespatos: 5%
- Filosilicatos: 35%

Concretamente la cantidad de filossilicatos se aprecia como elevada, si bien mediante este proceso no es posible identificar los distintos minerales de la arcilla. Para ello es preciso un estudio de la muestra en agregado orientado con tratamientos de solvatación con compuestos orgánicos y térmicos, como el que se recoge en el apartado siguiente.

5.9.3 Identificación de los filossilicatos

En el estudio por agregado orientado, se han identificado las proporciones relativas de los filossilicatos detectados, de los que se deducen los minerales de la arcilla que componen la muestra como los siguientes:

- Illita: 20%
- Esmectita: 60%
- Caolinita: 20%

La fase mayoritaria es la esmectita. No se ha tenido en cuenta el porcentaje correspondiente a minerales asociados de la arcilla, que también están presentes en la fracción < 2 µm, tales como cuarzo y calcita. El método utilizado tiene un error relativo del 5%.

A continuación se representan los diagramas de rayos X de los agregados orientados de la muestra:

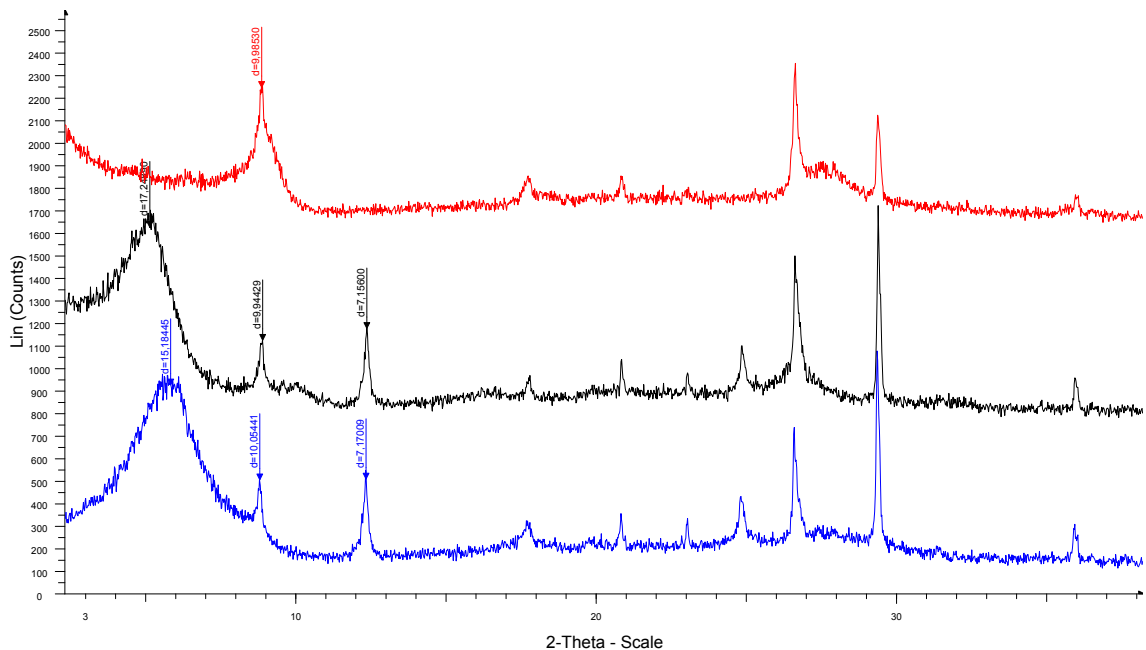


Figura 5-8: Difractogramas de los agregados orientados de la muestra M7. En azul se ha representado el diagrama de agregado orientado, en negro tras el tratamiento de solvatación con etilenglicol y en rojo tras el tratamiento térmico a 550°C.

La preponderancia de presencia de esmectitas justifica gran parte del comportamiento del material, tanto en estado natural como aquí se describe como en las fases posteriores de tratamiento.

5.10 MICROESTRUCTURA Y POROSIDAD

El análisis de la microestructura del suelo puede plantearse desde el punto de vista de la distribución de sus poros por cuanto ésta es especialmente relevante en el comportamiento de los suelos en estado parcialmente saturado como ya se ha indicado.

Para ello se ha realizado un estudio mediante porosimetría por inyección de mercurio sobre muestras preparadas bajo las condiciones de compactación establecidas del 95% del próctor normal.

Los resultados obtenidos pueden expresarse mediante diferentes tipos de gráficas como se ha descrito en el apartado de técnicas experimentales, cada una de las cuales proporciona una ilustración específica de una serie de características.

Con objeto de obtener una visión conjunta de dichos resultados, se recogen a continuación los resultados en dichas diferentes formas analizando sus ventajas para posteriormente seleccionar la más ilustrativa desde el punto de vista de la presente.

En primer lugar, la distribución acumulada del volumen inyectado en relación al tamaño de poros ilustra la porosidad relativa del material y su distribución (Figura 5-9).

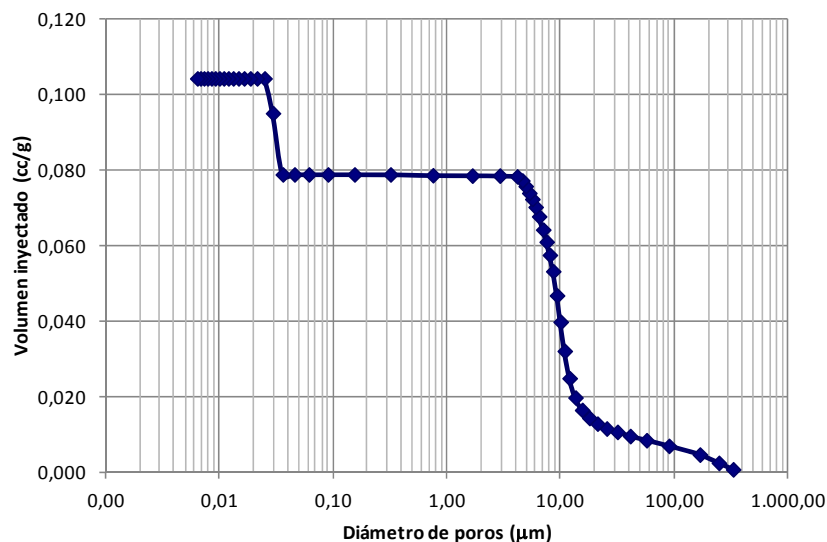


Figura 5-9. Curva de inyección de mercurio en la muestra M7

Puede apreciarse inicialmente una distribución bimodal discontinua que marca dos tamaños significativos asociados a las entradas de mercurio en la

muestra. Los diámetros equivalentes de poro relativos a dichos escalones son del orden de 5 a 12 μm y de 0,03 μm . Esta forma se corresponde con lo que se suele denominar doble estructura, caracterizada por un conjunto de poros de mayor tamaño o macroporos asociada a la porosidad intergranular y otro de microporos correspondiente a la porosidad intragranular.

No obstante, tal y como se verá a continuación, la influencia ponderada de cada uno de ellos es diferente.

Así, en la gráfica siguiente (Figura 5-10) se recoge la relación entre el volumen admitido y el tamaño de poros, ilustrando un pico en el tamaño de microporos que ayuda a identificar el diámetro característico de 0,03 μm .

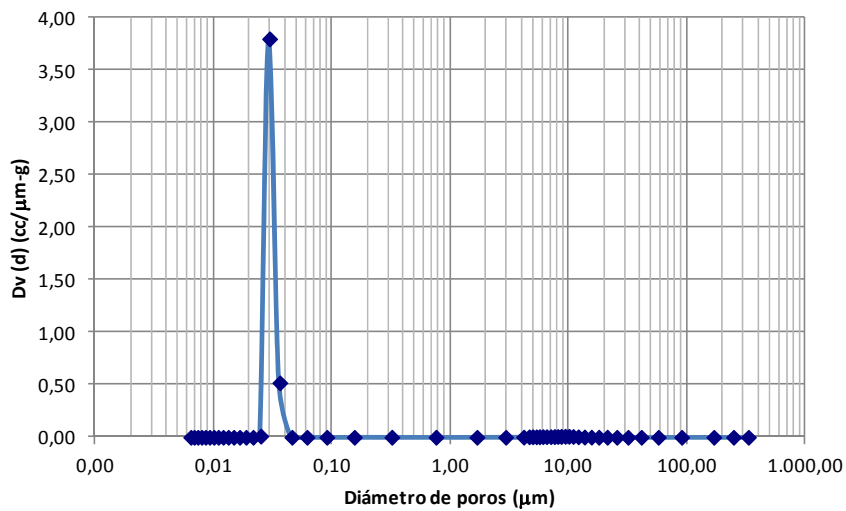


Figura 5-10. Curva de intrusión incremental según el diámetro de los poros para la muestra M7

Sin embargo, la gráfica anterior no informa apenas sobre la macroporosidad. Por ello, otra forma más ilustrativa de representación consiste en plasmar el volumen admitido para cada rango de tamaño expresado en porcentaje sobre el volumen total inyectado:

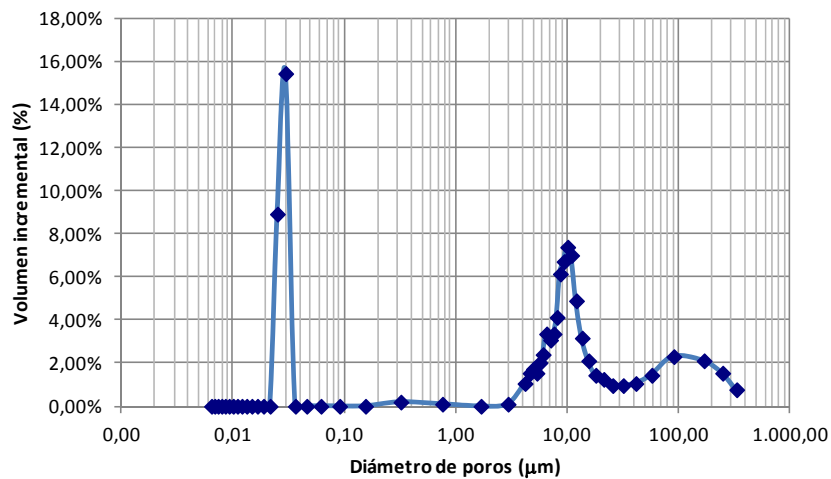


Figura 5-11. Curva de intrusión incremental expresada en porcentajes

En esta forma ya sí se aprecian los dos tamaños característicos, el ya mencionado de 0,03 μm para microporos y 10 μm para los macroporos. Por otra parte, de la acumulación de los volúmenes inyectados se deduce una participación de la porosidad que podría valorarse según sigue:

- Volumen en poros < 5 μm : 27,5 %
- Volumen en poros > 5 μm : 72,6 %

La función de distribución de volumen es la forma más habitual y completa de representar los resultados de este tipo de ensayo pues ilustra tanto los diámetros característicos como su influencia relativa, asociada al área situada bajo la curva. En el caso presente adopta la forma siguiente:

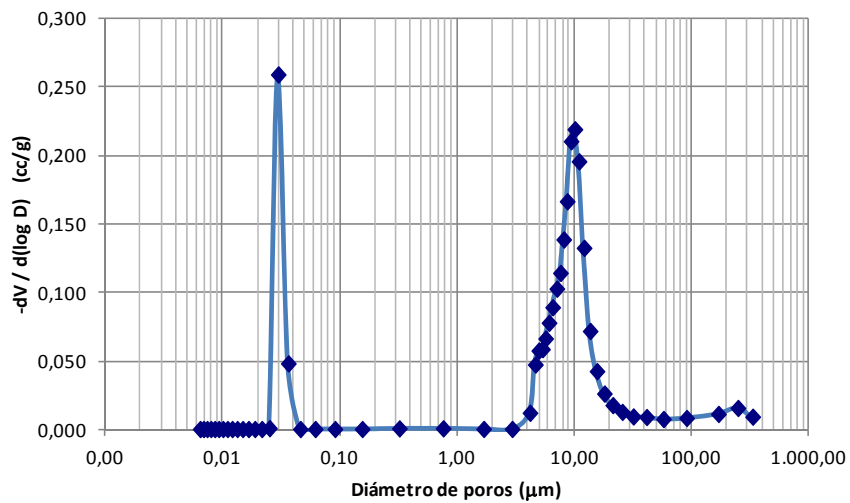


Figura 5-12. Función de distribución de poros

Finalmente es posible representar también la función de densidad de poros en referencia a su número expresado en forma porcentual, como se recoge en esta figura:

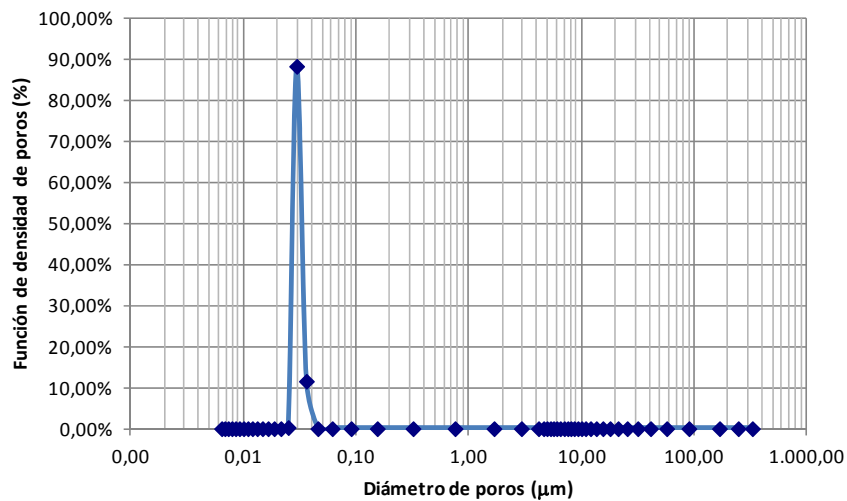


Figura 5-13. Función de densidad numérica de poros

5.11 CARACTERIZACIÓN Y CAMBIOS EN LA SUCCIÓN

La succión de un suelo parcialmente saturado es una medida de la energía del agua retenida en sus poros. En términos prácticos, cuantifica la afinidad del suelo para retener agua, y proporciona información sobre las propiedades del suelo que están influidas por el contenido de agua, como son los cambios volumétricos espontáneos, deformación y características resistentes.

Para analizar el comportamiento del suelo M7 parcialmente saturado ante los hipotéticos cambios de humedad, se ha desarrollado una campaña de determinaciones en laboratorio para cuantificar la succión y sus parámetros representativos.

5.11.1 Tiempo de estabilización

Con objeto de establecer un plazo de referencia para el mantenimiento de los ensayos de succión, se han realizado ensayos de equilibrio mediante la técnica de membrana de presión aplicando una succión de 400 kPa.

Sobre dos muestras diferentes se han obtenido las siguientes curvas de estabilización mediante el control de la pérdida de peso de las mismas:

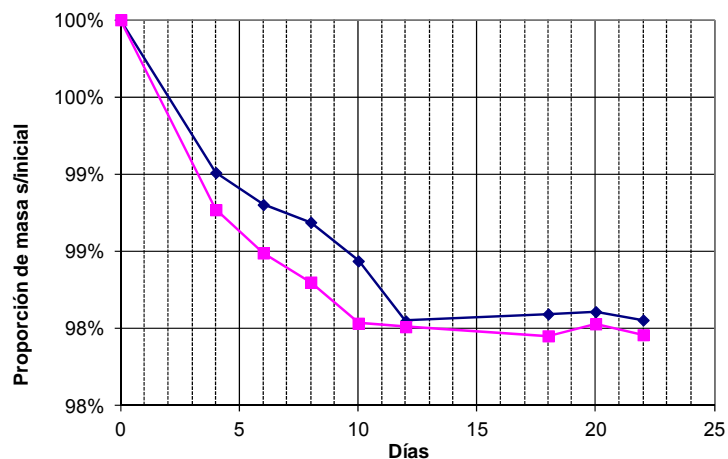


Figura 5-14. Gráfica de pérdida de peso de muestras de suelo sin tratar sometidas a succión para determinar el tiempo de estabilización

De este ensayo se deduce que puede considerarse para la muestra analizada un tiempo de estabilización de la succión de 12 días.

5.11.2 Caracterización de succión inicial

Sobre dos probetas compactadas en las condiciones establecidas se ha determinado la succión inicial del suelo mediante la técnica del papel de filtro.

Se han estudiado así dos probetas obteniendo los siguientes resultados:

- Probeta 1: $\psi = 143 \text{ kPa}$
- Probeta 2: $\psi = 151 \text{ kPa}$

Como valor representativo se ha adoptado una succión inicial media de 147 KPa.

5.11.3 Curvas características

Se han realizado ensayos para obtención de las curvas características sobre ocho muestras del suelo sin tratar, todas ellas preparadas mediante compactación estática con una densidad correspondiente al 95% de la máxima del ensayo próctor normal en un rango de humedades en torno a la óptima.

El objetivo es analizar su comportamiento en trayectorias completas reversibles alcanzado la situación de secado más exigente posible.

Así, a partir de la humedad inicial se ha procedido a una desecación de la muestra hasta humedad residual incrementando el valor de la succión hasta un máximo de 1.670 MPa. Posteriormente se ha procedido a la humectación de las muestras en una trayectoria inversa recorriendo los mismos escalones citados.

Cada escalón de succión se ha mantenido el número de días obtenido en el ensayo de equilibrio de succión, de 12 días.

La deformación de las probetas se ha producido de forma volumétrica, sin que se haya aplicado restricción alguna a la misma.

El punto de partida se ha asimilado a la succión inicial determinada. Si bien parece lógico que al disponer de probetas con humedades ligeramente variables también variaría la succión, se ha verificado que el valor medio del conjunto de probetas estudiadas responda a las condiciones teóricas.

Por otra parte, el inicio de las curvas se ha prolongado de forma teórica y tan sólo a efectos gráficos hasta la succión nula bajo la hipótesis teórica de saturación a partir de la configuración inicial sin contemplar hinchamiento. Para este caso se ha adoptado un valor de succión nula equivalente a 0,1 kPa.

A continuación se recogen y analizan las distintas expresiones de las curvas características y sus formas derivadas.

5.11.3.1 Relación humedad gravimétrica-succión

Los resultados directos obtenidos de la variación de la humedad en términos ponderales con la modificación de la succión se recogen en la gráfica siguiente:

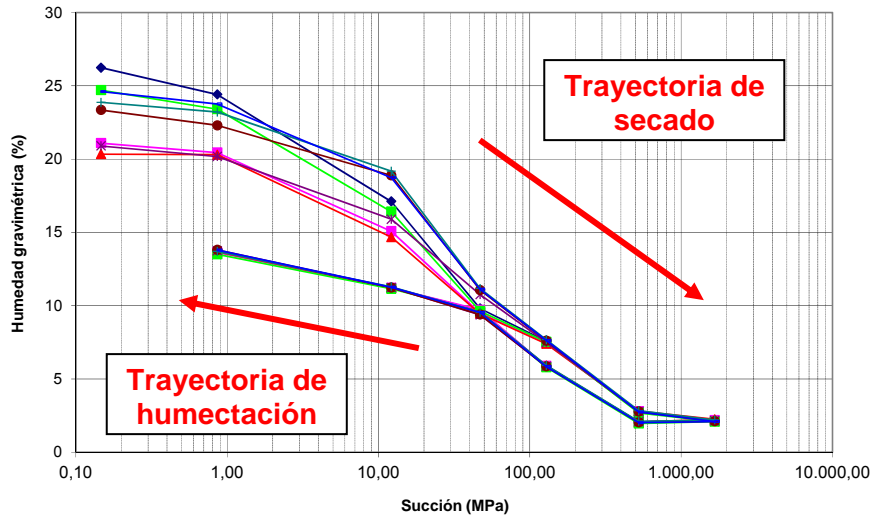


Figura 5-15. Relación humedad gravimétrica-succión para la muestra M7 sin tratar

Puede apreciarse cómo, a pesar de las distintas trayectorias iniciales de secado desde las condiciones iniciales de preparación de cada probeta, éstas se hacen coincidentes en los tramos finales, menos dependientes de las condiciones de preparación de las probetas. De igual manera las trayectorias de humectación son totalmente coincidentes.

Por otra parte se ratifica la histéresis característica de las dos trayectorias, especialmente cuando las probetas se han llevado a humedades residuales superando el límite de retracción y provocando por tanto una reducción del índice de poros que limita la posible humectación futura. Fenómenos similares de histéresis han sido documentados por Wang et al. (2015).

Esta misma gráfica puede elaborarse en términos de humedad gravimétrica normalizada referida a la humedad residual (Figura 5-16).

		Definición	Observaciones
Humedad adimensional	Gravimétrica	$\Theta_{dg} = \frac{W}{W_s} = \frac{V_W}{V_{W_0}}$	Si el suelo es volumétricamente estable: $\Theta_{dg} = \Theta_{dv} = S_r$ Humedad volumétrica: $\theta = \frac{V_{agua}}{V_{Total}}$
	Volumétrica	$\Theta_{dv} = \frac{\theta}{\theta_s}$	
Humedad normalizada	Gravimétrica	$\Theta_{ng} = \frac{W - W_r}{W_s - W_r}$	<u>Leyenda:</u> W_s \equiv hum. gravimétrica de saturación θ_s \equiv hum. volumétrica de saturación W_r \equiv hum. gravimétrica residual θ_r \equiv hum. volumétrica residual
	Volumétrica	$\Theta_{nv} = \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$	

Figura 5-16. Normalización del valor de la humedad en suelos parcialmente saturados (Asanza, 2009)

El resultado ilustrado en la figura mantiene la similitud (Figura 5-17), especialmente en la trayectoria inicial al relativizar la dispersión originada en la preparación de cada una de las probetas, si bien no mejora la homogeneidad de las trayectorias a partir de succiones elevadas.

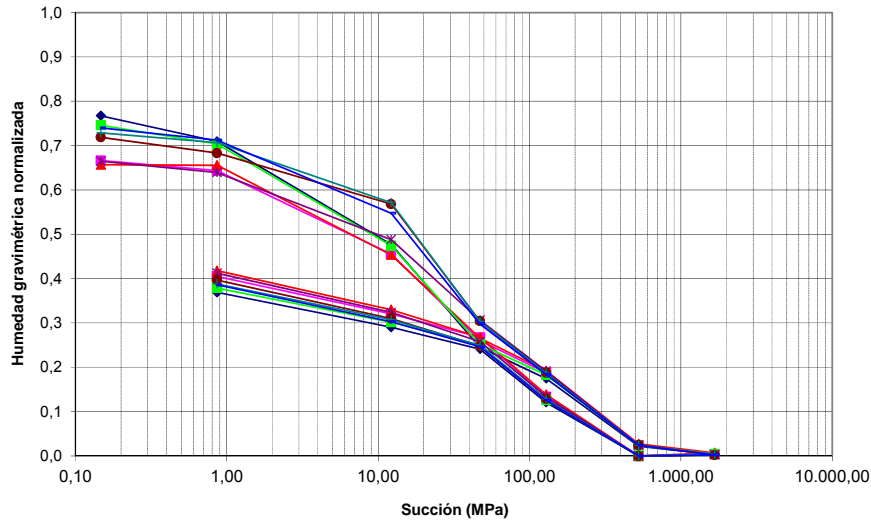


Figura 5-17. Relación humedad gravimétrica normalizada-succión para la muestra M7 sin tratar

La similitud de resultados permite elaborar la curva representativa de los valores medios en cada escalón que facilitará su comparación con otras situaciones más adelante, tanto en términos de valores absolutos como en valores normalizados (Figura 5-18 y Figura 5-19).

A partir de la comparación de estos resultados, se deduce más interesante manejar valores absolutos de humedad, especialmente cuando se proceda a comparar los resultados con los del suelo tratado con cal.

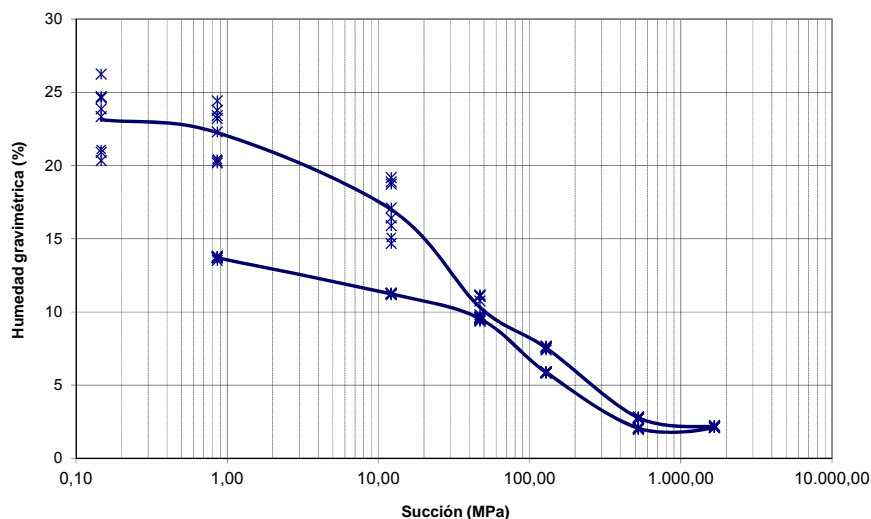


Figura 5-18. Curva media de humedad gravimétrica-succión para la muestra M7 sin tratar

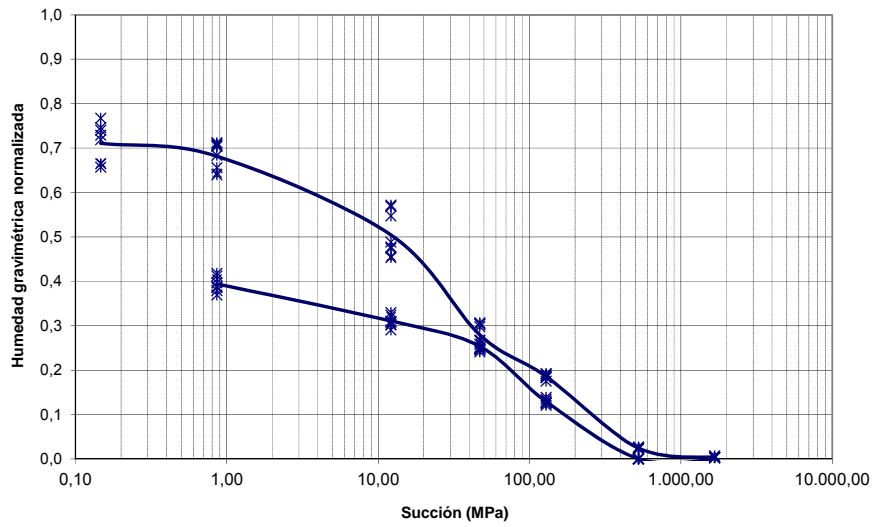


Figura 5-19. Curva media de humedad gravimétrica normalizada-succión para la muestra M7 sin tratar

5.11.3.2 Relación humedad volumétrica-succión

Expresados los resultados en términos de humedad volumétrica, las curvas características representativas son las siguientes:

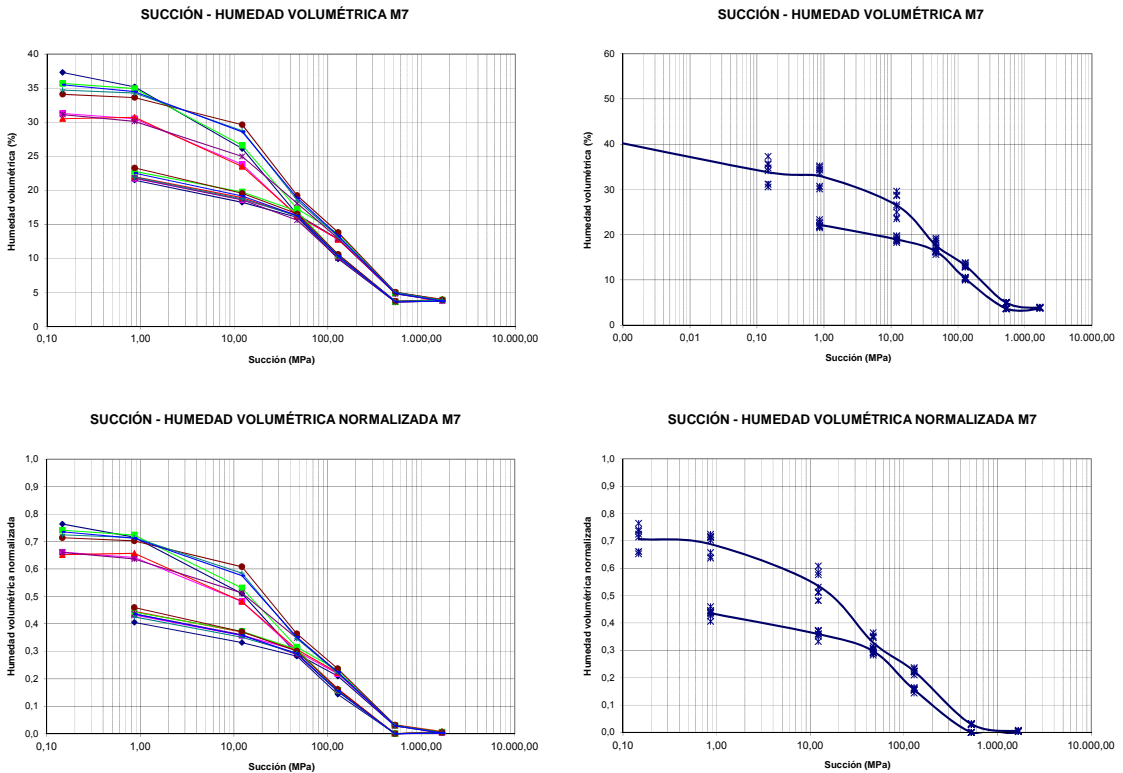


Figura 5-20. Curvas humedad volumétrica-succión para la muestra M7 sin tratar

Dado que ilustran trayectorias similares a las curvas de humedad gravimétrica y éstas aportan una información cuantitativa más directa, en adelante se obviará esta forma de presentación de las curvas características.

5.11.3.3 Relación índice de poros-succión

También es posible representar la evolución del índice de poros para cada escalón de succión, como se ilustra en la siguiente figura en términos absolutos mediante la curva de valores medios:

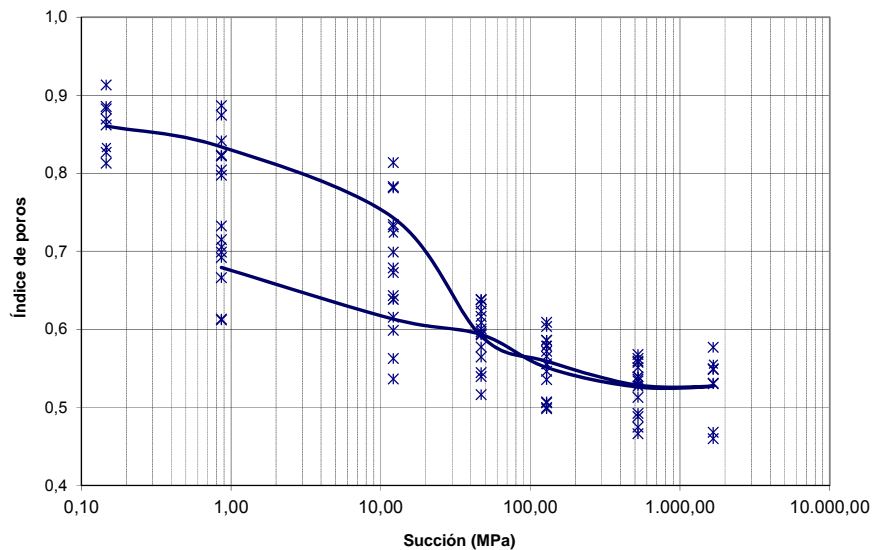


Figura 5-21. Curva media de índice de poros-succión para la muestra M7 sin tratar

En estas gráficas hay que volver a insistir en que el nivel de saturación se ha deducido a partir de las condiciones de preparación de las probetas sin considerar posibles hincharamientos, por lo que su valor es constante en dicha zona.

Otra observación se deduce de la aparente linealidad de la trayectoria de humectación tras secado, tanto en términos absolutos como normalizados, así como su similitud con el tipo de curvas edométricas, lo que induce a un posible ajuste en dichos términos (Figura 5-22).

Al igual que ocurre en las curvas edométricas pueden apreciarse las siguientes características:

- Existe un valor de la succión del orden de 4 a 5 MPa en este caso, por debajo de la cual el comportamiento ante posibles cambios de succión no conlleva modificaciones volumétricas relevantes.
- A partir de dicho valor se producen contracciones muy importantes con el incremento de la succión, siendo posible definir un “índice de succión” que gobierna la relación entre ambos parámetros, que adopta un valor de 0,080.

- Esta proporción se mantiene hasta un valor de succión igual a 82 MPa en que cambia drásticamente. Dicho valor se correspondería en la gráfica de humedad gravimétrica con un 8,9%.

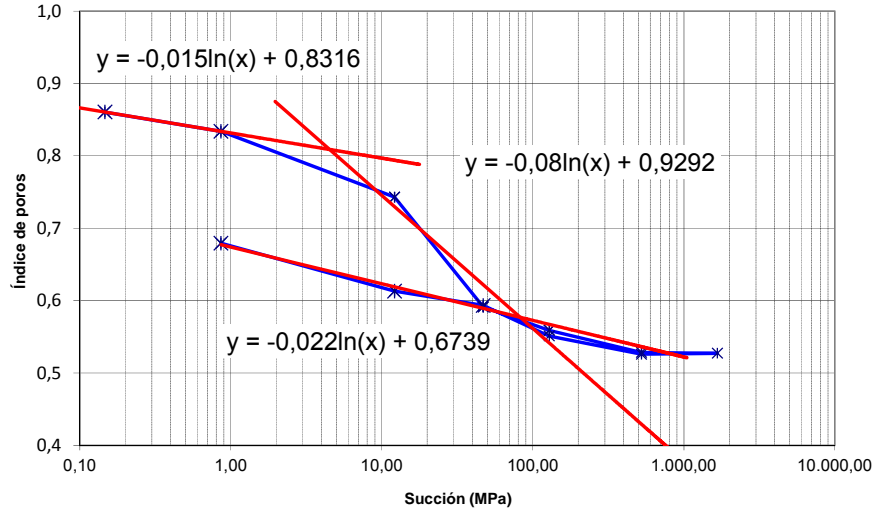


Figura 5-22. Posible ajuste lineal de la relación índice de poros-succión

- Tanto para valores de succión superiores al mismo en trayectorias de secado, como para trayectorias de humectación tras el mismo, es posible establecer una relación muy similar con un valor del índice de succión de 0,022.
- Finalmente, eliminando los posibles defectos en la fabricación de las probetas, podría asimilarse el comportamiento inicial, por debajo de la succión de “preconsolidación” a una línea paralela a la de “descarga” o humectación.

Un aspecto muy relevante es la acumulación de retracciones que se produce en el material y da lugar a la histéresis de las curvas características. Este fenómeno puede cuantificarse por ejemplo comparando los índices de poros para la misma succión de 0,862 MPa en ambas trayectorias, con lo que se obtiene:

- Índice de poros trayectoria secado (0,862 MPa): 0,850
- Índice de poros trayectoria humectación (0,862 MPa): 0,679
- Deformación vertical de contracción $\Delta e \div (1+e_0)$: 9,24 %

5.11.3.4 Relación deformación-humedad

El análisis de la evolución del índice de poros tiene su interés especial debido a que se puede asociar a la deformación volumétrica del suelo. De un estudio multiparamétrico entre las distintas variables expuestas se deduce por su especial interés la relación entre la humedad gravimétrica y el índice de poros, cuya evolución para las ocho probetas ensayadas es la siguiente:

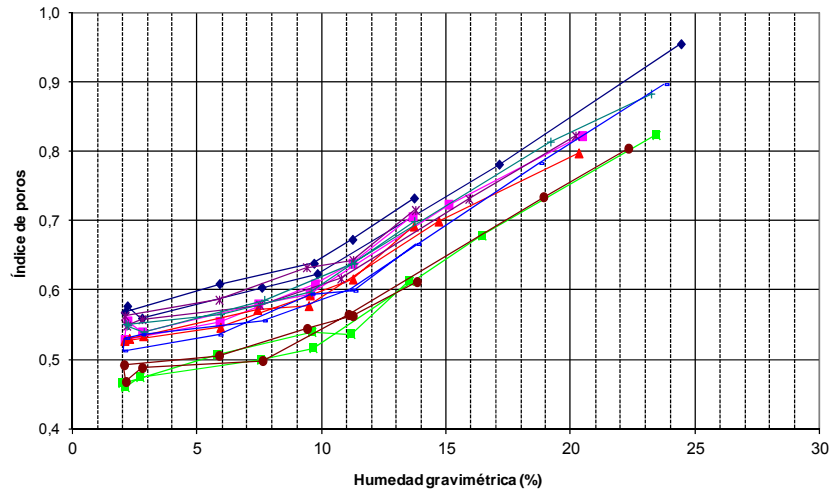


Figura 5-23. Relación entre el índice de poros y la humedad gravimétrica para la muestra M7 sin tratar

Puede apreciarse que existe un claro paralelismo entre todas las trayectorias obtenidas y, lo que incluso más llamativo, es que las trayectorias de humectación y secado son coincidentes. Ello ilustra que, aunque el grado de humedad en relación a la succión manifiesta una histéresis, ésta no se plasma en una menor deformación.

Estos resultados también pueden representarse en términos de términos de deformación volumétrica ε_v tridimensional según la siguiente expresión:

$$\varepsilon_v = \frac{V_0 - V}{V_0} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

Siendo V_0 y e_0 el volumen e índice de poros iniciales de las probetas y V y e los correspondientes al momento en que se evalúa la deformación. Su representación en relación a la variación de humedad es la que sigue:

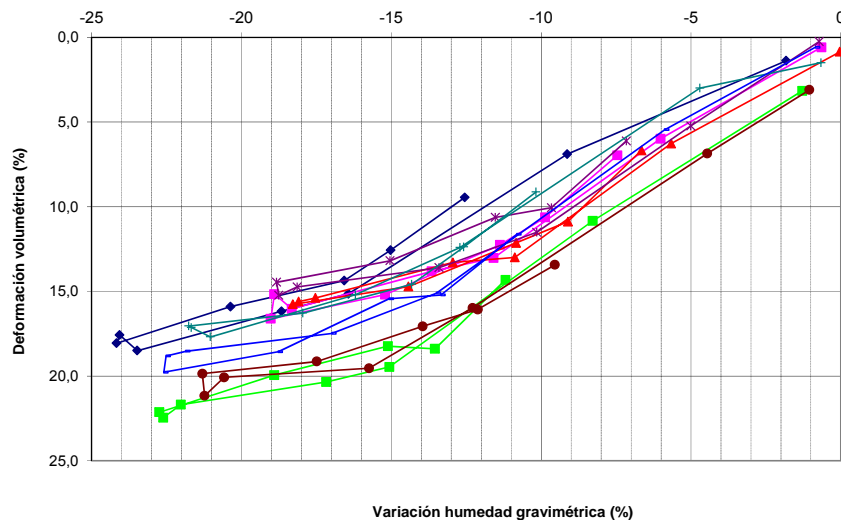


Figura 5-24. Relación entre la deformación volumétrica y la humedad para la muestra M7 sin tratar

Estas gráficas permitirían estimar, a partir de una humedad dada, los escenarios de deformación asociados a procesos de cambios de humedad, especialmente de secado. Más clara puede deducirse la curva que relaciona la humedad con la deformación empleando el valor promedio de las humedades medidas en cada escalón de succión como se recoge en la siguiente figura:

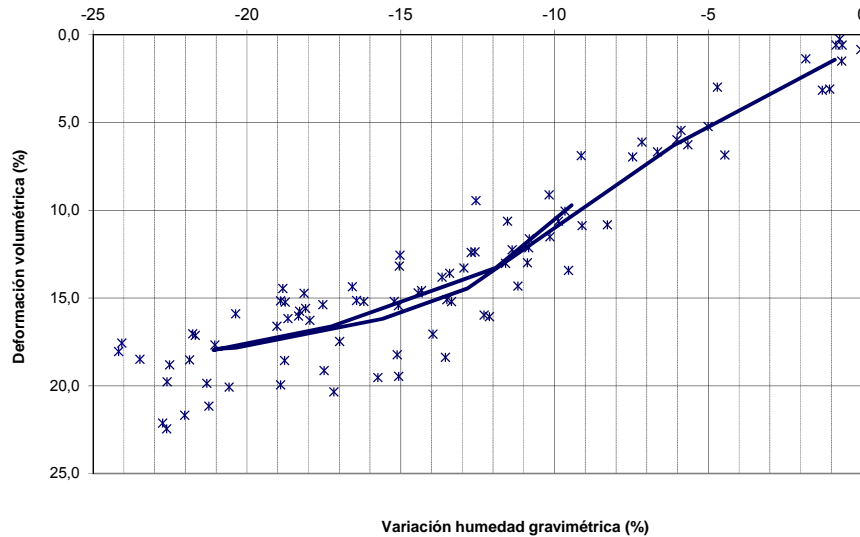


Figura 5-25. Deformación volumétrica del suelo en relación a la humedad ante cambios de succión para la muestra M7 sin tratar

Puede apreciarse una cierta linealidad en la relación, especialmente en el rango de modificaciones de humedad que podrían considerarse naturales desde la de compactación de 23,1% hasta un entorno al 9%, equivalente a una reducción de un 14%, desde que es posible asimilar a una expresión del tipo:

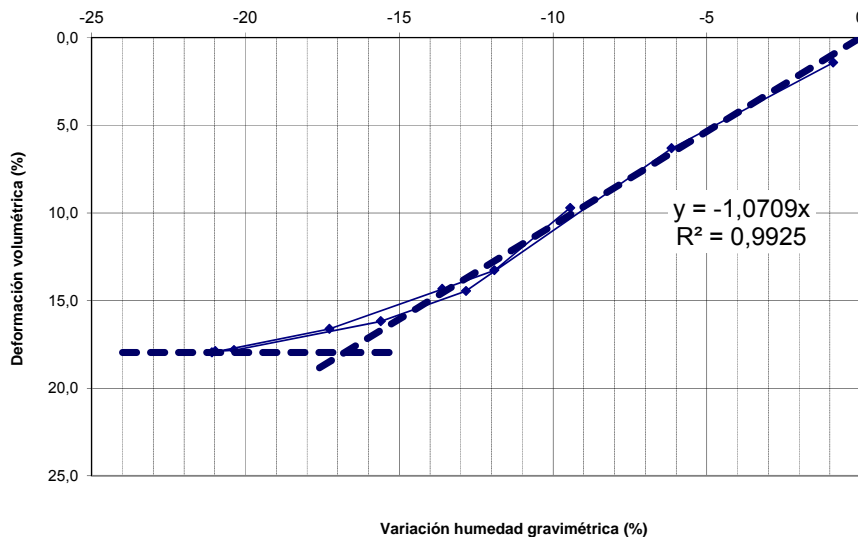


Figura 5-26. Ajuste lineal de la relación entre la deformación volumétrica y la humedad para la muestra M7 sin tratar

El valor del 9% establecido se corresponde con la succión de 82 MPa antes apuntada en que se produce el cambio de tendencia en la curva característica.

De estas trayectorias pueden ya en principio extraerse conclusiones sobre el comportamiento volumétrico de estas arcillas ante cambios de humedad, a partir de su compactación en las condiciones normalizadas representadas por la línea vertical.

Así, los previsible asientos derivados de procesos de desecación pueden alcanzar valores de hasta el 15% o superiores, cuestión habitualmente no contemplada en este tipo de suelos en los que suele preocupar más el comportamiento expansivo que las retracciones por secado.

La evolución en este sentido puede asimilarse a un comportamiento lineal proporcional al cambio de humedad con una pendiente de 1,071.

Por otra parte es posible identificar aproximadamente el límite de retracción del material como la humedad para la que deja de perder volumen en un proceso de secado. Así, corrigiendo los efectos de alteración que suavizan la curva de desecado puede estimarse este límite como el correspondiente en el ajuste anterior a la deformación volumétrica extrema, del 18,0 % lo que proporciona un valor del límite de retracción del 6,3%.

Finalmente, cabe analizar la deformación vertical producida, ε_z , deducida a partir de la medición de las alturas de las probetas, definiéndola como sigue:

$$\varepsilon_z = \frac{h_0 - h}{h_0}$$

Siendo h_0 la altura inicial de la probeta y h la correspondiente al momento en que se evalúa la deformación. La gráfica que se obtiene para esta magnitud es la que se recoge en la figura siguiente en la que, además, se aprecia un comportamiento aún más asimilable al lineal:

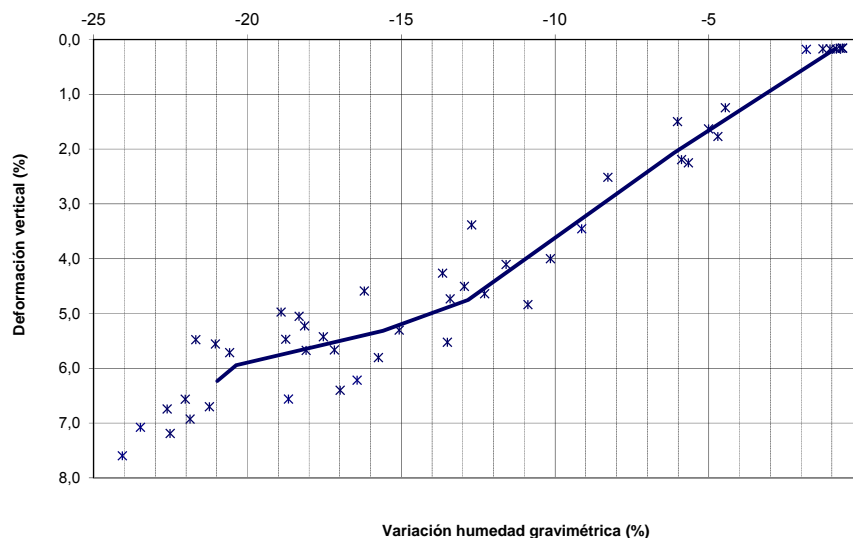


Figura 5-27. Deformación volumétrica del suelo en relación a la humedad ante cambios de succión para la muestra M7 sin tratar

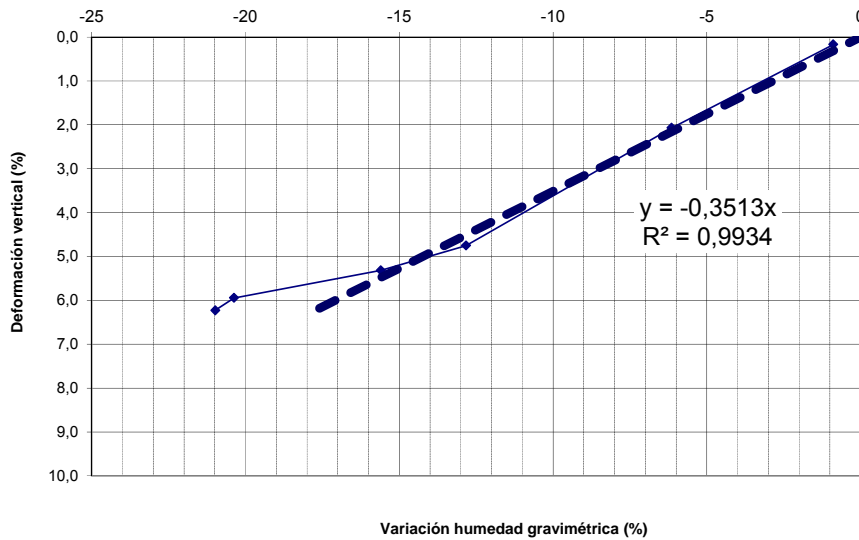


Figura 5-28. Ajuste lineal de la relación entre la deformación vertical y la humedad para la muestra M7 sin tratar

Cabe apuntar que la relación media detectada entre la deformación vertical y la volumétrica es de 0,315, si bien a partir de las correlaciones lineales el valor obtenido es de 0,328.

5.11.3.5 Modelización de la curva característica

La curva característica en su primera expresión de humedad gravimétrica frente a succión es posible modelarla igualmente a partir de estimar ajustes lineales en escala semilogarítmica para los distintos tramos diferenciados en cada una de las trayectorias descritas.

Un ajuste sencillo de alta correlación se ilustra en la gráfica siguiente:

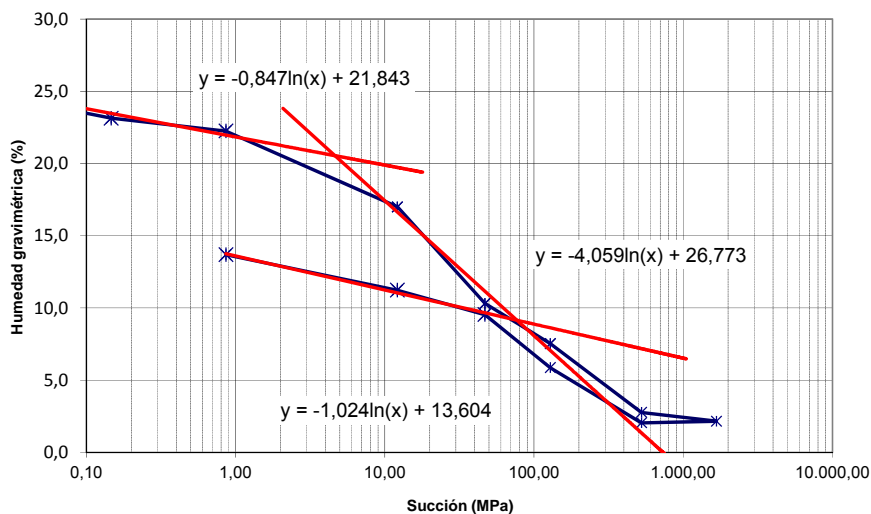


Figura 5-29. Modelización de la relación humedad-succión mediante tramos lineales para la muestra M7 sin tratar

De la intersección entre la recta inicial y la de secado se puede deducir el punto de entrada de aire, para el que se obtienen los siguientes valores:

- Succión: 4,64 MPa
- Humedad: 20,54 %

Ello indicaría que a partir de un secado relativamente discreto de -2,56% de humedad, el efecto de pérdida de volumen y asiento consiguiente empieza a manifestarse con una mayor rapidez.

También es posible modelizar la curva característica en términos de la propuesta de Fredlund y Xing (1994) a partir de la humedad volumétrica normalizada. En el caso presente se logra un buen ajuste mediante la expresión analítica propuesta por dichos autores para el conjunto de parámetros siguiente que proporciona un coeficiente de correlación R^2 de Pearson de 0,994:

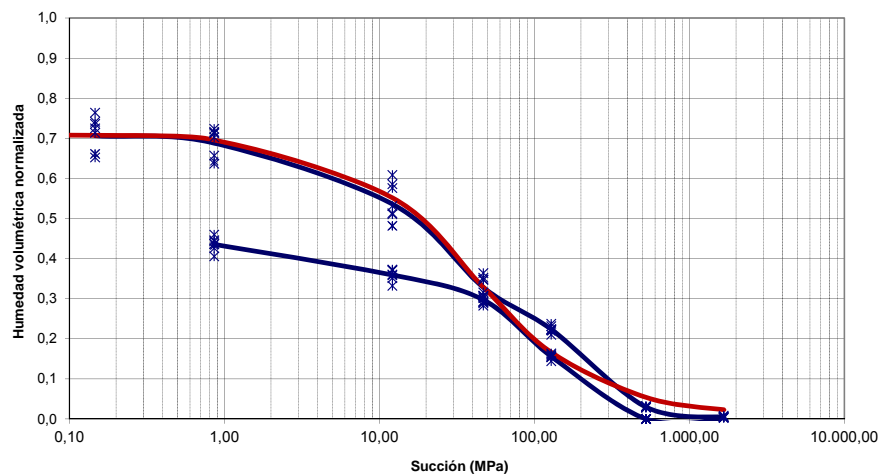


Figura 5-30. Ajuste de la curva característica a la expresión de Fredlund&Xing para la muestra M7 sin tratar

$$\theta = C(\psi) \cdot \frac{\theta_s}{\left[\ln\left(e + \frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m} = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln\left(1 + \frac{1.000.000}{\psi_r} \right)} \right] \cdot \frac{\theta_s}{\left[\ln\left(e + \frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m}$$

- $a = 30,0$ MPa (parámetro asociado al punto de inflexión de la curva)
- $n = 0,9$ (parámetro ligado a la pendiente de la curva en el tramo de secado)
- $m = 2,5$ (parámetro ligado a la simetría de la curva y el contenido residual de agua)
- $\psi_r = 1.000,0$ MPa (succión residual)

- $\theta_s = 0,71$ (humedad volumétrica en saturación)

5.12 ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN EN EDÓMETRO

5.12.1 Ensayo de consolidación convencional

Se ha realizado un ensayo de consolidación en edómetro hasta una tensión de 1.500 kPa cuyo resultado se ilustra en la siguiente curva edométrica:

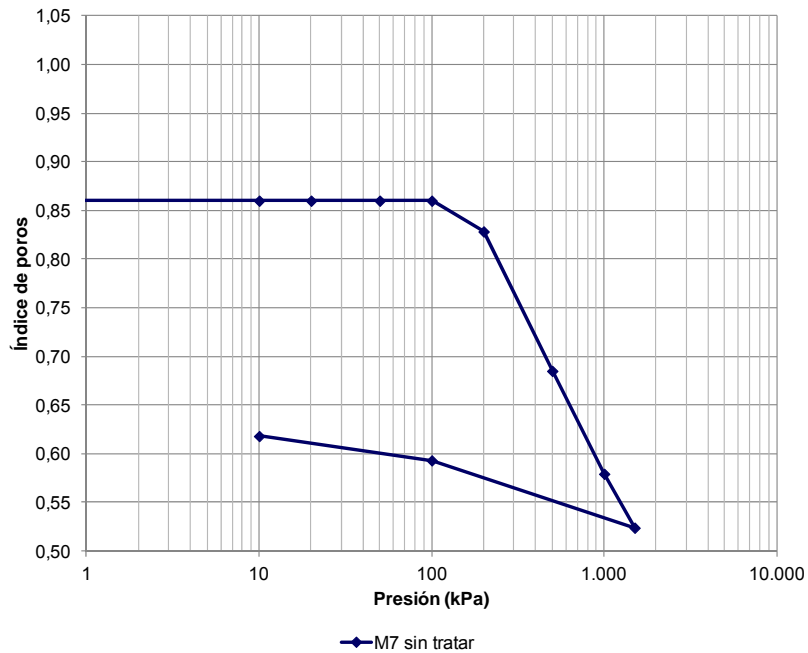


Figura 5-31. Curva edométrica para la muestra M7 sin tratar

Puede apreciarse un comportamiento deformacional bastante normal para el tipo de material analizado. En cuanto a los parámetros que se obtienen de dichas curvas, para la muestra normalizada, son los siguientes:

Índice de compresión C_c (escalón 200-1.500 kPa)	0,348
Índice de compresión C_c (escalón 500-1.500 kPa)	0,338
Índice de compresión C_c (escalón 1.000-1.500 kPa)	0,315
Índice de entumecimiento C_s	0,043
Módulo edométrico E_m (escalón 200-1.500 kPa)	7.806 kPa
Módulo edométrico E_m (escalón 1.000-1.500 kPa)	14.247 kPa
$C_c/(1+e_0)$	0,169

Tabla 5-2. Parámetros característicos de la curva edométrica de la muestra M7 sin tratar

Se aprecia en la curva que la compactación ilustra una cierta presión de preconsolidación que puede fijarse en torno a unos 100-120 kPa.

En cuanto a las curvas de consolidación obtenidas se recogen en el siguiente gráfico conjunto:

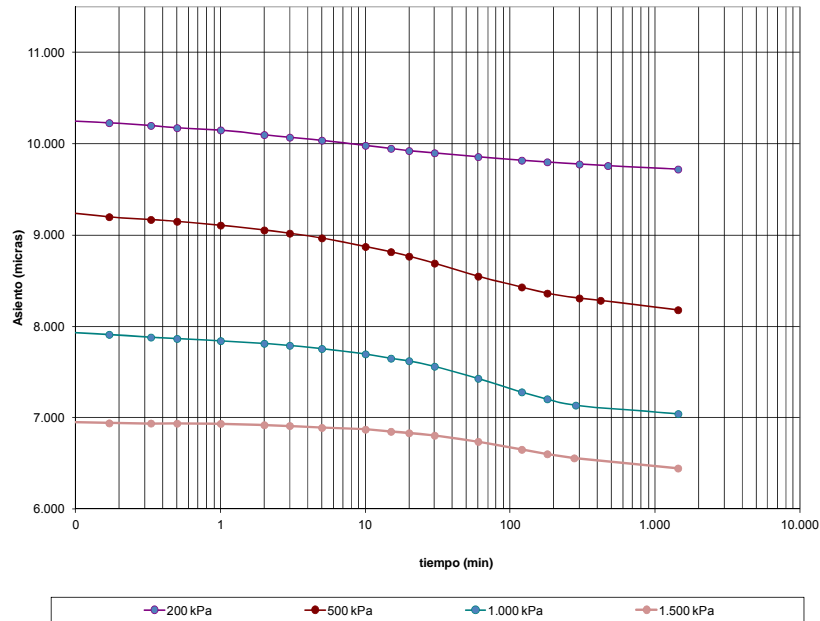


Figura 5-32. Curvas de consolidación para los distintos escalones del ensayo edométrico de la muestra M7 sin tratar

Como puede observarse no es hasta valores de presiones iguales o superiores a 200 kPa para los que se obtiene una consolidación con asiento, apreciándose hinchamiento en los primeros escalones de carga. Este resultado coincide con lo obtenido en los ensayos de hinchamiento ya descritos.

Para las curvas de 500 y 1.000 kPa, en que puede delimitarse claramente el final de la consolidación primaria, se han obtenido los valores del coeficiente de consolidación siguientes:

- $C_v (500 \text{ kPa}) = 1,79 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$
- $C_v (1.000 \text{ kPa}) = 6,73 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$

5.12.2 Ensayos edométricos a humedad constante

Como complemento a los estudios de deformabilidad convencionales con cambio de humedad, se han realizado ensayos para analizar el comportamiento de los suelos ante diferentes proporciones de humedad adaptando el dispositivo edométrico para mantener la humedad del suelo constante durante su deformación.

Para el suelo sin tratar se han estudiado 5 muestras con valores de humedad progresivos desde un entorno de la de referencia.

El comportamiento de los suelos bajo estas nuevas condiciones difiere sensiblemente de observado en los edómetros convencionales pues de una parte no se produce la saturación de la muestra y de otra no se permite la salida de agua de la misma, evitando la compresibilidad por este efecto. Esta diferencia se plasma en la curva edométrica comparada para la humedad de referencia según sigue:

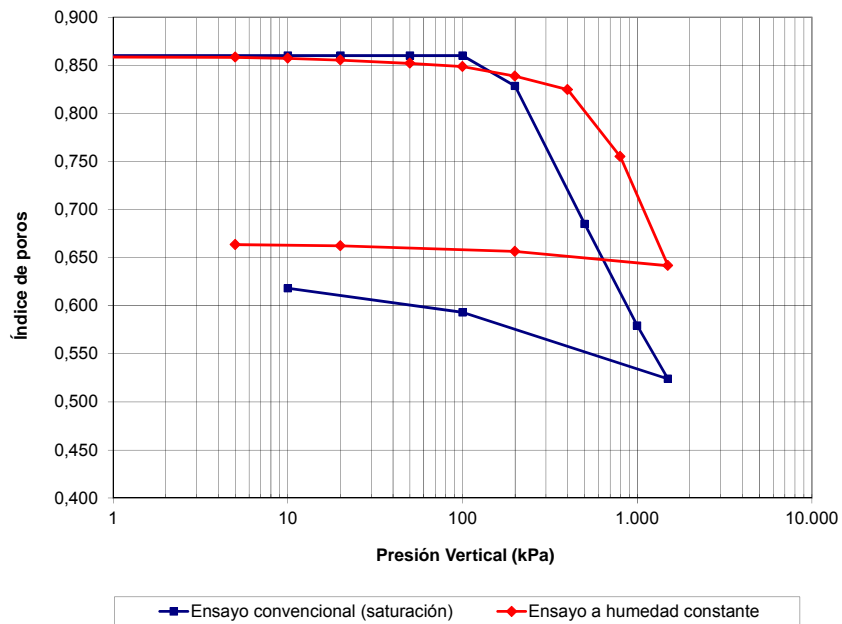


Figura 5-33. Curvas edométricas comparadas de un ensayo convencional saturado y un ensayo a humedad constante para la muestra de suelo sin tratar

Así, las curvas de consolidación (Figura 5-34) ilustran deformaciones casi instantáneas y tan sólo aparecen curvas en forma de “S” bajo las cargas más altas en las que el grado de saturación por la reducción de volumen podría alcanzar valores cercanos al máximo.

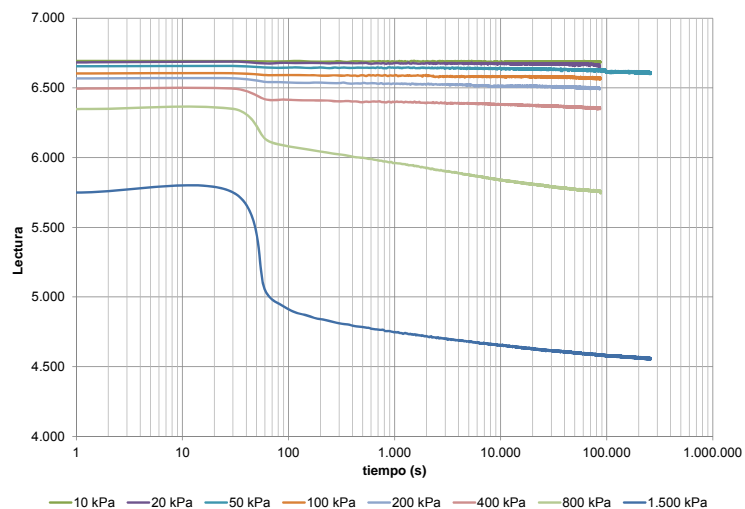


Figura 5-34. Curvas de consolidación del suelo sin tratar en edómetro a humedad constante

Otro efecto que puede apreciarse en la propia ejecución del ensayo es que no se manifiesta el hinchamiento que se consigue en el ensayo drenado por el efecto de la saturación.

En cuanto a la “presión de preconsolidación”, inducida por la compactación de las muestras, a partir de la cual se inicia la deformación más llamativa, aumenta sensiblemente.

Ello hace que, a pesar de que el índice de compresión presenta valores del mismo orden o mayores, se obtengan deformabilidades bastante inferiores. Esto tiene clara justificación dado que el ensayo no permite la salida del agua, sino tan sólo de aire.

Finalmente, el índice de hinchamiento es ligeramente menor.

En cuanto al resultado de las determinaciones para los distintos grados de humedad ensayados se ilustra en la serie de curvas edométricas siguientes:

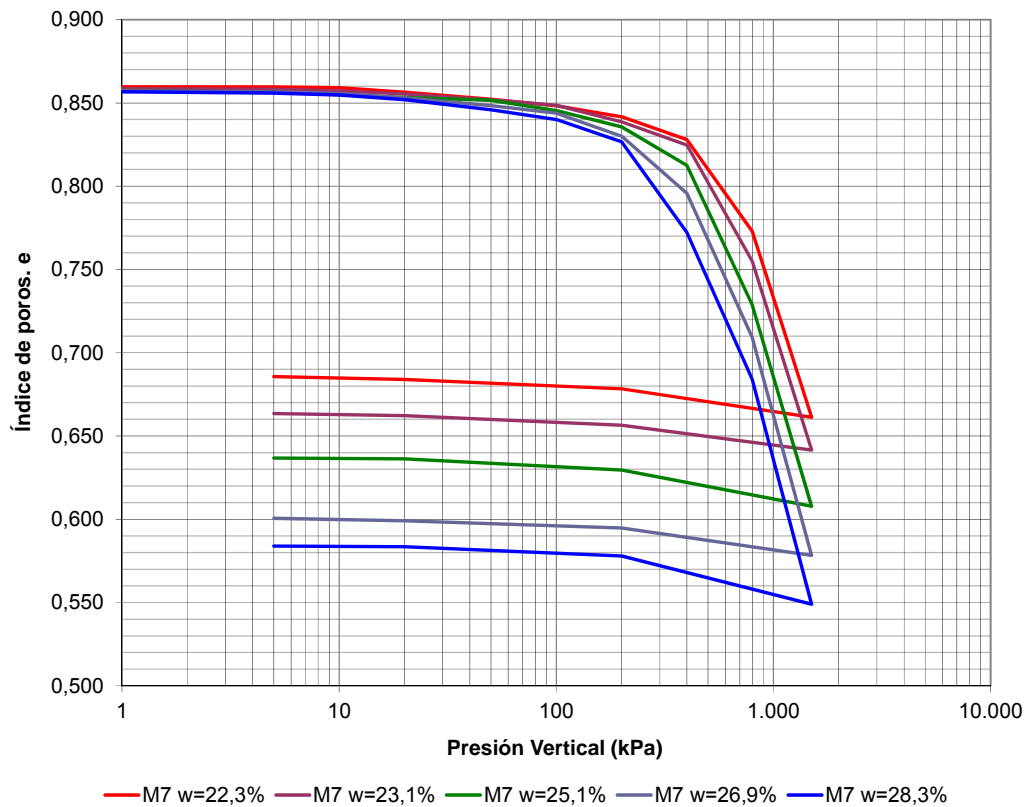


Figura 5-35. Curvas edométricas bajo humedad constante para el suelo sin tratar

Puede apreciarse un reblandecimiento del material con el incremento de humedad, así como que las presiones de preconsolidación a partir de las que el comportamiento se hace mucho más compresible se reducen progresivamente.

Así, la deformabilidad relativa en relación a la carga y humedad se ilustra en la siguiente gráfica:

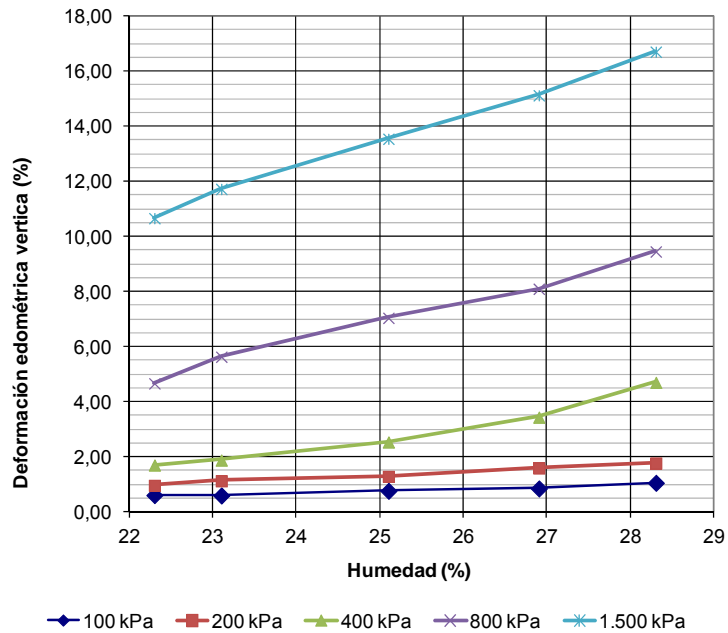


Figura 5-36. Deformación volumétrica de la muestra de suelo sin tratar en edómetro con humedad constante para distintas condiciones de presión y humedad

Un resumen de los parámetros de interpretación de las curvas anteriores se recoge en la tabla siguiente:

Humedad (%)	22,3	23,1	25,1	26,9	28,3
Índice de recarga C_s (escalones de 5-200 kPa)	0,005	0,004	0,005	0,004	0,004
Índice de compresión C_c (800-1.500 kPa)	0,408	0,415	0,443	0,479	0,494
Índice de poros final	0,661	0,642	0,608	0,578	0,549
Presión de preconsolidación estimada (kPa)	516	469	423	400	364
Deformación vertical máxima (1500 kPa)	10,68	11,74	13,56	15,14	16,72

Tabla 5-3. Parámetros característicos de las curvas edométricas para humedad constante en el suelo M7 sin tratar

Se aprecia una clara relación directa entre la deformación obtenida para cada escalón de carga aplicada y la deformación alcanzada en condiciones de confinamiento edométrico sin cambio de humedad para las distintas humedades.

Esta deformabilidad creciente puede también analizarse a través de los valores del índice de compresión noval y de la “presión de preconsolidación” como se recoge en la gráfica siguiente:

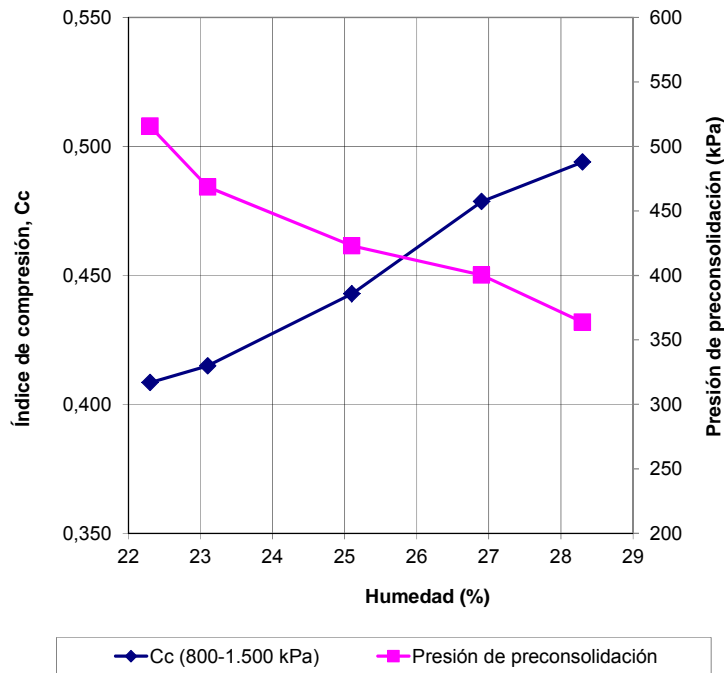


Figura 5-37. Evolución del índice de compresión y la presión de preconsolidación en ensayos edométricos con humedad constante para la muestra M7 sin tratar

5.13 ENSAYOS DE RESISTENCIA

5.13.1 Resistencia al corte

Como una primera fase del estudio de la resistencia y su mejora con la aplicación de la cal, se ha caracterizado el material mediante ensayos en aparato de corte directo con la singularidad de que durante dichos ensayos se han mantenido las muestras con su humedad de compactación, es decir, sin saturación.

Las condiciones de ensayo han sido UU, es decir, sobre las muestras compactadas sin consolidación previa adicional y en corte rápido.

Los resultados obtenidos se recogen en las gráficas siguientes (Figura 5-38 y Figura 5-39), de las que se deducen mediante interpolación lineal del criterio de rotura, los valores de los parámetros resistentes de Mohr Coulomb que a continuación se recogen:

- $c_u = 185 \text{ kPa}$
- $\varphi_u = 32,85^\circ$

Puede apreciarse la existencia de un ángulo de rozamiento interno no despreciable, a pesar del tipo de ensayo y material empleado, justificable en las condiciones de saturación parcial del mismo. Por otra parte, el valor de cohesión es superior al que podría deducirse a partir de la resistencia a

compresión simple determinada en los ensayos del paratado próximo, debido al efecto de la succión en la muestra ensayada.

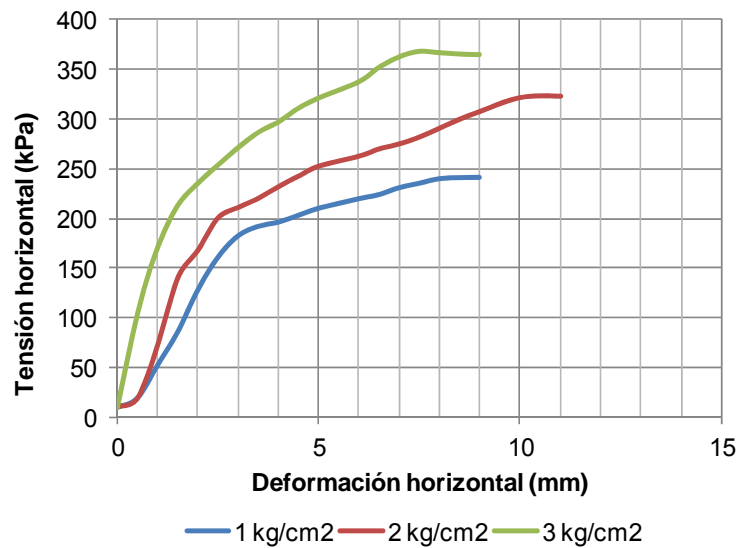


Figura 5-38. Curvas de rotura en ensayo de corte directo UU sin saturación para la muestra M7 sin tratar

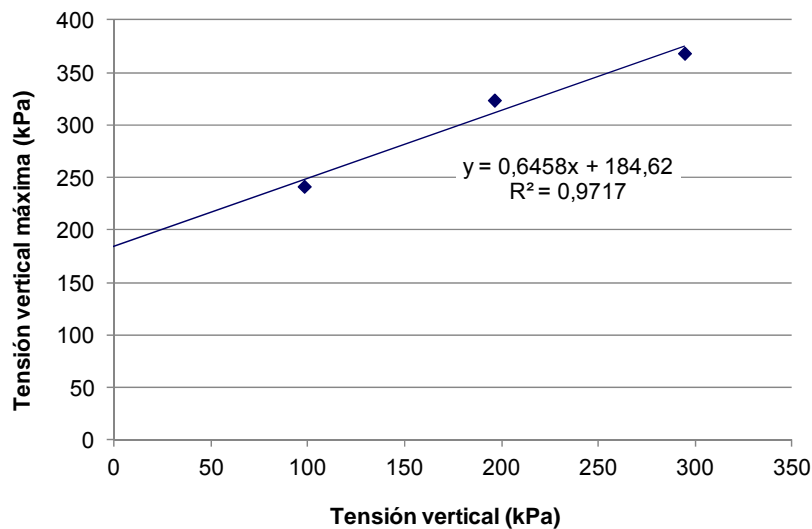


Figura 5-39. Ajuste lineal de los resultados del ensayo de corte directo

5.13.2 Resistencia a compresión simple

Finalmente, se han ensayado un total de 19 probetas cilíndricas preparadas en las condiciones de referencia de densidad con diferentes humedades, tanto por debajo como por encima de la óptima de compactación, manteniendo el índice de poros.

Los resultados se ilustran en la gráfica siguiente en relación a la humedad de la probeta:

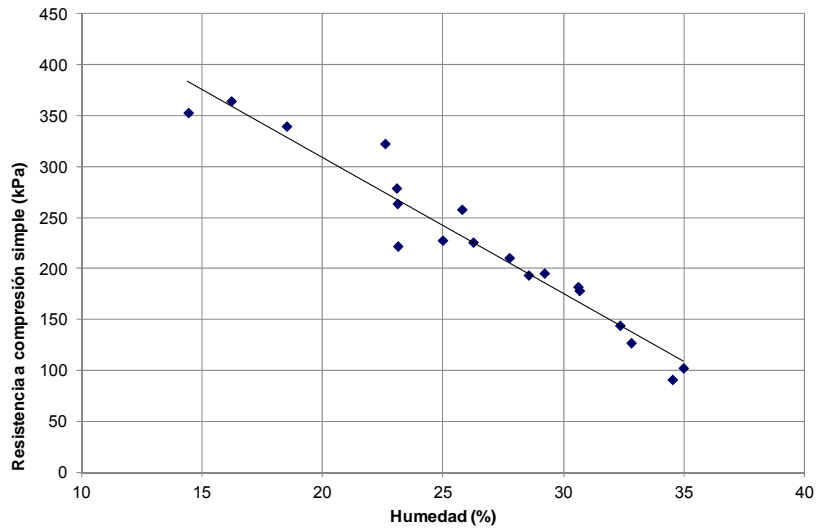


Figura 5-40. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 sin tratar

Puede apreciarse un claro decrecimiento casi lineal de la resistencia en función de la humedad. Según la interpolación recogida, la resistencia a compresión simple del material para la humedad de compactación del 23,1% es de 268 kPa.

Otra observación se correspondería con las diversas formas de rotura de las probetas asociadas a la humedad, según se ilustra en las imágenes siguientes:

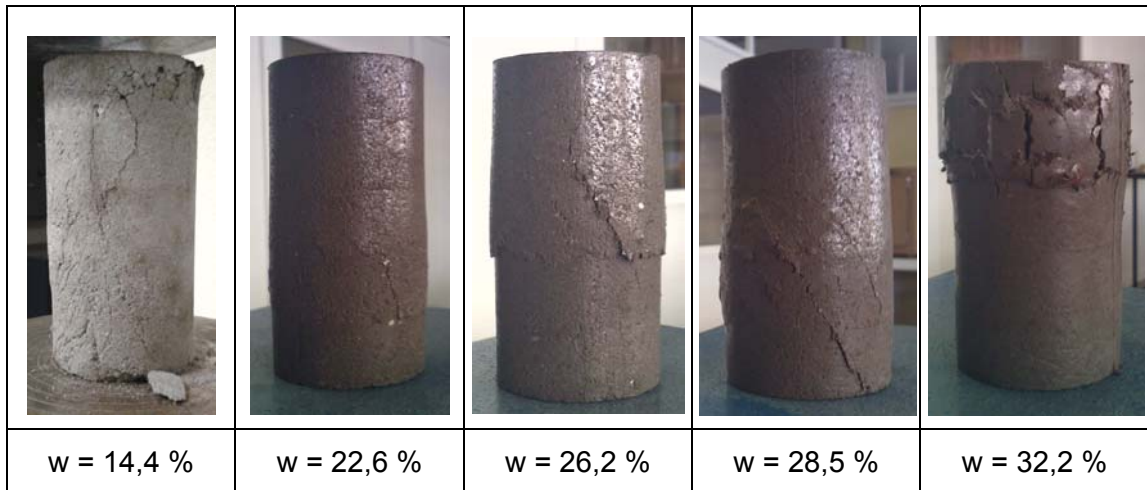


Figura 5-41. Formas de rotura a compresión simple de las probetas de M7 sin tratar con diferentes humedades

6 ENSAYOS DEL SUELO TRATADO CON CAL

A continuación se recogen los resultados obtenidos en los ensayos realizados con las mezclas de suelo cal, recogiendo en forma conjunta los resultados para las adiciones del 2 y 3% con las de la muestra de suelo sin tratar para deducir los cambios de forma directa, si bien en el capítulo siguiente se analizan en detalle dichas transformaciones.

6.1 DETERMINACIÓN DEL PH

La evolución del pH con la adición de cal se recoge en la tabla siguiente:

Muestra	Suelo en blanco	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
pH	9,3	11,4	12,3

Tabla 6-1. Valores del pH de las muestras sin tratar y tratadas

Se aprecia la directa basificación del medio por la adición de la cal, elevando el pH hasta la proximidad de los máximos valores posibles con las proporciones de cal aplicadas.

6.2 PLASTICIDAD

La evolución de los límites de Atterberg del suelo con la adición de la cal proporciona los resultados siguientes:

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Límite líquido	67,0	51,5	50,0
Límite plástico	30,8	41,5	40,9
Índice plasticidad	36,2	10,0	9,1

Tabla 6-2. Límites de Atterberg de las muestras de suelo sin tratar y tratadas

Recogidos sobre la carta de plasticidad de Casagrande, los valores anteriores muestras la modificación de las características del suelo según sigue:

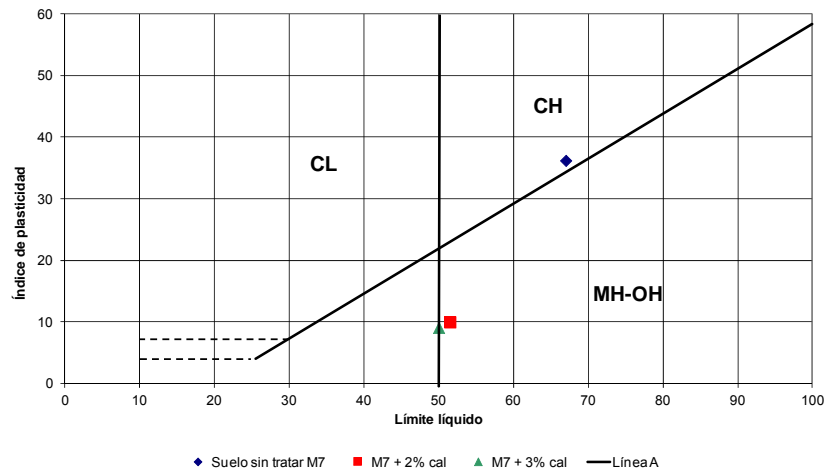


Figura 6-1. Representación de la muestra M7 con distintas proporciones de cal en la carta de plasticidad de Casagrande

6.3 ENSAYOS DE COMPACTACIÓN

Se han realizado los ensayos de compactación próctor normal sobre muestras de las mezclas preparadas con las proporciones de cal establecidas, obteniendo las curvas de compactación características que se recogen en el gráfico siguiente:

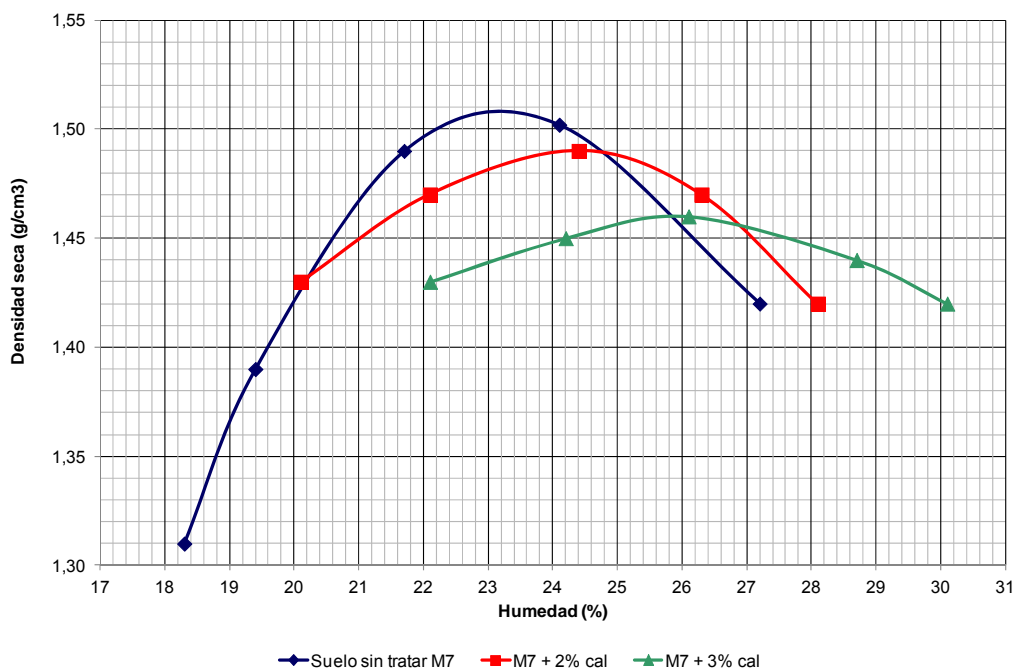


Figura 6-2. Evolución de las curvas de compactación del ensayo próctor normal con la adición de cal

La modificación de las características de compactación, asociada a los cambios en la estructura del suelo, responde así al comportamiento general que ilustra una reducción de la densidad máxima y un aumento de la humedad óptima a medida que se incrementa el contenido en cal. También se aprecia el aplanamiento de las curvas a mayores adiciones.

Los valores máximos asociados a las curvas de compactación para cada una de las muestras se resumen en la tabla siguiente:

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Densidad máxima (g/cm ³)	1,51	1,49	1,46
Humedad óptima (%)	23,1	24,4	26,1

Tabla 6-3. Valores de densidad máxima y humedad óptima del ensayo de compactación próctor normal para las muestras sin tratar y tratadas

6.4 DENSIDAD RELATIVA DE LAS PARTÍCULAS DEL SUELO

Sobre las mezclas preparadas se ha realizado esta determinación conforme a la norma UNE 103302:1994 obteniendo valores medios muy similares que apenas difieren en el tercer decimal, por lo que se expresan en dichos términos en la tabla siguiente:

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Densidad de las partículas de suelo (g/cm ³)	2,668	2,672	2,678

Tabla 6-4. Peso específico de las partículas sólidas del suelo sin tratar y tratado con cal

6.5 HUMEDAD DE SATURACIÓN

Al igual que se ha hecho con el suelo sin tratar, es posible estimar el índice de poros y grado de saturación para los valores de máxima compactación según sigue:

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Índice de poros, e	0,767	0,793	0,834
Humedad de saturación (%)	28,20	29,12	30,56
Grado de saturación (%)	81,9	83,8	85,4

Tabla 6-5. Índice de poros y humedad de saturación para muestras compactadas al 100% de la densidad máxima del ensayo próctor normal

Para las muestras que serán objeto de investigación posterior, preparadas en condiciones de próctor normal a un 95% de la densidad máxima con la humedad óptima, los valores de la densidad, índice de poros y humedad de saturación serán:

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Densidad de compactación (95 % PN)	1,43	1,42	1,39
Humedad óptima (%)	23,1	24,4	26,1
Índice de poros, e	0,860	0,888	0,931
Grado de saturación al 95% PN (%)	73,1	74,9	76,6
Humedad al 100% de saturación (%)	31,62	32,59	34,10

Tabla 6-6. Parámetros volumétricos y humedad de las muestras de suelo sin tratar y tratadas al 95% de la densidad máxima del ensayo próctor normal

Como contraste de dichas estimaciones se ha realizado ensayos de saturación en célula edométrica sin permitir hinchamiento sobre probetas preparadas en las condiciones establecidas, obteniendo por este método los siguientes resultados:

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Humedad de saturación (%)	31,39	32,12	33,95

Tabla 6-7. Humedad de saturación de las muestras de suelo inundadas en condiciones edométricas sin permitir hinchamiento

6.6 CAMBIOS VOLUMÉTRICOS POR SATURACIÓN

Sobre sendas probetas preparadas en las condiciones establecidas de humedad óptima y 95% de la densidad máxima del ensayo próctor normal, se han realizado ensayos de cambios volumétricos bajo saturación y carga en el aparato edométrico.

6.6.1 Hinchamiento libre

Los ensayos de hinchamiento libre en edómetro según UNE 103601:1996 bajo carga de 10 kPa han proporcionado para las distintas mezclas y condiciones de curado, los resultados que se ilustran a continuación:

Hinchamiento libre (%)			
Días de curado	M7	M7 + 2% CaO	M7 + 3% CaO
0	10,6	2,68	1,63
3	--	0,91	0,02
7	--	0,73	0,02
18	--	0,11	0,015
28	--	0,008	0,008

Tabla 6-8. Resultados del ensayo de hinchamiento libre en edómetro para la muestra sin tratar y tratada con diferentes períodos de curado

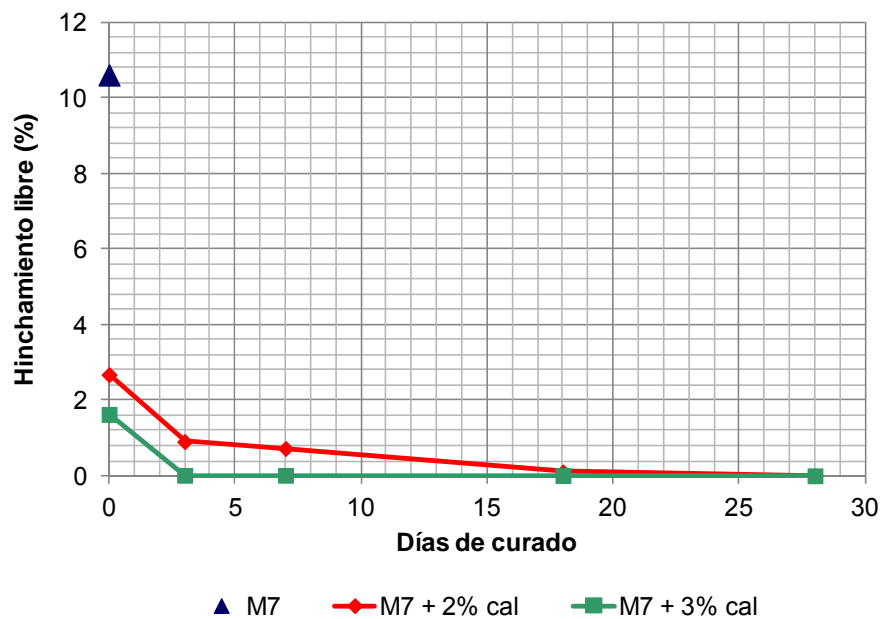


Figura 6-3. Gráfica de resultados del ensayo de hinchamiento libre en edómetro para la muestra sin tratar y tratada con diferentes períodos de curado

El efecto obtenido es la desaparición del riesgo de hinchamiento, inicialmente cuantificado en un 10,6 %. No obstante, puede apreciarse cómo la desaparición del hinchamiento en ocasiones no se alcanza inmediatamente, sino que requiere algunos días de curado (Figura 6-3).

6.6.2 Presión de hinchamiento en edómetro

Los ensayos de presión de hinchamiento en edómetro según UNE 103602:1996 han proporcionado los siguientes resultados:

Presión de hinchamiento (%)			
Días de curado	M7	M7 + 2% CaO	M7 + 3% CaO
0	238	35,8	14,7
3	--	12,2	2,6
7	--	7,7	0,6
18	--	3,4	0,6
28	--	3,8	0,3
34	--	1,3	--

Tabla 6-9. Resultados del ensayo de presión de hinchamiento en edómetro para la muestra sin tratar y tratada con diferentes períodos de curado

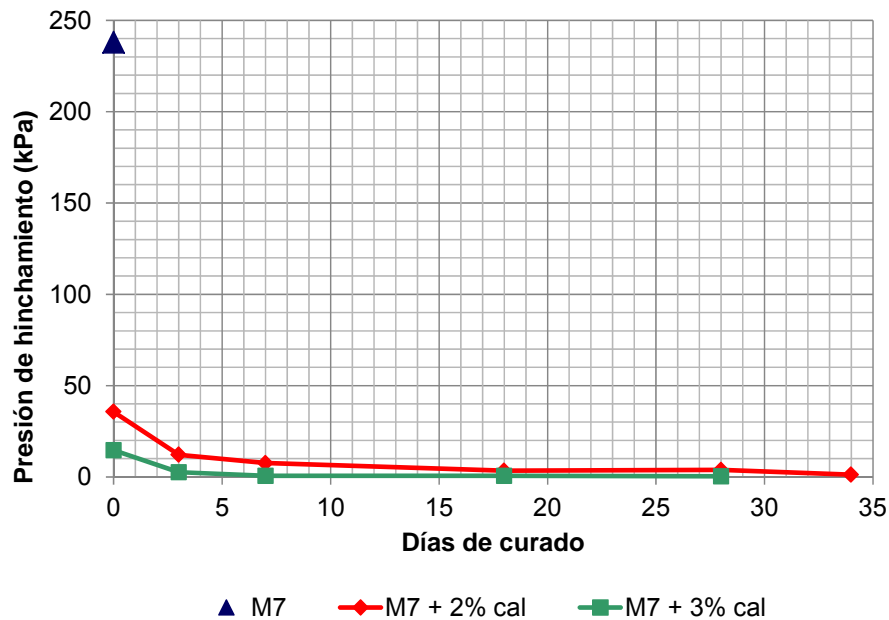


Figura 6-4. Gráfica de resultados del ensayo de presión de hinchamiento en edómetro para la muestra sin tratar y tratada con diferentes períodos de curado

De nuevo se confirma a través de este ensayo la eliminación del comportamiento expansivo hasta valores marginales o casi nulos, si bien al igual que con el ensayo de hinchamiento libre la desaparición no se alcanza

hasta unos días de curado en el caso de la muestra tratada con el 2% de cal (Figura 6-4).

6.6.3 Ensayo de colapso

El resultado del ensayo de colapso según la norma UNE 103406:2006 bajo presión de 200 kPa según establece el PG-3 no ha ilustrado un agravamiento del ya de por sí mínimo riesgo detectado en el suelo sin tratar.

6.6.4 Ensayo de inundación bajo carga

Al igual que se realizó sobre el material sin estabilizar, sobre la muestra tratada con el 2% de cal se han realizado sendos ensayos de inundación bajo carga mediante un doble ensayo edométrico de consolidación bajo humedad natural y de inundación bajo los valores extremos de las cargas. Las muestras ensayadas con mezcla de cal han sido sometidas a 3 días de curado.

No se ha ensayado la mezcla con el 3% de cal debido a que ya ilustraba un hinchamiento casi nulo.

Las gráficas de comportamiento de ambas probetas se recogen en la figura siguiente que compila todos los ensayos, con y sin cal, con objeto de apreciar la diferencia de comportamiento:

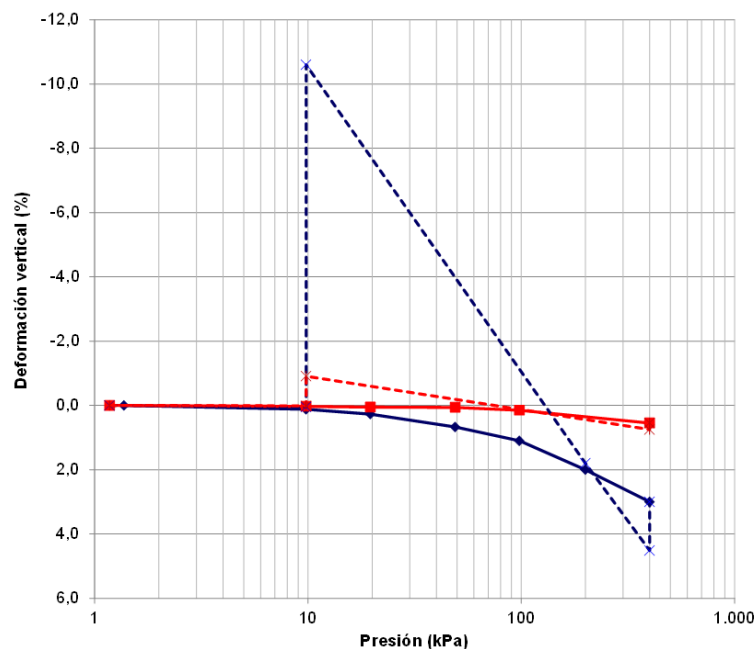


Figura 6-5. Ensayo de inundación bajo carga sobre muestra de suelo sin tratar y con el 2% de cal a los 3 días de curado

Puede apreciarse como se reduce la presión de hinchamiento nulo desde el valor inicial de 225 kPa a valores cercanos a 100 kPa, poco

representativos de todas formas dada las mínimas magnitudes de hinchamiento medidas.

6.7 POROSIMETRÍA

Se han realizado sendas determinaciones de porosimetría por inyección de Hg en las muestras de suelo tratado bajo distintas condiciones de curado, con objeto de evaluar no sólo el efecto de la aplicación de la cal, sino también el de su proceso de actuación con el tiempo.

A continuación se resumen los resultados comparados de las distintas muestras. Con objeto de no extender en exceso la ilustración de las distintas muestras analizadas y las diferentes salidas, se han agrupado en función de los factores condicionantes.

6.7.1 Muestras sin curado

Se reúnen en primer lugar los resultados de las muestras correspondientes a los suelos tratados con cal sin que transcurra plazo alguno de curado, comparados con la muestra sin tratar. En ellos se plantea analizar el efecto inmediato de la cal.

El primer análisis pasa por la comparación de las curvas de admisión de mercurio (Figura 6-6) que ilustran la uniformidad de la distribución de tamaño de los poros.

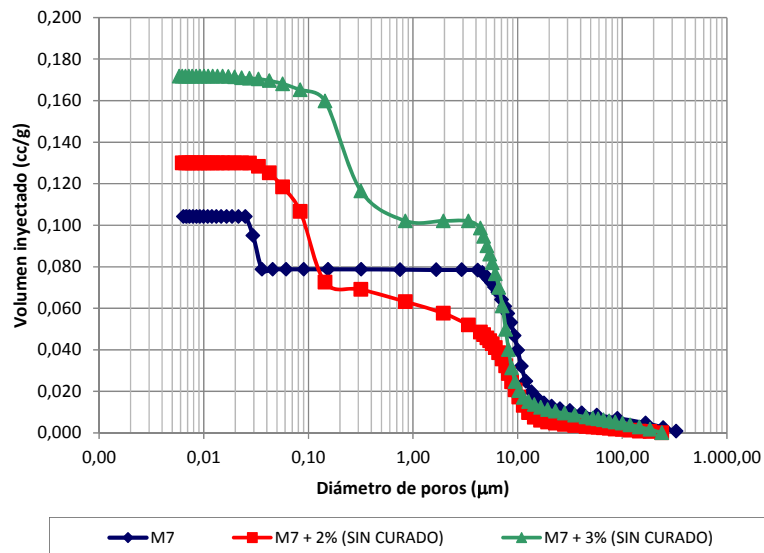


Figura 6-6. Comparación de las curvas de intrusión de mercurio en la muestra sin tratar y con cal, sin curado

En estas curvas se aprecia que la adición de cal tiene un efecto inmediato de incremento de la porosidad, atribuido a la floculación de las partículas. Aunque las curvas con cal son muy similares a nivel de macroporosidad, se observa un resultado relativamente irregular en los poros

menores, si bien su importancia es muy limitada pues se trata de una situación transitoria.

Otra observación clara es que en los primeros instantes se mantiene la bimodalidad en la distribución de tamaño de poros, marcándose dos valores característicos en todas las curvas.

Sin embargo, lo que sí sufre una modificación es la relevancia de cada uno de los grupos de poros, ilustrándose una mayor distribución del volumen en el rango de los microporos así como un ligero incremento de su tamaño:

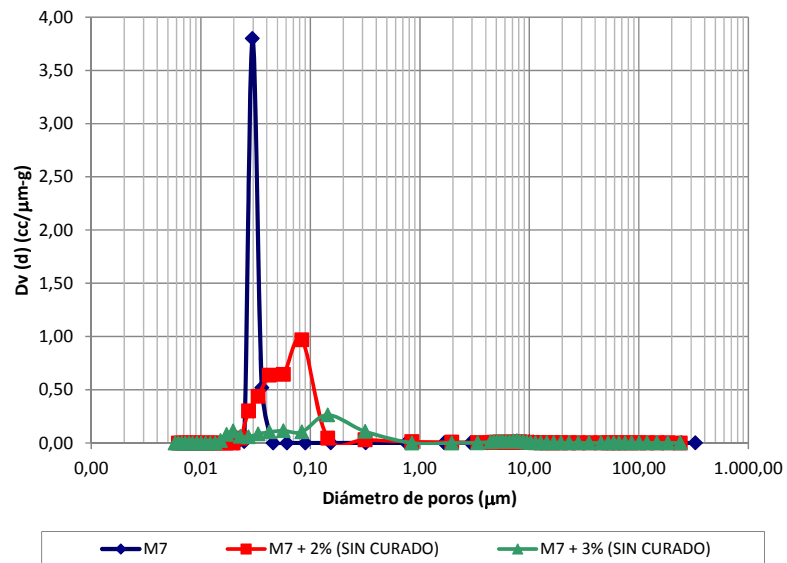


Figura 6-7. Curva de intrusión incremental para muestras sin tratar y tratadas sin curar

Esta primera figura, que ilustra el comportamiento de la franja de microporos, no aporta información sobre los macroporos, como sí lo hace la función de distribución de poros siguiente:

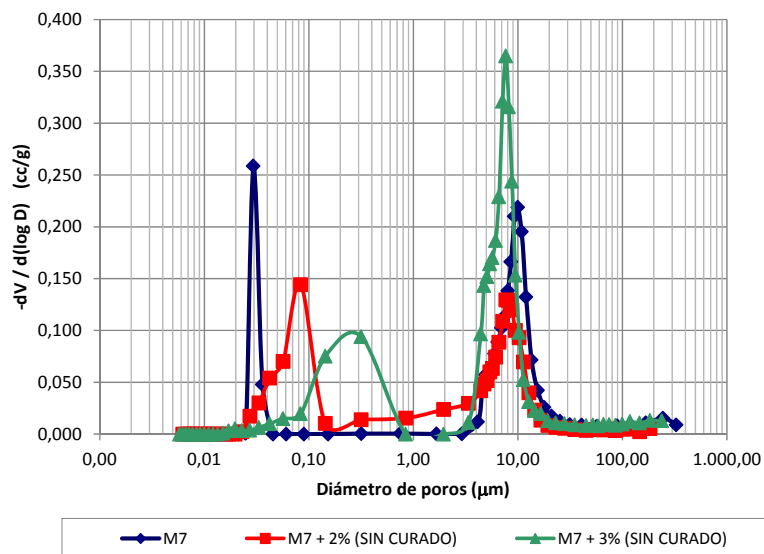


Figura 6-8. Función de distribución volumétrica de poros para la muestra sin tratar y tratada sin curado

En esta gráfica se aprecian claramente los efectos inmediatos de la cal asociados a los procesos de floculación de partículas. Así, se ilustra cómo el diámetro característico de la microporosidad aumenta hasta cuadruplicarse, mientras que el correspondiente a los poros intergranulares o macroporosidad apenas se modifica.

En cuanto al volumen de los grupos de poros, con la adición del 3% de cal el efecto es más evidente y también se consigue un mayor reparto del volumen inyectado en los microporos, manifestado en un ensanche del pico de la curva.

A nivel de macroporosidad, también se observa un aumento del volumen total progresivo con el contenido de adición.

La función de índice de densidad de poros en número, según la figura siguiente, ilustra cómo se produce una más continua distribución de los tamaños de poros, concentrados inicialmente en un 90% en torno a un valor en la muestra en blanco:

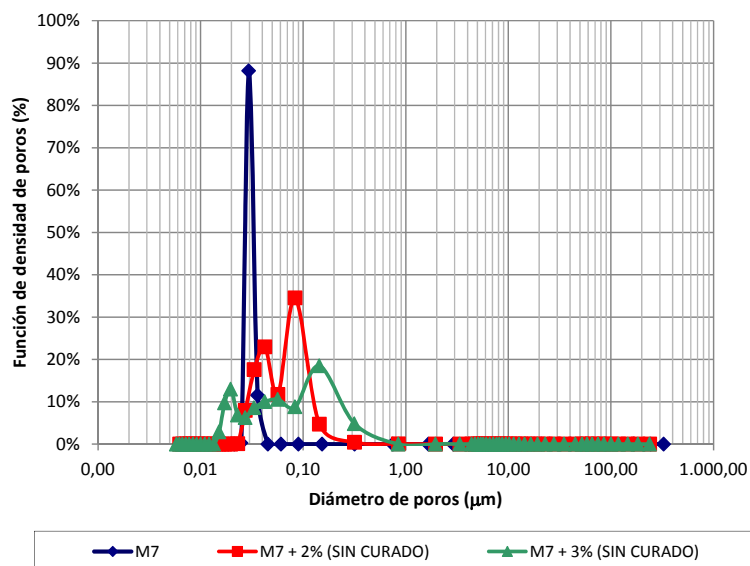


Figura 6-9. Función del índice de densidad del número de poros para muestra sin tratar y tratada sin curado

6.7.2 Efectos del curado

Se han analizado muestras tratadas con el 2% de cal sometidas a 7 y 28 días de curado para observar su comportamiento, según se ilustra y comenta de las figuras siguientes.

En primer lugar, las curvas de inyección de mercurio informan sobre una evolución de la porosidad de manera que a medida que transcurre el curado se pierde la bimodalidad de la curva hacia una distribución más continua:

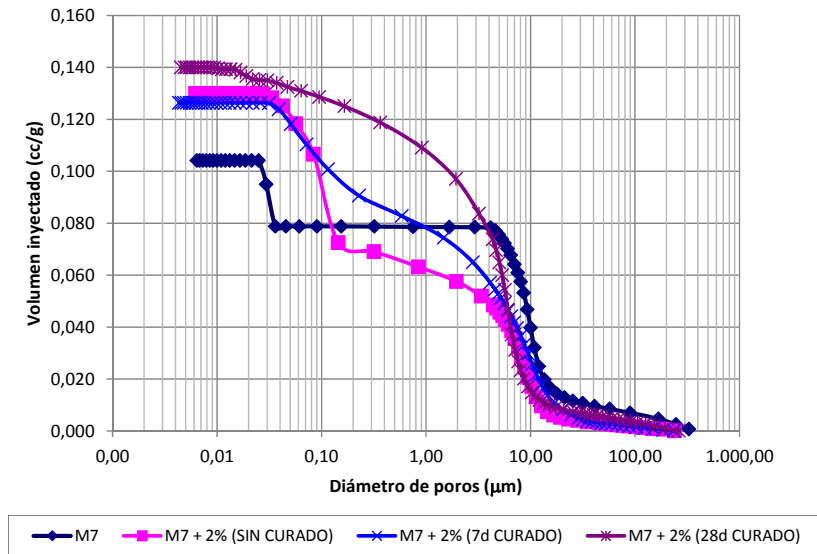


Figura 6-10. Curvas de intrusión para muestra tratada con el 2% de cal a diferentes edades

Como se ha comentado, el mayor volumen de inyección de mercurio ilustra el incremento de porosidad producido en los suelos tratados con cal.

La ponderación de los tamaños de poros se estudia a partir de la función de distribución de volumen de la que se deduce una evolución que lleva a una situación final en que se aprecia un incremento de la microporosidad ilustrado en el área contenida bajo la curva, acompañado de una mayor continuidad en los tamaños de poros característicos:

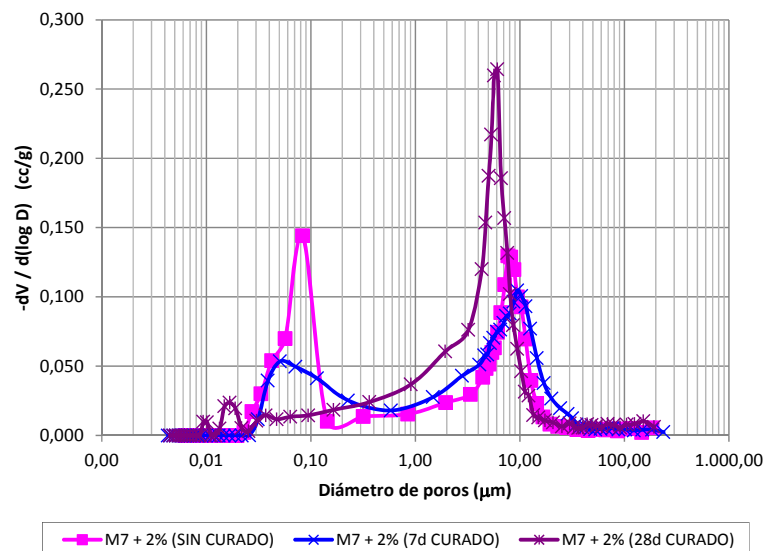


Figura 6-11. Curva de distribución del volumen de poros para la muestra tratada con el 2% de cal a diferentes edades de curado

La función de densidad del número de poros también ilustra cómo en la franja de microporos se produce un reparto a una distribución más continua:

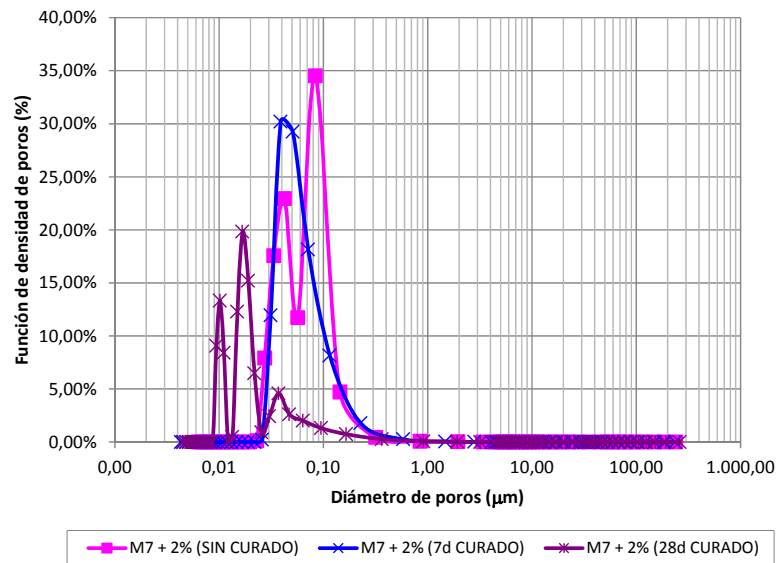


Figura 6-12. Función de densidad de poros para la muestra tratada con el 2% de cal a diferentes edades de curado

6.7.3 Resultado global tras el curado

El efecto final del tratamiento, una vez producida la reacción puzolánica que conlleva la aparición de productos en los poros que afectan a su tamaño, se recoge en las siguientes gráficas comparativas de la distribución de poros en la muestra sin tratar y en los tratamientos con 2 y 3% de cal a 28 días.

En primer lugar, el volumen inyectado ilustra el aumento definitivo de la porosidad a nivel global, especialmente con el 3% de cal. También se aprecia la pérdida de la bimodalidad en la curva de distribución:

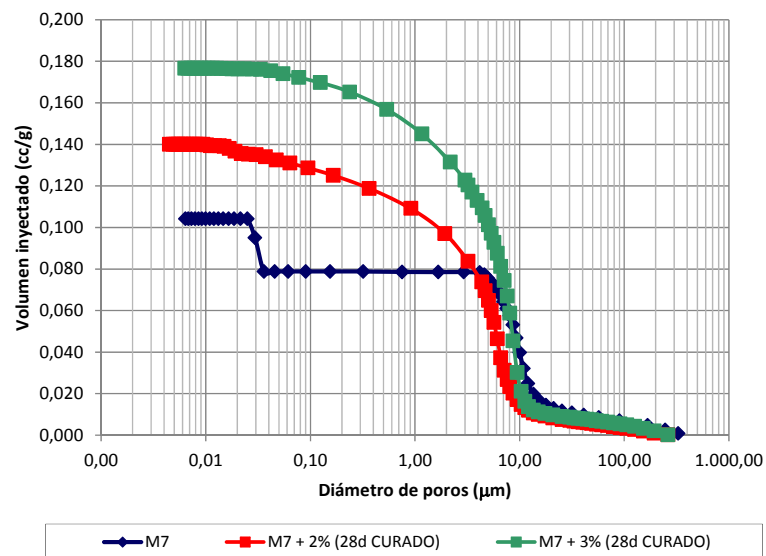


Figura 6-13. Curvas de intrusión para la muestra sin tratar y tratada tras 28 días de curado

En las curvas de intrusión incremental (Figura 6-14) y funciones de densidad de poros (Figura 6-15) se observa que pierde relevancia el grupo de microporos en cuanto al volumen total aunque suponen la proporción más alta de huecos y se potencia el de los poros intergranulares que apenas modifica su tamaño de referencia en alguna micra. Sin embargo, en cuanto al tamaño, la posible referencia de los microporos sí que ilustra cambios que en el caso del 2% de cal supone una reducción mientras que para el 3% supone un ligero aumento.

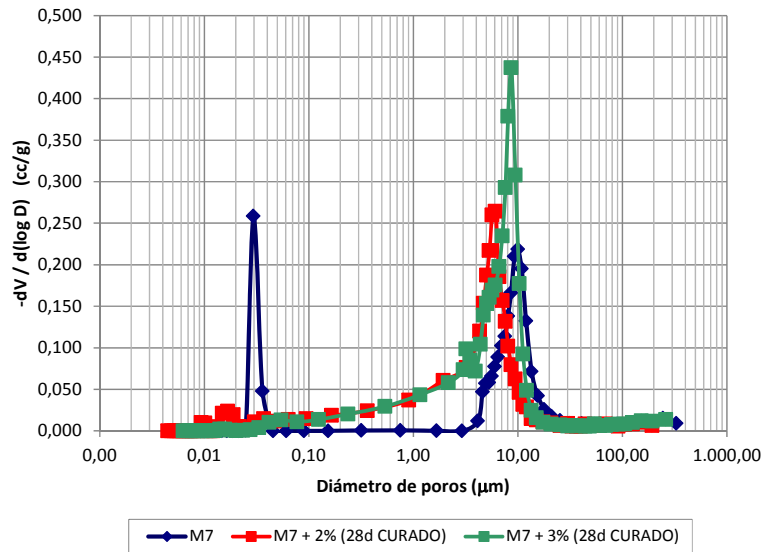


Figura 6-14. Curvas de intrusión incremental para el suelo sin tratar y tratado tras 28 días de curado

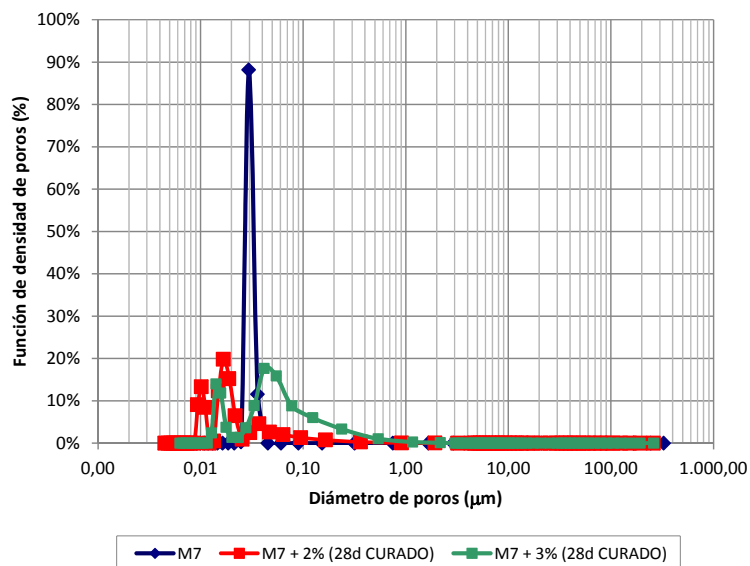


Figura 6-15. Función de densidad numérica de poros para el suelo sin tratar y tratado tras 28 días de curado

6.8 CARACTERIZACIÓN Y CAMBIOS EN LA SUCCIÓN

6.8.1 Tiempo de estabilización

En este caso, al igual que se realizó para las muestras de suelo sin tratar, se han ensayado probetas de cada tipo de tratamiento, con adición del 2 y 3% de cal, en sendos aparatos de membrana de presión.

Como complemento, y con objeto de valorar la influencia del curado en el comportamiento de las mezclas, se han ensayado muestras sin curado y con un período de 7 días.

Los resultados se ilustran de forma conjunta en la gráfica siguiente de evolución de la masa de las diferentes pastillas:

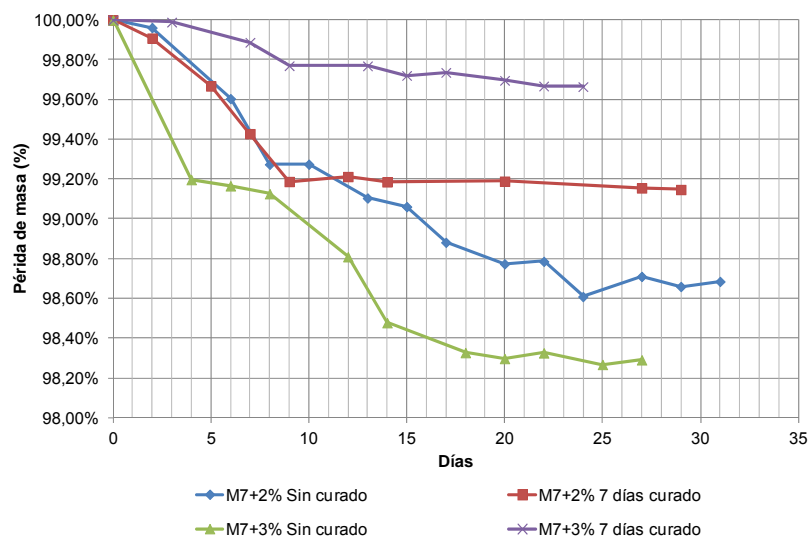


Figura 6-16. Gráfica de pérdida de peso de muestras de suelo tratadas con 2 y 3% de cal sometidas a succión para determinar el tiempo de estabilización con diferentes plazos de curado

Puede apreciarse la casi horizontalidad de las curvas una vez que se ha producido un relativo curado de las muestras. Hay que indicar que a estos efectos el propio ensayo ya proporciona un plazo adicional de curado al provocado antes del mismo.

A la vista de estos resultados se ha estimado suficiente un tiempo de estabilización de 18 días.

6.8.2 Caracterización de succión inicial mediante papel de filtro

Se han realizado las determinaciones de la succión de la muestra en las condiciones iniciales de fabricación con los dos contenidos de cal estudiados valorando la misma a los 28 días de curado con objeto de contemplar la posible influencia que sobre el contenido en agua tenga la cal añadida.

Los resultados obtenidos para la succión inicial son:

- Mezcla 2% cal: $\psi = 253 \text{ kPa}$
- Mezcla 3% cal: $\psi = 278 \text{ kPa}$

Para poner en relativo los valores obtenidos, cabe recordar que la succión inicial determinada para la muestra de suelo sin tratar proporcionó un valor medio de 147 kPa.

6.8.3 Curvas características

Al igual que sobre el suelo sin tratar, para cada proporción de adición de cal se han determinado las curvas características mediante ensayos de equilibrio de vapor sobre 8 muestras de cada mezcla.

Se recogen en los apartados siguientes los resultados obtenidos en los términos más explícitos deducidos ya en el estudio del suelo sin tratar. Para una mejor comparación se han expuesto de forma secuencial los resultados las dos mezclas, 2% y 3% de cal, en cada uno de los tipos de gráfico presentados, todos ellos a la misma escala.

6.8.3.1 Relación humedad gravimétrica-succión

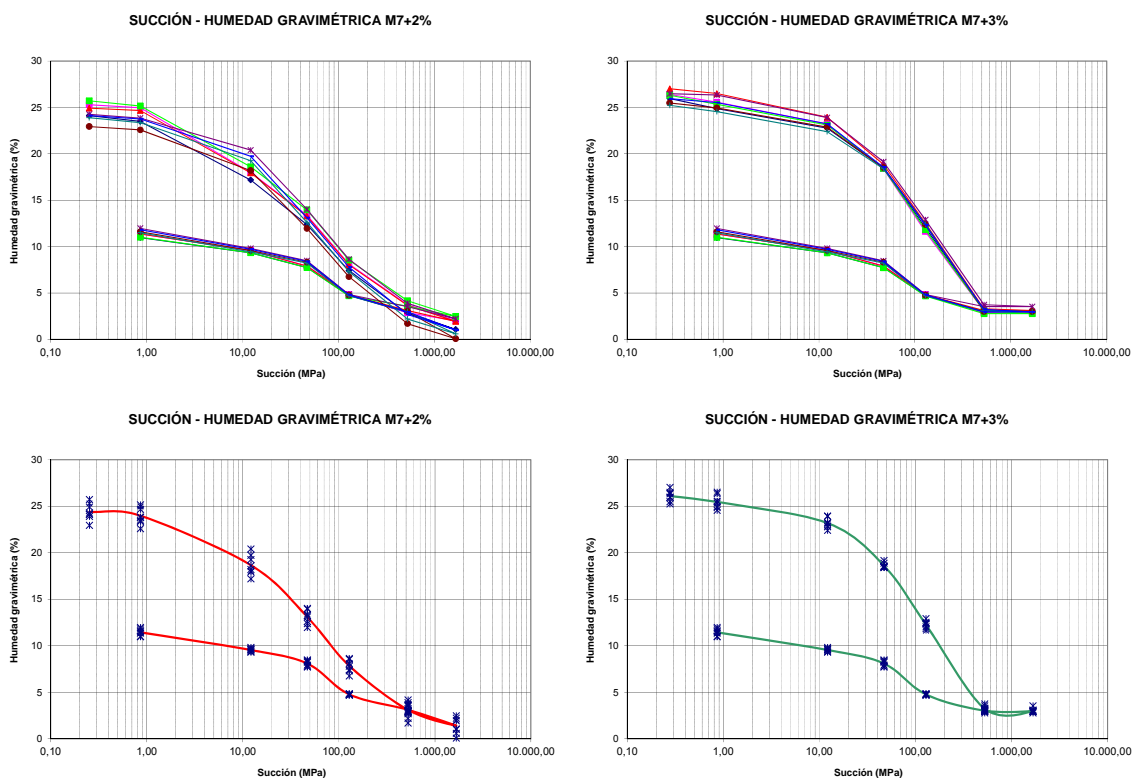


Figura 6-17. Curvas humedad gravimétrica-succión para la muestra M7 tratada con cal

6.8.3.2 Relación índice de poros-succión

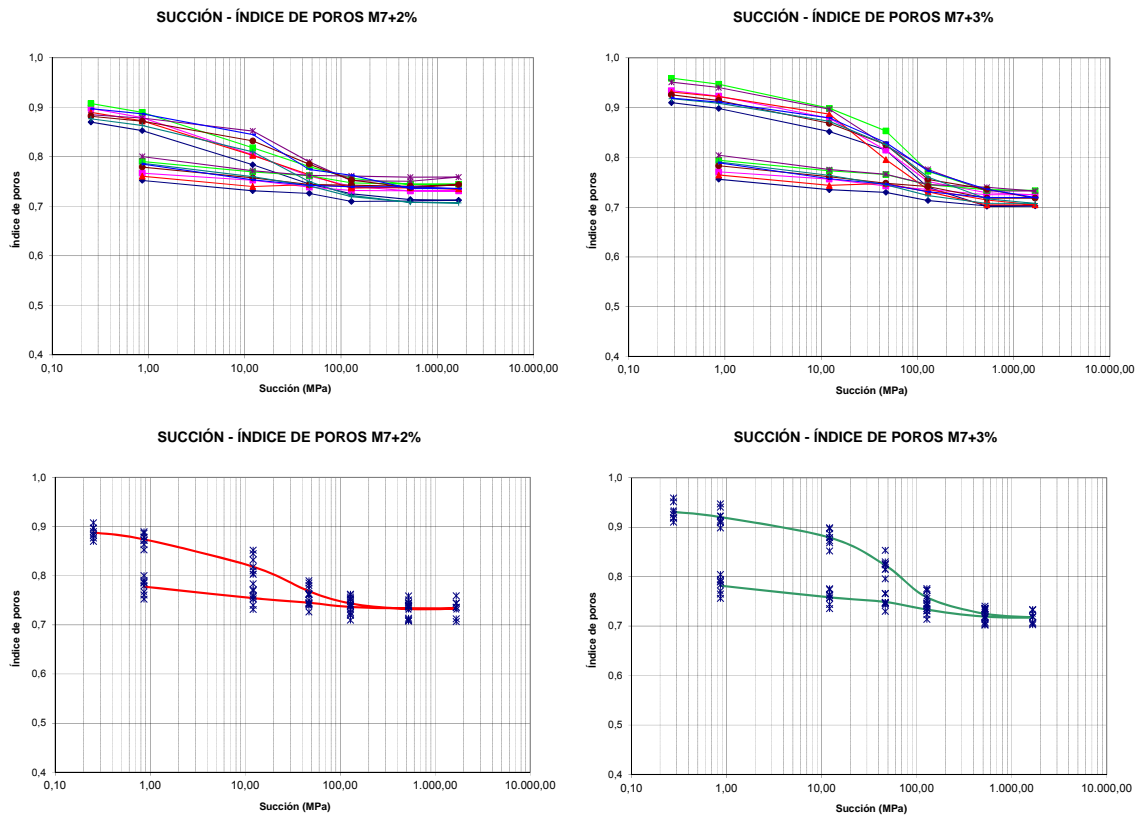
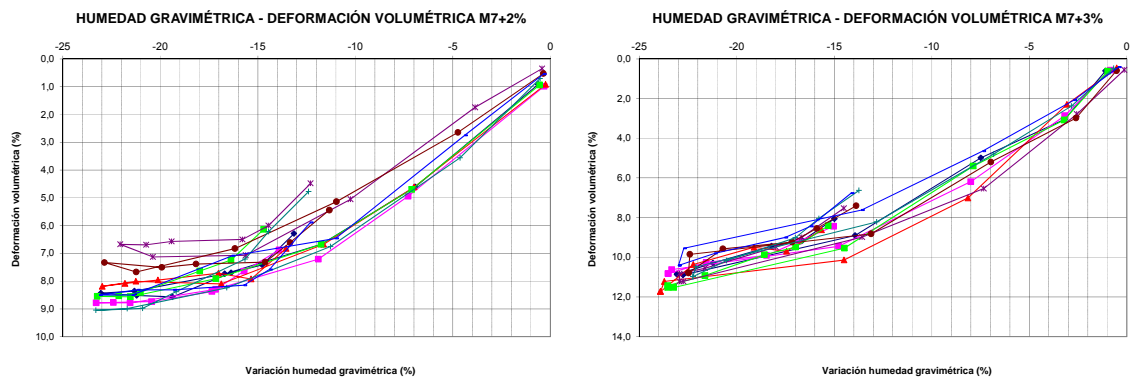


Figura 6-18. Curvas índice de poros-succión para la muestra M7 tratada con cal

6.8.3.3 Relación humedad-deformación



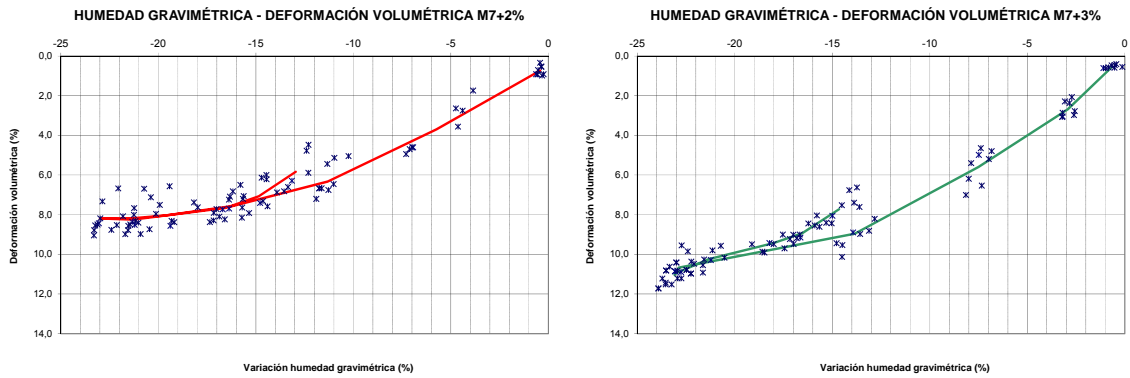


Figura 6-19. Deformación volumétrica del suelo en relación a la humedad ante cambios de succión para la muestra M7 tratada con cal

Al igual que se planteó para la muestra sin tratar, es posible apreciar una tendencia lineal en los primeros tramos de secado de las muestras, hasta que se alcanzan los tramos de secado residual, obteniendo los siguientes parámetros:

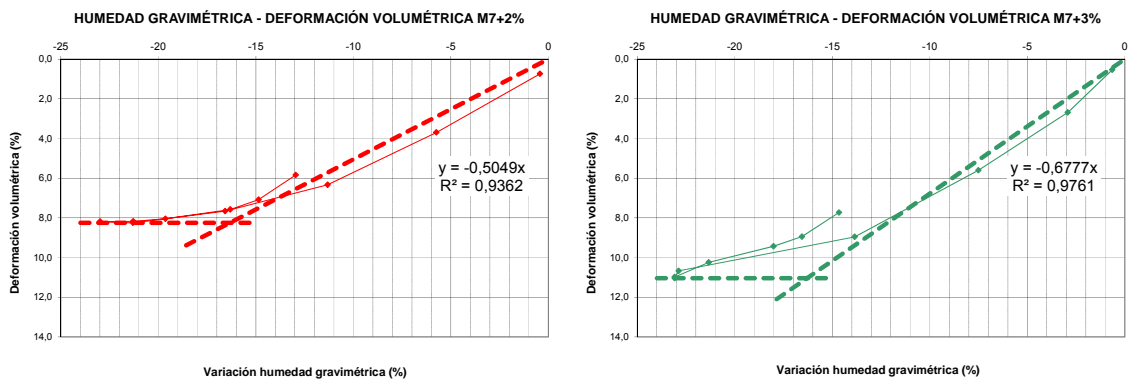


Figura 6-20. Ajuste lineal por tramos de las curvas características deformación volumétrica-humedad para la muestra M7 tratada con cal

Por último, se pueden deducir las variaciones de altura en relación a la humedad para analizar la deformación unidimensional, al igual que en la muestra sin tratar:

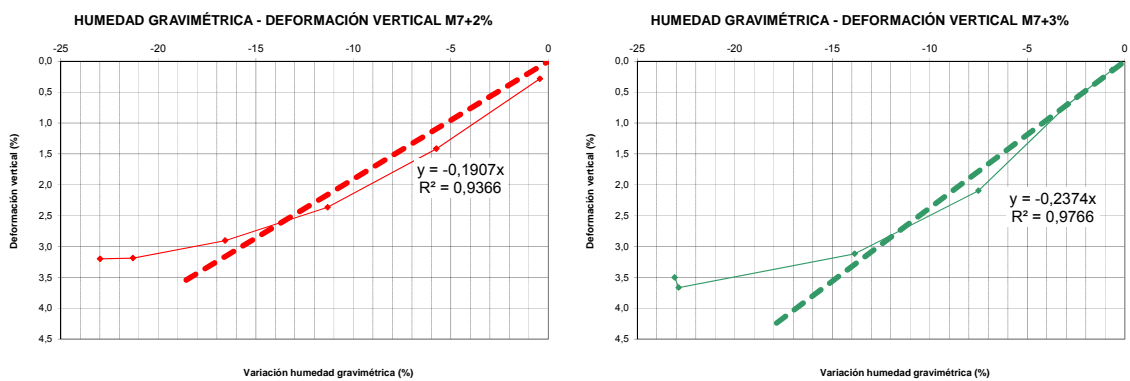


Figura 6-21. Ajuste lineal por tramos de las curvas características deformación vertical-humedad para la muestra M7 tratada con cal

Las proporciones medias entre la deformación vertical y volumétrica medidas son de 0,312 y 0,311 respectivamente para los contenidos de 2 y 3% de cal.

6.8.3.4 Modelización de la curva característica

El ajuste en términos de tramos lineales en escala semilogarítmica a semejanza de las curvas edométricas para cada una de las muestras se recoge en los gráficos siguientes (Figura 6-22), así como sus valores representativos (Tabla 6-10):

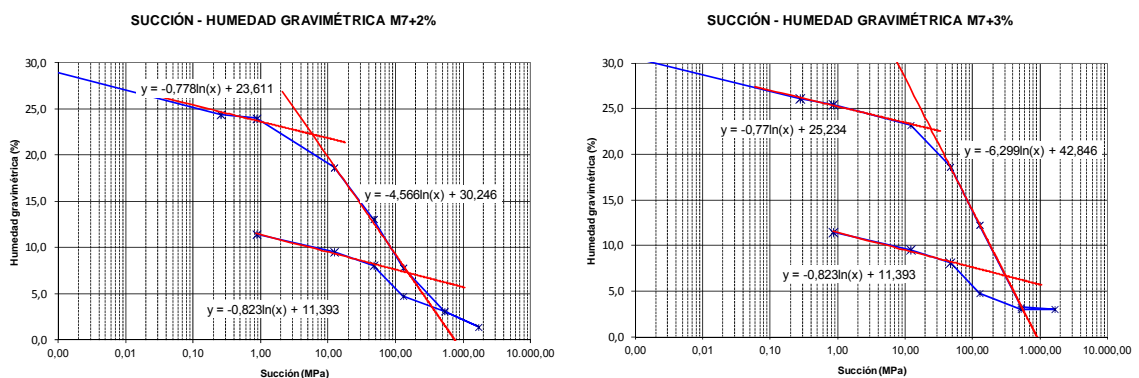


Figura 6-22. Curvas deformación volumétrica-humedad para la muestra M7 tratada con cal

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Succión al punto de entrada de aire (kPa)	4,64	5,76	24,18
Humedad al punto de entrada de aire (%)	20,54	22,25	22,24
Pendiente de la rama inicial (hasta punto de entrada de aire)	0,847	0,770	0,778
Pendiente de la curva de secado	4,059	4,566	4,566
Pendiente de la curva de rehumectación	1,024	0,823	0,823

Tabla 6-10. Parámetros de ajuste de las curvas características mediante tramos lineales para el suelo M7 sin tratar y tratado

Se aprecia la gran coincidencia en los parámetros característicos que se deducen de las curvas del suelo tratado.

El ajuste de las curvas correspondientes según la expresión de Fredlund y Xing proporciona los siguientes parámetros posibles suponiendo una succión residual limitada a 1.000 MPa para la humedad volumétrica normalizada:

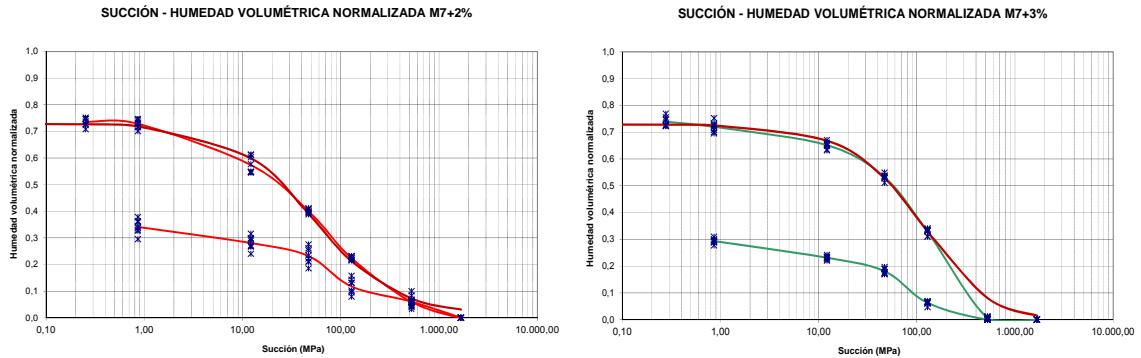


Figura 6-23. Ajuste de las curvas características a la expresión de Fredlund & Xing para la muestra M7 tratada con cal

Los parámetros característicos aplicados para los ajustes así representados son los siguientes:

$$\theta = C(\psi) \cdot \frac{\theta_s}{\left[\ln \left(e + \frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m} = \left[1 - \frac{\ln \left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left(1 + \frac{1.000.000}{\psi_r} \right)} \right] \cdot \frac{\theta_s}{\left[\ln \left(e + \frac{\psi}{a} \right)^n \right]^m}$$

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
a (punto de inflexión)	40,0	50,0	225,0
m (pendiente)	1,000	0,800	0,150
n (agua residual)	2,50	3,00	30,00

Tabla 6-11. Parámetros de ajuste de las curvas características a la expresión de Fredlund & Xing para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal

En todas ellas se ha mantenido el valor de la succión residual en 1.000 MPa.

El parámetro a ilustra la posición de la presión de entrada de aire de forma que a mayores valores de a, mayor es la presión de entrada de aire. Así se aprecia e incluso se ilustra el salto mucho mayor experimentado para el 3% de cal, mientras que los valores sin tratar y con 2% son muy similares.

Por su parte, el parámetro n se relaciona con la distribución de tamaños de poros, de manera que cuanto más uniformes sean los poros del suelo, mayor es el valor de n.

Finalmente, el parámetro m se relaciona con la simetría de la curva, de forma que los valores de m pequeños se corresponden con pendientes

moderadas en el rango de succiones bajas y pendientes más pronunciadas en el rango de succiones altas.

6.9 ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN EN EDÓMETRO

Con objeto de analizar el comportamiento deformacional del material bajo distintos tipos de condiciones de carga, humedad y succión, se han repetido los ensayos efectuados sobre la muestra de suelo M7 en esta ocasión sobre muestras tratadas con cal. Además, se ha comparado el resultado obtenido con muestras que han experimentado distintos plazos de curado, con objeto de evaluar su influencia.

6.9.1 Ensayo de consolidación convencional

6.9.1.1 Ensayos sobre muestras sin curado

En la gráfica siguiente se ilustran las curvas edométricas para los tres tipos de materiales superpuestas con objeto de apreciar mejor el efecto de la cal:

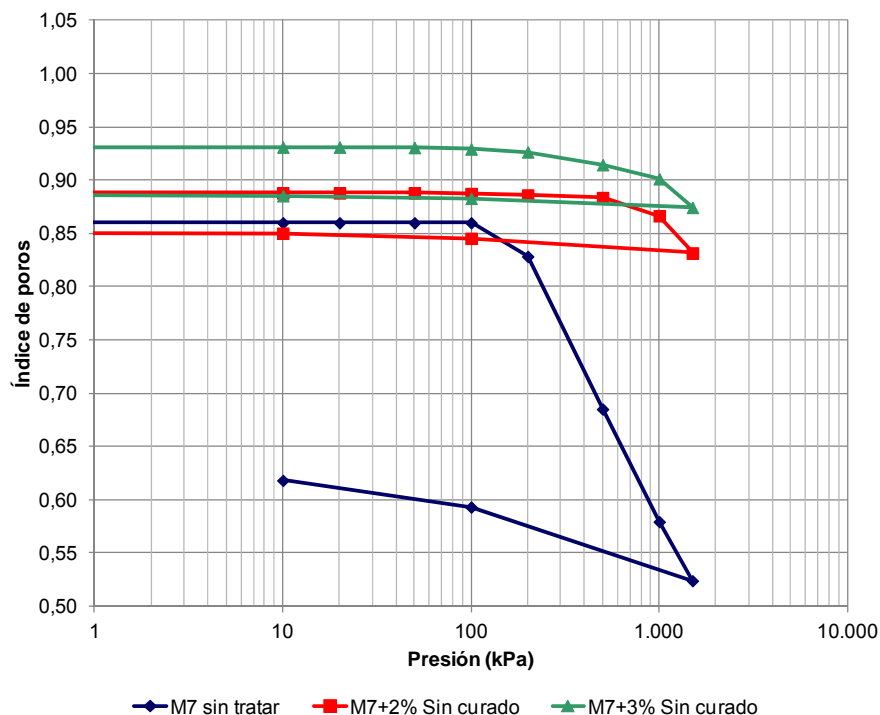


Figura 6-24. Curvas edométricas de la muestra M7 sin tratar y tratada sin curado

Esta gráfica refleja ya de forma muy ilustrativa el cambio en las condiciones de deformación del suelo al añadirle cal, que además se plasma en los parámetros que a continuación se detallan (Tabla 6-12).

Parámetro	Suelos sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Índice de compresión Cc (escalón 200-1.500 kPa)	0,348	0,062	0,060
Índice de compresión Cc (escalón 500-1.500 kPa)	0,338	0,109	0,084
Índice de compresión Cc (escalón 1.000-1.500 kPa)	0,315	0,198	0,153
Índice de entumecimiento Cs	0,043	0,009	0,005
Módulo edométrico Em (escalón 200-1.500 kPa) kPa	7.806	45.091	48.035
Módulo edométrico Em (escalón 1.000-1.500 kPa) kPa	14.247	26.720	35.290
$Cc/(1+e_0)$	0,169	0,105	0,079

Tabla 6-12. Parámetros característicos de la curva edométrica de la muestra M7 sin tratar y tratada sin curar

En cuanto a las curvas de consolidación, el cambio de comportamiento se ilustra ya en las correspondientes a la muestra tratada con un 2% de cal:

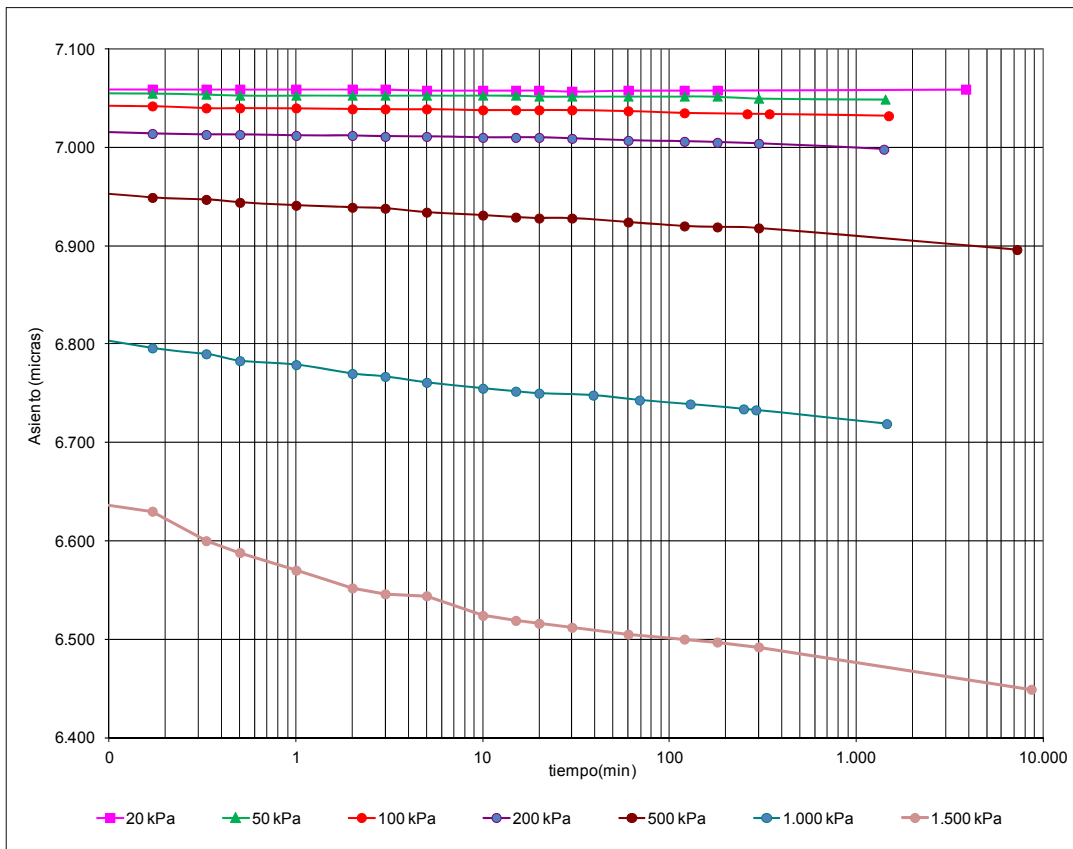


Figura 6-25. Curvas de consolidación para los distintos escalones del ensayo edométrico de la muestra M7 tratada con un 2% de cal sin curado

Una consecuencia directa que se deduce de las curvas anteriores es que se elimina casi por completo el mecanismo de la consolidación por la aplicación de la cal, siendo las curvas obtenidas casi todas horizontales. Ello apunta al comportamiento de deformaciones inmediatas bajo carga a modo de suelos granulares.

Hay que apuntar que la interpretación global de este ensayo es sin embargo compleja por cuanto los propios plazos de consolidación ya implican un período de curado.

6.9.1.2 Ensayos sobre muestras con curado

Los ensayos de consolidación se han repetido para plazos de curado de las muestras de 7 y 28 días para la mezcla con el 2% de cal, con objeto de valorar la influencia de este parámetro en el comportamiento de los suelos, cuyo resultado se recoge a continuación:

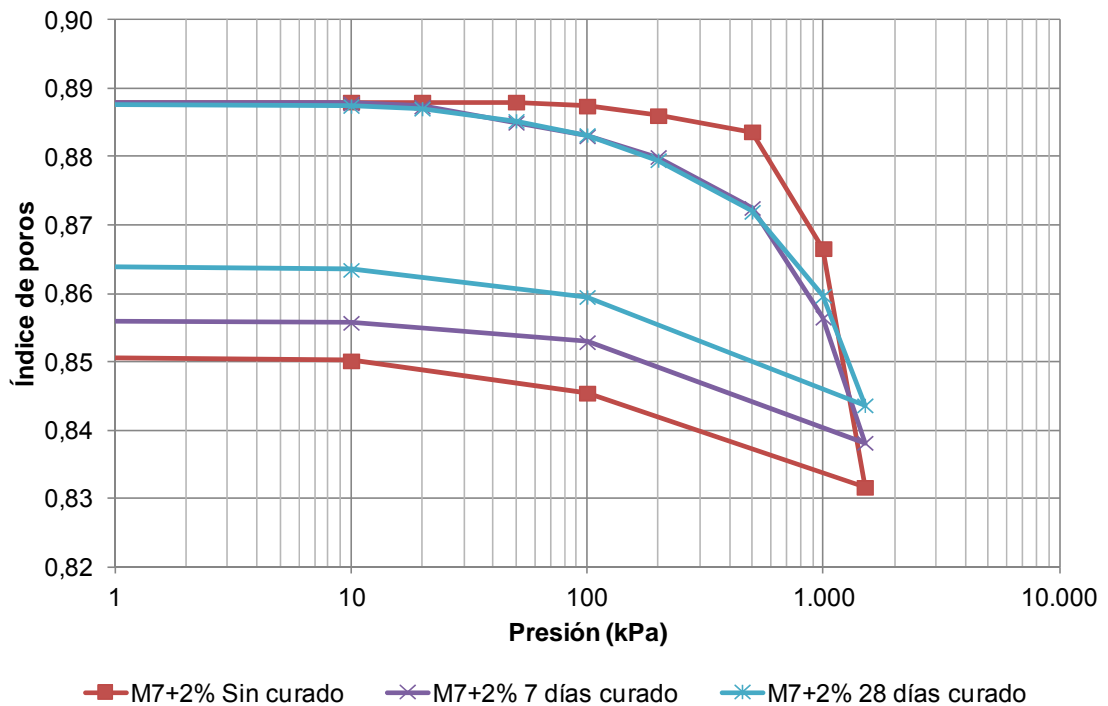


Figura 6-26. Curvas edométricas para la muestra M7 tratada con un 2% de cal a diferentes edades de curado

Se aprecia claramente el efecto de endurecimiento progresivo a lo largo del curado, similar al documentado por Sakr et al. (2009). Cabe comentar adicionalmente que las curvas de descarga son bastante similares.

En cuanto a los valores de los índices correspondientes de compresión y recarga, pueden resumirse en la tabla siguiente que ilustra las conclusiones obtenidas tanto en valores absolutos de mejora con la adición de cal como con el efecto del curado:

Parámetro	Suelos sin tratar	Mezcla 2% cal		
		Sin curado	7 días	28 días
Índice de compresión Cc (escalón 200-1.500 kPa)	0,348	0,062	0,048	0,041
Índice de compresión Cc (escalón 500-1.500 kPa)	0,338	0,109	0,072	0,059
Índice de compresión Cc (escalón 1.000-1.500 kPa)	0,315	0,198	0,104	0,091
Índice de entumecimiento Cs	0,043	0,009	0,008	0,009
Módulo edométrico Em (escalón 200-1.500 kPa) kPa	7.806	45.091	58.441	68.113
Módulo edométrico Em (escalón 1.000-1.500 kPa) kPa	14.247	26.720	50.686	57.941
$Cc/(1+e_0)$	0,169	0,105	0,055	0,048

Tabla 6-13. Parámetros característicos de la curva edométrica de la muestra M7 tratada con el 2% de cal a distintas edades de curado

El resultado global de los ensayos sobre las muestras tras 28 días de curado, comparados con la muestra sin tratar es el siguiente:

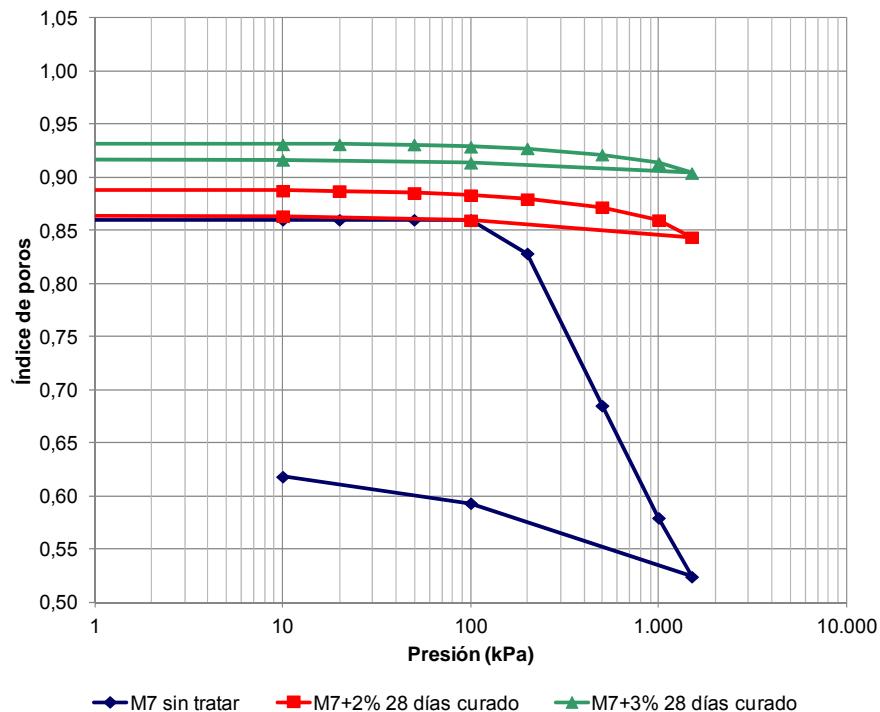


Figura 6-27. Curvas edométricas del suelo sin tratar y tratado con cal a los 28 días de curado

Parámetro	Suelos sin tratar	Mezcla 2% cal 28 días	Mezcla 3% cal 28 días
Índice de compresión C_c (escalón 200-1.500 kPa)	0,348	0,041	0,026
Índice de compresión C_c (escalón 500-1.500 kPa)	0,338	0,059	0,036
Índice de compresión C_c (escalón 1.000-1.500 kPa)	0,315	0,091	0,053
Índice de entumecimiento C_s	0,043	0,009	0,006
Módulo edométrico E_m (escalón 200-1.500 kPa) kPa	7.806	68.113	108.122
Módulo edométrico E_m (escalón 1.000-1.500 kPa) kPa	14.247	57.941	102.155
$C_c/(1+e_0)$	0,169	0,048	0,028

Tabla 6-14. Parámetros característicos de la curva edométrica de la muestra M7 sin tratar y tratada tras 28 días de curado

De estos últimos datos se puede extraer otra conclusión interesante a la vista de la gran subida de los módulos edométricos experimentada en las mezclas con el 3% de cal tras el plazo de curado de 28 días.

6.9.2 Ensayos edométricos a humedad constante

Se han realizado ensayos sobre diversas series de probetas con las mezclas de 2 y 3% de cal añadida y diferentes humedades con objeto de verificar el comportamiento comparado.

Los resultados y resultados representativos se recogen en las gráficas y tablas siguientes:

Humedad (%)	22,5	24,4	26,0	28,5
Índice de recarga C_s (escalones de 5-200 kPa)	0,004	0,004	0,003	0,003
Índice de compresión C_c (800-1.500 kPa)	0,037	0,044	0,063	0,069
Índice de poros final	0,852	0,847	0,841	0,836
Presión de preconsolidación (kPa)	239	247	319	319
Deformación vertical máxima (1.500 kPa)	1,92	2,16	2,52	2,77

Tabla 6-15. Parámetros característicos de las curvas edométricas para humedad constante en el suelo M7 tratada con el 2% de cal

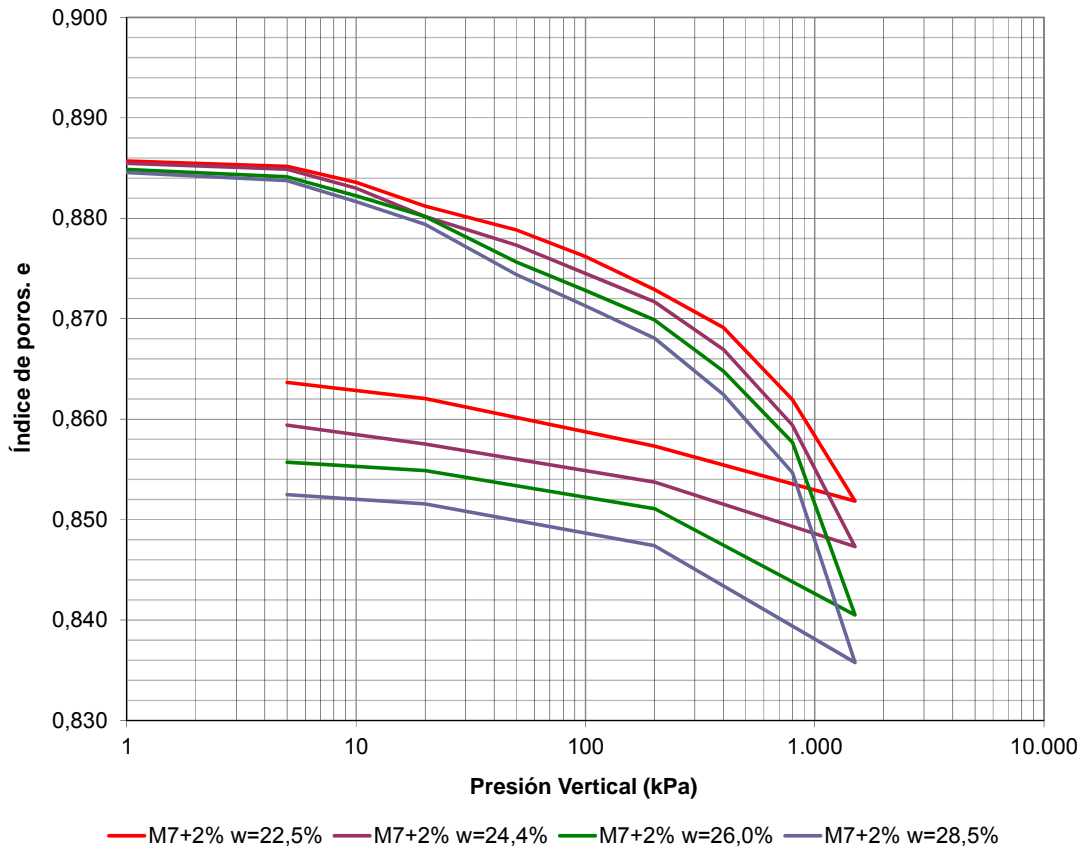


Figura 6-28. Curvas edométricas bajo humedad constante para la muestra M7 tratada con un 2% de cal a diferentes humedades

Humedad (%)	22,5	24,5	26,1	28,0	30,0
Índice de recarga C_s (escalones de 5-200 kPa)	0,002	0,002	0,002	0,003	0,004
Índice de compresión C_c (800-1.500 kPa)	0,026	0,026	0,027	0,027	0,027
Índice de poros final	0,909	0,908	0,907	0,904	0,900
Presión de preconsolidación (kPa)	318	303	267	223	168
Deformación vertical máxima (1.500 kPa)	1,12	1,17	1,25	1,38	1,60

Tabla 6-16. Parámetros característicos de las curvas edométricas para humedad constante en el suelo M7 tratada con el 3% de cal

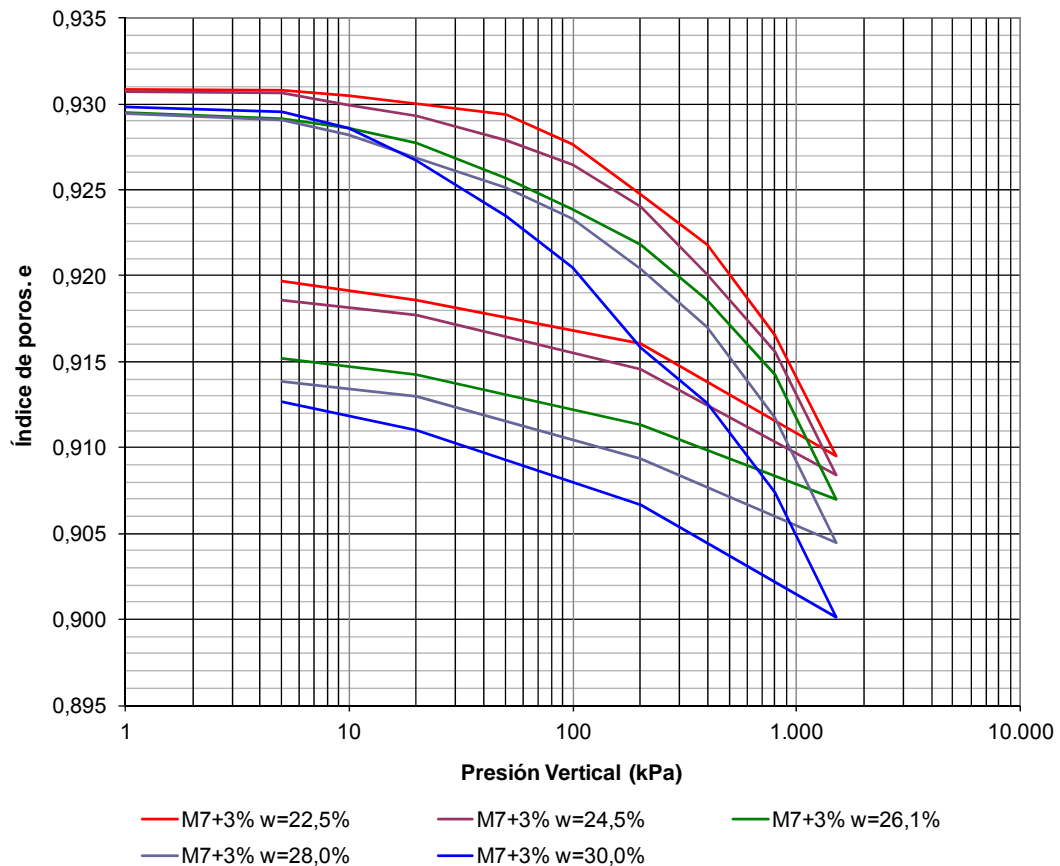


Figura 6-29 Curvas edométricas bajo humedad constante para la muestra M7 tratada con un 3% de cal a diferentes humedades

Puede apreciarse en primera instancia no sólo la notable reducción de la deformabilidad sino incluso la pérdida de sensibilidad a la deformación en relación al contenido de agua.

No obstante, como se apuntó en la caracterización del material base, los resultados de baja deformabilidad que se obtienen son lógica consecuencia del hecho de impedir la consolidación del suelo al cerrar la salida de agua.

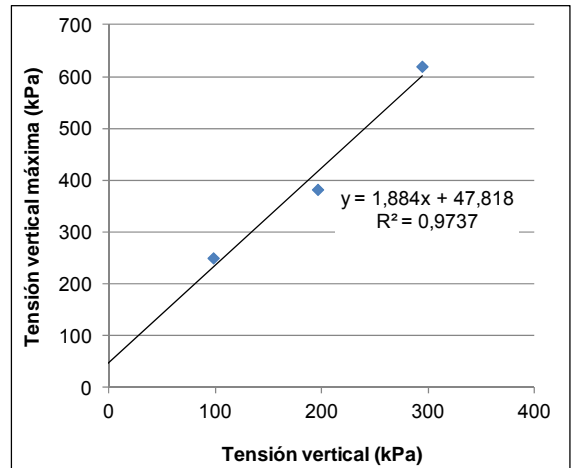
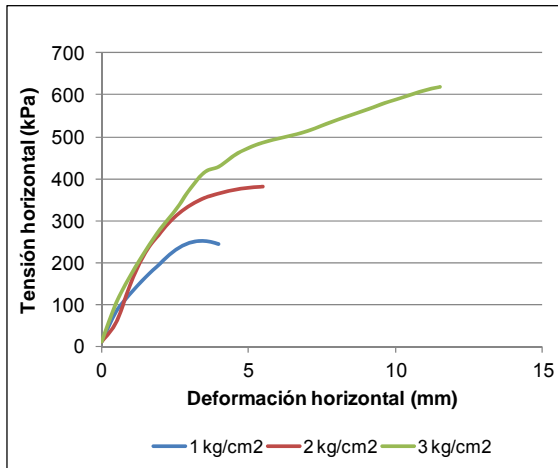
6.10 ENSAYOS DE RESISTENCIA

6.10.1 Resistencia al corte

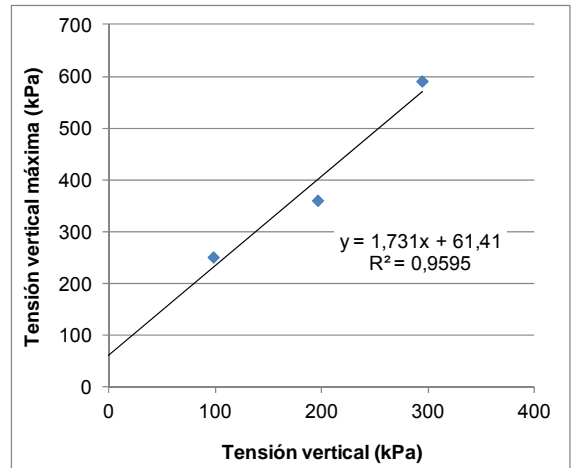
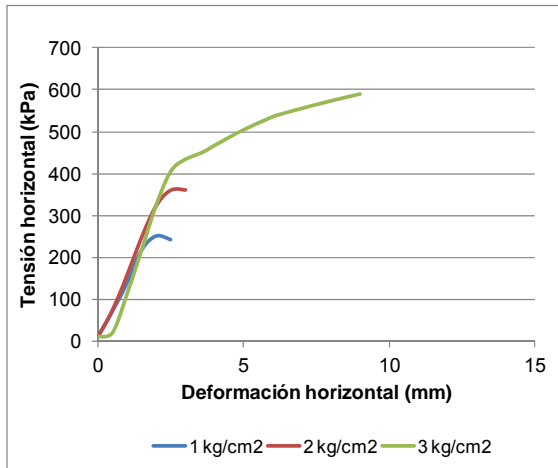
Para determinar la evolución de los parámetros resistentes en términos de Mohr-Coulomb, cohesión y ángulo de rozamiento interno, se han realizado ensayos en aparato de corte directo según la norma UNE 103401 en condiciones de “no consolidado-no drenado” (UU).

Estos ensayos se han realizado sobre probetas elaboradas con ambas mezclas, al 2 y 3% de cal añadida, con diferentes plazos de curado de 3, 7, 18 y 28 días. Las curvas de deformación y regresión lineal de cada una de ellas se recoge en los gráficos siguientes:

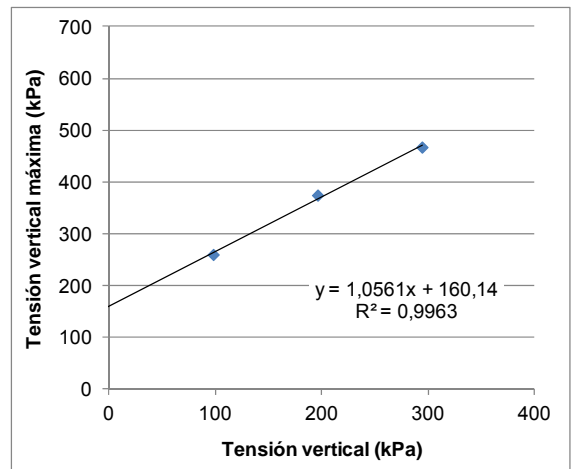
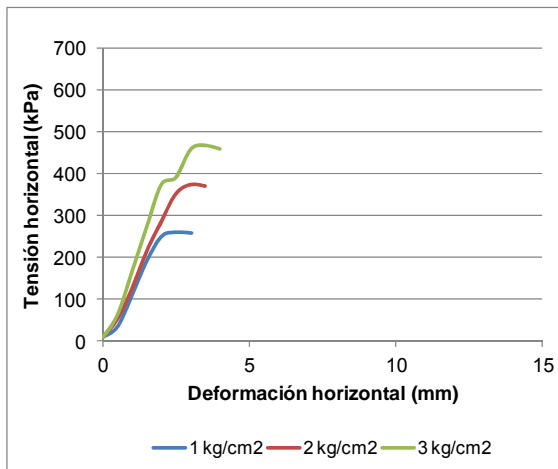
CAPÍTULO 6.- ENSAYOS DEL SUELO TRATADO CON CAL



M7 + 2% cal – 3 días curado

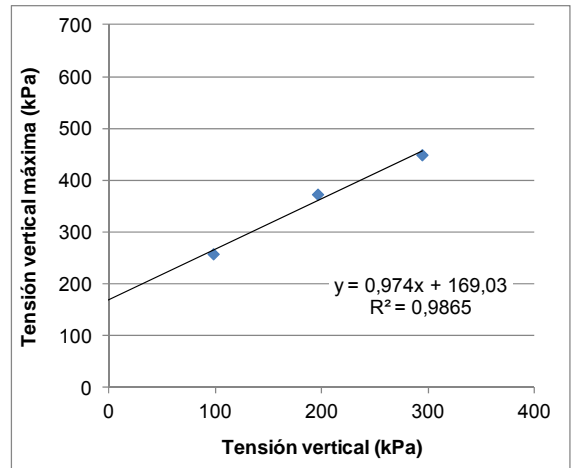
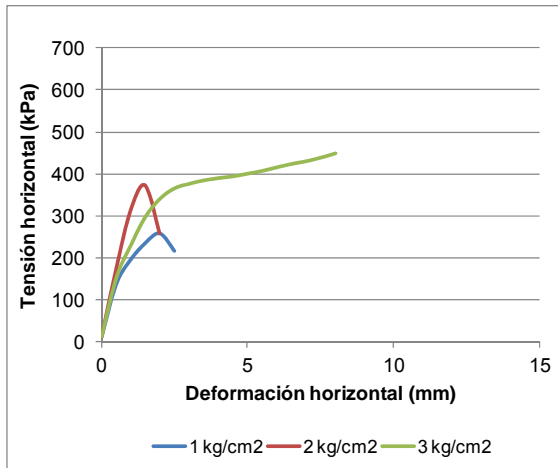


M7 + 2% cal – 7 días curado

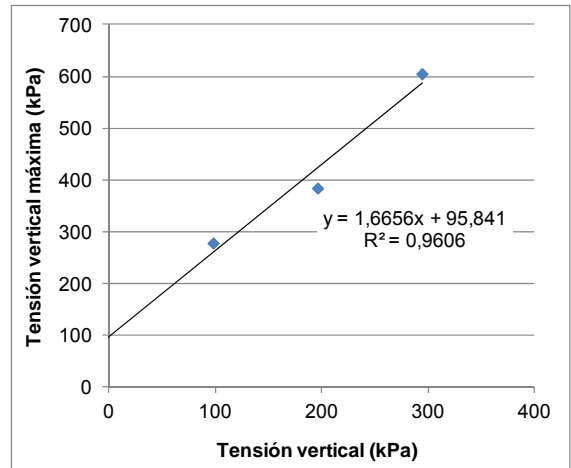
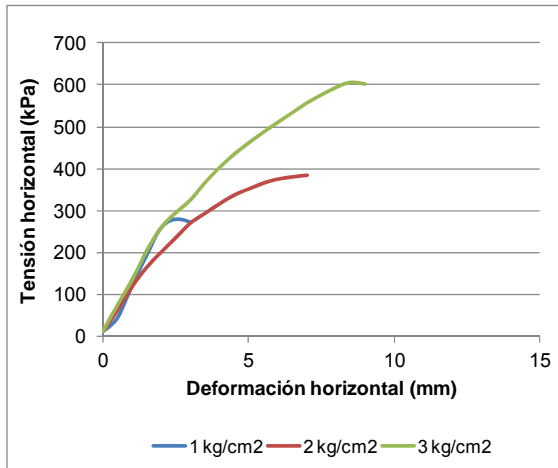


M7 + 2% cal – 18 días curado

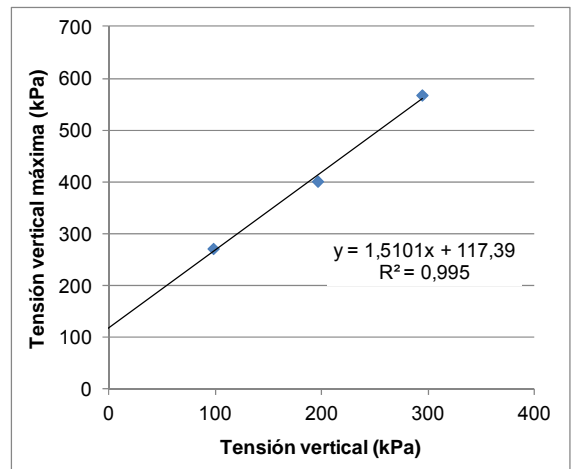
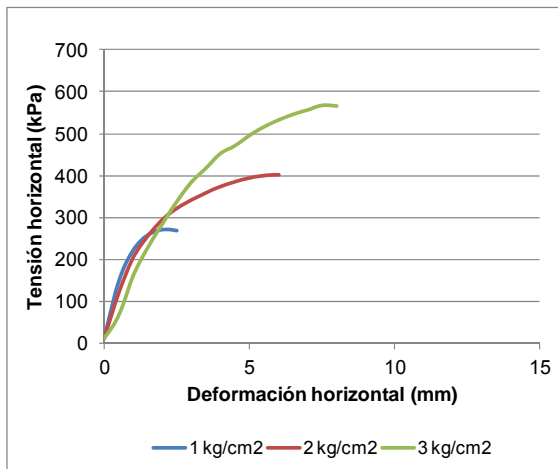
CAPÍTULO 6.- ENSAYOS DEL SUELO TRATADO CON CAL



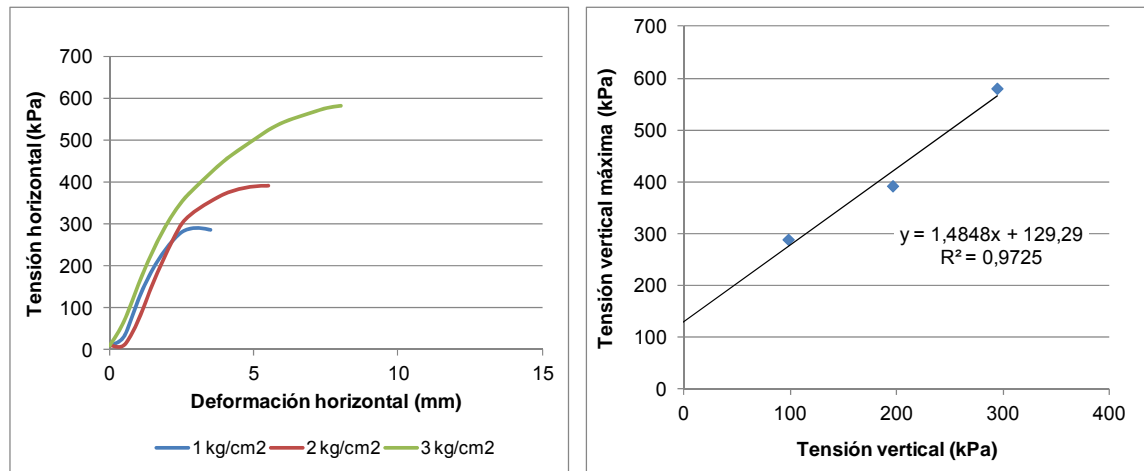
M7 + 2% cal – 28 días curado



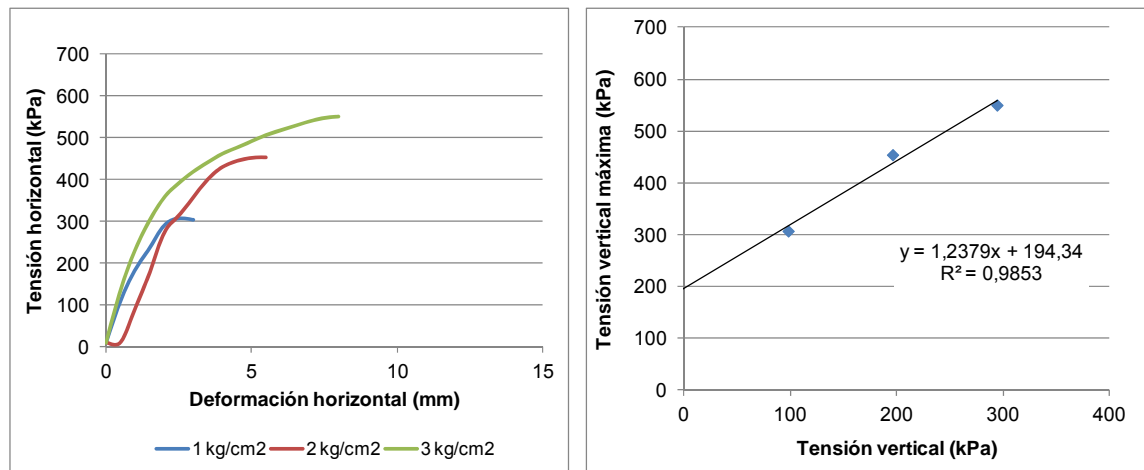
M7 + 3% cal – 3 días curado



M7 + 3% cal – 7 días curado



M7 + 3% cal – 18 días curado



M7 + 3% cal – 28 días curado

Figura 6-30. Gráficas de rotura y ajuste lineal de los resultados para ensayos de corte directo UU sin saturación de las muestras M7 tratadas con cal para diferentes edades de curado

En primer lugar cabe comentar la evolución de las curvas de rotura que en las primeras edades presentan valores de pico mientras que a medida que progresa el curado no se alcanza dicho pico en las deformaciones alcanzadas, ilustrando quizás un comportamiento más dúctil. Por otra parte, todas las muestras han ilustrado una dilatancia positiva, ilustrativa del nuevo carácter granular de los materiales.

En cuanto al ajuste de los diversos puntos para deducir los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento hay que apuntar que a pesar de la fragilidad de dicho ajuste en forma lineal, se han obtenido parámetros de correlación satisfactorios, ilustrando en resumen los valores que se recogen en la tabla siguiente:

	M7	M7 + 2% - Días curado				M7 + 3% - Días curado			
		3	7	18	28	2	7	18	28
Ángulo de rozamiento interno (°)	32,9	62,0	60,0	46,6	44,2	59,0	56,5	56,0	51,1
Resistencia al corte sin drenaje (kPa)	185	48	61	160	169	96	117	129	194

Tabla 6-17. Parámetros de resistencia de Mohr Coulomb deducidos de los ensayos de corte directo sobre las muestras sin tratar y tratadas a diferentes edades

6.10.2 Resistencia a compresión simple

Con objeto de evaluar la influencia en la resistencia a compresión simple de la humedad de las probetas y de los días de curado, se han elaborado 77 muestras con adiciones de 2 y 3% de cal y plazos de curado de 3, 7, 18 y 28 días para probetas con el mismo índice de poros.

Unidas a las 19 elaboradas con el suelo sin tratar se han obtenido un conjunto d evalores de carga de rotura cuyo resumen en cuanto a las resistencias máximas detectadas se recoge en la tabla siguiente:

	M7	M7 + 2% - Días curado				M7 + 3% - Días curado			
		3	7	18	28	2	7	18	28
Valor máximo de la tensión de rotura (kPa)	364	828	1.154	1.239	1.611	1.063	1.887	2.272	2.439
Humedad a que se produce (%)	16,2	25,1	23,8	20,3	23,3	25,3	27,1	24,4	24,0

Tabla 6-18. Valores máximos obtenidos en ensayos de rotura a compresión simple sobre probetas con distintos grados de humedad para misma porosidad de suelo sin tratar y tratado con cal

La totalidad de los resultados obtenidos puede representarse en las siguientes gráficas conjuntas por contenido de adición en la que, con objeto de identificar en parte las diferentes tendencias, se han representado diversas curvas de regresión posibles:

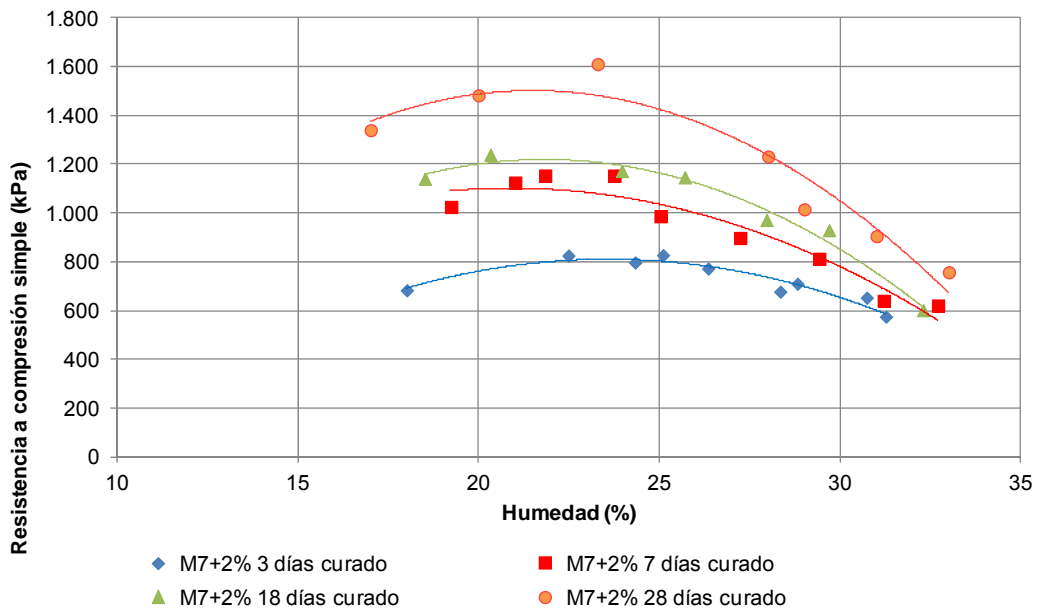


Figura 6-31. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 tratadas con el 2% de cal

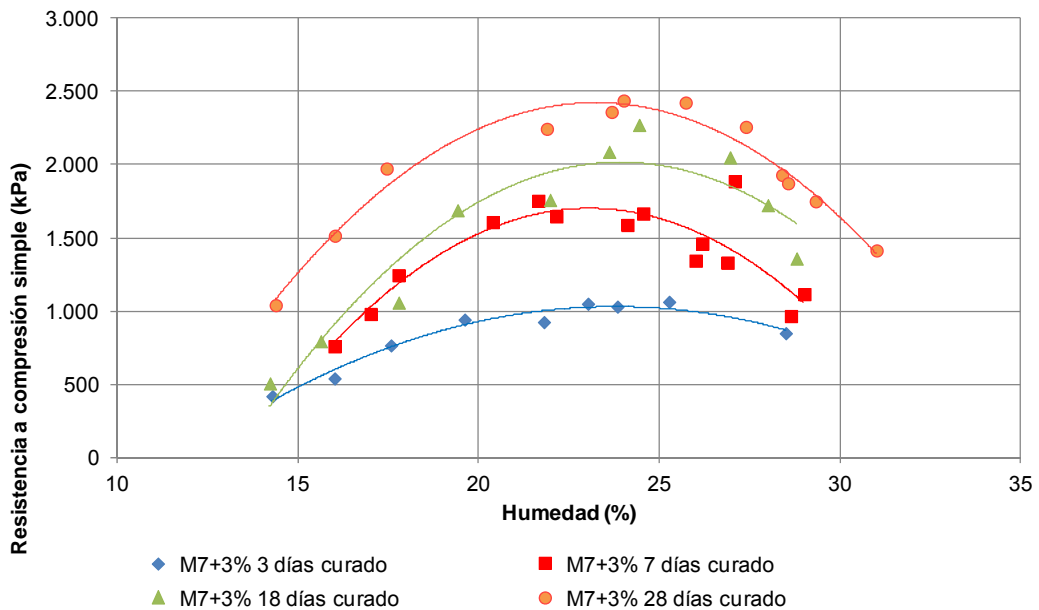


Figura 6-32. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 tratadas con el 3% de cal

Pueden apreciarse dos aspectos relevantes ya desde una primera aproximación. En primer lugar, la evidente ganancia de resistencia con la mayor proporción de estabilizador. En segundo lugar, el efecto beneficioso del transcurso del tiempo, expresado en tiempo de curado.

7 ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

7.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL SUELO ESTUDIADO

En resumen, el suelo estudiado denominado M7 es un suelo fino con un 68% de partículas arcillosas y de plasticidad elevada, con un límite líquido igual a 67.

Se trata de un suelo expansivo, con un resultado de hinchamiento libre en edómetro del 10,6% con un índice de colapso potencial bajo carga de 200 kPa de 0,035%.

Presenta un pH igual a 9,3 con una densidad de las partículas sólidas de 2,67 g/cm³, y contenidos en materia orgánica del 0,9% y en sulfatos solubles del 0,03% expresado en SO₃.

La fracción arcillosa predominante es la esmectita, que supone un 60% de los filosilicatos detectados frente a illita y caolinita que representan cada una de ellas un 20% adicional.

El contenido en sílice es de un 27,12% y en alúmina de un 6,95%.

Su empleo en rellenos en condiciones convencionales compactado a una densidad equivalente al 95% de la máxima obtenida en el ensayo próctor normal, de 1,51 g/cm³, le proporciona un índice de poros de 0,860 para una humedad del 23,1% con un grado de saturación del 73,1%.

7.2 APTITUD DEL SUELO SIN TRATAR PARA RELLENOS

Un primer análisis se centra en la posible utilización del material sin tratar en rellenos de infraestructuras como se plantea en la presente tesis.

Para ello se propone el análisis mediante la clasificación más extendida en España actualmente, según se recoge en el artículo 330 del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de Carreteras y Puentes PG-3 (Tabla 7-1).

Según esta clasificación es posible deducir que el material base de la presente tesis se tipificaría como un suelo marginal debido fundamentalmente a su elevado límite líquido de 67 y al valor del hinchamiento libre obtenido en el edómetro, de un 10,6%.

Ello impediría según las prescripciones del PG-3 su empleo como cimiento de rellenos, así como limitaría su empleo en el núcleo de los mismos, estableciendo (sic) que su empleo queda desaconsejado y en todo caso habrá de justificarse mediante un estudio especial.

	Suelos marginales	Suelos tolerables	Suelos adecuados	Suelos seleccionados
Materia orgánica (UNE 103 204)	< 5 %	< 2 %	< 1 %	< 0,2 %
Sales solubles (NLT 114-115)		Yeso < 5 %	< 0,2 %	< 0,2 %
		Otras sales < 1		
Granulometría (UNE 103 101)			D _{máx} < 100 mm	D _{máx} < 100 mm
			Pasa # 2 < 80 % Pasa # 0,08 < 35 %	Alternativamente Pasa # 0,40 < 15 % Pasa # 2 < 80 % Pasa # 0,40 < 75 % Pasa # 0,08 < 25 %
Plasticidad (UNE 103 103/104)	Si LL > 90 → IP < 0,73(LL-20)	LL < 65 Si LL > 40 → IP > 0,73(LL-20)	LL < 40 Si LL > 30 → IP > 4	LL < 30 IP < 10
Colapso (NLT 254) *		Asiento < 1 %		
Hinchamiento libre (UNE 103 601) *	< 5 %	< 3 %		

* Sobre muestras remoldeadas según el ensayo próctor normal

Tabla 7-1. Tabla resumen de la clasificación de los suelos para su empleo en terraplenes conforme al PG-3 del Ministerio de Fomento

7.3 APTITUD DEL SUELO PARA EL TRATAMIENTO CON CAL

Atendiendo a las propiedades básicas de granulometría y plasticidad, es posible analizar la idoneidad del material de cara a su posible mejora con cal de forma que se consiga superar las limitaciones expuestas para su empleo.

Así, a partir del criterio de Little et al. (2001) y la National Lime Association que establecen un contenido mínimo de partículas de tamaño inferior a 75 µm del 25% y un índice de plasticidad mínimo de 10, el suelo sería idóneo para tal tratamiento. Similar conclusión se deduce de otros estudios que apuntan al mayor efecto de la cal sobre suelos a mayor finura (Akcanca y Aytakin, 2014) y límite líquido (Yildiz y Soganci, 2012).

El posible tratamiento a partir de estas características básicas podría valorarse inicialmente mediante un procedimiento gráfico sobre el ábaco de McDowell (1966) (Figura 7-1).

Para la muestra de suelo M7, con un índice de plasticidad de 36,2 y casi un 100% que pasa por el tamiz nº 40, de este ábaco se deduce una proporción de cal entre el 4 y 5 %.

En la presente se ha planteado un contenido de adición de cal viva del 2 y 3 % con un doble objetivo, contrastado como se verá por los resultados de los ensayos. De un lado, aplicar proporciones de estabilización del orden de las habitualmente empleadas en tratamiento de suelos para rellenos en España con viabilidad económica. De otra, evitar los posibles efectos perjudiciales de un exceso de cal en cuanto a pérdida de la eficacia del tratamiento documentados en el estudio del estado del conocimiento.

La aparente discordancia entre las proporciones aplicadas y la deducida de la gráfica anterior (Figura 7-1) se debe fundamentalmente a la antigüedad de la referencia y a su carácter pragmático y posiblemente conservador.

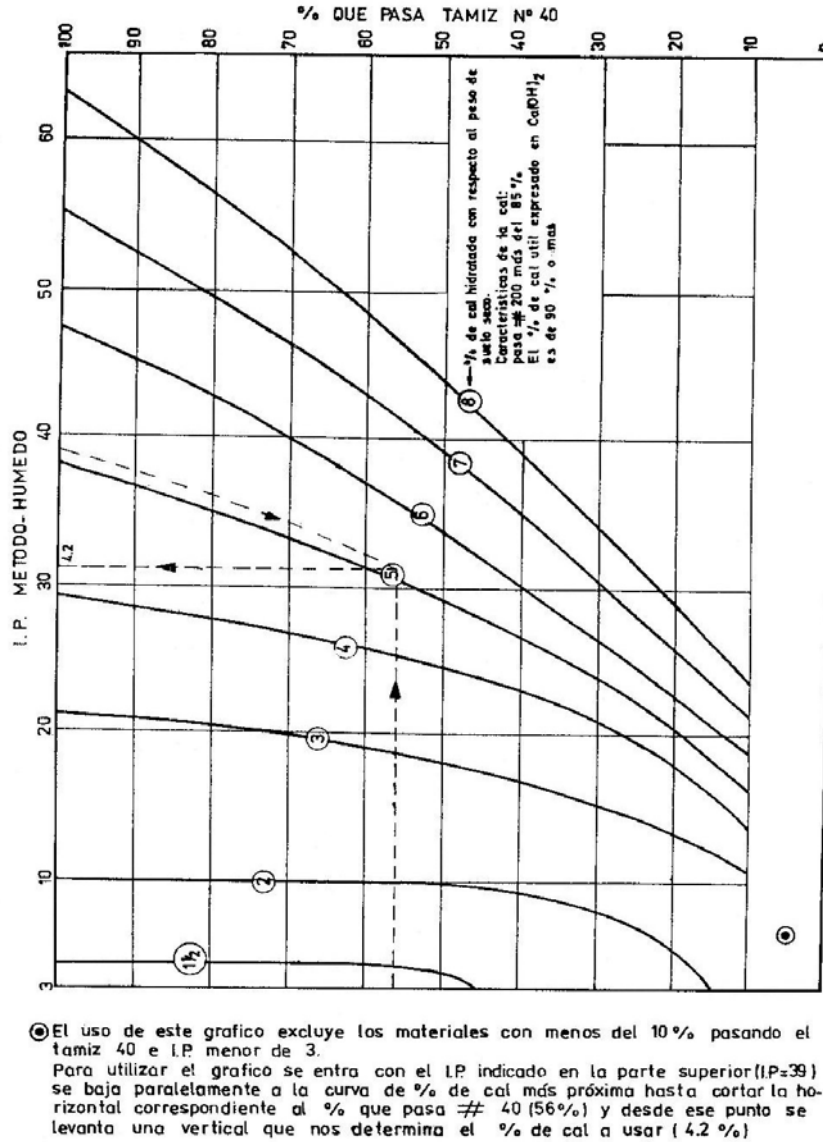


Figura 7-1. Ábaco para diseño de tratamientos de suelos con cal a partir del índice de plasticidad y la granulometría (McDowell, 1966)

En cuanto a los análisis de composición, hay que apuntar que el contenido en materia orgánica detectado del 0,9% es inferior al límite propuesto por Little et al. (2001) para evitar interferencias con las reacciones puzolánicas. Igualmente el contenido en sulfatos, del 0,03% expresado en SO_3 , es menor que las limitaciones documentadas por Cabane (2004) a partir de diferentes autores y de las propuestas por Berger et al. (2001) y Little et al. (2001).

7.4 EVOLUCIÓN DEL PH

Como se ha comentado, el pH del suelo ha sufrido un incremento directo desde el valor inicial de 9,3 a un valor de 12,3 con la evolución que se ilustra en la gráfica siguiente:

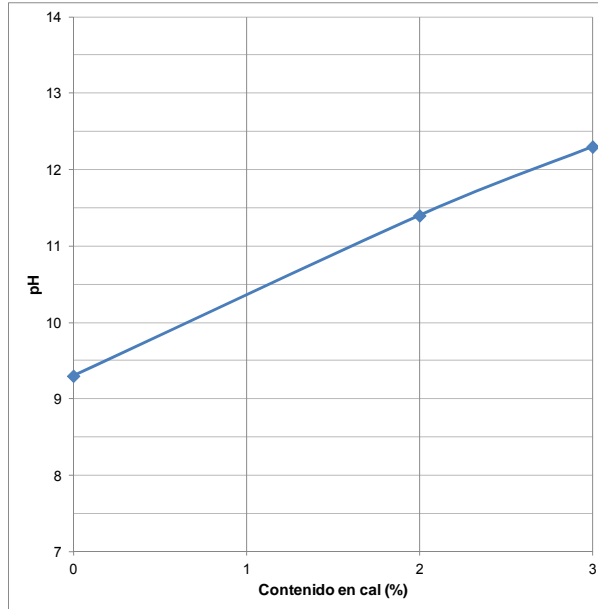


Figura 7-2. Evolución del pH con el contenido de cal

Los valores obtenidos en las mezclas con cal se encuentran por encima del valor que provoca la máxima solubilidad de la sílice y alúmina y que permite avalar la formación de reacciones puzolánicas, documentado en torno a valores de 10 (Keller, 1964) y en el rango del valor máximo asociado al tratamiento con cal, del orden de 12,45.

Ello ratifica inicialmente que las proporciones de cal aportadas son suficientes, extremo que no obstante se verificará en el resto de las determinaciones. Con ello, por otra parte, se satisface sensiblemente el criterio de dosificación de cal más extendido de Eades & Grim (1963).

7.5 PLASTICIDAD

La modificación que la adición de cal introduce en la plasticidad del suelo se ilustra en el siguiente gráfico de evolución de los límites de Atterberg (Figura 7-3).

Puede apreciarse la evolución previsible y ampliamente documentada en la bibliografía con una reducción de la plasticidad hasta valores del orden de 10. En el caso presente se manifiesta la elevación del límite plástico reconocida como un efecto universal en este tipo de tratamientos, si bien también se ilustra una reducción del límite líquido característica de los suelos con valores superiores a 50. Esta reducción es similar a la que se documenta en el estado del conocimiento a partir de las muestras de referencia analizadas por este autor.

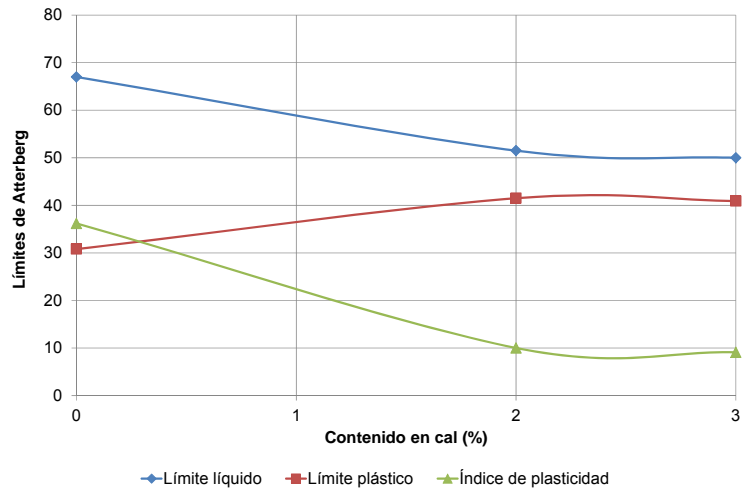


Figura 7-3. Evolución de los límites de Atterberg con el contenido de cal

Una observación importante del gráfico anterior es la evidencia de que con las proporciones de cal empleadas se alcanza un efecto suficiente, al menos en cuanto a la plasticidad, por cuanto mayores proporciones no ilustran mejoras en dicha propiedad. Este criterio de dosificación es acorde con el método del Hilt y Davidson (1960).

7.6 CARACTERÍSTICAS DE COMPACTACIÓN

La evolución de los parámetros característicos de las curvas de compactación del ensayo próctor normal responden a los patrones documentados por distintos autores manifestando una reducción de la densidad máxima e incremento de la humedad óptima con el contenido de cal (Cusinier et al., 2011; Beetham et al., 2014, Bell, 1996):

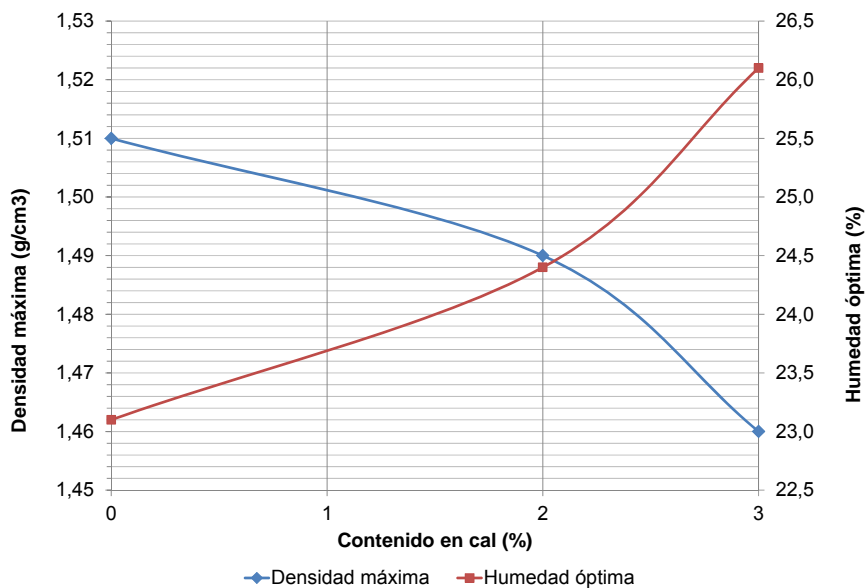


Figura 7-4. Evolución de la densidad máxima y de la humedad óptima de compactación del ensayo próctor normal sobre las muestras en función del contenido en cal

Un efecto que también se deduce del estudio de las curvas de compactación de los suelos tratados es la pérdida de curvatura a medida que se incrementa el contenido en cal (Figura 7-5), lo que se traduce en una menor sensibilidad de la densidad del material ante posibles variaciones en la humedad de compactación.

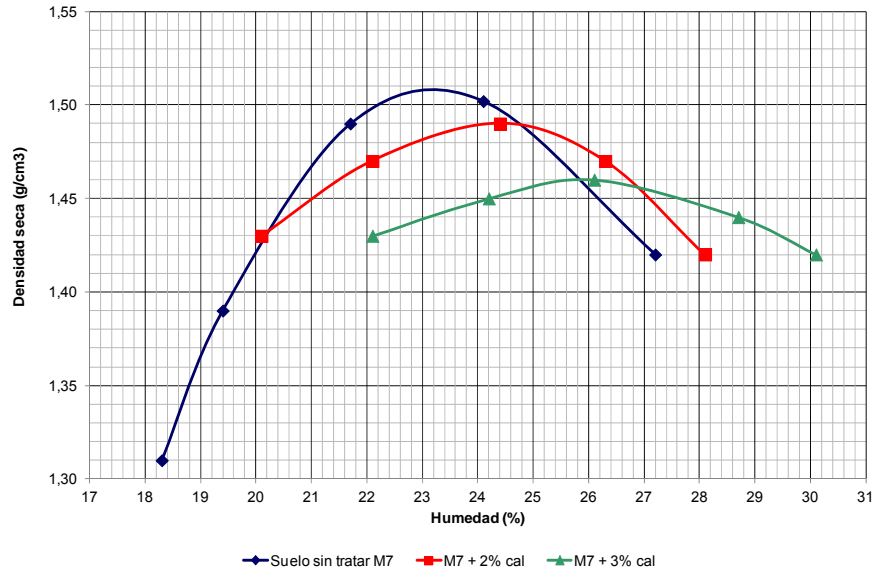


Figura 7-5. Evolución de las curvas de compactación del ensayo próctor normal con la adición de cal

Este hecho puede cuantificarse mediante el análisis de la reducción en la densidad que se obtiene de la curva de compactación para los valores correspondientes a un rango de humedades por debajo de la óptima de 2 al 4%. Para el suelo presente el resultado se ilustra en la figura siguiente:

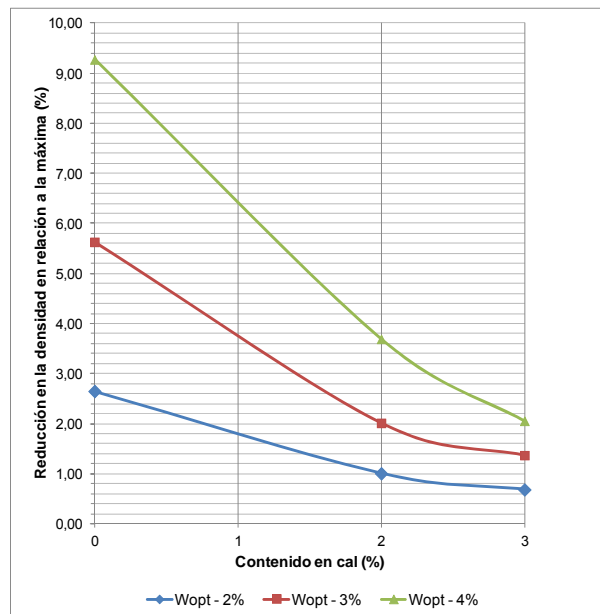


Figura 7-6. Sensibilidad del suelo a la compactación por reducción en la humedad de compactación en relación a la óptima expresada en proporción de la densidad seca máxima

Esta característica es útil para reducir la sensibilidad de los materiales ante variaciones en la preparación de muestras o compactación en el terreno por diferencias en la humedad. Así, los suelos tratados con cal se demuestran mucho menos sensibles a dichas variaciones, de forma que en el caso extremo de una variación del 4% de la humedad del lado seco, la reducción en densidad se limita a un 2% frente al más del 9% que se obtiene en el suelo sin tratar (Figura 7-6).

Otro efecto asociado al tratamiento del suelo con cal es el incremento del índice de poros que se ilustra en la gráfica siguiente (Figura 7-7) con los valores correspondientes a un 95% de la compactación del ensayo próctor normal.

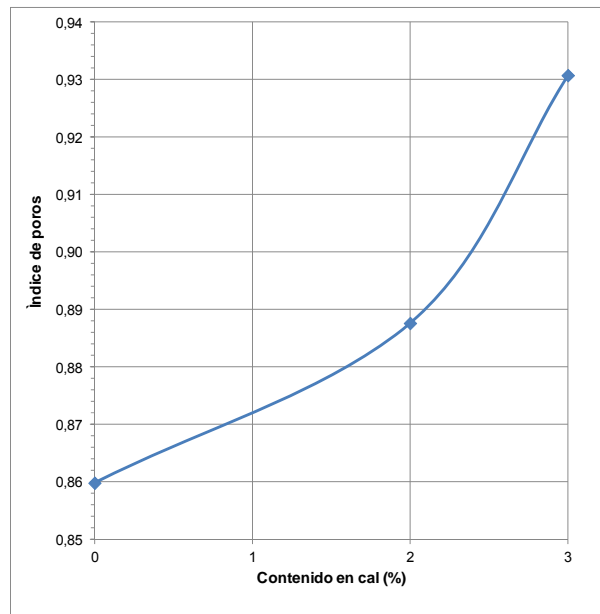


Figura 7-7. Modificación en el índice de poros con el contenido de cal para una compactación del 95% del próctor normal

Este incremento de la porosidad, documentado entre otros autores por Abdelkader et al. (2012) está asociado a la floculación de las partículas, y es analizado más profundamente mediante las técnicas de porosimetría.

7.7 EXPANSIVIDAD

Para valorar la expansividad se han realizado ensayos de hinchamiento libre, presión de hinchamiento y de inundación bajo carga que han ilustrado el efecto drástico que la cal ejerce sobre este tipo de material:

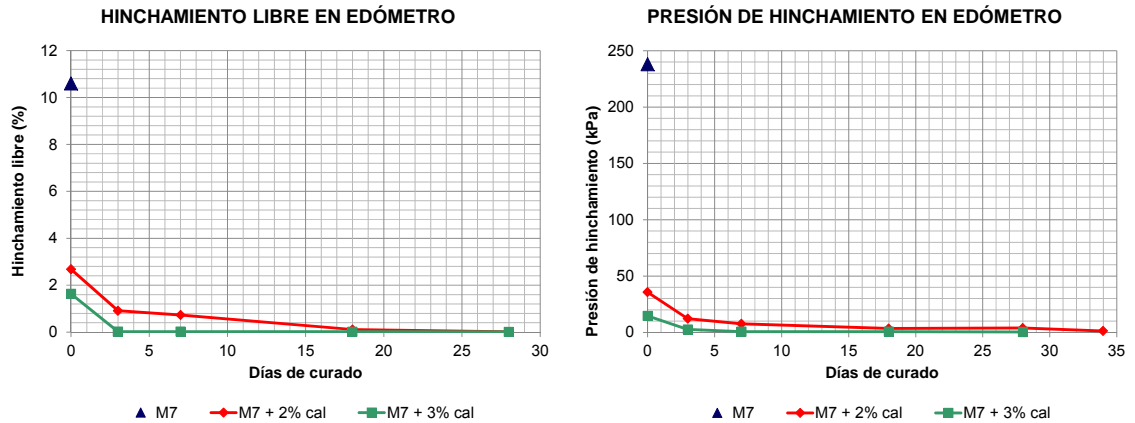


Figura 7-8. Ensayos de hinchamiento libre y presión de hinchamiento en edómetro para las muestras de suelo sin tratar y tratado a diferentes edades de curado

Tal y como ha sido documentado por múltiples autores (Bozbey y Garaisayev, 2010; Lasledj y Al-Mukthar, 2008, Cecconi y Russo, 2012), la cal consigue eliminar el riesgo de hinchamiento de una manera total.

No obstante este efecto conlleva para el caso de pequeñas adiciones un cierto retardo en el tiempo, de manera que para el 2% de cal aún se aprecian hinchamientos a 3 días de curado, aunque en magnitud limitada del 0,91%.

El efecto de la cal también se ha cuantificado en ensayos de inundación bajo carga con doble pastilla sometida a deformación con humedad natural y tras hinchamiento libre, ilustrando una reducción de la presión de hinchamiento nulo desde 225 kPa en la muestra sin tratar a valores del orden de la mitad para la mezcla del 2% a 3 días como se ilustra en la figura siguiente:

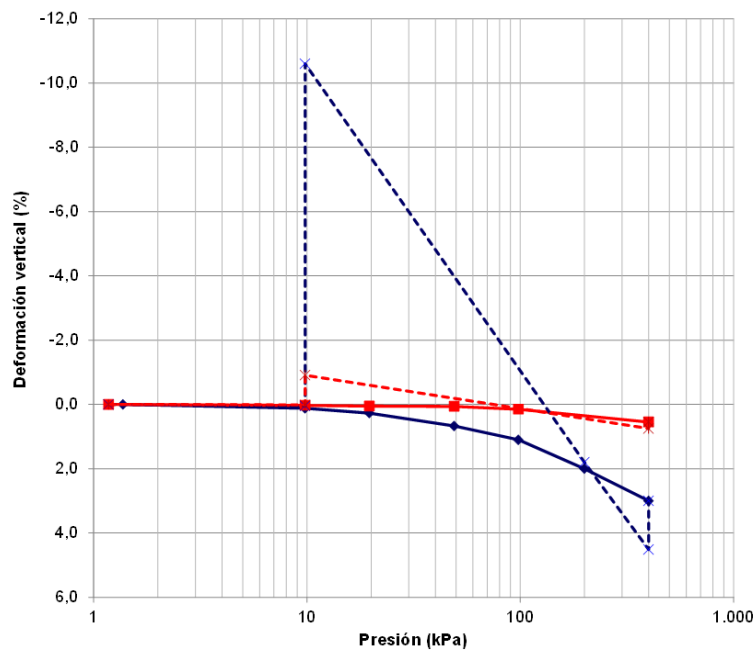


Figura 7-9. Ensayo de inundación bajo carga del suelo sin tratar y tratado con el 2% de cal a los 3 días de curado

Ensayos y resultados similares acreditan Bozbey y Garaisayev (2010).

Los ensayos realizados acreditan además como suficientes las proporciones de cal aplicadas por cuanto permiten eliminar los efectos más nocivos de la arcilla base en cuanto a su expansividad.

7.8 MICROESTRUCTURA

7.8.1 Muestras sin curado

El efecto de la adición de cal sobre el tamaño de las partículas ha sido estudiado de forma indirecta a través de la porosimetría mediante inyección de mercurio, de la que se han obtenido parámetros de comportamiento relevantes. El suelo de partida presentaba una distribución de poros bimodal fuertemente uniforme con una concentración de tamaños en torno a 10 μm y 0,03 μm .

La adición de cal produce un efecto casi inmediato que altera esta distribución de forma drástica ya a las 24 horas de maduración, sin dejar transcurrir plazo de curado, como se recoge en el conjunto de gráficas de interpretación siguientes:

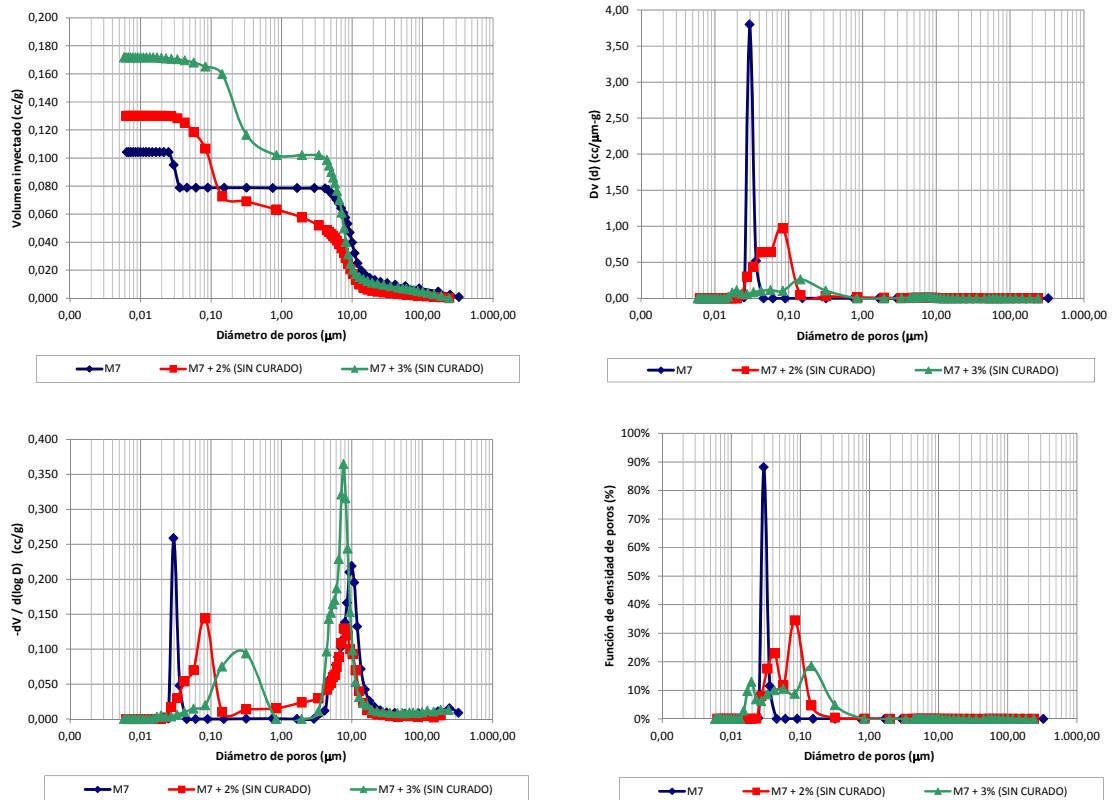


Figura 7-10. Diagramas correspondientes a la porosimetría por inyección de mercurio sobre el suelo sin tratar y tratado sin curado

El primer efecto producido es el incremento de la porosidad ilustrado en el mayor volumen admitido en términos globales, atribuido a la floculación de las partículas, que ya se ha documentado a través del índice de poros a nivel global en los ensayos de compactación.

También se aprecia que en los primeros instantes se mantiene la bimodalidad en la distribución de tamaño de poros característica de este tipo de tratamientos (Abdelkader et al., 2012; Stoltz et al., 2012), marcándose dos valores característicos en todas las curvas en rangos además muy similares.

A la vista de estas gráficas es posible marcar una frontera entre los macroporos o poros intergranulares y los microporos intragranulares que puede asociarse a un tamaño de 5 μm , superior al de las partículas iniciales de arcilla.

Puede comprobarse cómo la cal afecta relativamente poco a la macroporosidad, tanto en cuanto a los valores de diámetro como a su ponderación en la distribución de poros, manteniendo las curvas geometrías muy similares en su rango.

Sin embargo, sí se aprecian cambios relevantes en los poros menores, con comportamientos incluso irregulares en el que llegan a producirse incrementos en los tamaños característicos de microporos, si bien su importancia es muy limitada pues se trata de una situación transitoria.

Estos comportamientos transitorios irregulares han sido también descritos por Russo et al. (2007) quien describe la aparición de nuevos grupos de poros que durante el curado pierden relevancia relativa.

Lo que sí sufre una modificación es la importancia de cada uno de los grupos de poros, ilustrándose una mayor distribución del volumen en el rango de los microporos como ha sido documentado en diversas referencias (Stoltz et al., 2012; Le Runigo et al., 2009; Romero et al., 1999).

Esta mayor importancia de la microporosidad se aprecia no tanto por el valor puntual de las curvas como por el área comprendida bajo la misma, especialmente en la función de distribución volumétrica de poros ($-dV/d \log D$) debido a la mayor continuidad de la distribución.

Este efecto tiene una tendencia creciente con el contenido en cal, de forma que con la adición del 3% se obtiene un mayor reparto del volumen inyectado en los microporos, manifestado en un ensanche del pico de la curva.

7.8.2 Efecto del curado

Los diagramas obtenidos sobre muestras tratadas con el 2% de cal durante el período de curado establecido de 28 días ilustran su evolución en la figura siguiente:

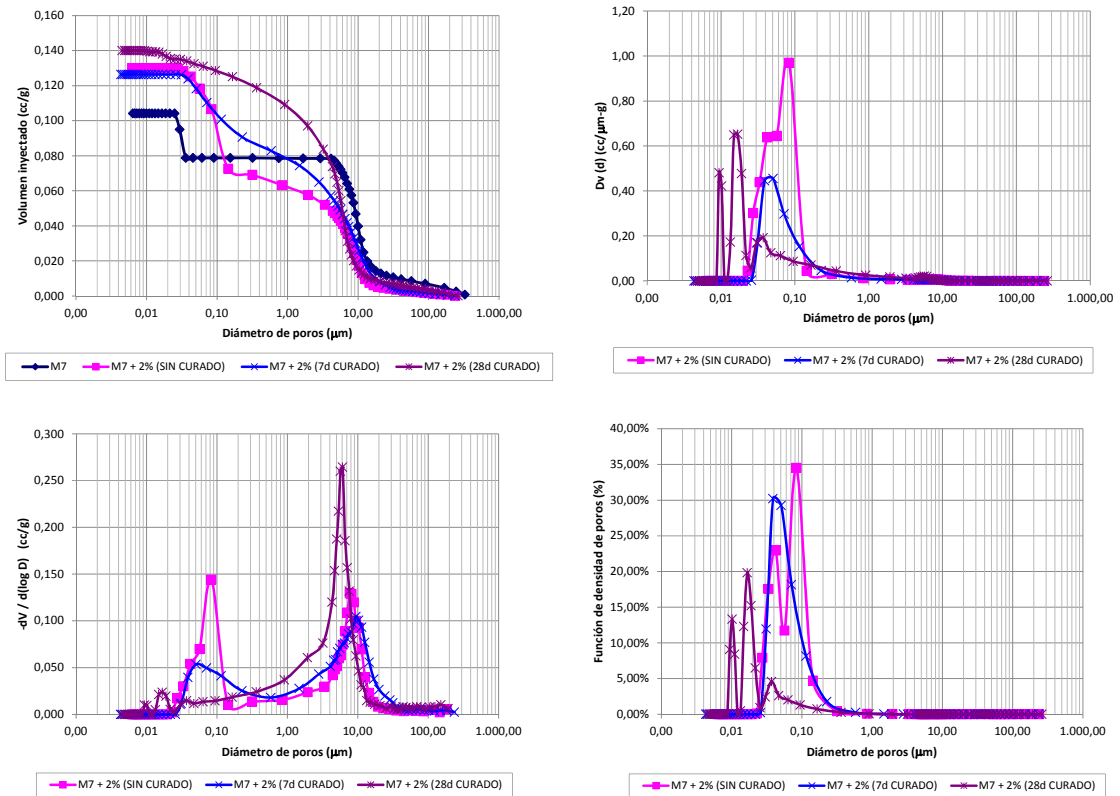


Figura 7-11. Diagramas correspondientes a la porosimetría por inyección de mercurio sobre el suelo tratado con un 2% de cal durante el periodo de curado

De estas gráficas se deduce en primer lugar una clara evolución de la porosidad de manera que a medida que transcurre el curado se pierde la bimodalidad de la curva hacia una distribución más continua.

Se aprecia claramente que el tamaño característico de los macroporos apenas cambia mientras que se produce un desplazamiento del pico de la curva correspondiente a la función de densidad de poros que ilustra la reducción del tamaño de microporos, desde un valor inicial de 0,08 μm a valores finales en torno a 0,01-0,02 μm.

Finalmente se ilustra también una mayor área bajo la curva en la franja de la microporosidad que informa de su mayor participación en la porosidad total de la muestra, aunque su evolución a lo largo del curado será decreciente (Tabla 7-2).

7.8.3 Muestras con 28 días de curado

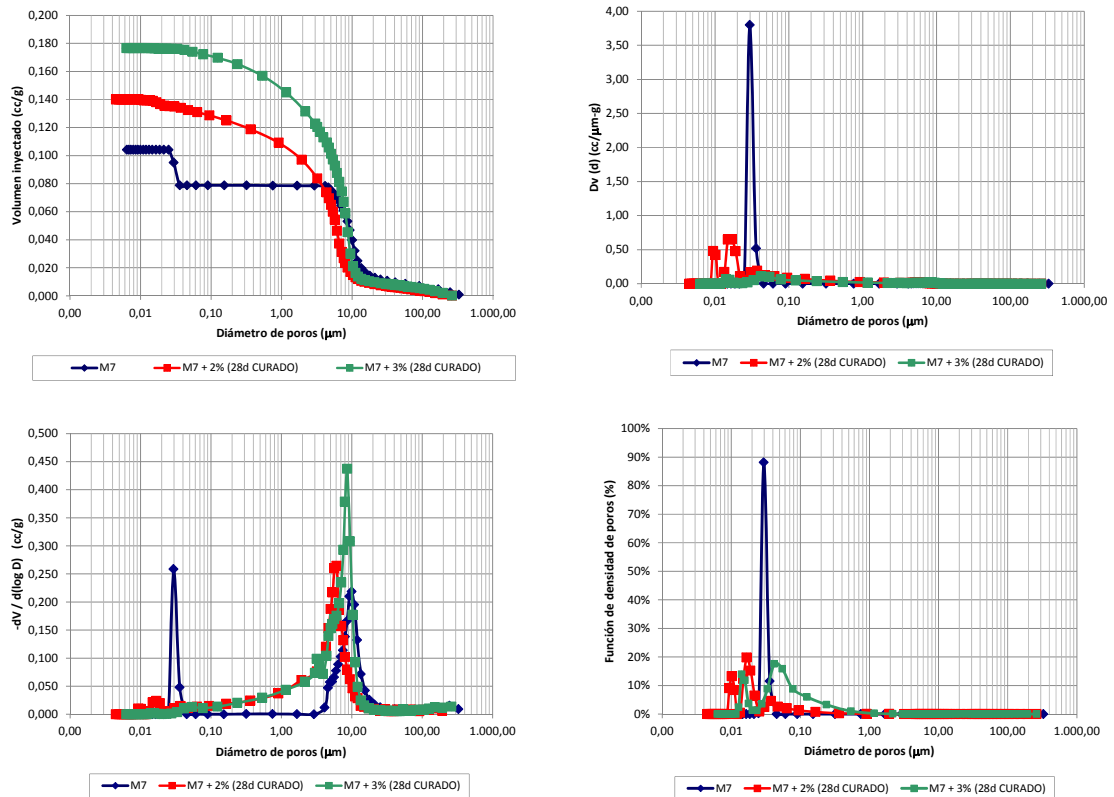


Figura 7-12. Diagramas correspondientes a la porosimetría por inyección de mercurio sobre el suelo sin tratar y tratado tras 28 días de curado

El resultado del análisis con las muestras obtenidas tras 28 días de curado (Figura 7-12) ratifica en primer lugar la mayor porosidad previsible así como el aumento de la continuidad en la distribución, especialmente en la franja de la microporosidad.

El tamaño de los macroporos parece no alterarse sensiblemente, manteniéndose en valores de pico en torno a 7-10 μm, aunque se detecta un cierto incremento de su importancia a medida que aumenta el contenido en cal, especialmente en la función de distribución volumétrica de poros (-dV/d logD).

En cuanto a la microporosidad, si bien la función de densidad de poros aparece poco ilustrativa por la deformación del valor de pico de la muestra sin tratar, se aprecia claramente la aparición de nuevos picos representativos de grupos de poros de menor tamaño al inicial como corresponde a los comportamientos descritos por diversos autores (Stoltz et al., 2014; Le Runigo et al., 2009; Romero et al., 1999).

Es posible cuantificar de manera relativa la proporción de los dos tipos de porosidad por tamaño atendiendo a la relación ponderal de volumen admitido en sus rangos. Estableciendo así un límite entre ambas en torno a 5 μm se deducen los siguientes valores:

Muestra	Muestra sin tratar	Mezcla 2% cal			Mezcla 3% cal	
		Sin curar	7 días	28 días	Sin curar	28 días
Microporosidad (diámetro < 5 µm)	27,4%	64,8%	58,1%	53,6%	47,6%	33,7%
Macroporosidad (diámetro >5 µm)	72,6%	35,2%	41,9%	46,4%	52,4%	66,3%

Tabla 7-2. Proporción de volumen de poros en las muestras de suelo sin tratar y tratado con cal

Puede apreciarse cómo desde el inicio se produce un aumento proporcional de la microporosidad que, no obstante, se atenúa a lo largo del período de curado. Éste último fenómeno estaría asociado a la generación de productos cementantes en el interior de la estructura del material. En todo caso, la microporosidad resultante tiene mayor peso ponderado al final del tratamiento que en el suelo inicial.

7.9 DEFORMABILIDAD POR SECADO

El estudio conjunto comparado de los resultados obtenidos en los procesos de secado y posterior humectación de las muestras se ha realizado a través de la relación entre la succión y las diferentes propiedades del material.

Se han controlado y cuantificado así los efectos sobre la humedad, tanto en términos gravimétricos como volumétricos, el índice de poros y la deformación volumétrica de probetas no sometidas a carga.

En relación a la deformación, se ha analizado sin limitación geométrica alguna toda vez que al experimentarse procesos de contracción libre no existe el efecto de confinamiento lateral que sin embargo sí se considera en los procesos de deformación por carga del tipo edométrico.

Los ensayos realizados han arrojado las siguientes conclusiones.

7.9.1 Relación humedad gravimétrica-succión

Un primer análisis de las curvas características obtenidas tanto para el suelo sin tratar como para el suelo tratado es que ilustra la uniformidad de su distribución de tamaños y poros, presentando formas planas en la zona de régimen capilar, típicas de suelos en los que la mayoría de los poros se drenan dentro de un rango estrecho de succiones, presentando así presiones de entrada de aire relativamente definidas (Aiassa, 2008).

A nivel de la relación entre la humedad gravimétrica y la succión, se aprecia que los suelos tratados con cal presentan mayor capacidad de retención de agua, situándose las curvas características de éstos sobre la curva natural del suelo sin tratar (Figura 7-13).

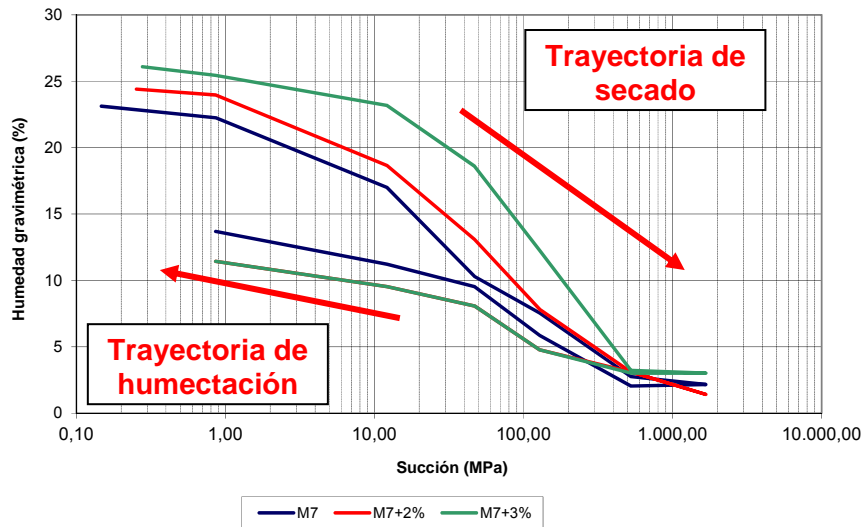


Figura 7-13. Curvas características humedad-succión comparadas para el suelo sin tratar y tratado

Además, la capacidad de retención se incrementa con el contenido de cal. Resultados similares deducen Stoltz et al. (2012), Tedesco (2006) y Wang et al. (2015) justificándolo en los cambios microestructurales ya descritos que propician la aparición de poros de menor diámetro. Esta mayor retención se mantiene incluso para altas succiones, como concluyen Cuisinier y Deneele (2008).

Sin embargo puede apreciarse que este efecto diferenciador desaparece para succiones muy elevadas, en las cercanías de la humedad residual, especialmente para el mayor contenido de cal, del 3%. Para la adición de un 2% se verifica que las curvas son muy similares a partir de succiones de 100 MPa, tal y como propone Stoltz et al. (2012), si bien estos autores cifran la frontera en torno a 20 MPa.

En cuanto a las trayectorias de humectación tras el secado extremo a que se han sometido las muestras cabe apuntar dos observaciones relevantes.

De una parte es evidente el fenómeno de histéresis descrito por Wang et al. (2015) que puede justificarse bien por las deformaciones irreversibles por contracción sufridas por la muestra. Así, para un nuevo índice de poros menor el grado de saturación y con él la succión asociada a una misma humedad son claramente menores.

Por otra parte, hay que apuntar la especial similitud de las curvas en su forma que, para los suelos tratados, llegan a superponerse por idénticas. Esta escasa diferenciación de las curvas en los tramos de humectación coincide con lo expuesto por Russo et al. (2007).

7.9.2 Relación índice de poros-succión

El análisis conjunto de las curvas que relacionan el índice de poros en cada escalón de succión, como ilustración de las deformaciones volumétricas que sufre el material en el proceso de secado y humectación, aporta una serie de observaciones relevantes:

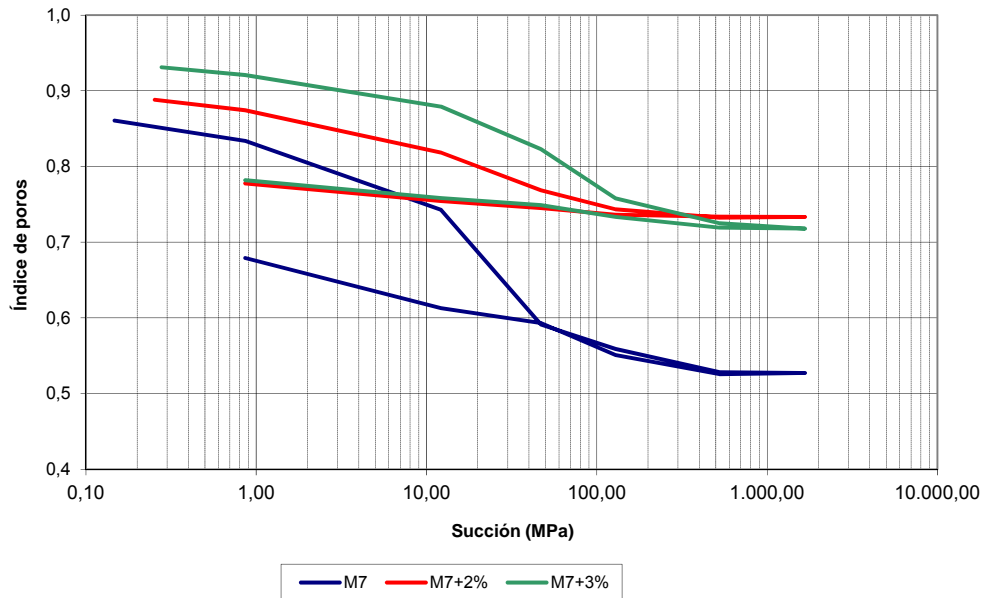


Figura 7-14. Relación índice de poros-succión para la muestra sin tratar y tratada

Al igual que ocurre en las curvas edométricas pueden apreciarse las siguientes características:

- Existe un valor de la succión por debajo de la cual el comportamiento ante posibles cambios de succión no conlleva modificaciones volumétricas relevantes.
- A partir de dicho valor se producen contracciones muy importantes con el incremento de la succión, siendo posible definir un índice de succión C_m asociado a la pendiente de los distintos tramos de la trayectoria que gobernaría la relación entre ambos parámetros.
- Los valores de este índice pueden estimarse mediante aproximaciones a tramos lineales. No obstante las modificaciones conseguidas con la cal no ilustran reducciones relevantes ni tendencias claras (Figura 7-15).
- Esta proporción se mantiene hasta un valor de succión en que vuelve a cambiar drásticamente.
- Tanto para valores de succión superiores al mismo en trayectorias de secado, como para trayectorias de humectación tras el mismo, es posible establecer una relación muy similar.

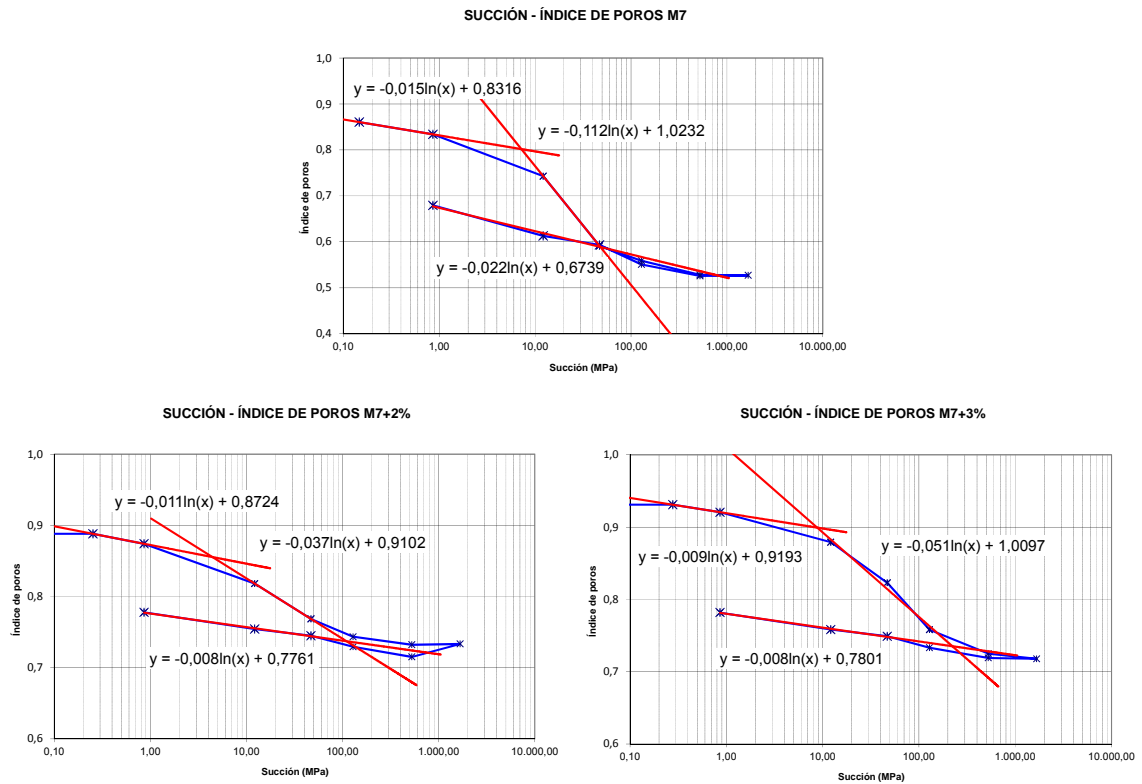


Figura 7-15. Ajuste lineal por tramos de las curvas características índice de poros-succión para la muestra M7 sin tratar y tratada con cal

La falta de tendencias claras en cuanto a las curvas antes expuestas puede deberse al hecho de que la determinación de los cambios en índice de poros se han realizado en términos de deformación volumétrica al haberse llevado a cabo los ensayos de contracción libre. Con objeto de clarificar estos extremos, se cuantificará no obstante más adelante en términos directos entre la humedad y las deformaciones volumétrica y vertical.

El fenómeno de la histéresis en la forma de las curvas que ilustra la acumulación de retracciones se ha cuantificado para los tres tipos de suelo comparando los índices de poros para un mismo escalón de succión de 0,862 MPa en las dos trayectorias con los siguientes resultados:

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Índice de poros trayectoria secado (0,862 MPa)	0,850	0,874	0,921
Índice de poros en humectación (0,862 MPa)	0,679	0,778	0,782
Deformación vertical de contracción $\Delta e \div (1+e_0)$	9,24 %	5,12 %	7,24 %

Tabla 7-3. Deformaciones por retracciones acumuladas en las curvas características en forma índice de poros-succión para el suelo M7 sin tratar y tratado

Se observa cómo a pesar de que el tratamiento conlleva una cierta reducción de las deformaciones, el riesgo de la acumulación de contracciones sigue manifestándose en los suelos tratados.

7.9.3 Modelización de la curva característica

En cuanto a la forma de la curva de retención, los efectos apreciados confluyen con lo propuesto por Vijayakumar et al. (2013) en el sentido de que el efecto de la adición de cal se traduce en un aumento de la succión al punto de entrada de aire si bien en el caso presente se ha detectado un ligero incremento de la pendiente al contrario de lo concluido por dichos autores.

No obstante hay que apuntar que dicho incremento puede considerarse poco significativo y muy afectado por la forma de ajuste de las curvas obtenidas.

Así se deduce en primera instancia de un ajuste de las distintas curvas mediante tramos rectos sobre escala semilogarítmica según se recoge en las siguientes imágenes y resultados:

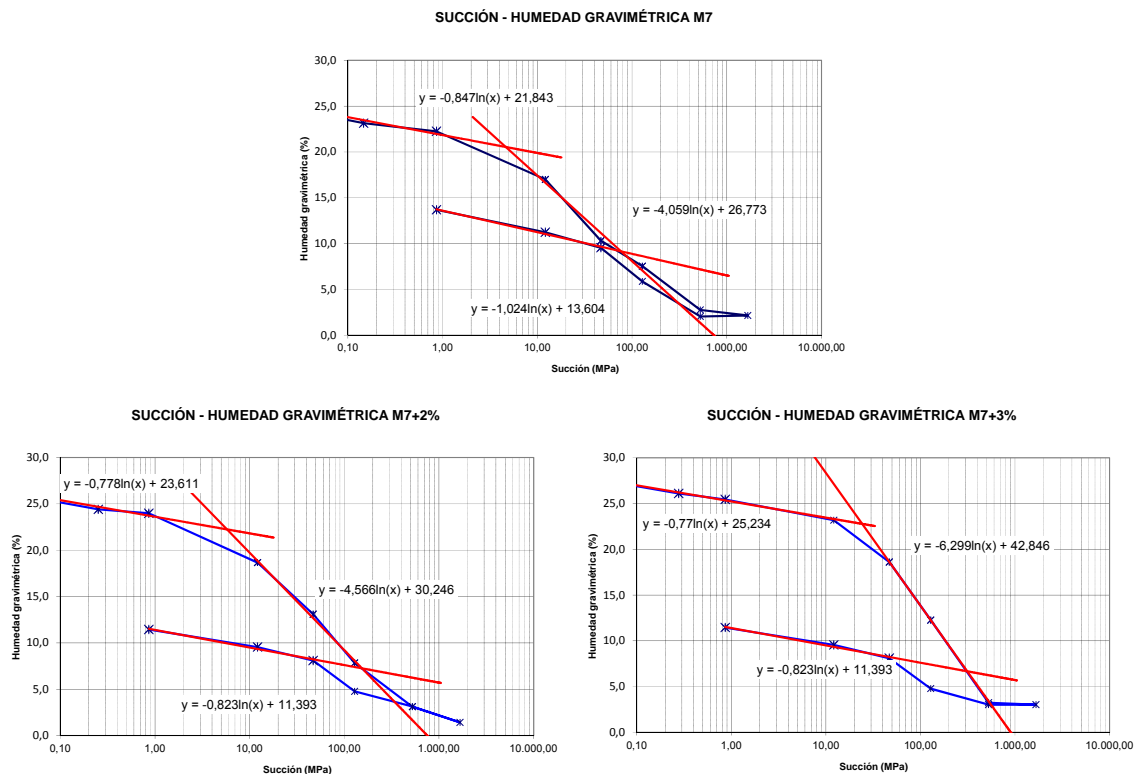


Figura 7-16. Ajuste lineal por tramos de las curvas características humedad-succión para la muestra M7 sin tratar y tratada con cal

Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Succión al punto de entrada de aire (MPa)	4,64	5,76	24,18
Humedad al punto de entrada de aire (%)	20,54	22,25	22,24
Pendiente del tramo inicial de secado	0,847	0,778	0,770
Pendiente de la curva de secado, C_m	4,059	4,566	4,566
Pendiente de la curva de rehumectación	1,024	0,823	0,823

Tabla 7-4. Parámetros de ajuste de las curvas características mediante tramos lineales para el suelo M7 sin tratar y tratado

La interpretación de estos valores conduce a la comprensión de la mejora que a cal introduce en el comportamiento de los suelos. El incremento del valor de entrada de aire ilustra la mayor trayectoria de secado que debe sufrir el suelo antes de manifestar contracciones elevadas o lo que es lo mismo, la menor deformabilidad inicial. Similar influencia tiene la menor pendiente de la rama de secado inicial, antes de dicha entrada de aire.

Sin embargo, la mayor pendiente de la rama de secado, contradictoria con esa aparente mejora, apunta a la confluencia de todas las curvas para valores extremos de succión.

Hay que apuntar la extrema similitud de las curvas para los dos contenidos de cal analizados.

También se han modelizado las curvas características según la formulación de Fredlund y Xing propuesta por Aldaood et al. (2014) como adecuadas para ello con el resultado conjunto que resume el comportamiento descrito con unos parámetros bien correlacionados con valores de R² superiores a 0,99:

$$\theta = C(\psi) \cdot \frac{\theta_s}{\left[\ln\left(e + \frac{\psi}{a} \right) \right]^m} = \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln\left(1 + \frac{1.000.000}{\psi_r} \right)} \right] \cdot \frac{\theta_s}{\left[\ln\left(e + \frac{\psi}{a} \right) \right]^m}$$

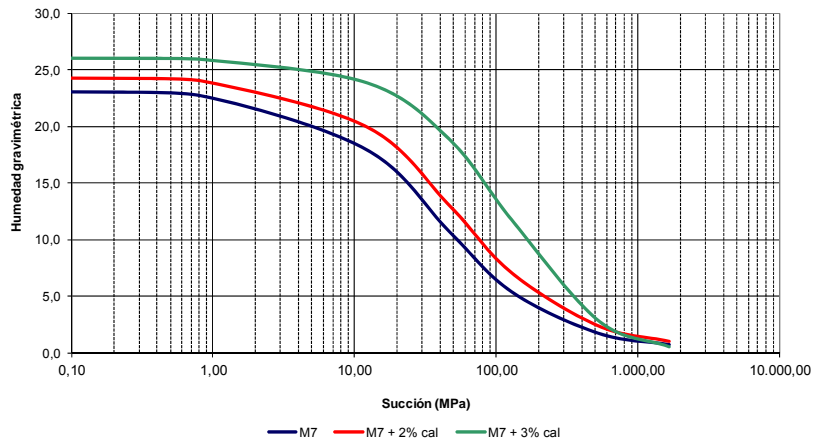


Figura 7-17. Ajustes de las curvas características humedad-succión a la expresión de Fredlund&Xing

Parámetro/Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
a	40,0	50,0	225,0
n	1,000	0,800	0,150
m	2,50	3,00	30,00

Tabla 7-5. Parámetros de ajuste de las curvas características a la expresión de Fredlund&Xing para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal

Su interpretación, conforme a lo expuesto por Aiassa (2008) y Fredlung & Xing (1994) ilustra los cambios de comportamiento experimentados.

Así, la variación del parámetro a, ilustra la posición de la presión de entrada de aire de forma que a mayores valores de a, mayor es la presión de entrada de aire. Así se aprecia e incluso se ilustra el salto mucho mayor experimentado para el 3% de cal, mientras que los valores sin tratar y con 2% son muy similares.

Por su parte, el parámetro n se relaciona con la distribución de tamaños de poros, de manera que cuanto más uniformes sean los poros del suelo, mayor es el valor de n. Del estudio de la microestructura se dedujo claramente cómo el efecto de la cal se manifestaba en una distribución más continua de los microporos implicando una mayor gama de diámetros. Este resultado es acorde con la reducción manifestada en el parámetro.

Finalmente, el parámetro m se relaciona con la simetría de la curva, de forma que los valores de m pequeños se corresponden con pendientes moderadas en el rango de succiones bajas y pendientes más pronunciadas en el rango de succiones altas. De nuevo el desplazamiento de las curvas hacia el rango de altas succiones con la adición de mayores contenidos de cal y la mayor pendiente en esta zona corroboran la evolución de los parámetros.

7.9.4 Relación humedad-deformación volumétrica

Por último, una de las conclusiones más relevantes es el efecto que la cal tiene sobre la deformación volumétrica de los suelos sometidos a secado.

La representación más habitual de este proceso son las curvas de retracción que recogen los índices de poros frente a la humedad, ambos en valores absolutos, que en el caso presente adoptan las formas siguientes:

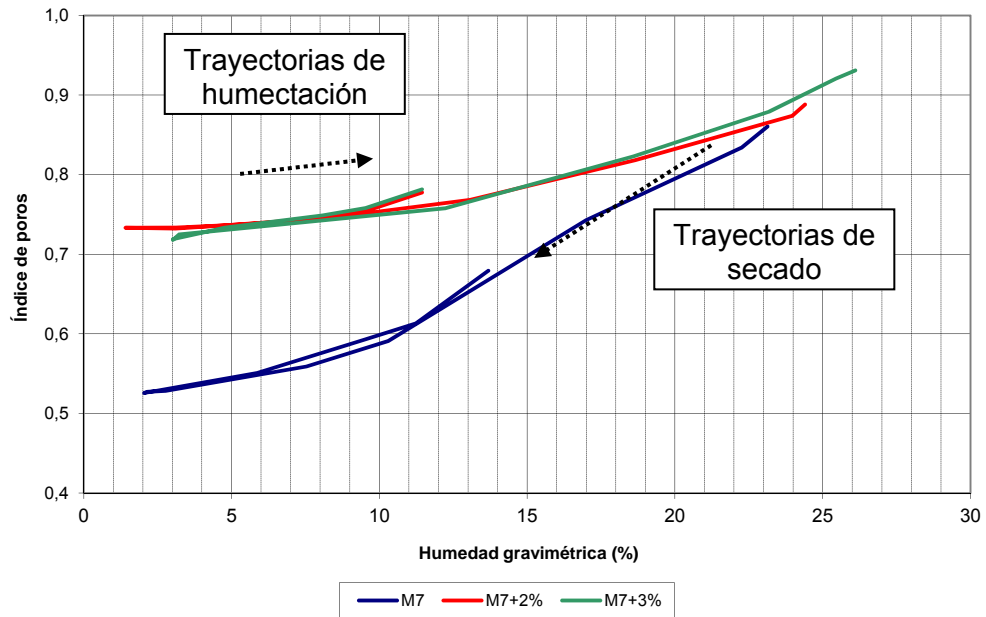


Figura 7-18. Curvas de retracción para las muestras de suelo sin tratar y tratadas con cal

La primera apreciación relevante es la casi total coincidencia de las curvas en valores absolutos para los suelos tratados con cal.

Un segundo aspecto importante a destacar es la coincidencia de la rama de humectación tras el secado que se aprecia en esta expresión del proceso. Ello podría definirse como un comportamiento reversible o “elástico” en cierto modo, aunque realmente no lo sea desde el punto de vista de deformaciones ni de succión. La explicación de esta coincidencia estaría en que la contracción limita la capacidad el almacenamiento de agua.

Otra forma de representación a partir de la cual es posible extraer valores de deformación relativos sería la deformación volumétrica ϵ_v tridimensional en relación al incremento de humedad de la muestra a partir de la de compactación (Figura 7-19) en los términos siguientes:

$$\epsilon_v = \frac{V_0 - V}{V_0} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

Siendo V_0 y e_0 el volumen e índice de poros iniciales de las probetas y V y e los correspondientes al momento en que se evalúa la deformación.

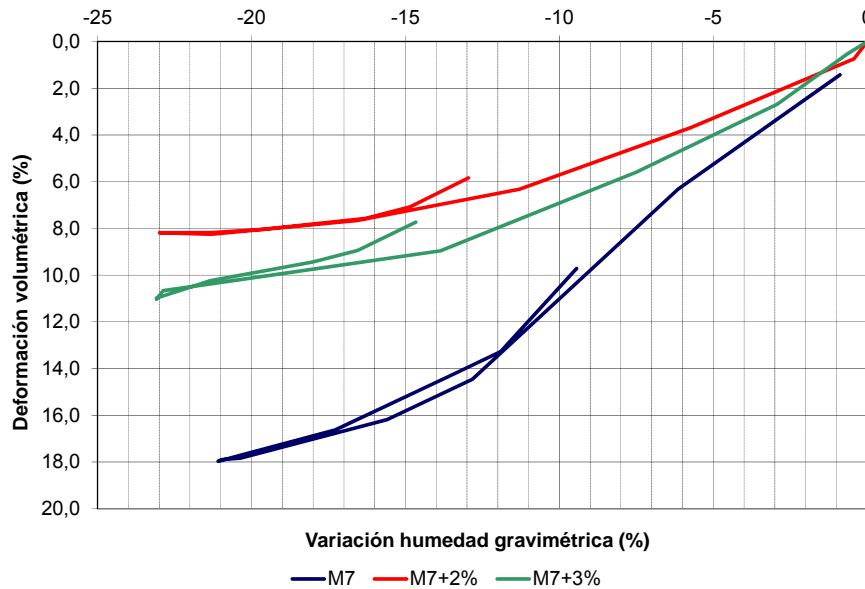


Figura 7-19. Relación entre la deformación volumétrica y la variación de humedad para la muestra sin tratar y tratada con cal

Puede apreciarse que la adición de cal reduce sustancialmente la sensibilidad de los suelos a las contracciones ante pérdidas de humedad. Así, por ejemplo, mientras que la muestra sin tratar ilustra contracciones ante situaciones de reducción de humedad del 10% de hasta un 11% desde su estado inicial compactado, para los suelos tratados con cal las deformaciones se limitarían a valores del 7 y 6% para contenidos del 2 y 3% de cal respectivamente.

Cabe apuntar el hecho de que se han medido mayores contracciones relativas en el tratamiento del 3% en relación al del 2%. Ello puede deberse a la mayor porosidad de la muestra y su mayor humedad inicial o incluso a la mencionada pérdida de eficacia apuntada para contenidos crecientes de cal.

Se plantea en la presente establecer una regresión lineal con un ajuste de bastante calidad de los puntos hasta reducciones de la humedad del orden de un 13%, según se ilustra a escalas diferentes en las gráficas siguientes:

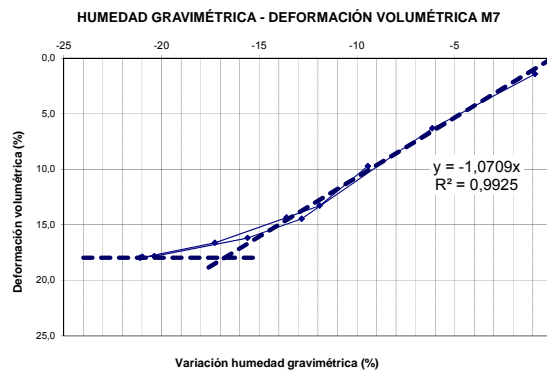


Figura 7-20. Ajuste lineal de las relaciones entre la deformación volumétrica y la variación de la humedad para el suelo sin tratar

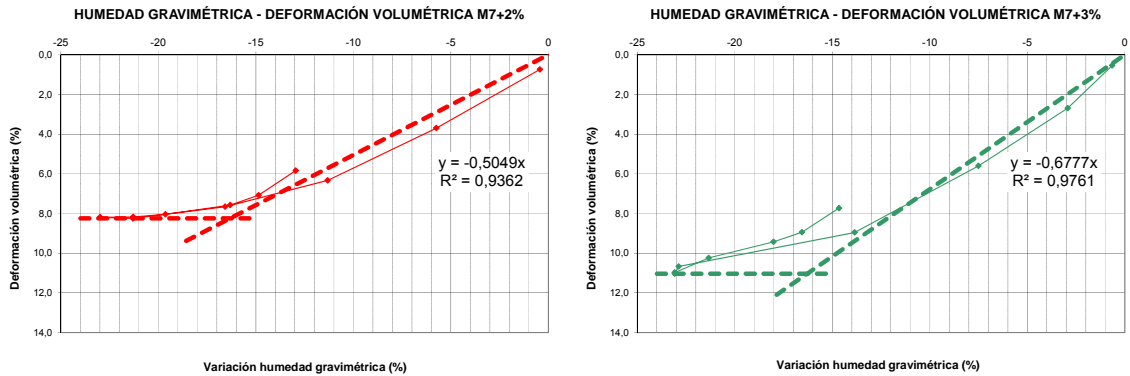


Figura 7-21. Ajuste lineal de las relaciones entre la deformación volumétrica y la variación de la humedad para el suelo tratado con cal

De estas gráficas cabe deducir una relación lineal entre la deformación volumétrica, ϵ_v , y la variación de humedad gravimétrica, Δw , en términos absolutos cuya pendiente media en el tramo descrito desde la humedad de compactación hasta un eventual secado natural al 10% se reduce a la mitad. La expresión así propuesta sería de la forma:

$$\epsilon_v = \alpha_v \cdot \Delta w$$

Los parámetros que se deducen de las regresiones son los siguientes:

Parámetro/Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Pendiente α_v	1,0709	0,5049	0,6777
Deformación volumétrica máxima (contracción, %)	17,97	8,25	11,04
Humedad inicial (%)	23,1	24,4	26,1
Límite de retracción (%)	6,3	8,1	9,3

Tabla 7-6. Parámetros de ajuste de la relación deformación volumétrica-variación de humedad para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal

El parámetro α así obtenido se corresponde con el establecido por Kodikara (2006) denominado como coeficiente de retracción volumétrica.

En relación al suelo sin tratar, para la cuantificación de dicho coeficiente es posible recurrir a la propuesta de Richards (1967) referenciada posteriormente por Fytius et al. (2009):

$$\epsilon_v = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\Delta w}{1 + e_0}$$

Donde ε_v es la deformación volumétrica, ρ_s y ρ_w son la densidad de partículas sólidas y la densidad del agua respectivamente, e_0 es el índice de poros inicial de la muestra y Δw es la variación de la humedad gravimétrica. Similar propuesta de relación lineal plantean Mitchell y Avalue (1984), si bien todos ellos la plantean para procesos de hinchamiento. Aplicando esta expresión al suelo M7 se obtiene:

$$\varepsilon_v = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\Delta w}{1 + e_0} = \frac{2,668}{0,981} \cdot \frac{\Delta w}{1 + 0,860} = 1,46$$

Puede apreciarse que el valor obtenido de 1,07 es inferior al propuesto por estos autores.

Puppala et al. (2014) deducen para una serie de suelos unas correlaciones para su obtención que se plasman en la gráfica siguiente:

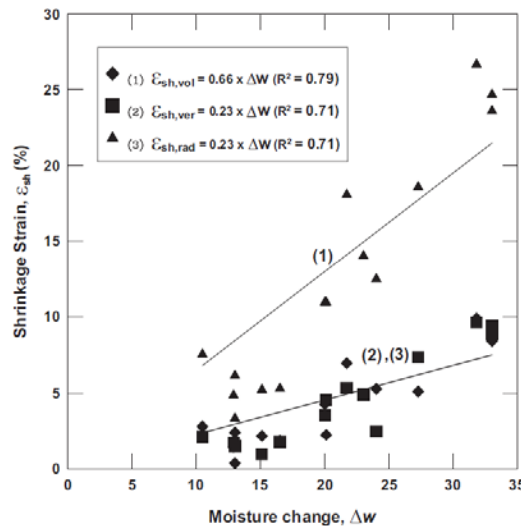


Figura 7-22. Correlación entre las deformaciones volumétricas por retracción ε_{sh} y el cambio de humedad Δw para diferentes magnitudes; vol=volumétrica; ver=vertical; rad=radial (Puppala et al., 2014)

En este caso, la correlación propuesta para la deformación volumétrica proporciona un valor de 0,66 inferior al obtenido, si bien puede considerarse definitivamente que el rango marcado por ambas teorías delimita el alcanzado habida cuenta de las muy diversas condiciones de obtención de los mismos.

A este efecto, la conclusión más relevante de las gráficas anteriores es que la adición de cal supone una reducción drástica de estas deformaciones, pues si bien los coeficientes para los tratamientos con cal deducidos a través de la fórmula anterior alcanzarían valores de 1,44 y 1,41 respectivamente, los valores de la correlación no alcanzan la mitad de los mismos.

En cuanto al valor del límite de retracción obtenido, Stoltz et al. (2012) apuntan que la adición de cal no afecta sensiblemente al límite de retracción del suelo, mientras que Grine y Assia (2011) documentan incrementos de hasta un 6% de dicho valor para una adición de un 4% de cal.

En los suelos estudiados los resultados obtenidos ilustran unas modificaciones discretas pero de tendencia coincidente con las propuestas.

Sí coinciden claramente con la reducción en las deformaciones por retracción con el contenido de cal expuestas por Akawwi y Al-Kharabsheh (2000) que ilustran valores de 18-20% para un suelo base que con el 4% de cal se reducen a un 8-10%, valores estos muy similares a los obtenidos.

Finalmente, hay que apuntar que los valores de succión correspondientes a los límites de retracción obtenidos se encuentran en un rango entre 128 y 206 MPa.

7.9.5 Deformabilidad vertical

Dado el enfoque del presente en relación al comportamiento de los suelos tratados en rellenos estructurales, interesa transformar los valores antes obtenidos de deformación volumétrica a magnitudes unidimensionales correlacionables con asentos o deformaciones verticales.

A este efecto hay que considerar que los ensayos de retracción realizados lo han sido bajo condiciones de contracción libre, si bien se han controlado las dimensiones de las probetas en altura y diámetro.

La deformación vertical medida se puede analizar mediante los gráficos en relación a la variación de humedad al igual que se ha hecho para la volumétrica, comprobando que las trayectorias son muy similares y también es posible una regresión lineal en fases de secado de hasta -13% de humedad, como se recoge en la gráfica siguiente:

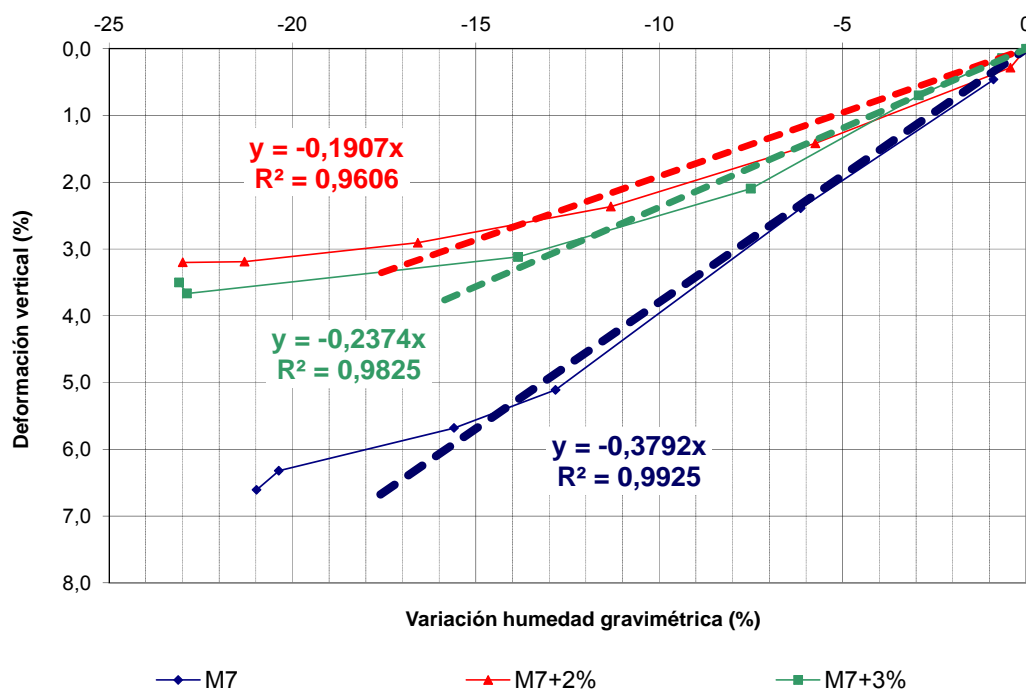


Figura 7-23. Ajuste lineal de las relaciones entre la deformación vertical y la humedad para el suelo sin tratar y tratado con cal

Al igual que se ha planteado con la deformación volumétrica, se deduce de la presente una relación lineal entre la deformación vertical, ϵ_z , y la variación de humedad gravimétrica, Δw , que también manifiesta el efecto de la cal como una reducción de la deformabilidad a la mitad en relación al suelo sin cal. La expresión así propuesta es de la forma:

$$\epsilon_v = \alpha_z \cdot \Delta W$$

Los valores del coeficiente de retracción que se deducen son:

Parámetro/Muestra	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Pendiente α_z	0,3792	0,1907	0,2347

Tabla 7-7. Parámetros de ajuste de la relación deformación vertical-variación de humedad para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal

Estos valores, pueden compararse con los propuestos por Puppala et al. (2014) (Figura 7-22) para suelos principalmente arcillosos que proporcionan un valor medio de 0,23 aunque con poeres ajustes en las regresiones planteadas debido a la diversidad e suelos empleados.

Del análisis de los datos puntuales obtenidos también es posible deducir que la relación entre la deformación vertical y la volumétrica apenas se modifica al aplicar la cal, pasando de valores del orden de 0,315 a 0,311-0,312.

Estos valores se encuentran dentro del rango tradicionalmente considerado en la teoría de la elasticidad, equivalente a 1/3, y del propuesto por Puppala et al. (2014) para suelos plásticos que los cuantifican en un rango de 0,25 a 0,38 con un valor medio de 0,35 casi independientemente de su índice de plasticidad (Figura 7-24).

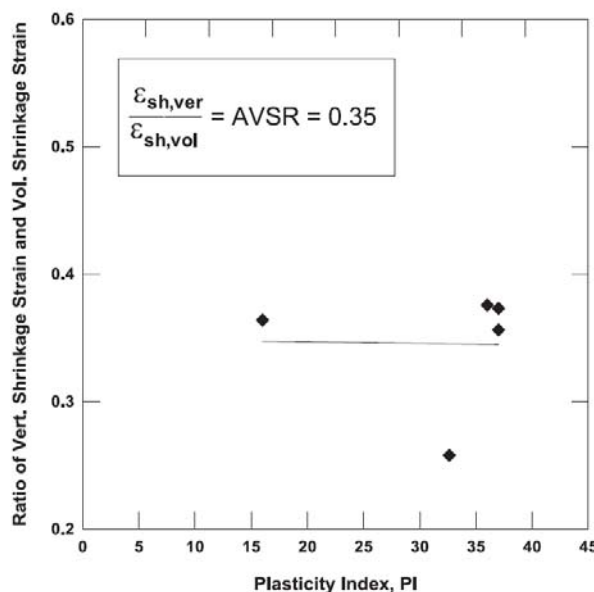


Figura 7-24. Relación entre la deformación volumétrica y vertical en retracción en función del índice de plasticidad del suelo (Puppala et al., 2014)

7.10 DEFORMABILIDAD BAJO CARGA

7.10.1 Ensayos de consolidación en edómetro convencional

En cuanto a la deformabilidad bajo carga, el efecto de la cal sobre los suelos arcillosos se traduce en primer lugar en la generación de una sobreconsolidación aparente de origen químico que sustituye o complementa en cierta forma a la asociada a la compactación de forma que las curvas edométricas mantienen las trayectorias de deformación a dos niveles, si bien modificando sustancialmente los parámetros deformacionales:

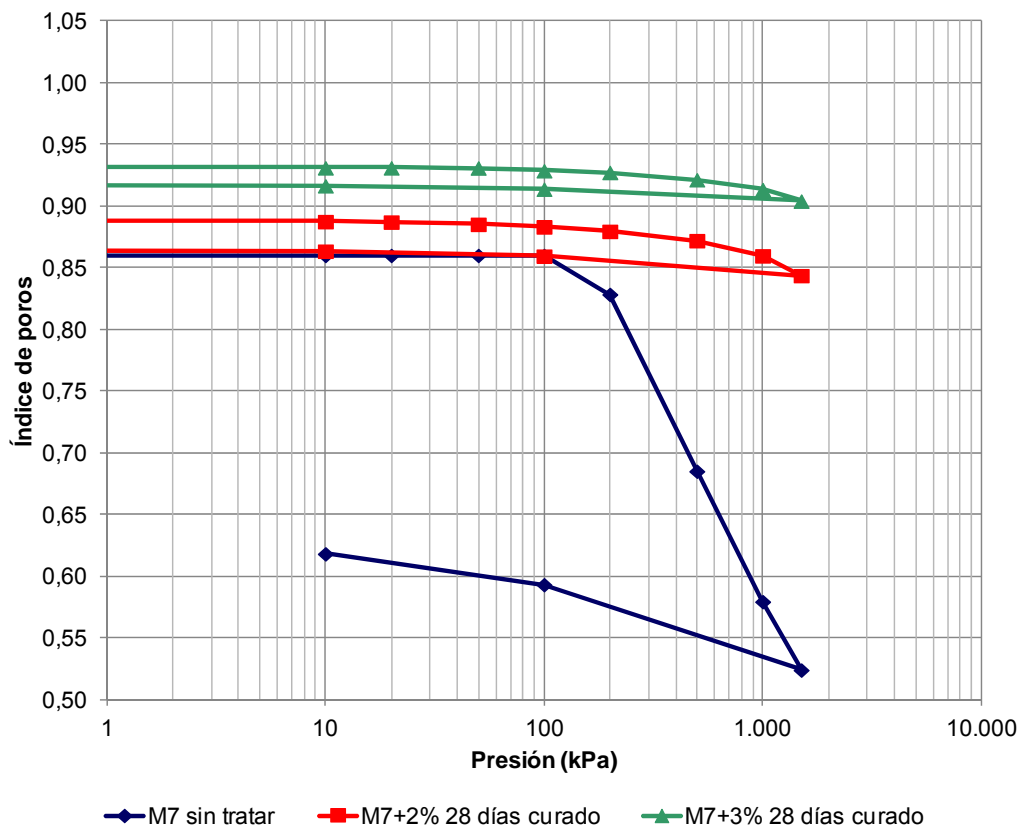


Figura 7-25. Curvas edométricas del suelo sin tratar y tratado con cal a los 28 días de curado

Así, el ensayo de consolidación unidimensional con drenaje convencional aplicado sobre las muestras de suelo ha ratificado la notable reducción de la compresibilidad que se obtiene (Figura 7-26), inverso del módulo de deformación edométrica, vinculada tanto a la proporción de cal aplicada como al tiempo de curado.

Así, se han medido reducciones del índice de compresibilidad de hasta casi un orden de magnitud, como proponen Mavroulidou et al. (2013), muy por encima de las discretas mejoras de 1/2 a 1/3 obtenidas por Rajasekaran y Rao (2002).

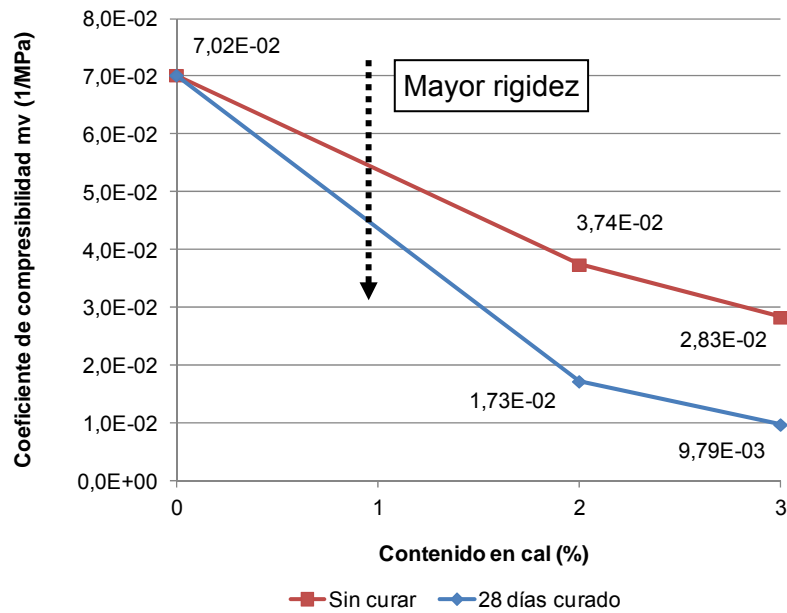


Figura 7-26. Evolución del coeficiente de compresibilidad en función del contenido en cal para muestras sin curado y curadas 28 días

Estos resultados también pueden expresarse en forma de índice de compresión, tal y como proponen Nowamooz y Masrouri (2010), Rao y Shivananda (2005) y Rajasekaran et al. (1997):

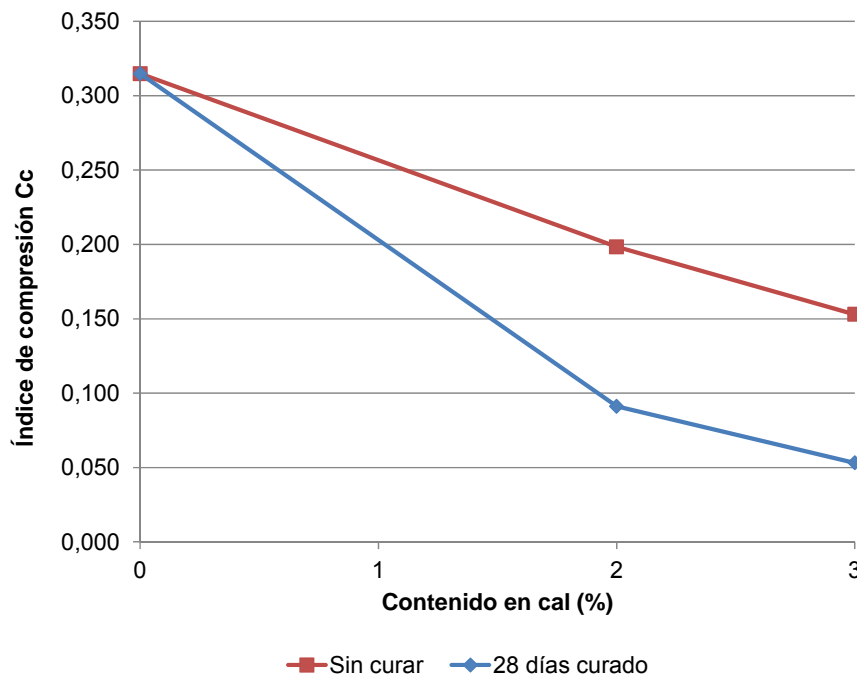


Figura 7-27. Evolución del índice de compresión de la rama de carga noval en función del contenido en cal para muestras sin curado y curadas 28 días

En ambos casos es posible apreciar además la evolución durante el curado, tal y como documentan Sakr et al. (2009) quien ya ilustra la rigidización progresiva incluso para proporciones del 1% de cal.

En cuanto a las formas de las curvas de consolidación, el efecto de la cal sobre las mismas ilustra directamente un cambio de comportamiento, eliminándose la curva en “S” característica de los procesos de consolidación.

7.10.2 Ensayos edométricos a humedad constante

El comportamiento deformacional de los suelos tratados con cal bajo condiciones de carga edométrica sin cambio de humedad ilustra una clara reducción de la deformabilidad, como se recoge en las curvas edométricas comparadas obtenidas en las condiciones de compactación de referencia:

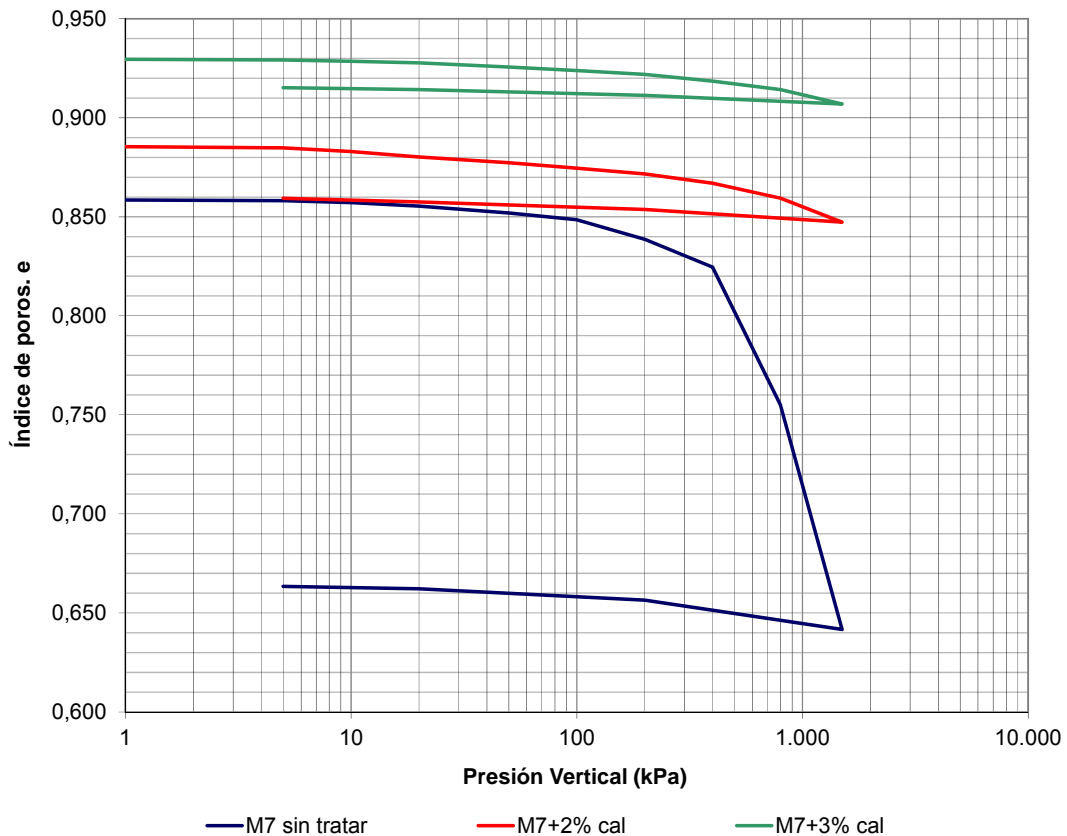


Figura 7-28. Curvas de deformación en edómetro de humedad constante para el suelo sin tratar y tratado con cal

El efecto conseguido va incluso más allá de la rigidización, manifestándose en una menor sensibilidad a los cambios de humedad, como se recoge en las curvas siguientes para escalones de carga diferentes de los ensayos expresando la deformabilidad en términos de $\Delta e \div (1+e_0)$ frente a la humedad (Figura 7-29).

Si bien los gráficos están en escalas crecientes para ser más ilustrativos, se aprecian los efectos mencionados, que incluso hace poco diferenciador el tratamiento con los dos porcentajes de cal realizados.

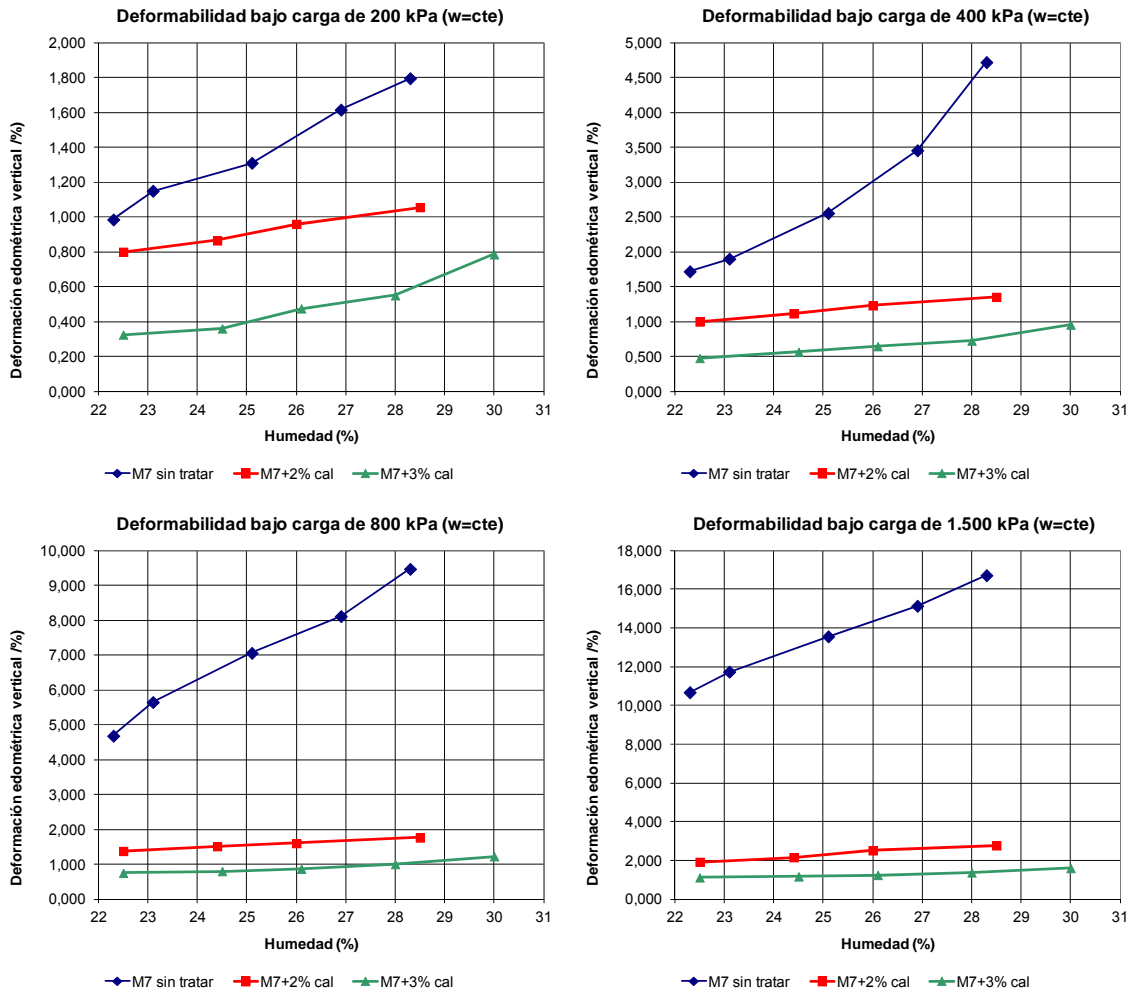


Figura 7-29. Deformabilidad vertical máxima medida en diferentes escalones de carga en edómetro a humedad constante para el suelo sin tratar y tratado

Un resumen final de estos resultados se ilustra con la gráfica comparada de los índices de compresión en la rama noval en el último tramo, de 800 a 1.500 kPa (Figura 7-29).

Esta rigidización se corresponde con las propuesta de Ohuadi et al. (2014) sobre ensayos similares al ejecutado en que consiguen reducciones del índice de compresión C_c de un orden de magnitud.

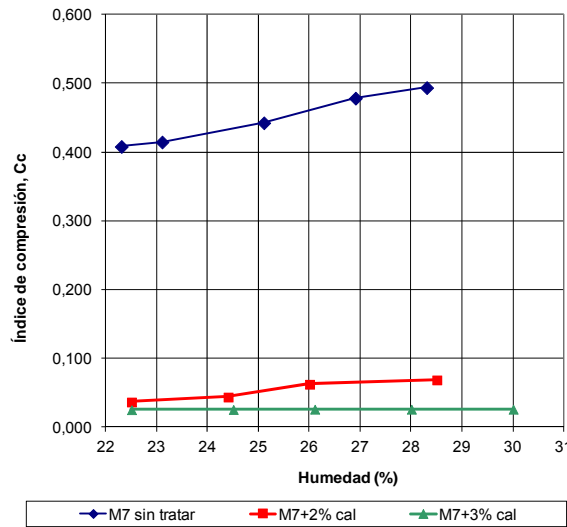


Figura 7-30. Evolución del índice de compresión determinado en el escalón de 800 a 1.500 kPa en ensayos edométricos a humedad constante para el suelo sin tratar y tratado con cal.

A partir del gráfico anterior y de la trayectoria ilustrada puede plantearse la regresión mediante ajuste lineal, que proporciona los siguientes parámetros:

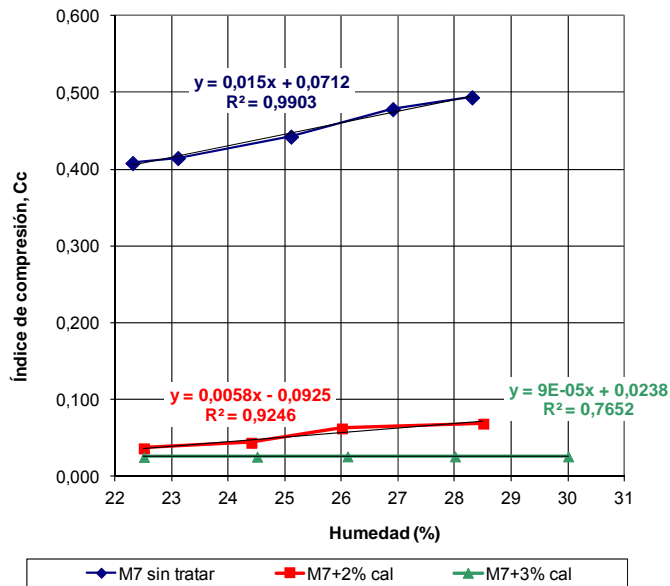


Figura 7-31. Ajuste lineal de la evolución del índice de compresión determinado en el escalón de 800 a 1.500 kPa en ensayos edométricos a humedad constante para el suelo sin tratar y tratado con cal.

Esta propuesta apunta a considerar que en el rango de humedades analizadas la deformabilidad del material presenta una segunda variable, la humedad del suelo, que podría suponerse incorporada al índice de compresión. No obstante el efecto de la adición del 3% de cal estabiliza el índice de compresión y lo hace insensible a cambios de humedad.

Una cuantificación del incremento de deformación asociado a los diferentes grados de humedad del suelo puede derivarse a partir de una interpolación lineal de las leyes de deformabilidad antes recogidas. Así, por ejemplo, para un nivel de cargas de 200 kPa, representativo de un relleno de unos 10 metros de altura, el efecto en deformabilidad se estimaría según sigue:

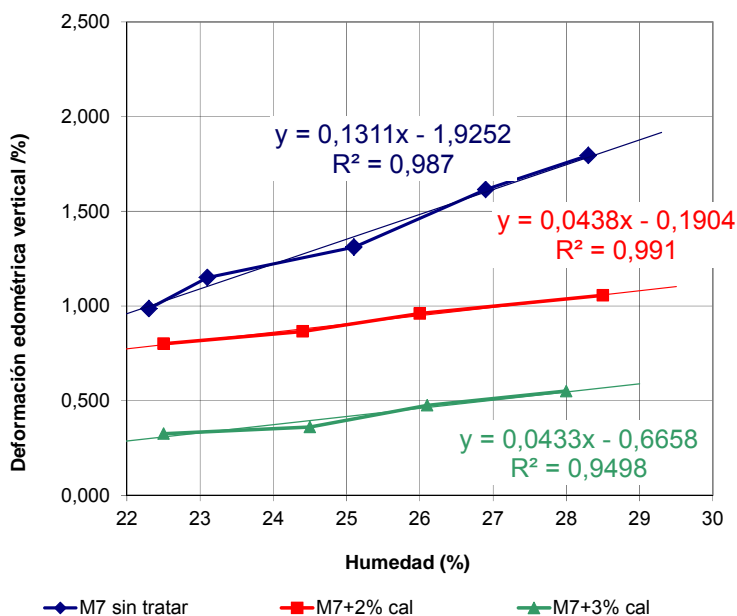


Figura 7-32. Ajuste lineal de las leyes de deformabilidad vertical máxima medida para el escalón de 200 kPa en edómetro a humedad constante para el suelo sin tratar y tratado

La tabla adjunta ilustra y cuantifica los incrementos en deformabilidad vertical asociados a posibles cambios de humedad que se deducen de estos ajustes:

Incremento en deformabilidad vertical	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Humedad óptima	1,10	0,88	0,46
+ 2% humedad	1,37	0,97	0,55
+ 4% humedad	1,63	1,05	0,64
+ 6% humedad	1,89	1,14	0,72
+ 8% humedad	2,15	1,23	0,81

Tabla 7-8. Deformabilidad vertical asociada a procesos de humectación a partir de las condiciones de compactación medidas para 200 kPa

Puede apreciarse de una parte cómo el tratamiento con cal reduce los riesgos de deformabilidad, pero también cómo un incremento de la humedad puede aumentar las deformaciones entre un 40 y un 75% sobre la teórica.

7.11 RESISTENCIA

7.11.1 Resistencia al corte

De los ensayos realizados en la caja de corte directo en condiciones UU sin saturación bajo condiciones de succión inicial se han obtenido datos que ilustran claramente tanto la transformación que a corto plazo produce la cal introduciendo un comportamiento más friccional como la ganancia en resistencia proporcionada por la reacción puzolánica que genera una cohesión química.

El primer efecto, a corto plazo, se manifiesta con un rápido incremento del ángulo de rozamiento interno que lleva asociado una reducción en la cohesión como se ilustra en la imagen siguiente:

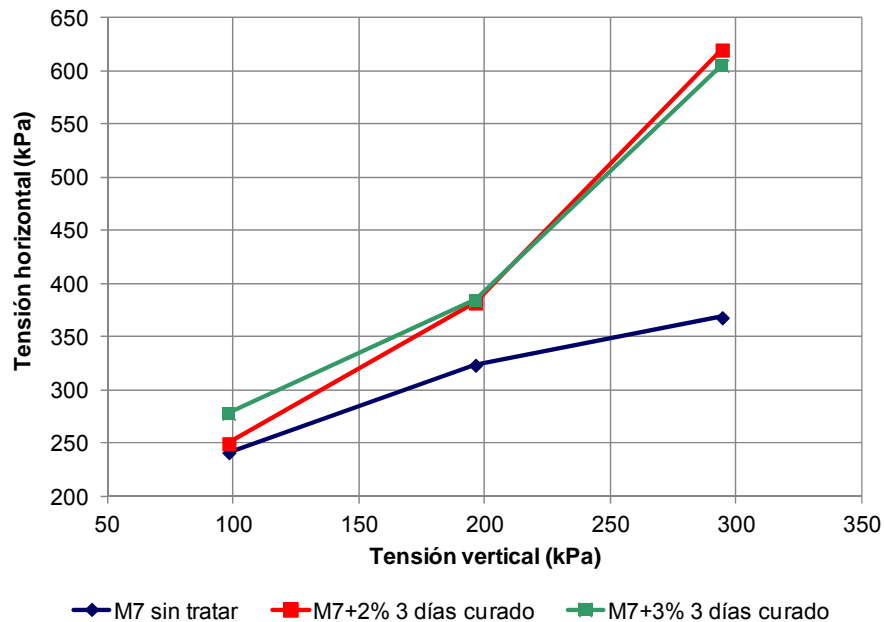


Figura 7-33. Evolución de los ensayos de corte directos sobre las muestras sin tratar y tratadas con 3 días de curado

Puede apreciarse cómo inicialmente el comportamiento de las mezclas de 2 y 3% no se diferencia apenas dado que la mayor influencia debe estar asociada a la cuantificación de la reacción puzolánica, cuyo efecto en estas magnitudes aparece de forma más tardía, como argumenta Broms (2004). Se aprecia claramente una mayor pendiente de la línea de resistencia que concluirá con el aumento directo del ángulo de rozamiento interno.

No obstante a estas edades tan tempranas no parece deducirse claramente la mejora en resistencia como sí se ilustra a los 28 días de curado marcando ya la clara diferencia entre los dos tratamientos realizados:

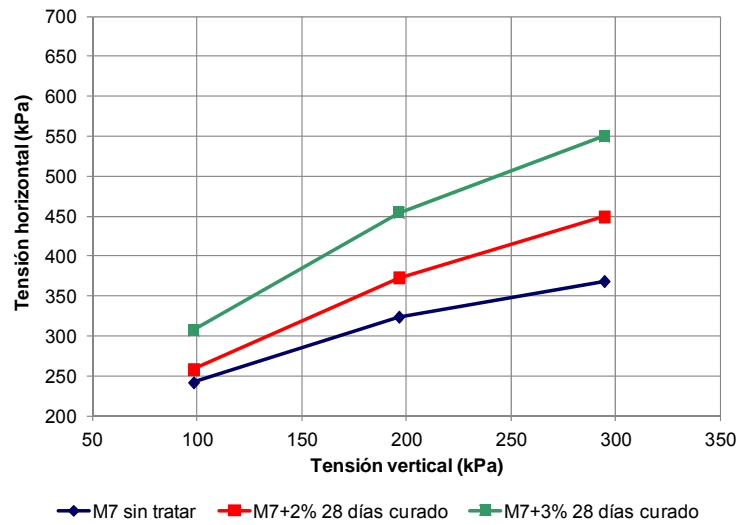


Figura 7-34. Evolución de los ensayos de corte directos sobre las muestras sin tratar y tratadas con 28 días de curado

El resumen del efecto de la cal en función de su proporción se recoge en la gráfica siguiente:

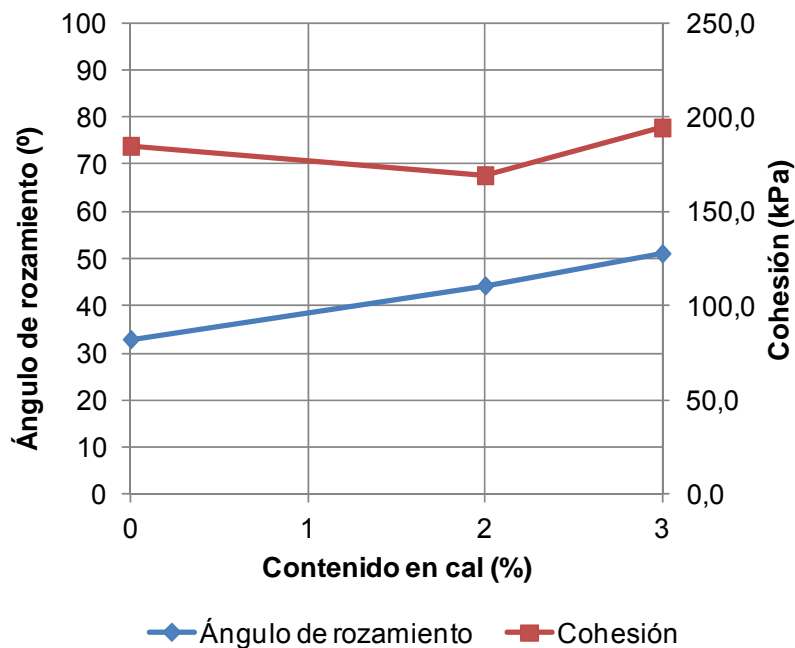


Figura 7-35. Evolución de la cohesión y ángulo de rozamiento para distintos contenidos de cal

Estos resultados de mejora han sido documentados por Broms (2004), Rogers y Lee (1994) y Alzubaidi y Lafta (2013), coincidiendo con las conclusiones de la presente en que la mejora de la cohesión es siempre más discreta que la del rozamiento. Puede incluso apreciarse una reducción relativa para los menores contenidos de cal.

En cuanto a los resultados del ángulo de rozamiento, se han alcanzado valores de hasta 50° crecientes con el contenido en cal, coherentes con los expuestos por Rogers y Lee (1994) que documentan mejoras de hasta 60° a un mayor plazo de curado.

Se ha analizado también la evolución de estos parámetros durante el período de curado obteniendo los resultados que se ilustran en las gráficas siguientes:

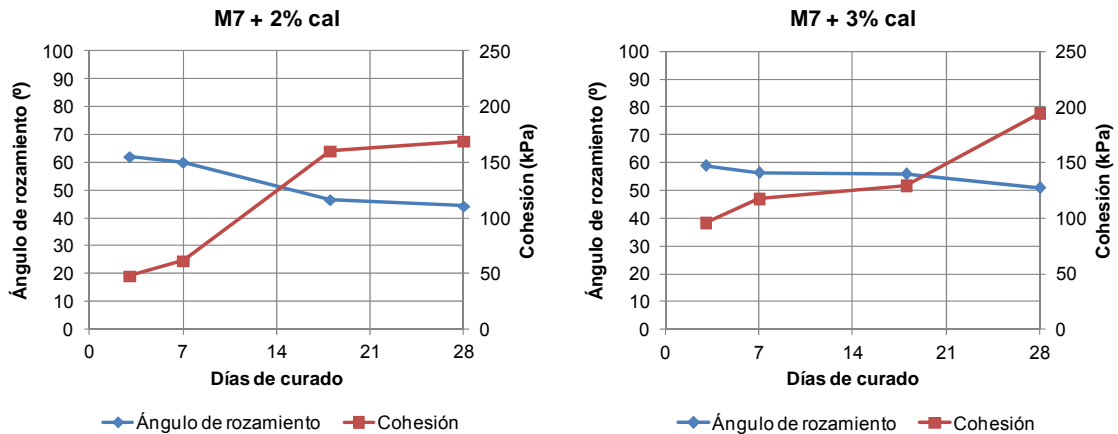


Figura 7-36. Evolución de los parámetros de resistencia al corte en los suelos tratados en función del plazo de curado

Se aprecia la mejora progresiva asociada a la producción de la reacción puzolánica que no obstante presenta tendencias ligeramente decrecientes para las diferentes proporciones de cal en cuanto al ángulo de rozamiento.

También se comprueba el incremento de la cohesión asociada a la producción de la reacción puzolánica en el tiempo. Así en la muestra con el 2% de cal se observa una estabilización que bien pudiera estar asociada a la limitación de aditivo.

7.11.2 Resistencia a compresión simple

El incremento de resistencia ilustrado en los ensayos de corte directo también se manifiesta evidentemente en un incremento notable de la resistencia a compresión simple, creciente tanto con el contenido en cal como con el transcurso del período de curado.

Un resumen del efecto se ilustra en la imagen siguiente (Figura 7-37), en la que se aprecia cómo a partir de un valor estimado de 268 kPa de resistencia inicial de la muestra de arcilla se consigue multiplicar por 6 y por 9 para los contenidos ensayados del 2 y 3% de cal respectivamente a los 28 días de curado.

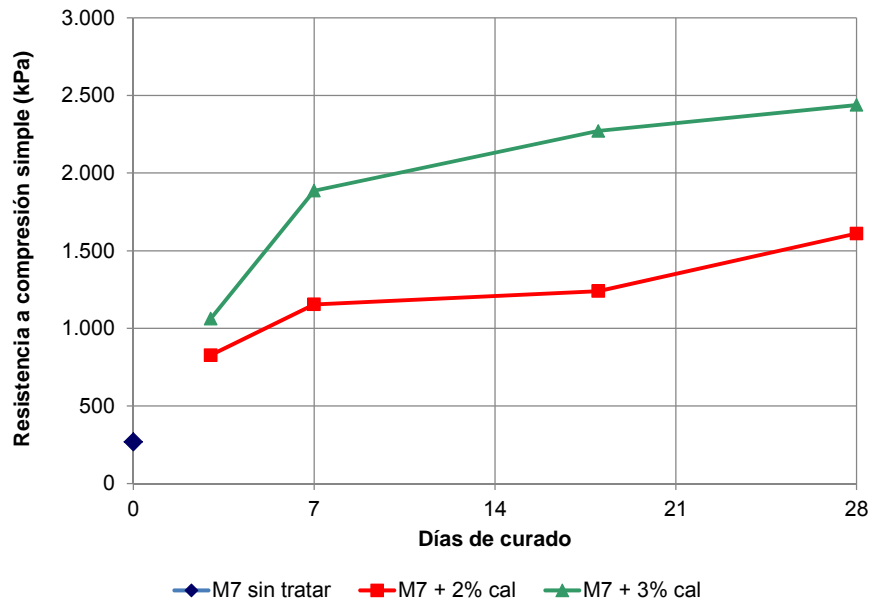


Figura 7-37. Evolución de la resistencia a compresión simple del suelo sin tratar y tratado con cal para diferentes plazos de curado

En cuanto a la evolución a lo largo del curado, se observa que el plazo fijado de referencia de 28 días permite duplicar la resistencia inicial alcanzada en el curado incipiente de 3 días, tal y como expone Muhmed (2013). Sin embargo, en relación a lo ilustrado por dicho autor, así como por Kavak y Baykal (2012), la ganancia de resistencia en el caso presente se produce fundamentalmente a lo largo de la primera semana. La diferencia puede atribuirse a que dichos autores trabajaron sobre arcillas caoliníticas mientras que la presente es principalmente montmorillonítica.

Por otra parte, la tendencia podría también asimilarse a la propuesta de trayectoria lineal creciente que establece Leuseur (2011), si bien el escaso número de datos obtenidos no permite emitir rotundamente esta afirmación.

La influencia de la humedad de las probetas, todas ellas fabricadas con el mismo índice de huecos ilustra cómo los mayores valores de resistencia se obtienen para humedades en torno a la óptima de compactación, tal y como recogen por otra parte Muhmed y Wanatowski (2013) y Little (2000).

En la gráfica siguiente (Figura 7-38) puede comprobarse este extremo recordando que las humedades óptimas son de 24,4% para la mezcla de 2% y de 26,1% para el 3% de cal. Para una mejor interpretación se han introducido curvas de ajuste parabólico representativas de las tendencias de los diversos resultados puntuales.

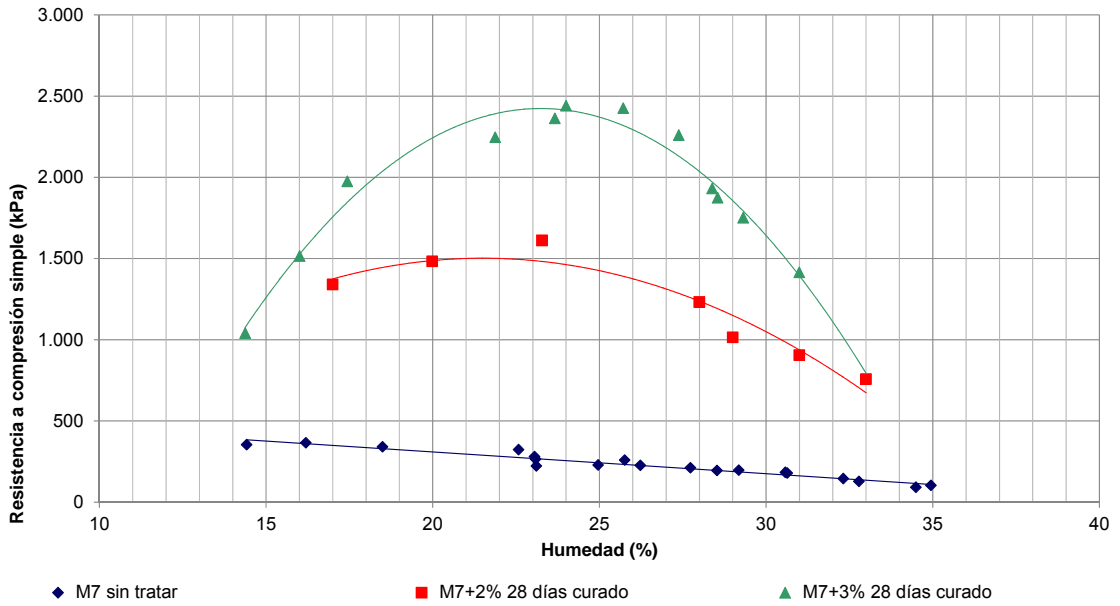


Figura 7-38. Evolución de la resistencia con diferentes humedades para muestras sin tratar y tratadas

Esta característica se mantiene incluso en las diferentes edades de las probetas como se recoge en las gráficas siguientes:

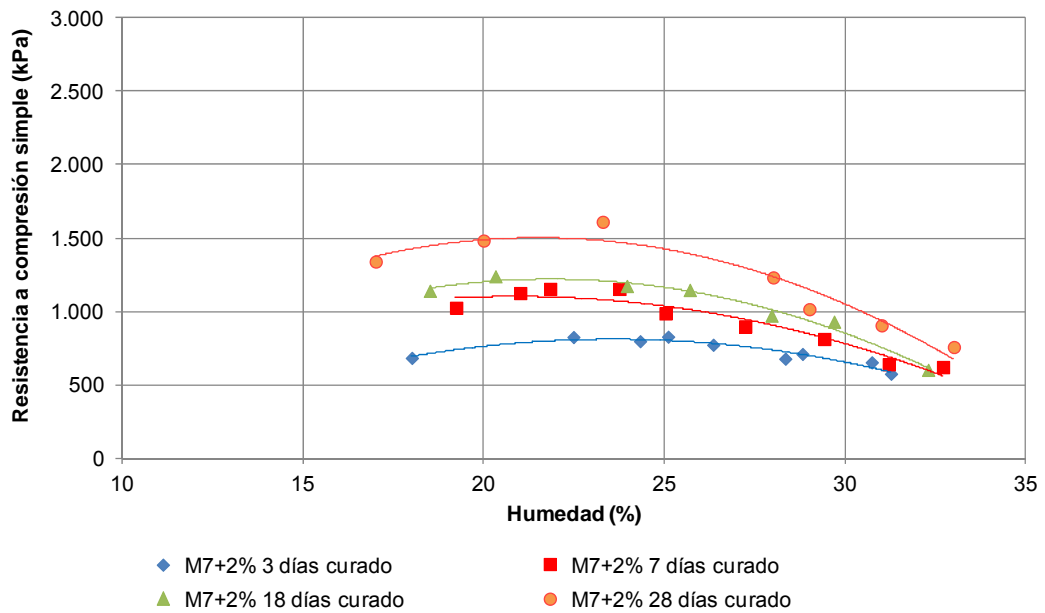


Figura 7-39. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 tratadas con el 2% de cal

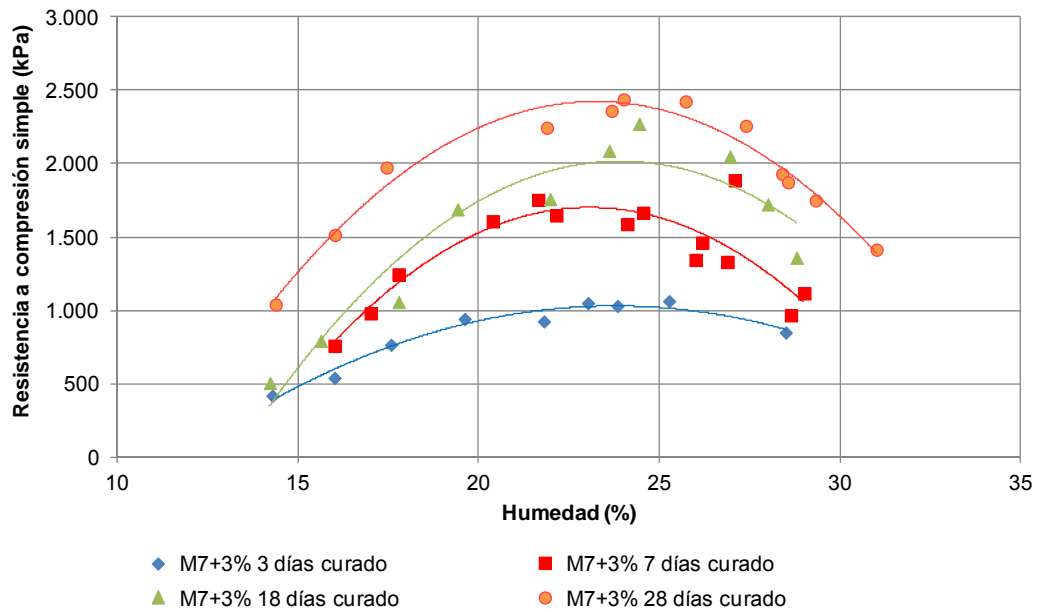


Figura 7-40. Relación entre la resistencia a compresión simple y la humedad para muestras de suelo M7 tratadas con el 3% de cal

Este tipo de curvas responde al esquema planteado por Oteo (2007), que propone formas similares a las curvas de compactación en torno a valores máximos cercanos a la humedad óptima y delimitados por la línea de saturación del suelo.

De estos resultados se deduce por una parte el hecho de que un exceso de humedad afecta negativamente a la resistencia, conocido sobradamente. Sin embargo sorprende también que para contenidos bajos los valores de resistencia sean de nuevo inferiores al máximo, al contrario de lo que ocurre con la arcilla sin tratar.

Esta circunstancia, ya apuntada por los autores antes mencionados (Muhmed y Wanatowski, 2013; Little, 2000), se atribuye fundamentalmente a la necesidad de un exceso de agua para el fraguado de la misma y provocar el efecto puzolánico. No obstante en el caso presente ello sólo sería justificable para los valores más bajos de humedad.

Finalmente hay que apuntar un efecto adicional que es la mayor sensibilidad de la mezcla con el 3% de cal ante eventuales cambios de humedad que se ilustra en los gráficos anteriores trazados a la misma escala en los que se observa una mayor curvatura en esta serie. Este hecho es relevante por cuanto podría derivarse que es posible perder la mejora eventual del mayor contenido en cal debido a una fabricación con humedades tanto en exceso como por defecto de la precisa.

Los valores de pérdida de resistencia derivados de posibles humectaciones del suelo se resumen en la tabla siguiente en términos de reducción porcentual sobre el valor máximo deducido de la curva de ajuste lineal o parabólica teórica:

Resistencia a compresión simple (kPa)	Suelo sin tratar	Mezcla 2% cal	Mezcla 3% cal
Máxima	268	810	1.029
+ 2% humedad	241 (-10,0%)	795 (-1,9%)	1.001 (-2,8%)
+ 4% humedad	214 (-20,0%)	749 (-7,5%)	915 (-11,1%)
+ 6% humedad	188 (-30,0%)	673 (-16,9%)	772 (-25,0%)
+ 8% humedad	161 (-39,9%)	567 (-30,1%)	571 (-44,5%)

Tabla 7-9. Evolución de las resistencias a compresión simple estimadas para humedades superiores a las óptimas de referencia para el suelo M7 sin tratar y tratado con cal

Puede apreciarse cómo las pérdidas de resistencia para amplias oscilaciones llegan a eliminar incluso la mejora diferencial obtenida con el 3% de cal en relación al 2%.

Hay que apuntar que en el caso de los suelos con cal, al tratarse de curvas simétricas, estas reducciones también estarán asociadas a eventuales secados del suelo.

8 CONCLUSIONES Y NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

8.1 CONCLUSIONES

Como primer objetivo de la presente tesis, fruto de una intensa investigación bibliográfica, se ha realizado una compilación exhaustiva del estado del conocimiento de los tratamientos de suelos arcillosos con cal más allá de los aspectos geotécnicos convencionales conocidos desde hace décadas.

Así, es posible identificar una segunda generación doctrinal, centrada en investigaciones de los últimos diez a quince años, que ha desarrollado aspectos mucho más complejos como son los cambios en la microestructura, evolución de las propiedades durante el curado, influencia de la temperatura, fenómenos de erosión y lixiviado, cambios en humedad y succión, efecto de los ciclos de secado y humectación, migración de la humedad en los suelos, acción del hielo, etc.

Fruto del análisis de estas investigaciones se ha elaborado un manual compilatorio del estado de estos conocimientos inexistente a la fecha. Así, aparte de las mejoras generalmente conocidas en cuanto a reducción de plasticidad e hinchamiento, incremento de resistencia en todas sus expresiones (CBR, compresión, resistencia al corte, etc.) y mejora de la trabajabilidad, cabe destacar algunas de las evidencias más novedosas deducidas de las más recientes investigaciones en los siguientes hechos:

- La cal produce alteraciones en la microestructura debido a la floculación de las partículas claramente apreciadas mediante las técnicas de porosimetría por intrusión de mercurio. Así, a partir de distribuciones fuertemente uniformes bimodales características de los suelos arcillosos, se modifica la distribución de poros intragranulares o microporos de tamaño menor a $0,1 \mu\text{m}$, que sufren un aumento responsable principal del incremento de la porosidad. También se aprecia usualmente la aparición de nuevos grupos de tamaños de poros intermedios.
- Esta nueva distribución redundante en una mayor porosidad global creciente con el contenido de cal al menos hasta adiciones del 6%, límite a partir del cual se han documentado reducciones.
- Por otra parte, el hecho de que el incremento de porosidad se obtenga en los tamaños de poros más pequeños también repercute en una mayor capacidad de retención de agua.
- Se pone en evidencia que las mejoras conseguidas por la cal se optimizan cuando los tratamientos se realizan aplicando las densidades máximas y humedades óptimas de los ensayos de compactación, apreciándose reducciones de eficacia especialmente con humedades diferentes.

- Un aspecto novedoso es la evidencia de que adiciones de cal en exceso producen de forma generalizada reducciones en los valores de resistencia, manifestados tanto en ensayos CBR como en ensayos de resistencia al corte, compresión simple y compresión triaxial. Este efecto se ha documentado a partir de contenidos superiores al 5 a 6% según los casos.
- Similar influencia de pérdida de eficacia se ha ilustrado también en el caso de la permeabilidad, atribuido en este caso a la formación de productos cementantes en los huecos que limitan el flujo del agua.
- El tratamiento con cal produce una rigidización del suelo reduciendo los coeficientes de compresibilidad hasta un orden de magnitud y generando un efecto similar a una preconsolidación inducida químicamente.
- La cal mejora la resistencia ante la erosión de los suelos dispersivos, si bien también se detecta una pérdida de eficacia con contenidos elevados.
- Se ha constatado que el efecto de la materia orgánica, que puede llegar a inhibir la reacción puzolánica, está gobernado por el contenido en ácido húmico.
- El efecto de los sulfatos solubles y la formación de ettringita ha sido investigado ampliamente a raíz de las patologías históricamente documentadas, no obstante lo cual, a la fecha no existen más que recomendaciones constructivas genéricas para su prevención y valores limitantes disuasorios del orden del 0,5%.
- Se han definido procedimientos de curado acelerado bajo temperaturas altas que permiten proyectar las resistencias previsibles a largo plazo de los tratamientos. De esta forma se plantea que unas condiciones de curado a 50°C durante 3 días podría equivaler a estos efectos a 28 días de curado a 22°C.
- Los efectos de cambios de la succión sobre los suelos tratados ilustran una evolución de las curvas características basada en la mayor capacidad de retención que produce curvas más altas en los diagramas humedad-succión con incrementos de la succión a la entrada de aire y mayores pendientes en la rama de secado.
- Finalmente, se ha constatado que la aplicación de ciclos de secado y humectación produce unos fenómenos de histéresis con acumulación de las deformaciones por contracción que incluso llegan a degradar el suelo hasta el punto de volver a manifestar procesos de hinchamiento.

El segundo objetivo de la presente tesis se ha planteado mediante la investigación experimental en el laboratorio del comportamiento deformacional de un suelo arcilloso tratado con cal simulando las modificaciones en su grado

de humedad que una vez colocado en un relleno en situación de saturación parcial podría sufrir a partir de unas condiciones estándar de compactación.

Se ha seleccionado para ello un suelo denominado M7 implicado en la construcción de la explanación de una importante obra de infraestructura, característico del entorno geológico de la provincia de Sevilla, concretamente de la localidad de Morón de la Frontera.

La muestra seleccionada se ha caracterizado como una arcilla plástica expansiva compuesta en un 60% por montmorillonita con un límite líquido de 67, valor de hinchamiento libre en edómetro de 10,6% y presión de hinchamiento de 238 kPa, no apta para su empleo en rellenos conforme a los códigos vigentes.

Sobre ella se ha aplicado un tratamiento con adición de un 2 y 3% de cal viva en peso y desarrollado un protocolo de ensayos para investigar no sólo los efectos sobre sus propiedades geotécnicas directas sino, principalmente, las modificaciones que en ellas producirían los previsibles cambios de humedad de las estructuras de tierra.

Todos los ensayos han sido realizados sobre muestras remoldeadas compactadas a una densidad máxima equivalente al 95% de la obtenida en el ensayo próctor normal y la humedad óptima del mismo.

Una primera conclusión en relación a las dotaciones de cal empleadas es que se ha comprobado la suficiencia de las cantidades añadidas para provocar mejoras que han manifestado mayores cambios para la proporción del 3%, especialmente en cuanto a los cambios microestructurales y de resistencia.

Con dicho porcentaje se ha ratificado la reducción del índice de plasticidad desde 36,2 a 9,1 y la eliminación del hinchamiento, que no obstante no se ha logrado hasta haber transcurrido unos días de curado especialmente con el 2% de cal, que mantuvo valores de hasta 0,7% a 7 días. En las muestras tratadas con el 3% la reducción ha sido inmediata. Hay que apuntar que la reducción de la plasticidad se ha logrado no sólo por el habitual incremento del límite plástico, sino en este caso también por la reducción del límite líquido que suele producirse en suelos con valores de partida superiores a 50.

Se han analizado en detalle las modificaciones que la cal produce en la microestructura de los suelos a través del empleo de la porosimetría por inyección de mercurio, que ha permitido identificar en la estructura de los suelos tanto sin tratar como tratados dos grupos diferenciados de poros según su tamaño integrados en lo que se denomina macroporosidad, intergranular, y microporosidad, intragranular. La frontera entre ambos se ha establecido en esta tesis en un diámetro característico de 5 μm , superior al tamaño propio de las partículas de arcilla.

La primera consecuencia del tratamiento con cal es un incremento de la porosidad con cambios especialmente en la fase intragranular o de microporos de tamaños entre 0,02 y 0,10 μm .

El efecto más relevante, es que a partir de un suelo con una distribución de poros muy uniforme bimodal centrada en dos tamaños característicos, de 10 y 0,03 μm , la cal produce de forma inmediata un nuevo grupo de poros de tamaño intermedio entre los dominantes inicialmente que convierte las curvas de distribución en otras más continuas especialmente en la franja de microporosidad con una evolución progresiva a lo largo de los 28 días de curado.

Tras el curado de 28 días el tamaño de los macroporos parece no alterarse sensiblemente, manteniéndose en valores de pico en torno a 7-10 μm , aunque se detecta un cierto incremento de su importancia a medida que aumenta el contenido en cal. En cuanto a la microporosidad, se aprecia claramente la aparición de nuevos picos representativos de grupos de poros de menor tamaño al inicial de forma que para el diámetro predominante se observa una reducción desde un valor inicial de 0,08 μm a valores finales en torno a 0,01-0,02 μm .

Desde el punto de vista cuantitativo se ha apreciado un aumento proporcional de la microporosidad que de suponer un 27% en el suelo sin tratar pasa inicialmente a un 65 y un 48 % para el 2 y 3% de cal respectivamente, restando por tanto participación de los poros intergranulares. A medida que transcurre el período de curado, esta diferencia se atenúa hasta un 54 y un 34% debido a la generación de productos cementantes en el interior de la estructura del material. En todo caso, la microporosidad resultante tiene mayor peso ponderado al final del tratamiento que en el suelo inicial.

Estos cambios en porosidad se han manifestado igualmente en las características de compactación, requiriendo bajo idéntica energía una mayor humedad óptima para obtener un valor de densidad seca máxima inferior a medida que aumenta el contenido en cal. Así, se ha obtenido una reducción de la densidad seca máxima de 40 g/dm^3 y un incremento de la humedad óptima precisa de hasta un 3% concluyendo con un aumento de la porosidad global de un 8,7%.

Las curvas de compactación han ilustrado también una reducción de la sensibilidad a la humedad mediante un aplanamiento de su curvatura.

A nivel de resistencia, se ha analizado el comportamiento en aparato de corte directo en ensayos sin drenaje ni saturación bajo condiciones de succión inicial. De ellos se han obtenido ángulos de rozamiento crecientes con el contenido en cal de hasta 50° que se manifiestan muy rápidamente. Se ha apreciado cómo la mejora en el ángulo de rozamiento sufre un primer incremento notable para después estabilizarse ligeramente a la baja a lo largo del período de curado.

El hecho del incremento inmediato del rozamiento interno ratifica su fundamento en las modificaciones iniciales derivadas de los mecanismos de intercambio iónico, reducción de capa doble y floculación de las partículas que le proporcionan el comportamiento friccional descrito en el estado del conocimiento.

La cohesión sin embargo aporta mejoras mucho más discretas y su efecto no se aprecia hasta bien avanzado el período de curado, vinculada directamente a la producción de la reacción puzolánica. Así, partiendo de un suelo sin tratar con un valor de cohesión de 185 kPa, tras reducciones iniciales muy importantes hasta 48 y 96 kPa para 2 y 3% de cal respectivamente, se recuperan los valores a los 28 días debido al efecto de la reacción puzolánica, alcanzando cohesiones de 169 y 194 kPa. Por otra parte se ha observado que la cal también produce un comportamiento dilatante en los ensayos de corte directo.

La deformabilidad del material en condiciones edométricas ilustra un fenómeno que pudiera compararse a una sobreconsolidación química provocando una rigidización progresiva que se manifiesta en incrementos del módulo edométrico desde el inicio del proceso sin curar del orden de 3 veces hasta alcanzar mejoras en este parámetro de hasta 14 veces, con valores del módulo superiores a 100 MPa. Una consecuencia en cuanto al cambio de comportamiento es que se elimina casi por completo el mecanismo de la consolidación por la aplicación de la cal, obteniéndose un comportamiento de deformaciones inmediatas bajo carga a modo de suelos granulares.

Dentro del protocolo de ensayos aplicado, se ha reservado un grupo especial para analizar el comportamiento del suelo ante procesos discretos de secado o humectación alrededor de las condiciones de compactación estándar en que se proyecta un relleno. Los cambios estudiados en este grupo de ensayos no han alcanzado la saturación del material, inusual en este tipo de estructuras y caracterizada de otra parte suficientemente con los ensayos de hinchamiento.

Para el estudio de las diferentes condiciones del lado de la humectación, se han desarrollado ensayos de compresión simple y de deformación en edómetro en condiciones de humedad controlada bajo carga analizando los resultados para muestras preparadas con diferentes niveles de humedad inicial en el entorno de la óptima. En todo caso, la humedad aportada siempre ha sido superior a la precisa para la reacción de la cal empleada evitando diferencias por falta de reacción de la misma.

Los ensayos de resistencia han ilustrado que la cal en las proporciones aplicadas permite lograr mejoras absolutas de resistencia de 6 a 9 veces, elevando los valores de resistencia a compresión simple para las condiciones de referencia desde 268 kPa para el suelo sin tratar hasta valores extremos de 1.611 y 2.439 kPa para el 2 y 3% de cal respectivamente.

Sin embargo se ha apreciado un efecto singular de forma que las modificaciones en humedad en el suelo tratado, tanto por secado como por humectación, producen reducciones sustanciales, lo que los hace especialmente sensibles a estas variaciones. Así, si bien el suelo arcilloso ilustraba una clara linealidad decreciente de la resistencia a compresión simple en relación a la humedad, los resultados de los tratamientos con cal presentan

relaciones en forma de curva parabólica con un máximo en torno a la humedad óptima de compactación.

Ello significa que oscilaciones en la humedad producen siempre reducciones en la resistencia, tanto en el caso de secado como de humectación. Estas oscilaciones se van incrementando con mayores contenidos de cal, de forma que para grandes modificaciones, del orden del 8% de humedad, el efecto de la mayor adición del 2 al 3% casi desaparece.

De los ensayos de deformación en edómetro con humedad constante se han obtenido las relaciones entre la deformabilidad del suelo y el grado de humedad, sin considerar el efecto de consolidación por reducción de la humedad. A partir de ellos se deduce que la compresibilidad de los suelos se incrementa linealmente con la humedad. Si bien la adición de cal hace al suelo mucho menos deformable hasta casi la mitad en términos relativos, un incremento de la humedad de ocho puntos porcentuales incrementaría esta deformación entre un 40 a un 75% sobre lo estimado. No obstante, el rango de deformaciones finales estaría en torno al 1% sin computar procesos de consolidación.

Para el estudio del comportamiento en procesos de secado se han realizado ensayos de retracción sin confinamiento aplicando técnicas basadas en la succión de los materiales, de los que se han deducido las variaciones en humedad y geometría para una gama de escalones de humedad que han permitido elaborar las curvas características de retención de agua.

El análisis de succión ilustra un primer efecto en el aumento del tiempo de estabilización de la succión con la cal determinado mediante la técnica de membrana de presión, que ha pasado de 12 a 18 días para muestras sin curado que sin embargo se reduce rápidamente durante el período de curado. Igualmente se ha detectado un incremento de la succión de equilibrio de los suelos compactados al aplicar la cal, obteniendo valores mediante la técnica de papel de filtro desde 147 kPa para el suelo sin tratar hasta 253 y 278 kPa para los suelos con el 2 y 3%.

Se ha analizado el comportamiento de los materiales a través de la succión y las curvas características deducidas tras un proceso extremo de secado y rehúmedación mediante la técnica de equilibrio de vapor con valores finales de 1.670 MPa, no alcanzados en ninguna de las referencias analizadas en el estado del conocimiento.

Bajo dichos valores de succión se han alcanzado los estados de estabilización de volumen correspondientes al límite de retracción de los suelos.

En la primera trayectoria, de secado, se observa que la cal provoca sobre los suelos una mayor capacidad de retención de agua, vinculada directamente con la redistribución de poros descrita. Las curvas obtenidas, tanto en relación a los índices de poros como en las humedades presentan

formas lineales tramificadas de las que es posible deducir sus parámetros característicos.

Así, se han cuantificado elevaciones de la succión en el punto de entrada de aire de 4,6 a 24,2 MPa si bien el mayor incremento se obtiene con la adición del 3% de cal, en la que se ilustra un cambio sustancial. En cuanto a la pendiente de la curva succión-humedad una vez superado el punto de entrada de aire, la adición de cal produce un incremento de un 12,5%.

Ambos factores combinados conducen a un comportamiento de dichas curvas características en las que se ha verificado cómo en las condiciones de humedad residual los trazados son muy similares e incluso en el proceso de humectación posterior las trayectorias medias de las probetas tratadas con cal son casi idénticas.

Se ha logrado una modelización de las curvas características aplicando la formulación de Fredlund & Xing propuesta como válida a estos efectos por distintos autores de la que destaca la coherencia en las modificaciones en sus parámetros representativos por las causas mencionadas. Así, el parámetro a asociado a la succión a la entrada de aire ha ilustrado un incremento notable, especialmente en el tratamiento del 3% en que se aprecian los mayores cambios. También se deduce de estas curvas la modificación de la microestructura con una distribución más continua de poros a través del parámetro n .

En cuanto al límite de retracción del suelo para la humedad residual, el efecto directo de la cal se manifiesta en un discreto incremento de dicho límite, desde 6,3 a 9,3% de humedad, que se ve acompañado de una notable reducción en la deformabilidad volumétrica que experimenta el suelo desde su estado compactado hasta dicho límite. Así, de un rango de deformación por retracción de un 18% para el suelo sin tratar se pasa a valores del 8 al 11% para los suelos tratados con cal.

A partir de estos valores se ha validado la posibilidad de cuantificación tanto de la deformabilidad volumétrica como la vertical asociadas a la contracción provocada por los posibles cambios de humedad mediante la relación directa entre dicha deformación y la humedad gravimétrica que genera curvas sencillas de aplicación directa con dos propiedades remarcables.

Una primera característica importante de este tipo de curvas deformación-humedad así obtenidas es la coincidencia en las trayectorias de secado-humectación, al menos en los rangos analizados, lo que evitaría tener que reproducir el ciclo completo para su obtención, bastando con obtener tres puntos iniciales con valores de succión limitadas.

Una segunda ventaja es que para los suelos estudiados se han logrado ajustes mediante regresión lineal de muy alta calidad que simplifican su aplicación, definiendo un coeficiente de retracción α tanto en términos volumétricos como unidimensionales que plantean la deformación ε previsible en términos de incremento de humedad Δw según la expresión:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \Delta w$$

De esta forma, a partir de la humedad inicial podría estimarse fácilmente cualquier deformación asociada a un proceso de secado.

Si bien este tipo de formulaciones ya se conoce para el estudio de procesos de hinchamiento por humectación y parcialmente para variaciones limitadas de succión por secado antes de la entrada de aire, la presente tesis valida en los suelos analizados la posibilidad de su aplicación para procesos de secado en un rango mucho más amplio.

Los valores del coeficiente de retracción α obtenidos para la deformación volumétrica han variado desde el inicial de 1,07 para el suelo sin tratar a 0,50 y 0,68 para el suelo tratado con 2 y 3% de cal respectivamente. En cuanto a la deformación vertical, los valores han sido de 0,38 sin cal y 0,19 y 0,24 con cal. Se aprecia pues la notable reducción de deformabilidad que se consigue con la cal, del orden de la mitad, si bien no se anula la misma totalmente.

La relación obtenida entre las deformaciones verticales y volumétricas arroja una proporción de 0,315 en el suelo sin cal que se reduce ligeramente a 0,311-0,312 para el suelo tratado con cal.

Se ha puesto así de manifiesto el riesgo que para la estabilidad volumétrica de un relleno supone el secado del material, ya que si bien el tratamiento con cal elimina los riesgos de hinchamiento por humectación, no ocurre así con las contracciones por secado que aunque experimentan una notable reducción, alcanzan valores que pueden cuantificarse en torno a 0,2 veces la reducción en humedad. De esta forma, reducciones de humedad del orden del 10% conllevarían deformaciones de asiento del orden de 1,9 a 2%.

La linealidad en las deformaciones alcanza hasta el punto de la estabilización de volumen al límite de retracción que se alcanza según las modelizaciones anteriores para valores de succión entre 128 y 206 MPa.

Finalmente, se ha contrastado el fenómeno de histéresis en la curva posterior de humectación, muy marcado en la presente investigación debido a que las muestras se han llevado a humedades residuales. De dichas curvas se deduce que el ciclo completo de secado-humectación produce una acumulación de deformaciones por retracción no recuperables cuantificadas a nivel volumétrico entre un 9,2% para el suelo sin tratar y un 5,1% a 7,2% para el suelo tratado con el 2 y 3% de cal respectivamente.

Hay que apuntar finalmente que las curvas de deformación obtenidas para los suelos tratados con el 2 y 3% cal han ilustrado una coincidencia casi total en términos absolutos de humedad, mientras que para términos relativos de variación de la humedad en relación a la de compactación, se ha apreciado una mayor deformabilidad de la mezcla con mayor contenido de cal. Ello podría justificarse en la mayor porosidad alcanzada y la mayor humedad de compactación.

No obstante, también podría atribuirse a la pérdida de eficacia del tratamiento con mayores contenidos de cal que indicaría que para este aspecto es mejor el resultado obtenido con el 2 que con el 3%.

Como conclusión relevante cabe apuntar que si bien es usual valorar el riesgo de los suelos arcillosos por su potencial expansión, las reducciones de volumen medidas, de hasta un 18% para el suelo sin tratar y un 5% para el tratado, superan con creces los riesgos de hinchamiento por saturación.

Ello abre una línea importante a considerar sobre el efecto del secado en los comportamientos de los rellenos, de aplicación clara en zonas de climas semiáridos.

8.2 NUEVAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Es evidente y así se deduce de la revisión del estado del conocimiento, que la comprensión del comportamiento de los suelos tratados con cal tanto a nivel microestructural como en lo relativo a la influencia de la succión en su deformabilidad plantea actualmente lagunas de conocimiento o divergencias entre los resultados de algunos autores en los que es precisa una mayor experimentación y el desarrollo de nuevos métodos.

En cuanto a las posibles propuestas concretas que se derivan de la investigación desarrollada, cabría en primer lugar estudiar la evidencia deducida de la presente tesis en cuanto a la pérdida de uniformidad de las curvas de porosimetría que se ha manifestado de forma mucho más clara que en las investigaciones consultadas.

Igualmente, se plantea la posibilidad de incorporar el estado de cargas como una nueva variable a los estudios de deformabilidad deducidos por retracción que pudiera conducir a la definición de las superficies de plastificación por retracción de los suelos tratados con cal, toda vez que el comportamiento analizado ha sido para muestras sin sobrecarga.

Para ello se deben acometer ensayos de resistencia con control de succión, tanto en aparato de corte directo como de compresión triaxial e incluso analizar la aplicación de cambios cíclicos en carga y en succión.

Otro aspecto especialmente importante cubriría el estudio de la evolución durante el secado de las muestras a nivel microestructural. Es evidente que la contracción experimentada afecta a la distribución de poros de los materiales, pero la posible influencia relativa en las fases intergranulares e intragranulares podría ayudar a comprender los cambios de comportamiento a partir del punto de entrada de aire e incluso la histéresis de las curvas de humectación que llegan a anular algunos de los efectos de la cal tras aplicaciones cíclicas.

Por otra parte, como se ha dejado en evidencia en el análisis documental, aún existen importantes discordancias sin dilucidar en las trayectorias de las curvas características especialmente para valores altos de succión en los que se cuestiona si la capacidad de retención del suelo tratado sigue siendo mayor que sin tratar.

Ante el gran futuro abierto a esta técnica especialmente en el ámbito de la obra civil para los rellenos del tipo terraplén es importante este desarrollo para evitar fallos o patologías que desacrediten su empleo por simple falta de conocimiento.

No obstante, la complejidad de los análisis precisos para estos estudios hace necesario confirmar la existencia de relaciones más sencillas, como la propuesta entre la deformación volumétrica o vertical y la humedad en secado, que faciliten su aplicación.

REFERENCIAS

- Abdelkader, B., Abdeldjalil, Z., & Abdelmalek, B. (2012). Use of Milk of Lime for Dispersive Soil Treatment in the Region of Tlemcen in Algeria. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*. www.ijetae.com. ISSN 2250-2459, Volume 2, Issue 8
- Abdi, M. R., & Wild, S. (1993). Sulphate expansion of lime-stabilized kaolinite. I: Physical characteristics. *Clay minerals*, 28(4), 555-567.
- Åhnberg, H. (2006). Strength of Stabilised Soil-A Laboratory Study on Clays and Organic Soils Stabilised with different Types of Binder. PhD Thesis. Lund University.
- Aiassa, G. (2008). Caracterización de procesos de infiltración en estado no saturado sobre suelos limosos compactados. PhD Thesis. Universidad Nacional de Córdoba.
- Aissiou, F. Z., Nechnech, A., & Aissiou, H. (2013). Improvement of Characteristics Geotechnics of the Clay Soils by Incorporation of Lime. Case of Ouled Fayet and Cheraga. *American Journal of Civil Engineering and Architecture*, 1(3), 64-69.
- Aissiou, F.Z., Nechnech, A. (2009). Amélioration des caractéristiques mécaniques d'un sol argileux par incorporation de chaux. 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries. Oran (Algeria).
- Akawwi, E., & Al-Kharabsheh, A. (2000). Lime stabilization effects on geotechnical properties of expansive soils in Amman, Jordan. *J Geotech Eng*, 5.
- Akcanca F, Aytekin M (2014): Impact of wetting–drying cycles on the hydraulic conductivity of liners made of lime-stabilized sand–bentonite mixtures for sanitary landfills. *Environmental Earth Sciences* July 2014, Volume 72, Issue 1, pp 59-66
- Aldaood, A., Bouasker, M., & Al-Mukhtar, M. (2014). Free swell potential of lime-treated gypseous soil. *Applied Clay Science*, 102, 93-103.
- Aldaood, A., Bouasker, M., & Al-Mukhtar, M. (2014). Impact of wetting–drying cycles on the microstructure and mechanical properties of lime-stabilized gypseous soils. *Engineering Geology*, 174, 11-21.
- Aldaood, A., Bouasker, M., & Al-Mukhtar, M. (2014). Soil–water characteristic curve of lime treated gypseous soil. *Applied Clay Science*, 102, 128-138.
- Alfaro, M.A. (2008). Geotecnia en suelos no saturados. *Revista Académica Colombiana Ciencias de la Tierra*. 32(125). 471-481.
- Al-Mukhtar, M., Khattab, S., & Alcover, J. F. (2012). Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. *Engineering geology*, 139, 17-27.
- Al-Mukhtar, M., Lasledj, A., & Alcover, J. F. (2010). Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20° C. *Applied clay science*, 50(2), 191-198.
- Al-Mukhtar, M., Lasledj, A., & Alcover, J. F. (2014). Lime consumption of different clayey soils. *Applied Clay Science*, 95, 133-145.
- Al-Mukhtar, M., Qi, Y., Alcover, J. F., & Bergaya, F. (1999). Oedometric and water-retention behaviour of highly compacted unsaturated smectites. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 675-684.

REFERENCIAS

- Alonso, E.E., Gens, A., Hight, D.W. (1987). Special problem soils. General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.
- Al-Rawas, A.A., Hago, A.W., Al-Sarmi, H. (2005). Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment* 40 (5), 681–687.
- Alzubaidi, R., & Lafta, S. H. (2013). Effect of Strain Rate on the Strength Characteristics of Soil–Lime Mixture. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31(4), 1317-1327.
- Amu, O., Bamisaye, O., & Komolafe, I. (2011). The suitability and lime stabilization requirement of some lateritic soil samples as pavemen. *Int. J. Pure Appl. Sci. Technol*, 2(1), 29-46.
- Arabani, M., & Karami, M. V. (2007). Geomechanical properties of lime stabilized clayey sands. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 32(1), 11-26.
- Arabi, M., & Wild, S. (1986). Microstructural development in cured soil-lime composites. *Journal of materials science*, 21(2), 497-503.
- Arroyo, H. (2012). Modelo sólido-poroso para reproducir las curvas características de los suelos. PhD Thesis. Universidad Autónoma de Querétaro. México.
- Asanza, E. (2009). Determinación de las características de fricción en el contacto suelo-geotextil a diferentes succiones, mediante equipos de laboratorio singulares. PhD Thesis. Universidad Politécnica de Madrid.
- Ávila, G.E. (2004). Estudio de la retracción y el agrietamiento de arcillas. Aplicación a la arcilla de Bogotá. PhD Thesis. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Baena, J., Pérez, J., Rodil, R. & Romero, R. (2008). Influence of moisture changes in subgrade performance. Inédito.
- Bahar, R., Benazzoug, M., & Kenai, S. (2014). Durability of earth stabilized material. *Key Engineering Materials*, 600, 495-503.
- Barrera, M., & Garnica, P. (2002). Introducción a la mecánica de suelos no saturados en vías terrestres. Publicación técnica del Instituto Mexicano del Transporte, (198).
- Bauzá, J.D. (2009). Mejora y estabilización de suelos con cal. Presentación de las Jornadas sobre terraplenes y pedraplenes en carreteras y ferrocarriles. Intevía.
- Beeghly, J. H. (2003). Recent experiences with lime-fly ash stabilization of pavement subgrade soils, base, and recycled asphalt. In *Proceedings of International Ash Utilization Symposium*, 435-452.
- Beetham, P., Dijkstra, T., Dixon, N., Fleming, P., Hutchison, R., & Bateman, J. (2014). Lime stabilisation for earthworks: a UK perspective.
- Behak, L., & Perez, N. (2008). Characterization of a material comprised of sandy soil, rice husk ash and potentially useful lime in pavements. *Journal Ingeniería de construcción*, 23(1), 34-41.
- Belabbaci, Z., Mamoune, S. M. A., & Bekkouche, A. (2012). Stabilization of Expansive Soils with Milk of Lime: the Case of Clays of Tlemcen, Algeria. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17.
- Bell, F. G. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering geology*, 42(4), 223-237.

REFERENCIAS

- Beneyto, P. (2003). Análisis de consolidación de suelos regionales en estado de saturación parcial mediante simulación numérica utilizando el método de los elementos finitos. PhD Thesis. Universidad Nacional del Nordeste.
- Berger, E., D.N. Little, and R. Graves. (2001) Technical Memorandum: Guidelines for Stabilization of Soils Containing Sulfates. Publicación de la National Lime Association. <http://www.lime.org/publications.html>. Acceso en Abril de 2015.
- Bhattacharja, S., Bhatta, J. (2003). Comparative performance of portland cement and Lime stabilization of moderate to high plasticity clay soils. RD125. Portland Cement Association, Skokie, Illinois. 21 pp.
- Bhattacharja, S., Bhatta, J. I., & Todres, H. A. (2003). Stabilization of clay soils by Portland cement or lime-A critical review of literature. PCA R&D Serial, (2066), 60.
- Bhuvanewari, S., Thyagaraj, T., Robinson, R., & Gandhi, S. (2010). Alternative Technique to Induce Faster Lime Stabilization Reaction in Deeper Expansive Strata. In Indian Geotechnical Conference–2010, GEOTrendz (pp. 609-612).
- Birle, E., Heyer, D., & Vogt, N. (2008). Influence of the initial water content and dry density on the soil–water retention curve and the shrinkage behavior of a compacted clay. *Acta Geotechnica*, 3(3), 191-200.
- Boardman, D. I., Glendinning, S., & Rogers, C. D. F. (2001). Development of stabilisation and solidification in lime–clay mixes. *Geotechnique*, 51(6), 533-543.
- Bozbey, I., & Garaisayev, S. (2010). Effects of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay. *Environmental Earth Sciences*, 60(6), 1137-1151.
- Broms, B. B. (1991). Stabilization of soil with lime columns (pp. 833-855). Springer US.
- Broms, B. B. (2004). Lime and lime/cement columns. *Ground improvement*, 2, 252-330.
- Cabane, N. (2004). Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation. PhD Thesis, Université Jean Monnet-Saint-Etienne.
- Cabrera, F., Navarro, J.J., Estaire, J., Santana, M. (2012). Nuevas prescripciones de estabilización de suelos con cal para rellenos de terraplén en líneas de alta velocidad de ADIF. *Revista Vía Libre Técnica*. (5) Diciembre 2012. pp 45-53
- Calik, U., & Sadoglu, E. (2014). Classification, shear strength, and durability of expansive clayey soil stabilized with lime and perlite. *Natural hazards*, 71(3), 1289-1303.
- Cecconi, M., & Russo, G. (2012). Geotechnical Properties of Lime Stabilized Pyroclastic Soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 17.
- Chemedá, Y. C., Deneele, D., Christidis, G. E., & Ouvrard, G. (2015). Influence of hydrated lime on the surface properties and interaction of kaolinite particles. *Applied Clay Science*, 107, 1-13.
- Choquette, M., Berube, M.A., Locat, J. (1987). Mineralogical and microtextural changes associated with lime stabilization of marine clays from eastern Canada. *Applied Clay Science* 2 (3), 215–232.
- Christopher, B.R., Schwartz, C. & Boudreau, R. (2006). Geotechnical Aspects of Pavements Reference Manual. U.S. Department of Transportation Publication No. FHWA NHI-05-037. Federal Highway Administration.

REFERENCIAS

- Ciancio, D., Beckett, C. T. S., & Carraro, J. A. H. (2014). Optimum lime content identification for lime-stabilised rammed earth. *Construction and Building Materials*, 53, 59-65.
- Consoli, N. C., da Silva Lopes Jr, L., & Heineck, K. S. (2009). Key parameters for the strength control of lime stabilized soils. *Journal of materials in Civil Engineering*, 21(5), 210-216.
- Consoli, N. C., Prietto, P. D. M., da Silva Lopes, L., & Winter, D. (2014). Control factors for the long term compressive strength of lime treated sandy clay soil. *Transportation Geotechnics*, 1(3), 129-136.
- Croft, J. B. (1967). The structures of soils stabilized with cementitious agents. *Engineering Geology*, 2(2), 63-80.
- Croisé, R. (1964). *Traitement des sols aux liants hydrauliques*. Ecole nationale du génie rural, des eaux et des forêts, Nancy.
- Cuisinier, O., & Deneele, D. (2008). Long-term behaviour of lime-treated expansive soil submitted to cyclic wetting and drying. In *Unsaturated soils: advances in geoen지니어ing: proceedings of the 1 st European Conference on Unsaturated Soils, EUNSAT* (p. 327).
- Cuisinier, O., Auriol, J. C., Le Borgne, T., & Deneele, D. (2011). Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil. *Engineering geology*, 123(3), 187-193.
- Cuisinier, O., Le Borgne, T., Deneele, D., & Masrouri, F. (2011). Quantification of the effects of nitrates, phosphates and chlorides on soil stabilization with lime and cement. *Engineering Geology*, 117(3), 229-235.
- Daita, R. K., Drnevich, V. P., & Kim, D. (2005). Family of compaction curves for chemically modified soils. Final report FHWA/IN/jtrp-2005/7
- Delgado, A. (1986). *Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno*. PhD Thesis. Universidad de Sevilla.
- Department of Transport and Main Roads (2000). *Lime Treatment of Clay Subgrades*. Technical Note 39. Queensland.
- Dermatas, D. (1995). Ettringite-induced swelling in soils: State-of-the-art. *Applied Mechanics Reviews*, 48(10), 659-673.
- Diamond, S. & Kinter, E.B. (1965). Mechanisms of soli-lime stabilziation: An interpretative review. *Highway Research Record*, 92.pp 83-102
- Du, Y., Li, S., & Hayashi, S. (1999). Swelling–shrinkage properties and soil improvement of compacted expansive soil, Ning-Liang Highway, China. *Engineering Geology*, 53(3), 351-358.
- Du, Y., Li, S., & Hayashi, S. (1999). Swelling–shrinkage properties and soil improvement of compacted expansive soil, Ning-Liang Highway, China. *Engineering Geology*, 53(3), 351-358.
- Eades J.E., Grim R.E. (1963). A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. *Highway Research Board*, Record No. 139, pp 61–72
- Eisazadeh, A., Kassim, K. A., & Nur, H. (2012). Stabilization of tropical kaolin soil with phosphoric acid and lime. *Natural hazards*, 61(3), 931-942.

REFERENCIAS

- El-Rawi, N. M., & Al-Samadi, M. M. (1995). Optimization of cement–lime-chemical additives to stabilize Jordanian soils. *Journal of Islamic Academy of Sciences*, 8(4), 167-174.
- Estéoule, J., & Perret, P. (1979). Le traitement des sols fins a la chaux-1) etude experimentale des phenomenes de stabilisation des sols fins par la chaux. *Bull Liaison Lab Ponts Chauss*, (99).
- Evans P., Smith W., Vorobieff G. (1998). Rethink of the design philosophy of lime stabilisation. *Proceedings of the 19th ARRB conference*, Sydney, New South Wales, Australia
- Faluyi, S. O., & Amu, O. O. (2005). Effects of Lime Stabilization on the pH Values of Lateritic Soils in Ado-Ekiti, Nigeria.
- Fityus, S.G., Cameron, D.A., Walsh, P.F., (2005). The shrink swell test. *Geotechnical Testing Journal*, 28(1): 1-10.
- Fredlund, D. G. (2000). The 1999 RM Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5), 963-986.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). An overview of unsaturated soil behaviour. *Geotechnical special publication*, 1-1.
- Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. John Wiley & Sons.
- Fredlund, D. G., & Vanapalli, S. K. (2002). 2.7 Shear Strength of Unsaturated Soils. *Methods of Soil Analysis: Part 4 Physical Methods*, 329-361.
- Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 31(4), 521-532.
- Fredlund, D. G., Xing, A., & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 533-546.
- Fredlund, D. G., Xing, A., Fredlund, M. D., & Barbour, S. L. (1996). The relationship of the unsaturated soil shear to the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3), 440-448.
- Fredlund, M. D., Wilson, G. W., & Fredlund, D. G. (2002). Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5), 1103-1117.
- Garnica, P., Martines, G.E., & Prado, E. J. (2003). Algunos aspectos de la resistencia a la tensión y fatiga en suelos arcillosos estabilizados con cal. *Publicación Técnica*, 230.
- Gens, A., & Alonso, E. E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(6), 1013-1032.
- George, S. Z., Ponniah, D. A., & Little, J. A. (1992). Effect of temperature on lime-soil stabilization. *Construction and Building Materials*, 6(4), 247-252.
- Ghobadi, M. H., Abdilor, Y., & Babazadeh, R. (2014). Stabilization of clay soils using lime and effect of pH variations on shear strength parameters. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 73(2), 611-619.
- Glasse, P. J. (1986). *Geotechnical properties of lime stabilised loess, Port Hills*. PhD Thesis. University of Canterbury.

REFERENCIAS

- Gómez Ramírez, S. (2008). Efecto de los cambios de succión y tensión en la degradación de argilitas. Tesina Final de Carrera. ETSICCP. Universidad Politécnica de Catalunya.
- Greaves H.M. (1996). An introduction to lime stabilisation. Proceedings of a seminar on Lime Stabilisation (Rogers CDF, Glendinning S and Dixon N (eds)). Loughborough University, UK, pp. 5–10.
- Grine, K., Assia, I. (2011). Stabilisation of Weathered Marls using Lime or Cement. 14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
- Guney, Y., Sari, D., Cetin, M., & Tuncan, M. (2007). Impact of cyclic wetting–drying on swelling behavior of lime-stabilized soil. *Building and Environment*, 42(2), 681-688.
- Harichane, K., Ghrici, M., & Kenai, S. (2011). Effect of curing time on shear strength of cohesive soils stabilized with combination of lime and natural pozzolana. *International Journal of Civil Engineering*, 9(2), 90-96.
- Harris, J. P., Sebesta, S., & Scullion, T. (2004). Hydrated lime stabilization of sulfate-bearing vertisols in Texas. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1868(1), 31-39.
- Herrier, G., Berger, R., & Bonelli, S. (2012). The Friant-Kern canal: a forgotten example of lime-treated structure in hydraulic conditions. In 6th International Conference on Scour and Erosion (pp. 8-p). SHF.
- Hilt, G. H., & Davidson, D. T. (1960). Lime fixation in clayey soils. *Highway Research Board Bulletin*, (262). 20-32.
- Hotineanu, A., Stanciu, A., Lungu, I., & Lungu, I. (2014). The effect of mineral binders stabilization on the physical and mechanical properties of Bahlui clay. *Bulletin of the Polytechnic Institute of Iasi-Construction & Architecture Section*, 64(2).
- Hunter, D. (1988). Lime-induced heave in sulphate-bearing clay soils. *J. Geotech. Eng., ASCE* 114, 150–167.
- Ingles, O.G. and Metclaf, J.B. (1973): *Soil stabilisation*. John Wiley and Sons, New York.
- Ismaiel, H. A. H. (2006). Treatment and improvement of the geotechnical properties of different soft fine-grained soils using chemical stabilization. PhD Thesis. Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg
- Jacobson, J. (2002). Factors Affecting Strength Gain in Lime-Cement Columns and Development of a Laboratory Testing Procedure. PhD Thesis. Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Jiménez Salas, J.A. & Justo, J.L. (1975). *Geotecnia y Cimientos*. Vol. I: Propiedades de los suelos y de las rocas. 2ª edición. Edit. Rueda. Madrid.
- Justo, J.L. (2009). Suelos expansivos y colapsables en carreteras y ferrocarriles. Presentación de las Jornadas sobre terraplenes y pedraplenes en carreteras y ferrocarriles. Intevía.
- Kaur, P., & Singh, G. (2012). Soil improvement with lime. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, 1, 51-53.
- Kavak, A., & Baykal, G. (2012). Long-term behavior of lime-stabilized kaolinite clay. *Environmental earth sciences*, 66(7), 1943-1955.

REFERENCIAS

- Kazemi, R., & Davoodi, M. H. (2012). Investigation on the Effect of Curing Time on Uni-Axial Strength of Clayey Soils Strengthened by Saturated Lime Solution. *World Applied Sciences Journal*, 19(11), 1607-1612.
- Keller, W.D. (1964). Processes of origin and alteration of clay mineral. *Soil Clay Mineralogy*. C.I. Rich and G.W. Kunze Editors. University of North California.
- Khattab, S.A., & Al-Taie, L. K. I. (2006). Soil-water characteristic curves (SWCC) for lime treated expansive soil from Mosul City. In *Unsaturated Soils 2006* (pp. 1671-1682). ASCE.
- Khattab, S.A. & Alomary, A.M. (2009). Effect of disturbance and gypsum content on soil water characteristic curve. *Proceedings in 2nd International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 28-30 May 2009, Near East University, Nicosia, North Cyprus. 426-433
- Khemissa, M., & Mahamedi, A. (2014). Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay. *Applied Clay Science*, 95, 104-110.
- Kodikara, J.K. and Choi, X., (2006). A simplified analytical model for desiccation cracking of clay layers in laboratory tests. *Geotechnical Special Publication*, 147, Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils, 2558-2569.
- Konan, K. L., Peyratout, C., Bonnet, J. P., Smith, A., Jacquet, A., Magnoux, P., & Ayrault, P. (2007). Surface properties of kaolin and illite suspensions in concentrated calcium hydroxide medium. *Journal of colloid and interface science*, 307(1), 101-108.
- Konan, K. L., Peyratout, C., Smith, A., Bonnet, J. P., Rossignol, S., & Oyetola, S. (2009). Comparison of surface properties between kaolin and metakaolin in concentrated lime solutions. *Journal of colloid and interface science*, 339(1), 103-109.
- Krahn, J. & Fredlund, D.G. (1972). On total, matric and osmotic suction; *Soil Science*, Vol. 114, pp. 339-348.
- Lasledj, A., & Al-Mukhtar, M. (2008). Effect of hydrated lime on the engineering behaviour and the microstructure of highly expansive clay. In *The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*.
- Le Runigo, B., Cuisinier, O., Cui, Y.-J., Deneele, D., Ferber, V., (2009). Impact of the initial state on fabric and permeability of a lime treated silt under long term leaching. *Canadian Geotechnical Journal* 46, 1243–1257.
- Le Runigo, B., Ferber, V., Cui, Y. J., Cuisinier, O., & Deneele, D. (2011). Performance of lime-treated silty soil under long-term hydraulic conditions. *Engineering Geology*, 118(1), 20-28.
- Légère, G. (2001). Étude technico-économique de la stabilisation à la chaux des sols argileux en voirie forestière. PhD Thesis, École de technologie supérieure.
- Leuseur, D. (2011). Estabilización de suelos con cal en Francia. Presentación en las Jornadas sobre estabilizaciones con cal en carreteras y ferrocarriles. *Intevía*.
- Lin, B., & Cerato, A. B. (2012). Investigation on Soil–Water Characteristic Curves of Untreated and Stabilized Highly Clayey Expansive Soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(4), 803-812.
- Little, D. N., Males, E. H., Prusinski, J. R., & Stewart, B. (2000). Cementitious stabilization. *Transportation in the New Millennium*.

REFERENCIAS

- Little, D. N., Thompson, M. R., Terrell, R. L., Epps, J. A., & Barenberg, E. J. (1987). Soil stabilization for roadways and airfields. Little (Dallas N) and Associates Bryan Tx.
- Little, D.N. (1995). Handbook for Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime, Kendall/Hunt Publishing Company, Iowa.
- Little, D.N. (2000). Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates. Volume 3: Mixture design and testing procedure for lime stabilized soils. National Lime Association. http://www.lime.org/documents/publications/free_downloads/soils-aggregates-vol-3.pdf.
- Little, D.N. (2001). Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates. Volume 1: Summary or findings. National Lime Association. (http://www.lime.org/documents/publications/free_downloads/soils-aggregates-vol-1.pdf)
- Little, D.N. (2011). Beneficios en el ciclo de vida de los firmes a través de la estabilización. Presentación en las Jornadas sobre estabilizaciones con cal en carreteras y ferrocarriles. Intevía.
- Little, D.N. (2011). Hinchamiento por sulfatos en suelos estabilizados. Presentación en las Jornadas sobre estabilizaciones con cal en carreteras y ferrocarriles. Intevía.
- Little, D.N., Shafee Yusuf, F.A.M. (2001). An example problem illustrating the application of the National Lime Association Mixture Design and Testing Protocol (MDTP) to ascertain engineering properties of lime-treated subgrades for mechanistic pavement design/analysis. National Lime Association (http://www.lime.org/documents/publications/free_downloads/app-mdtp2001.pdf)
- Liu, J., Wang, T., & Tian, Y. (2010). Experimental study of the dynamic properties of cement-and lime-modified clay soils subjected to freeze–thaw cycles. Cold Regions Science and Technology, 61(1), 29-33.
- Liu, M. D., Indraratna, B., Horpibulsuk, S., & Suebsuk, J. (2012). Variations in strength of lime-treated soft clays. Proceedings of the ICE-Ground Improvement, 165(4), 217-223.
- Liu, M. D., Pemberton, S., & Indraratna, B. (2010). A study of the strength of lime treated soft clays.
- Locat, J., Bérubé, M. A., & Choquette, M. (1990). Laboratory investigations on the lime stabilization of sensitive clays: shear strength development. Canadian Geotechnical Journal, 27(3), 294-304.
- Locat, J., Trembaly, H., & Leroueil, S. (1996). Mechanical and hydraulic behaviour of a soft inorganic clay treated with lime. Canadian geotechnical journal, 33(4), 654-669.
- Lu, N. and Likos, W. (2004). Unsaturated soil mechanics. John Wiley & Sons, Inc.
- Makki-Szymkiewicz, L., Hibouche, A., Taibi, S., Herrier, G., Lesueur, D., & Fleureau, J. M. (2015). Evolution of the properties of lime-treated silty soil in a small experimental embankment. Engineering Geology, 191, 8-22.
- Mallela, J., Harold Von Quintus, P. E., Smith, K. L., & Consultants, E. R. E. S. (2004). Consideration of lime-stabilized layers in mechanistic-empirical pavement design. The National Lime Association.
- Mateos, M. (1964). Soil lime research at Iowa State university. Journal of soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol.90, No.SM 2, pp.127-153.

REFERENCIAS

- Mateos, M. (1977). Resistencias de mezclas de puzolana natural, cal y arena. *Revista de Obras Públicas*. 1977, 124, (3141): 37-42
- Mateos, M. (1990). Research on the stabilization of soils with lime and fly ash. In *Intl Conf Soil Mech & Fdn Eng Proc (Vol. 2)* 3-6, 132-136
- Mavroulidou M, Zhang X, Gunn MJ, Cabarkapa Z (2012) An investigation of the effects of cementation and suction on lime treated London Clay. In: Jotisankasa et al. (eds) *Unsaturated soils 2011: theory and practice*, Proceedings of the 5th Asian-Pacific conference on unsaturated soils, Papaya, Thailand, Kasetsart University Thailand, pp 527–532; ISBN: 987-616-7522-77-7
- Mavroulidou, M., Zhang, X., Gunn, M. J., & Cabarkapa, Z. (2013). Water Retention and Compressibility of a Lime-Treated, High Plasticity Clay. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31(4), 1171-1185.
- Mc Dowell Ch. (1966). Evaluation Of Soil-Lime Stabilization Mixtures. *Highway Research Record* N° 139.
- McCallister, L. D., & Petry, T. M. (1990). Property changes in lime treated expansive clays under continuous leaching. *Universidad de Texas en Arlington*
- McQueen, I.S. & Miller, R. F. (1974). Approximating Soil Moisture Characteristics From Limited Data: Empirical Evidence and Tentative Model. *Water Resources Research*, 10(3), 521
- Metelková, Z., Boháč, J., Přikryl, R., & Sedlářová, I. (2012). Maturation of loess treated with variable lime admixture: Pore space textural evolution and related phase changes. *Applied Clay Science*, 61, 37-43.
- Meza, V. E. (2012). Suelos parcialmente saturados, de la investigación a la cátedra universitaria. *Boletín Ciencias de la Tierra*; núm. 31 (2012); 23-38 0120-3630.
- Ministerio de Fomento (2002). *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes PG-3*
- Miqueleiz, L., Ramírez, F., Seco, A., Nidzam, R. M., Kinuthia, J. M., Tair, A. A., & Garcia, R. (2012). The use of stabilised Spanish clay soil for sustainable construction materials. *Engineering Geology*, 133, 9-15.
- Mishra, N.K, Rath, S. & Pradhan, P.K. (2012). Lime Stabilization of Weak Sub-Grade for Construction of Rural Roads. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, Vol. 05, No. 03 (01), pp. 554-561
- Mitchell, P. W., & Avalue, D. L. (1984). A technique to predict expansive soil movements. In *Proceedings of the Fifth International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, South Australia, 21-23 May, 1984. (No. 84/3).
- Mitchell, J.K., Dermatas, D. (1992). Clay soil heave caused by lime—sulphate reactions, *ASTM Special Technical Publication 1135*. ASTM, Philadelphia, PA pp. 41–64.
- Mohd Yunus N.Z., Wanatowski D. and Stace L.R. (2011). Effect of humic acid on physical and engineering properties of lime-treated organic clay. *Proc. World Academy of Science Engineering and Technology*, 2011, Issue 59, Part XV, pp. 1820-1825.
- Mohd Yunus, N.Z. (2007). *Stabilisation of organic clay using lime-added salt* (PhD Thesis, Universiti Teknologi Malaysia, Faculty of Civil Engineering).

REFERENCIAS

- Mohd Yunus, N.Z., Wanatowski, D., & Stace, L. R. (2012). Effectiveness of chloride salts on the behaviour of lime-stabilised organic clay. *International Journal of GEOMATE*, 3(2), 407-412.
- Mohd Yunus, N.Z., Wanatowski, D., Stace, R., Marto, A., Abdullah, R. A., & Mashros, N. (2011). A Short Review of the Factors Influenced Lime-Clay Reactions.
- Muhmed A, Wanatowski D (2013): Effect of lime stabilisation on the strength and microstructure of clay. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*. Vol 6 Issue 3, 87-94
- Muntohar, A. S. (2005). The influence of molding water content and lime content on the strength of stabilized soil with lime and rice husk ash. *Civil Engineering Dimension*, 7(1), pp-1.
- Musta, B., Kassim, K. A., Kumar, R., & Pillai, P. (2010). Effect of lime on stabilization of mining waste from Sabah, Malaysia. *Malaysian Journal of Civil Engineering*, 22(2), 202-216.
- Nadgouda, K. A., & Hegde, R. A. (2010). The Effect of Lime Stabilization on Properties of Black Cotton Soil. In *Indian Geotechnical Conference* (pp. 511-514).
- Nagaraj, H. B., Sravan, M. V., Arun, T. G., & Jagadish, K. S. (2014). Role of lime with cement in long-term strength of Compressed Stabilized Earth Blocks. *International Journal of Sustainable Built Environment*, 3(1), 54-61.
- Nalbantoğlu, Z. (2004). Effectiveness of class C fly ash as an expansive soil stabilizer. *Construction and Building Materials*, 18(6), 377-381.
- Narasihma rao, A.V., Penchalaiah, B., Chittranjan, M. & Ramesh, P. (2014). Compressibility Behaviour of Black Cotton Soil Admixed with Lime and Rice-Husk Ash. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*. ISSN: 2319-8753, Vol. 3, Issue 4, pp 11473-11480
- Neeraja, D. (2010). Influence of Lime and Plastic Jute on Strength and CBR Characteristics of Soft Clayey (Expansive) Soil. *Global Journal of Researches in Engineering*, 10(1), 16-24.
- Nowamooz, H., & Masroui, F. (2010). Volumetric strains due to changes in suction or stress of an expansive bentonite/silt mixture treated with lime. *Comptes Rendus - Mécanique*, 338230-240. doi:10.1016/j.crme.2010.03.011
- Ogawa, K., & Roy, D. M. (1982). C 4 A 3 S hydration, ettringite formation, and its expansion mechanism: II. Microstructural observation of expansion. *Cement and Concrete Research*, 12(1), 101-109.
- Ogawa, K., & Roy, D. M. (1982). C 4 A 3 S hydration, ettringite formation, and its expansion mechanism: III. Effect of CaO, NaOH and NaCl; conclusions. *Cement and Concrete Research*, 12(2), 247-256.
- Okonta, F. N., & Govender, E. (2006). Effect of desiccation on the geotechnical properties of lime-fly ash stabilized collapsible residual sand. *Journal of Engineering and Applied Sciences*. Asian Research Publishing Network. Vol. 6 N° 6, pp. 62-69
- Olalla, C., Fernández, D.T.; Fraile, D.M.J. (2004). El Ataque por los sulfatos a las estabilizaciones de suelos con cal. IV Simposio Nacional de Geotecnia Vial. Santander.

REFERENCIAS

- Onitsuka K., Modmoltin C, Kouno M, and Negami T. (2003). Effect of organic matter on lime and cement stabilized Ariake clays. *Journal of Geotechnical Engineering*; (729): pp. 1-13.
- Onitsuka,K., Modmoltin C, and Kouno M. (2001). Investigation on microstructure and strength of lime and cement stabilized Ariake clay. *Reports of the Faculty of Science and Engineering*; 30(1): pp. 49-63.
- Oteo, C. (2007). Estabilización y refuerzo de materiales marginales. *Comunicaciones de la II Jornada sobre materiales marginales en obras viarias. Asociación Técnica de Carreteras.*
- Ouhadi, V. R., Yong, R. N., Amiri, M., & Ouhadi, M. H. (2014). Pozzolanic consolidation of stabilized soft clays. *Applied Clay Science*, 95, 111-118.
- Oyediran, I. A., & Okosun, J. (2013). An attempt to improve geotechnical properties of some highway lateritic soils with lime. *RMZ–M&G*, 60, 287-296.
- Oza, J. B., & Gundaliya, P. J. (2013). Study of black cotton soil characteristics with cement waste dust and lime. *Procedia Engineering*, 51, 110-118.
- Pakbaz, M. S., & Farzi, M. (2015). Comparison of the effect of mixing methods (dry vs. wet) on mechanical and hydraulic properties of treated soil with cement or lime. *Applied Clay Science*.
- Parsons, R. L., Johnson, C. P., & Cross, S. A. (2001). Evaluation of soil modification mixing procedures (No. K-TRAN: KU-00-6,). Kansas Department of Transportation.
- Pérez, N., Garnica, P., & Pola, J. C. (2013). Predicción de la curva característica con el modelo de proporcionalidad natural. *Publicación técnica*, (361).
- Perry, J, MacNeil DJ and Wilson PE (1996) The uses of lime in ground engineering: a review of work undertaken at the Transport Research Laboratory. In *Proceedings of a Seminar on Lime Stabilisation* (Rogers CDF, Glendinning S and Dixon N (eds)). Loughborough University, UK, pp. 27–41.
- Petry, T.M., Glazier, E.J. (2004). The effect of organic content on lime treatment of highly expansive clay. *Project Report*.
- Pintado, X. (2002). Caracterización del comportamiento termo-hidro-mecánico de arcillas expansivas. PhD Thesis. Universidad Politécnica de Catalunya.
- Puppala, A. J., Manosuthikij, T., & Chittoori, B. C. (2013). Swell and shrinkage characterizations of unsaturated expansive clays from Texas. *Engineering Geology*, 164, 187-194.
- Puppala, A.J., Manosuthikij, T., Chittoori, B.C.S. (2014). Swell and shrinkage strain prediction models for expansive clays. *Engineering Geology*, 168, 1-8.
- Puppala, A. J., Punthutaecha, K., & Vanapalli, S. K. (2006). Soil-water characteristic curves of stabilized expansive soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(6), 736-751.
- Qubain, B. S., Seksinsky, E. J., & Li, J. (2000). Incorporating subgrade lime stabilization into pavement design. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1721(1), 3-8.
- Quintana, E. (2005). Relación entre las propiedades geotécnicas y los componentes puzolánicos de los sedimentos pampeanos. PhD Thesis. Universidad Nacional de Córdoba.

REFERENCIAS

- Rajasekaran, G. (2005). Sulphate attack and ettringite formation in the lime and cement stabilized marine clays. *Ocean Engineering*, 32(8), 1133-1159.
- Rajasekaran, G., & Rao, S. N. (1997). The microstructure of lime-stabilized marine clay. *Ocean Engineering*, 24(9), 867-878.
- Rajasekaran, G., & Rao, S. N. (2002). Compressibility behaviour of lime-treated marine clay. *Ocean engineering*, 29(5), 545-559.
- Rajasekaran, G., & Rao, S. N. (2002a). Permeability characteristics of lime treated marine clay. *Ocean engineering*, 29(2), 113-127.
- Rajasekaran, G., Murali, K., & Srinivasaraghavan, R. (1997). Fabric and mineralogical studies on lime treated marine clays. *Ocean engineering*, 24(3), 227-234.
- Ramaji, A. E. (2012). A Review on the Soil Stabilization Using Low-Cost Methods. *Journal of Applied Sciences Research*, 8(4), 2193-2196.
- Ramesh, H. N., Krishnaiah, A. J., & Shilpashet, S. (2013). Effect of lime on the index properties of black cotton soil and mine tailings mixtures. UVCE, Bangalore University, Bangalore-560056, India.
- Ramlakhan, B., Kumar, S. A., & Arora, T. R. (2013). Effect of lime and fly ash on Engineering Properties of Black Cotton soil. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*. ISSN 2250-2459, Volume 3, Issue 11, pp 535-541
- Rao SM, Shivananda P (2005) Compressibility behaviour of lime-stabilized clay. *Geotech Geol Eng* 23(3):309–319
- Rao, B. H., Venkataramana, K., & Singh, D. N. (2011). Studies on the determination of swelling properties of soils from suction measurements. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(3), 375-387.
- Rao, S. M., & Shivananda, P. (2005). Role of curing temperature in progress of lime-soil reactions. *Geotechnical & Geological Engineering*, 23(1), 79-85.
- Rao, S. M., Reddy, B. V. V., & Muttharam, M. (2001). The impact of cyclic wetting and drying on the swelling behaviour of stabilized expansive soils. *Engineering Geology*, 60(1), 223-233.
- Riaz, S., Aadil, N., & Waseem, U. (2014). Stabilization of subgrade soils using cement and lime: a case study of Kala Shah Kaku, Lahore, Pakistan. *Pakistan Journal of Science*, 66(1).
- Richards, B.G. (1967). Moisture flow and equilibrium in unsaturated soils for shallow foundations. *Permeability and Capillarity of Soils*, ASTM STP 417, ASTM Internacional, West Conshohocken, PA, pp: 4-34.
- Rodríguez, A. R., & Hidalgo, C. A. (2005). Comportamiento de suelos residuales de diorita estabilizados con cal y su evolución en el tiempo. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 4(6), 111-122.
- Rodríguez, Á. S., Fernández, M. L. B., Vadillo, D. P., & Cachero, J. L. A. (2006). Tratamientos y estabilizaciones de suelos. Estado del arte. VII Congreso Nacional de Firmes.
- Rogers, C. D. F., & Lee, S. J. (1994). Drained shear strength of lime-clay mixes. *Transportation research record*, (1440), 53-62.

REFERENCIAS

- Rojas, M. F., & Cabrera, J. (2002). The effect of temperature on the hydration rate and stability of the hydration phases of metakaolin–lime–water systems. *Cement and Concrete Research*, 32(1), 133-138.
- Romero, E., & Simms, P. H. (2008). Microstructure investigation in unsaturated soils: a review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6), 705-727.
- Russo, G., Dal Vecchio, S., & Mascolo, G. (2007). Microstructure of a lime stabilised compacted silt. In *Experimental Unsaturated Soil Mechanics* (pp. 49-56). Springer Berlin Heidelberg.
- Sabat, A.K. (2012) . A Study on Some Geotechnical Properties of Lime Stabilised Expansive Soil –Quarry Dust Mixes. *International Journal of Emerging trends in Engineering and Development Issue 2, Vol.1*, pp 42-49
- Sakr, M. A., Shahin, M. A., & Metwally, Y. M. (2009). Utilization of lime for stabilizing soft clay soil of high organic content. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1), 105-113.
- Sampedro, A. (2006). Reutilización de materiales y el protocolo de Kioto en la construcción de carreteras. *Revista Carreteras nº 150 - Especial Integración ambiental. Asociación Española de la Carretera*. 168-189.
- Sampedro, A. (2011) Experiencias en España. Estabilización de arcillas expansivas. Estabilización en plataformas de ferrocarril. Estabilizaciones mixtas cal-cemento. *Jornadas sobre estabilizaciones con cal en carreteras y ferrocarriles*. Intevía.
- Saride, S., Puppala, A. J., & Chikyala, S. R. (2013). Swell-shrink and strength behaviors of lime and cement stabilized expansive organic clays. *Applied Clay Science*, 85, 39-45.
- Seco, A., Ramírez, F., Miqueleiz, L., & García, B. (2011). Stabilization of expansive soils for use in construction. *Applied Clay Science*, 51(3), 348-352.
- Selvi, P. (2015). Fatigue and rutting strain analysis on lime stabilized subgrades to develop a pavement design chart. *Transportation Geotechnics*, 2, 86-98.
- Sen, P., Mukesh, dan Dixit, M., (2011). Evaluation of Strength Characteristics of Clayey Soil by Adding Soil Stabilizing Additives. *International Journal of Earth Sciences and Engineering ISSN 0974-5904, Volume 04, No 06 SPL, October 2011*, pp. 1060-1063
- Simic, D. (2007). Experiencias del tratamiento con cal en las autopistas M-50 y R-4. *Jornada sobre materiales marginales en obras viarias*. Sevilla.
- Singh, J., Kumar, A., Jain, R. & Khullar, N.K. (2008). Effect of Lime on Properties of Soil. *12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India*, pp. 3599-3603.
- Sirivitmaitrie, C. (2008). Novel stabilization methods for sulfate and non-sulfate soils. *PhD Thesis. Universidad de Texas en Arlington*.
- Stoltz, G., Cuisinier, O., & Masrouri, F. (2012). Multi-scale analysis of the swelling and shrinkage of a lime-treated expansive clayey soil. *Applied Clay Science*, 61, 44-51.
- Stoltz, G., Cuisinier, O., & Masrouri, F. (2014). Weathering of a lime-treated clayey soil by drying and wetting cycles. *Engineering Geology*, 181, 281-289.

- SujitKawade, MahendraMapari, ShreedharSharanappa (2014). Stabilization of Black Cotton Soil with Lime and Geo-grid. *International Journal of Innovative Research in Advanced Engineering (IJIRAE)* ISSN: 2349-2163 Volume 1 Issue 5, pp 87-92
- Susanto, A., Puri, D. T. R. (2013). Physical characteristics and shear strength of clay stabilized using lime and bagasse ash. *Eco Rekayasa*. Vol.9. pp 1-6
- Sweeney, D. A., Wong, D. K. H., & Fredlund, D. G. (1988). Effect of lime on a highly plastic clay with special emphasis on aging (No. 1190). 13-23
- Taha, I., Raihan, M., Hameed, Z. & Khan T. (2014). Soil stabilization using lime: Advantages, disadvantages and proposing a potential alternative. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology* 8(4). 510-520
- Tang A M, Vu M N, Cui Y-J (2011): Effects of the maximum soil aggregates size and cyclic wetting–drying on the stiffness of a lime-treated clayey soil. *Géotechnique*, Volume 61, Issue 5, March 2011 pages 421 –429
- Tedesco, D. (2006). Hydro-mechanical behaviour of lime-stabilised soils. PhD Thesis. Università degli Studi di Cassino.
- Thompson, M. R. (1967). Factors influencing the plasticity and strength of lime-soil mixtures. *Illinois Univ Eng Exp Sta Bulletin*, (492).
- Thyagaraj, T., & Zodinsanga, S. (2014). Swell–shrink behaviour of lime precipitation treated soil. *Proceedings of the ICE-Ground Improvement*, 167(4), 260-273.
- Tonoz, M. C., Ulusay, R., & Gokceoglu, C. (2004). Effects of lime stabilization on engineering properties of expansive Ankara clay. In *Engineering Geology for Infrastructure Planning in Europe* (pp. 466-474). Springer Berlin Heidelberg.
- Umesha, T., Dinesh, S., & Sivapullaiah, P. (2009). Control of dispersivity of soil using lime and cement. *International journal of geology*, 3(1), 8-16.
- Utami, G. S. (2014). Clay soil stabilization with lime effect the value CBR and swelling. *ARNP Journal of Engineering and Applied Sciences*, 9(10), 1744-1748.
- Valle, W.A. (2010). Estabilización de suelos arcillosos plásticos con mineralizadores en ambientes sulfatados o yesíferos. Proyecto fin de Master. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., & Barbour, S. L. (1996). A Rationale for an Extended Soil-Water Characteristic Curve. In *49th Canadian Geotechnical Conference*, New Foandland (pp. 23-25).
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., & Pufahl, D. E. (2001). Influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Géotechnique*, 51(6), 573-576.
- Vázquez, M, (2014). Comportamiento volumétrico de la marga azul del Guadalquivir ante los cambios de succión. PhD Thesis. Universidad de Sevilla.
- Verma, S. L., & Marus, S. (2013). Behavioural study of expansive soils and its effect on structures—a review. *Int J Innov Eng Tech*, 2(2), 228-238.
- Vijayakumar, V., & Premalatha, K. (2013). Suction-swell relationship of stabilized expansive soil. *Proceedings of Indian Geotechnical Conference*. 9 pp.
- Wang, M. W., Li, J., Ge, S., & Li, S. T. (2013). Moisture migration tests on unsaturated expansive clays in Hefei, China. *Applied Clay Science*, 79, 30-35.

REFERENCIAS

- Wang, M., Li, J., Ge, S., Qin, S., & Xu, P. (2014). An experimental study of vaporous water migration in unsaturated lime-treated expansive clay. *Environmental Earth Sciences*, 1-8.
- Wilson, P. (2012). Lime Stabilising Pavement Sub-grades A New Procedure to Save Time and Money. In *Proceedings: 25th ARRB Conference 2012*. ARRB Group Ltd.
- Wurtz, W. (1981). Method for lime stabilization of wastewater treatment plant sludges. United States Patent nº 4.306.978
- Yeo, R. E., Sharp, K. G., Moffatt, M. A., Vertessy, N. J., & Johnson-Clarke, J. R. (1999). The Performance of In Situ Stabilized Marginal Sandstone Pavements. In CD-ROM), *Proceedings of the First International Conference on Accelerated Pavement Testing*, Reno, Nev.
- Yi, Y., Gu, L., & Liu, S. (2015). Microstructural and mechanical properties of marine soft clay stabilized by lime-activated ground granulated blastfurnace slag. *Applied Clay Science*, 103, 71-76.
- Yildiz, M., & Soğancı, A. S. (2012). Effect of freezing and thawing on strength and permeability of lime-stabilized clays. *Scientia Iranica*, 19(4), 1013-1017.
- Yin, T. S., & Yong, L. C. (2012). Shear strength behaviour of mining sand treated with clay and hydrated lime. *International Journal of Civil & Structural Engineering*, 3(1), 57-69.
- Yong, R. N., & Ouhadi, V. R. (2007). Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement-stabilized clayey soils. *Applied clay science*, 35(3), 238-249.
- Zhao, H., Ge, L., Petry, T. M., & Sun, Y. Z. (2014). Effects of chemical stabilizers on an expansive clay. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18(4), 1009-1017.
- Zhao, H., Liu, J., Guo, J., Zhao, C., & Gong, B. W. (2014). Reexamination of Lime Stabilization Mechanisms of Expansive Clay. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(1).