UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

Geotecnia de los residuos mineros. Soluciones ingenieriles para su gestión en una mina operativa.

Memoria para optar al grado de doctora presentada por:

M^a Dolores Rodríguez del Pino

Codirector de tesis:

D. José Antonio Espí

Codirector de tesis:

D. José Miguel Galera

Madrid 2017

Agradecimientos:

A José Miguel Galera y José Antonio Espí, por su dedicación, ayuda, excelentes consejos y transmisión de conocimiento.

A mi más cercano compañero en este viaje, Stephen Cooper, su entusiasmo y apoyo han sido fundamentales para la finalización de este trabajo.

Dedicatoria:

Dedico esta tesis a mi marido y mis hijos porque son mi apoyo y alegría diarios. A mis padres y hermanas por inculcarme el valor del esfuerzo y la valentía.

A todos los que me apoyaron para escribir y concluir esta tesis y que así se sienten parte de ella.

RESUMEN

Esta tesis se desarrolla en el complejo minero operativo de Cobre Las Cruces. Se trata de una mina a cielo abierto que extrae sulfuros de cobre del complejo vulcano-sedimentario conocido como Faja Pirítica Ibérica.

La masa mineral está recubierta por un depósito terciario de margas sobreconsolidadas de 150 metros de espesor, denominadas margas azules del Guadalquivir.

El proceso extractivo genera una serie de residuos que pueden ser clasificados en inerte y no inertes, según su potencial contaminante y en estéril de roca, estéril de tratamiento o tailings y margas, según su operativa de gestión dentro del recinto minero. Estos materiales han de almacenarse mediante la construcción de escombreras estables, cuyo componente mayoritario es marga.

El análisis de estabilidad de estas estructuras difiere de aquellos realizados en las escombreras que tradicionalmente se han construido con otros materiales de parámetros resistentes más favorables. Existen algunos casos de fallos geotécnicos de estructuras construidas con este tipo de material cohesivo, en los que han contribuido tanto las condiciones de vertido como las condiciones del cimiento en el que no se han definido bien estructuras existentes, bajo la aceptación de la homogeneidad de este material en su forma natural.

Existen tres aspectos fundamentales que se deben incluir en cualquier análisis realizado en este tipo de materiales:

- ✓ La influencia de la compactación en la resistencia al corte de las margas vertidas.
- ✓ El coeficiente $B\text{-}bar$ y la presión de poro existente en el material de cimiento de las escombreras.
- ✓ El desarrollo de mecanismos de rotura progresiva en planos de estratificación existentes.

Desde la fase inicial de diseño hasta la actualidad numerosos análisis se han llevado a cabo mediante equilibrio límite (SLIDE) y con métodos numéricos (análisis tenso-deformacionales, FLAC2D), con el fin de calibrar las condiciones de presiones de poro en el cimiento, analizar de forma retrospectiva diversos acontecimientos de inestabilidad y refinar los diseños actuales de las estructuras. Asimismo estos métodos de análisis también se han utilizado de forma innovadora para resolver y definir operativas con los diferentes residuos.

Las similitudes entre los condicionantes geotécnicos en la mina de Las Cruces y otras ubicaciones, como es el caso de la mina de Aznalcóllar, que presentan los mismos tipos de materiales, han contribuido a la optimización en este tipo de análisis, pudiendo establecer además una comparativa entre la idoneidad de los diferentes métodos de análisis (equilibrio límite y diferencias finitas) en el estudio de roturas progresivas.

Fundamentalmente, los objetivos principales de esta tesis son demostrar lo siguiente:

1. Buena gestión y cumplimiento de la legislación de residuos, esencialmente para conseguir un excelente rendimiento a largo plazo.
2. Desde un punto de vista geotécnico:
 - ♦ Las condiciones de compactación de las margas, pueden estar relacionadas con sus parámetros resistentes tras esta compactación. Esta relación ha sido demostrada en la mina de La Cruces tras realizar multitud de ensayos de las condiciones de compactación a largo plazo.
 - ♦ La optimización en el proceso de gestión de tailings secos, puede conseguirse a través del uso combinado de análisis mediante equilibrio límite y métodos tenso-deformacionales.
 - ♦ Los suelos de características cohesivas, como los presentes en Las Cruces, son analizados mejor en estado de diseño, estado operativo y, cuando es necesario, en estadio de remediación, mediante el uso de programas de elementos finitos o diferencias finitas dada la capacidad de estos sistemas de modelizar mejor roturas de tipo progresivo en suelos donde el ratio entre parámetros resistentes de pico y residuales es muy alto.
 - ♦ La relación entre la resistencia de las margas y su profundidad, contrastada mediante la realización de numerosos análisis realizados en fase de diseño y de operación.

INDICE DE CONTENIDOS

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	MARCO DE LA TESIS DOCTORAL.....	2
1.2	OBJETIVOS	4
2	ANTECEDENTES	5
2.1	ANTECEDENTES HISTÓRICOS	5
2.2	LEGISLACIÓN AMBIENTAL APLICABLE.....	6
2.3	GEOLOGÍA Y DESCRIPCIÓN DEL TERRENO NATURAL	7
2.4	CARACTERIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LOS RESIDUOS MINEROS.....	13
2.5	OPERATIVAS MINERAS PARA RESIDUOS	24
3	METODOLOGÍA Y BASES DE DISEÑO.....	26
3.1	CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES IN SITU Y REMOLDEADOS	26
3.1.1	<i>Campañas geotécnicas y muestreo</i>	<i>33</i>
3.1.2	<i>Ensayos de resistencia al corte.....</i>	<i>43</i>
3.1.3	<i>Ensayos de compactación.....</i>	<i>56</i>
3.2	DISEÑO DE LAS ESCOMBRERAS.....	59
3.2.1	<i>Conceptos de diseño</i>	<i>59</i>
3.2.2	<i>Barreras de impermeabilización</i>	<i>70</i>
3.2.3	<i>Software utilizado en los análisis de estabilidad</i>	<i>72</i>
3.3	SEGUIMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN Y MONITOREO	78
3.3.1	<i>Sistemática de inspecciones visuales</i>	<i>78</i>
3.3.2	<i>Control de compactación. Fichas de preparación del terreno y vertido de estériles .</i>	<i>79</i>
3.3.3	<i>Control topográfico</i>	<i>81</i>
3.3.4	<i>Características e instalación de la instrumentación geotécnica.....</i>	<i>81</i>
4	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	84
4.1	PROBLEMAS REGISTRADOS EN LAS ESCOMBRERAS DE LA MINA DE LAS CRUCES	84
4.1.1	<i>Escombreras de no inertes.....</i>	<i>84</i>
4.1.2	<i>Escombreras de inertes.....</i>	<i>91</i>
4.1.3	<i>Problemas en la operación minera.....</i>	<i>113</i>
4.2	ANÁLISIS COMPARATIVO DE DIVERSAS TÉCNICAS DE EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES.....	119
4.2.1	<i>Ejemplos de problemas previos en materiales cohesivos.....</i>	<i>119</i>
4.2.2	<i>Puntos comunes entre los eventos previos.....</i>	<i>125</i>
4.3	CLAVES PARA LA ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS	129
4.3.1	<i>Presión de poro del cemento</i>	<i>129</i>
4.3.2	<i>Planos de estratificación en margas.....</i>	<i>131</i>
4.3.3	<i>Compactación.....</i>	<i>133</i>
4.4	SOLUCIONES IMPLEMENTADAS EN LAS ESCOMBRERAS DE LA MINA DE LAS CRUCES	134
4.5	RESTAURACIÓN Y DRENAJE SUPERFICIAL DE ESCOMBRERAS	141
5	CONCLUSIONES.....	143
6	LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....	147
7	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	148

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.a.- Esquema geológico de la Zona Sud-Portuguesa. ((7)Oliveira, 1994)	3
Figura 2.1.a.- Ubicación de yacimientos de la Faja Pirítica. (http://ayterra.com/mapa-geologico-faja).....	5
Figura 2.3.a.- Ubicación aproximada del complejo minero de Cobre Las Cruces sobre la cartografía geológica MAGNA, hoja 984 Sevilla y 962 Alcalá del Río.....	12
Figura 2.3.b.- Esquema de columna estratigráfica local en Cobre Las Cruces.....	13
Figura 2.4.a.- Variación de la densidad aparente con la profundidad.	19
Figura 2.4.b.- Variación de la densidad seca con la profundidad.	19
Figura 2.4.c.- Variación de la humedad con la profundidad.	20
Figura 2.4.d.- Distribución de las muestras según el rango de humedad.....	20
Figura 2.4.e.- Diagrama τ' - σ_n' de los ensayos de corte directo CD.	21
Figura 2.4.f.- Ajuste τ' - σ_n' para las muestras en el rango de humedad 10 %-20 %.	22
Figura 2.4.g.- Ajuste τ' - σ_n' para las muestras en el rango de humedad 20 %-30 %.	22
Figura 2.4.h.- Ajuste τ' - σ_n' para las muestras en el rango de humedad 30 %-40 %.	23
Figura 2.4.i.- Ajuste τ' - σ_n' para las muestras en el rango de humedad 40 %-50 %.	23
Figura 2.5.a.- Esquema de producción.....	24
Figura 2.5.b.- Construcción vaso almacén de IEM.	25
Figura 3.1.a.- Zonificación geomecánica de las margas azules.	28
Figura 3.1.b.- Variación de la resistencia a compresión simple en las margas con la profundidad.....	29
Figura 3.1.c.- Variación del módulo de elasticidad en las margas con la profundidad a partir de diversos ensayos.	31
Figura 3.1.d.- Correlación RCS y profundidad en margas azules de Guadalquivir.	32
Figura 3.1.e.- Correlación módulo elástico (E) y profundidad en margas azules de Guadalquivir.	33
Figura 3.1.1.a.- Gráficas con los resultados obtenidos para el índice N20 en las penetraciones dinámicas.	34
Figura 3.1.1.b.- Valores del índice N20 en las penetraciones dinámicas realizadas.....	38
Figura 3.1.2.a.- Parámetros de corte de pico en el nivel MET-1 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb	44
Figura 3.1.2.b.- Parámetros de corte de pico en el nivel MET-2 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb	44
Figura 3.1.2.c.- Parámetros de corte de pico en el nivel MET-3 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb	45
Figura 3.1.2.d.- Parámetros de corte de pico en el NIVEL-1 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb	45
Figura 3.1.2.e.- Parámetros de corte de pico en el NIVEL 2 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb	46
Figura 3.1.2.f.- Parámetros de corte de pico en el NIVEL-4 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb	46
Figura 3.1.2.g.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el nivel MET-1	48
Figura 3.1.2.h.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el nivel MET-2.....	49

Figura 3.1.2.i.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el nivel MET-3	49
Figura 3.1.2.j.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el NIVEL-1	50
Figura 3.1.2.k.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el NIVEL-2	50
Figura 3.1.2.l.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el NIVEL-4	51
Figura 3.1.2.m.- Concepto del modelo Strain-Softening empleado. (52) (Itasca Consulting Group)	53
Figura 3.1.2.n.- Compresión simple con medida de la post-rotura en el nivel MET	54
Figura 3.1.2.o.- Compresión simple con medida de la post-rotura en el NIVEL-1	54
Figura 3.1.2.p.- Compresión simple con medida de la post-rotura en el NIVEL-2	55
Figura 3.1.2.q.- Compresión simple con medida de la post-rotura en el NIVEL-4	55
Figura 3.1.3.a.- Ajustes estadísticos realizados para prever los parámetros resistentes.	56
Fotografía 3.1.3.b.- En esta imagen se observa se aprecia la diferencia de compactación entre los 2,5 m superiores, y los 2,5 más profundos.....	57
Fotografía 3.1.3.c.- Autora de la tesis examinando las calicatas de control excavadas para la realización de ensayos Próctor.	58
Figura 3.1.3.d.- Histograma resultante en los 2,5m inferiores de la tongada.	58
Figura 3.1.3.e.- Histograma resultante en los 2,5m más superficiales de la tongada.	59
Figura 3.2.1.a.- Geometría de los taludes de la Escombrera Sur (inertes)	60
Figura 3.2.1.b.- Diseño constructivo de la Escombrera Norte. Tipología 1.....	62
Figura 3.2.1.c.- Diseño constructivo de la Escombrera Norte. Tipología 2.	63
Figura 3.2.2.a.- Permeabilidad vs. compactación según la presión de confinamiento aplicada en el ensayo.	71
Figura 3.2.2.b.- Permeabilidad vs. compactación. Tratamiento conjunto de todos los datos. ..	71
Figura 3.2.3.a.- Esquema de las fuerzas resultantes que actúan sobre una masa deslizante. ...	73
Figura 3.2.3.b.- Sistema de fuerzas actuantes en una rebanada.	74
Figura 3.2.3.c.- Método de Janbu.....	74
Figura 3.3.1.a.- Planificación mensual inspecciones visuales	79
Figura 3.3.3.a.- Perfiles en planta y en sección de instrumentación en taludes de Escombrera Sur.	81
Figura 3.3.4.a.- Ejemplo de inclinómetro convencional en Escombrera Sur.	82
Figura 3.3.4.b.- Ejemplo de piezómetros y células de presión total en Escombrera Norte.....	82
Figura 3.3.4.c.- Ejemplo de inclinómetro dinámico en Escombrera Sur.	82
Fotografía 4.1.1.a.- Imagen aérea de la masa deslizada en julio de 2008.	85
Figura 4.1.1.b.- Perfil Escombrera Norte, en la zona media del área donde se ha producido la inestabilidad.	85
Fotografía 4.1.1.c.- Escarpe principal generado por el deslizamiento, en la grieta de tracción principal.....	86
Fotografía 4.1.1.d.- Vista general de la zona central.	86
Fotografía 4.1.1.e.- Detalle del hinchamiento del pie de la berma	87
Figura 4.1.1.f.- Análisis retrospectivo de rotura tipo circular.	88
Figura 4.1.1.g.- Análisis retrospectivo de rotura tipo poligonal.....	88
Figura 4.1.1.h.- Análisis retrospectivo de rotura tipo mixta.	89
Fotografía 4.1.2.a.- Panorámica aérea de la inestabilidad.....	91
Figura 4.1.2.b.- Extensión en planta de la inestabilidad	92

Figura 4.1.2.c.- Instrumentación instalada en la ampliación de la Escombrera Sur	92
Figura 4.1.2.d.- Relación entre la grieta de tracción principal de rotura y las líneas de la cabecera y pie del talud de Escombrera Sur original.	93
Figura 4.1.2.e.- Relación entre la grieta de tracción principal de rotura y la morfología del terreno natural de apoyo.	94
Figura 4.1.2.f.- Factores de seguridad obtenidos en situación estática para rotura de tipo circular.....	95
Figura 4.1.2.g.- Factores de seguridad obtenidos en situación pseudo-dinámica para rotura de tipo circular.	96
Figura 4.1.2.h.- Factores de seguridad obtenidos en situación estática para rotura de tipo mixto.	96
Figura 4.1.2.i.- Análisis retrospectivo de la inestabilidad para $B_{bar} = 1$	97
Figura 4.1.2.j.- Análisis retrospectivo de la inestabilidad para $B_{bar} = 1.1$	98
Figura 4.1.2.k.- Malla empleada en la fase inicial.	100
Figura 4.1.2.l.- Modelo constitutivo empleado en el modelo.....	100
Figura 4.1.2.m.- Grupos creados en modelo para asignación de propiedades.....	101
Figura 4.1.2.n.- Asignación de las presiones de poros – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.	102
Figura 4.1.2.o.- Tensiones principales máximas – Fase 1. Inicialización de tensiones.	103
Figura 4.1.2.p.- Grupos empleados en el modelo – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur...	104
Figura 4.1.2.q.- Desplazamientos horizontales – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.....	104
Figura 4.1.2.r.- Detalle de máximos desplazamientos horizontales – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.	105
Figura 4.1.2.s.- Desplazamientos verticales – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.....	106
Figura 4.1.2.t.- Detalle de máximos desplazamientos verticales – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.	106
Figura 4.1.2.u.- Incrementos de deformación por cortante – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur	107
Figura 4.1.2.v.- Estado de los elementos involucrados en el modelo – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.	107
Figura 4.1.2.w.- Estado de los elementos – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.....	108
Figura 4.1.2.x.- Superficie potencial de falla – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.....	109
Figura 4.1.2.y.- Indicadores de plastificación – Fase 2. Factor de Seguridad.....	109
Figura 4.1.2.z.- Detalle de los indicadores de plastificación – Fase 2. Factor de Seguridad.	110
Figura 4.1.2.aa.- Comparación entre modelo numérico y registros post-fallamiento en Escombrera Sur.	111
Figura 4.1.2.bb.- Sección de cálculo. (60) (Ramírez y Laín, 2016).....	111
Figura 4.1.2.cc.- Coeficientes de seguridad para diversos valores del ángulo de rotura del bloque 1, suponiendo que la pendiente del plano de salida en el bloque 3 es de 20°. (Ramírez y Laín, 2016).....	112
Figura 4.1.2.dd.- Coeficientes de seguridad para diversos valores del ángulo de rotura del bloque 3, suponiendo que la pendiente de entrada en el bloque 1 es de 50°. (Ramírez y Laín, 2016)	112

Figura 4.1.3.a.- Desplazamiento vertical del vertido de tailing considerando auto consolidación y compactación realizada con bulldozer.....	114
Figura 4.1.3.b.- Modelización de tailing vertido mostrando puntos seleccionados para el estudio del desplazamiento en la vertical.....	114
Figura 4.1.3.c.- Desplazamiento vertical del vertido de tailing en un punto superficial.....	115
Figura 4.1.3.d.- Desplazamiento vertical del vertido de tailing en un punto intermedio.....	115
Figura 4.1.3.e.- Desplazamiento vertical del vertido de tailing en un punto profundo.....	116
Figura 4.1.3.f.- Curvas de desplazamiento vertical en margas y tailing vertidos y zonación de compactaciones.	117
Figura 4.1.3.g.- Ángulo de talud 63°-compactación 95% PM.....	118
Figura 4.2.1.a.- Geometría de diseño de la presa de Carsington. (Skempton, A.W and Vaughan, P.R.,1993)	120
Figura 4.2.1.b.- Imagen aérea de la zona deslizada	120
Figura 4.2.1.c.- Columna litológica local. (Skempton, A.W and Vaughan, P.R., 1993).....	121
Figura 4.2.1.d.- Sección transversal con reconstrucción de la superficie de rotura. (Alonso, E.E. and Gens, A., 2006)	123
Figura 4.2.1.e.- Contorno de resistencia al corte en la superficie de rotura, calculada mediante elementos finitos. (Alonso, E.E. and Gens, A., 2006)	124
Figura 4.2.1.f.- Nivel freático considerado en la fase de diseño y estimación de las presiones de poro existentes en el plano de rotura. (Alonso, E.E. and Gens, A., 2006)	125
Figura 4.2.2.a.- Desplazamiento observado en plano de estratificación.....	126
Figura 4.2.2.b.- Planos pseudo-verticales en margas.....	127
Figura 4.2.2.c.- Discontinuidad en SLIDE y en FLAC-2D.....	129
Figura 4.3.1.a.- Sensores mostrando la evolución de las presiones de poro.....	130
Figura 4.3.1.b.- Presión de poro tras la construcción de la escombrera.	131
Figura 4.3.2.a.- Planos de estratificación en los bancos de corta.	132
Figura 4.3.2.b.- Plano de estratificación ubicado a 21 m de profundidad. FS=1.20.	132
Figura 4.3.2.c.- Plano de estratificación ubicado a 19 m de profundidad FS=1.12.....	133
Figura 4.3.2.d.- Plano de estratificación ubicado a 17 m de profundidad. FS=0.99.	133
Figura 4.3.3.a.- Ubicaciones de ensayos de comprobación de compactación in situ.....	134
Figura 4.4.a.- Efecto que produce la descarga de tierras en la coronación de la Escombrera Norte.	135
Figura 4.4.b.- Efecto de una carga de tierras al pie de la berma-barrera de 5 m de altura.....	136
Figura 4.4.c.- Efecto de una carga de tierras al pie de la berma-barrera de 7,5 m de altura. ..	136
Figura 4.4.d.- Efecto de una carga de tierras al pie de la berma-barrera de 10 m de altura....	137
Figura 4.4.e.- Esquema conceptual de las dos tipologías de contrafuerte propuestas.	138
Figura 4.4.f.- Análisis de estabilidad de la solución de estabilización para el talud Sureste (condiciones estáticas).....	138
Figura 4.4.g.- Análisis de estabilidad de la solución de estabilización para el talud Suroeste (condiciones estáticas).....	139
Figura 4.4.h.- Indicadores de plastificación – Factor de Seguridad	140
Figura 4.4.i.- Detalle de los indicadores de plastificación – Factor de Seguridad.....	140
Figura 4.4.j.- Superficie potencial de falla asociada a los indicadores de plastificación – Factor de Seguridad.....	141

Figura 4.5.a.- Escombrera en proceso de restauración.	142
Figura 4.5.b.- Escombrera restaurada.....	142

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.4.I.- Tabla resumen de los ensayos de laboratorio realizados para la clasificación de los residuos.	15
Tabla 2.4.II.- Relación de parámetros a analizar para evaluar el potencial de peligrosidad.	16
Tabla 2.4.III.- Síntesis geotécnica de los estériles de tratamiento.	18
Tabla 3.1.I.- Resistencia a compresión simple de las margas. Total de datos disponibles.	29
Tabla 3.1.II.- Resistencia a compresión simple de las margas. Datos de Proyecto a partir de sondeos.	30
Tabla 3.1.III.- Resistencia a compresión simple de las margas. Datos de seguimiento geotécnico sobre muestras talladas.	30
Tabla 3.1.1.I.- Datos recopilados de penetraciones dinámicas de estudios anteriores.	35
Tabla 3.1.1.II.- Distribución de los ensayos presiométricos realizados en campañas anteriores.	36
Tabla 3.1.1.III.- Nº de ensayos por sondeo utilizados en el análisis realizado.	37
Tabla 3.1.1.IV.- Principales características y trabajos realizados en los sondeos mecánicos efectuados.	38
Tabla 3.1.1.V.- Penetraciones dinámicas realizadas en la última campaña.	39
Tabla 3.1.1.VI.- Cuadro resumen de ensayos laboratorio.	42
Tabla 3.1.2.I.- Parámetros de corte de pico obtenidos por el ajuste de los ensayos de corte directo al criterio de rotura de Mohr-Coulomb.	47
Tabla 3.1.2.II.- Parámetros obtenidos tras la aplicación del criterio de rotura de Hoek-Brown en el paquete margoso.	52
Tabla 3.1.2.III.- Parámetros obtenidos tras la aplicación del criterio de rotura Strain-softening en el paquete margoso.	56
Tabla 3.1.3.I.- Parámetros de cálculo en las tongadas de la Escombrera Sur.	57
Tabla 3.1.3.II.- Grados de compactación finalmente adoptados en cada tongada de 5 m.	59
Tabla 3.2.1.I.- Diseño propuesto para las escombreras de inertes.	60
Tabla 3.2.1.II.- Secuencia de construcción de las escombreras de inertes.	60
Tabla 3.2.1.III.- Diseño de la berma-barrera.	61
Tabla 3.2.1.IV.- Secuencia de construcción de la berma-barrera.	64
Tabla 3.2.1.V.- Diseño de las instalaciones de estériles de tratamiento (IET).	66
Tabla 3.2.1.VI.- Secuencia de construcción de las instalaciones de almacenamiento de estériles de tratamiento (IET).	67
Tabla 3.2.1.VII.- Diseño de las instalaciones de estériles de mina (IEM).	68
Tabla 3.2.1.VIII.- Secuencia de construcción de las instalaciones de almacenamiento de estériles de mina (IEM).	69
Tabla 3.2.2.I.- Ensayos de permeabilidad en célula triaxial de muestras de margas a diferentes energías de compactación.	70
Tabla 4.1.2.I.- Propiedades geotécnicas de los materiales.	102
Tabla 4.1.3.I.- Grado de compactación, parámetros resistentes y espesores de tongadas.	117
Tabla 4.1.3.II.- Resumen factores de seguridad según grado de compactación y ángulo de vertido.	118

Tabla 4.2.1.I.- Propiedades del terreno de cimientto. (Skempton, A.W and Vaughan, P.R., 1993)	121
Tabla 4.2.1.II.- Resumen de parámetros asignados en la zona inicial de la rotura. (Skempton, A.W and Vaughan, P.R., 1993)	122
Tabla 4.2.1.III.- Resumen de parámetros asignados en la zona central de la rotura. (Skempton, A.W and Vaughan, P.R., 1993)	122
Tabla 4.5.I.- Cuadro Resumen del dimensionamiento del drenaje superficial de las escombreras.....	143

1 INTRODUCCIÓN

La gestión de los residuos mineros supone una cuestión de vital importancia dentro de una explotación minera, suponiendo estos además un volumen mucho mayor que los productos económicos que genera dicha actividad (1) (Oyarzun, R. et. al, 2011). Una correcta gestión y almacenamiento de los mismo es clave para el correcto funcionamiento tanto de la operación minera como del proceso del mineral en las plantas de tratamiento y un adecuado uso y cuidado del medio ambiente en el que se desarrolla la actividad minera. La legislación actual es estricta en este sentido marcando cualquier actuación en materia de residuos mineros. En esta tesis se abordará la geotecnia de los residuos mineros para la construcción de estructuras de residuos estables en un complejo minero operativo, desde su fase de diseño hasta su puesta en servicio y clausura final.

Desde el comienzo de la explotación minera se han realizado multitud de ensayos en campo y en laboratorio y rigurosos diseños de las estructuras de residuos, estudiando minuciosamente su estabilidad en fase de diseño mediante métodos de equilibrio límite y tenso-deformacionales. La comparativa entre ambos métodos será uno de los puntos clave de esta investigación. Durante el proceso de construcción y puesta en servicio de estas instalaciones se han llevado de la mano las cuestiones geotécnicas y la producción. Para ello, los análisis retrospectivos, el control de movimientos in situ del terreno, la instrumentación y monitoreo de las estructuras, el control del vertido, los ensayos en campo, ensayos de laboratorio, se llevan a cabo de forma constante. Esto arroja gran cantidad de datos que serán analizados en esta tesis.

En la mina se generan diversos residuos de diversas características. La gran mayoría provienen de la excavación de la corta minera, y se clasifican desde el punto de vista medio ambiental, en estériles, que son aquellos cuyo potencial contaminante es de bajo a nulo y en no estériles, que son aquellos con un potencial contaminante alto. Esta clasificación impone las restricciones al diseño de las estructuras de residuos, haciéndose éste más conservador para el caso de las estructuras que albergan no inertes.

Uno de los residuos más abundante en la mina son las margas. Geológicamente son materiales terciarios asociados al cauce del Rio Guadalquivir, y dada su tonalidad azulada se les denominan margas azules del Guadalquivir. En la excavación de corta se retirarán casi 200.000.000 de toneladas de margas a lo largo de la vida de la mina, en comparación con los 18.000.000 de toneladas de mineral que se extraerán, lo que implica un ratio de explotación de 1:11 aproximadamente. Las margas están clasificadas como material inerte conformando la totalidad de las escombreras de inertes y parte de las escombreras de no inertes, siendo de gran utilidad en estas últimas como una barrera geológica natural dada su baja permeabilidad, por debajo de órdenes de magnitud de 10^{-7} (2) (REAL DECRETO 1481/2001). Por tanto, este material tiene sus ventajas desde el punto de vista medio ambiental, dada su alta impermeabilidad que evitará la fuga potencial de lixiviados de no inertes al medio colindante, pero también presenta dificultades desde el punto de vista operativo y geotécnico.

Se analizarán dos inestabilidades acontecidas en dos escombreras del complejo minero. Ninguno de estos casos tuvo implicaciones medio ambientales ni de seguridad, de modo que suponen dos oportunidades excepcionales para su estudio en profundidad hasta dar con la causa o causas raíces responsables del suceso. En efecto se convierten en un ensayo de rotura a nivel real, que nos da información de gran utilidad para implementar las mejoras oportunas en la construcción de estructuras de residuos. Por la proximidad con la mina de Aznalcóllar se hace imprescindible establecer una comparativa entre el fallo de la presa de lodos acontecido en el año 1982 en dicho complejo minero y los acontecidos en la mina de Las

Cruces, dado que ambos complejos se asientan en materiales de las mismas formaciones geológicas. No en balde, el estudio de la rotura de la presa de lodos de Aznalcóllar (3) (Alonso, E.E. and Gens, A. 2006.) siempre ha aportado valiosos datos para mi trabajo diario. Así mismo se ha estudiado el fallo de la presa de Carssington, en Inglaterra (4) (Skempton, A.W and Vaughan, P.R. 1993.), por la similitud entre los materiales de cimiento y el mecanismo de rotura acontecido que ha resultado de utilidad para profundizar en el concepto de rotura progresiva, incluyendo este concepto en los análisis retrospectivos de los fallos de las escombreras en el complejo minero de estudio.

En esta tesis por tanto se introducen algunas cuestiones innovadoras como son las siguientes:

- ✓ Comparativa entre tres ubicaciones donde han acontecido roturas de estructuras en similares características. Búsqueda de los puntos comunes.
- ✓ Comparativa de la idoneidad de los métodos de análisis de estabilidad de taludes mediante equilibrio límite y métodos tenso deformacionales, para el estudio de rotura progresiva.
- ✓ Optimización de las operativas con gestión de residuos de naturaleza cohesiva y tailings. Adaptación a los cambios en las condiciones geotécnicas de estos últimos.
- ✓ Estudio detenido de los efectos de la compactación en los parámetros resistentes de las margas vertidas.
- ✓ Definición de una correlación de la resistencia de las margas naturales con la profundidad.

En la opinión de la autora, los conceptos desarrollados en esta tesis conectan la teoría con la realidad, puesto que todos han sido implementados en el complejo minero de estudio. Sin duda estamos frente a un estudio de gran utilidad para cualquier mina operativa, así como para su aplicación en obras civiles, teniendo como garantía los resultados obtenidos en la mina de Las Cruces tras años de operación de éxito.

1.1 MARCO DE LA TESIS DOCTORAL

Esta tesis doctoral se desarrolla principalmente en la mina de Las Cruces en Sevilla, que extrae cobre del complejo vulcano sedimentario denominado Faja Pirítica Ibérica. Los yacimientos de la Faja Pirítica han sido explotados desde la época de los romanos hasta la actualidad (5) (Delgado, A. et al., 2017) lo que ha propiciado un desarrollo económico cultural y social de la zona donde se encuentra, constituyendo la provincia metalogénica más importante de Europa. El yacimiento es una formación de sulfuros secundarios con unas reservas de 14 millones de toneladas de cobre del 6,2 % de ley media que se encuentra enterrado por 150 metros de margas terciarias denominadas a nivel regional, "Margas Azules del Guadalquivir". La **Figura 1.1.a** presenta un esquema geológico general de la Faja Pirítica.

Sin duda, la presencia del acuífero Niebla - Posada ha supuesto un hándicap en la puesta en marcha y operativa de este complejo minero, debido a los estrictos requisitos solicitados para su preservación. Prueba de ello es la ejecución de un sistema de drenaje y reinyección (6) (Baquero, J.C. et. all, 2016) del acuífero que extrae agua del mismo y la somete a un proceso de osmosis inversa para posteriormente ser devuelta en unas condiciones óptimas al mismo acuífero, intentando de este modo mantener intacto el equilibrio hídrico de esta formación de entidad regional.

Figura 1.1.a.- Esquema geológico de la Zona Sud-Portuguesa. ((7)Oliveira, 1994)

El mineral es procesado en una planta hidrometalúrgica mediante un proceso de lixiviación y electrodeposición del cobre en cátodos, que es el producto final comercializable (8) (Vega Cano, L y Ovejero-Zappino, G, 1997). La mina produce una serie de residuos derivados del proceso de extracción y tratamiento del mineral. En concreto podemos clasificar tres tipos de residuos: margas, residuos de tratamiento de la planta hidrometalúrgica (tailings) y estéril de mina. Estos dos últimos se han clasificado como residuos peligrosos a diferencia del primero que es no peligroso. La normativa es clara a la hora de gestionar estos tipos de residuos, de modo que han de clasificarse y gestionarse acorde a las restricciones que le afecten. Durante la vida de la mina se generarán millones de toneladas de margas, tailings y estéril de mina. Para su gestión se diseñaron una serie de escombreras que podemos englobar en dos grupos: escombreras de estériles inertes de mina (margas) y escombreras de estériles no inertes. Según el (9) R.D. 975/2009, de gestión de residuos de las industrias extractivas y de protección y rehabilitación del espacio afectado por actividades mineras, las escombreras de no inertes se clasifican como tipo A. Esto implica que los dos tipos de escombreras se ven afectadas por diferentes restricciones tanto de diseño como medioambientales.

Geográficamente la mina de Las Cruces se sitúa a escasos 10 km de la mina de Aznalcóllar, dónde aconteció la rotura de su balsa de lodos en el año 1998. Este hecho, encuadra a la mina de las Cruces en un marco político y social crítico, dado el desastre ecológico que la rotura provocó sobre el río Guadiamar y alrededores (10) (Ayala-Carcedo, F.J. 2004.). Desde un punto de vista ingenieril ha resultado muy útil el estudio en detalle de las causas y efectos de este acontecimiento como lección aprendida para implementar en la mina de Las Cruces, en base a que la mina de Aznalcóllar se sitúa sobre el mismo sustrato de margas azules del Guadalquivir.

Esta investigación se centra en los aspectos geotécnicos que rodean la gestión de los residuos en CLC, y en los acontecimientos más importantes a lo largo de la construcción de las escombreras desde el comienzo de la explotación minera, así como en la comparativa entre mecanismos de rotura acontecidos en este tipo de suelos cohesivos, tanto en CLC, como en otras ubicaciones como Aznalcóllar, en la provincia de Sevilla donde aconteció la rotura de su balsa de tailings en 1998 y Carsington, en Inglaterra, dónde se produjo la rotura de una presa, siendo uno de los primeros ejemplos estudiados mediante elementos finitos para un tipo de rotura progresiva.

1.2 OBJETIVOS

El objetivo general de esta tesis es analizar la problemática de la gestión de los residuos mineros desde el punto de vista de la estabilidad de estas estructuras, tomando en consideración las importantes restricciones medioambientales que existen en la actual legislación.

Para ello la tesis se introduce en un complejo minero actual para explicar, exponer y relatar, toda la operativa, desde la fase de diseño, de los diferentes tipos de escombreras hasta la implementación del mismo.

Dentro de los objetivos específicos que se enumeran a continuación, uno de los más notorios es la comparativa que se realizará entre los métodos de estudio de estabilidad por medio de elementos finitos y por medio de equilibrio límite (11) (Galera, J.M. y Velasco. P. 2002) en un mecanismo de rotura progresiva.

Como objetivos más específicos, puedo exponer los siguientes:

- ✓ Poner de manifiesto las mejoras implementadas desde el inicio de la explotación del yacimiento y compararlas con aquellas implementadas en minas vecinas.
- ✓ Estudiar la legislación actual y contrastarla con el estado las estructuras construidas en el complejo minero.
- ✓ Caracterizar química y geotécnicamente los residuos existentes en el proyecto minero.
- ✓ Caracterizar geotécnicamente los materiales naturales afectados por la construcción de las escombreras.
- ✓ Relacionar la implantación de estas estructuras con la excavación de la corta minera y la producción.
- ✓ Establecer factores de seguridad óptimos acordes a las exigencias de la producción y la legislación, así como límites de asiento, caracterización y comportamiento de los terrenos afectados.
- ✓ Profundizar en el concepto de rotura progresiva, establecido una comparativa en su actuación en diversos lugares del mundo.
- ✓ Comparar la viabilidad de los diferentes métodos de estudio de estabilidad de taludes en el estudio de rotura progresiva.
- ✓ Establecer una correlación matemática entre la resistencia de las margas y su profundidad.
- ✓ Plantear un plan de vigilancia y auscultación de todas las estructuras de residuos mineros, estableciendo límites de movimiento máximo tolerables para unos diseños estables.
- ✓ Definir un sistema de restauración final de dichas estructuras.

2 ANTECEDENTES

Esta sección tiene un carácter descriptivo de las características más relevantes del complejo minero de Las Cruces, en orden de crear un contexto fiel para posteriormente introducir conceptos más concretos.

2.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

La Faja Pirítica se extiende desde Andalucía occidental hasta Portugal ocupando la zona suroeste de la Península Ibérica. Con más de 200 indicios mineros, esta región metalogénica ha sido explotada desde tiempos pre-romanos hasta la actualidad. Durante este período la minería ha sufrido numerosos altibajos al amparo de la oscilación en el precio de los metales. En la última década y motivado por la subida en el precio de los metales, han sido numerosas las minas que han reactivado o comenzado su actividad, activando así económicamente zonas que estaban deprimidas. En la **Figura 2.1.a** se pueden ver algunos de los yacimientos existentes más destacados de la Faja Pirítica Ibérica.

Figura 2.1.a.- Ubicación de yacimientos de la Faja Pirítica. (<http://ayterra.com/mapa-geologico-faja>)

El método de explotación minera predominante en la Faja es minería subterránea, aunque también existen algunas explotaciones a cielo abierto. En el caso de la mina de Las Cruces, nos encontramos con un yacimiento bajo 150 metros de margas estériles que carecen de interés económico. La extracción del mineral a cielo abierto en esta mina se ha justificado por la alta ley de cobre que encontramos en los sulfuros secundarios, en torno al 6%.

En comparación con otras explotaciones de la Faja Pirítica, la mina de Las Cruces debe gestionar gran cantidad de materiales de naturaleza cohesiva cuyas propiedades difieren bastante de aquellas del resto de residuos que podemos encontrar en otras explotaciones de la zona (12) (Rodríguez.M.D. et al. 2015). Las estructuras de residuos en CLC son diferentes y se acogen a una normativa ambiental que se ha aseverado con el paso de los años, especialmente tras la rotura de la presa de lodos de la vecina mina de Aznalcóllar.

La historia geológica de la zona ha determinado las características de las margas en la zona de estudio. Nos encontramos frente a un depósito de origen marino que tiempo atrás tenía una potencia mayor a los 150 metros que nos encontramos hoy día. Se trata por tanto de un depósito de margas sobreconsolidadas cuyo comportamiento geotécnico está a medio camino entre una roca blanda y un suelo duro. Los episodios sedimentarios que se han sucedido a lo largo de la historia han definido planos de estratificación (13) (Cooper. S. et al, 2011), a favor

de los cuales se producen mecanismos de rotura progresiva. Sin duda, han jugado un papel importante a lo largo de la historia de la Faja Pirítica Ibérica.

2.2 LEGISLACIÓN AMBIENTAL APLICABLE

La legislación actual es estricta en cuanto a materia de gestión de residuos se refiere. Desde las normativas europeas, hasta el Real Decreto 975/2009, de 12 de junio, sobre gestión de los residuos de las industrias extractivas y de protección y rehabilitación del espacio afectado por actividades mineras (BOE-A-2009-9841, nº 143 de 13/06/2009), se han insertado nuevas restricciones acordes a los cambios acontecidos en las gestiones de residuos en los complejos mineros, movidos por los avances en la tecnología que afecta a la generación de residuos de diversa índole.

El Artículo 1 de dicho Real Decreto especifica el objeto del mismo del siguiente modo: “El presente real decreto tiene por objeto el establecimiento de medidas, procedimientos y orientaciones para prevenir o reducir en la medida de lo posible los efectos adversos que sobre el medio ambiente, en particular sobre las aguas, el aire, el suelo, la fauna, la flora y el paisaje, y los riesgos para la salud humana puedan producir la investigación y aprovechamiento de los yacimientos minerales y demás recursos geológicos, y, fundamentalmente, la gestión de los residuos mineros.”

El actual marco legislativo aplicable al diseño, construcción y restauración de escombreras es la siguiente:

- ✓ (14) La Ley 22/1973, de 21 de julio, de Minas y su Reglamento.
- ✓ (15) Real Decreto 975/2009, de 12 de junio, sobre gestión de los residuos de las industrias extractivas y de protección y rehabilitación del espacio afectado por actividades mineras, y su posterior modificación.
- ✓ (16) El Capítulo VIII (escombreras) del RD 863/1985, de 2 de abril, por el que se aprueba el Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera.

Complementariamente se ha tomado como referencia:

- ✓ (17) La ITC 08-02-01 “Depósitos de lodos en procesos de tratamiento de industrias extractivas” del capítulo XII del Reglamento de Normas Básicas de Seguridad Minera para depósitos de lodos de proceso de tratamiento de industrias extractivas.
- ✓ (18) El Decreto 281/2002, de 12 de noviembre, por el que se regula el régimen de autorización y control de los depósitos de efluentes líquidos o de lodos procedentes de actividades industriales, mineras y agrarias.
- ✓ (19) La “Guía para el diseño y construcción de escombreras de estériles mineros”, de la Dirección General de Industria, Energía y Minas, de la Consejería de Empleo y Desarrollo Tecnológico, Junta de Andalucía.
- ✓ (20) Propuesta de Directiva del Parlamento Europeo y del Consejo sobre la gestión de los residuos de las industrias extractivas. COM (2003) 319 final. Comisión de las Comunidades Europeas.

- ✓ Aspectos específicos establecidos en la Declaración de Impacto Ambiental (expediente N° I.A. SE/131/00) y en los documentos de referencia de las Mejores Técnicas Disponibles para la gestión de estériles de mina y estériles de tratamiento de Actividades Mineras, así como en la Concesión de explotación minera “Las Cruces” n° 7.532-A, otorgada con fecha 6 de agosto de 2003 y el documento de “Optimización del Proyecto de Explotación Las Cruces. Concesión de Explotación “Las Cruces” n° 7.532-A. Enero 2004. COBRE LAS CRUCES, S.A.” aprobado por la Delegación Provincial de la Consejería de Innovación, Ciencia y Desarrollo con fecha 29 de enero de 2004.

La legislación establece además mediante la DIA y EIA del proyecto minero, ciertas restricciones que afectan directa e indirectamente al diseño de la escombrera de estériles inertes, como son la altura máxima y ángulo de talud de las escombreras, así como la protección del suelo.

2.3 GEOLOGÍA Y DESCRIPCIÓN DEL TERRENO NATURAL

El yacimiento de Las Cruces se sitúa bajo una potente serie de sedimentos neógenos en la extensión oriental oculta de la Faja Pirítica Ibérica, encuadrada en la Zona Surportuguesa del Macizo Hespérico (21) (Vera, J.A. 2004).

Las principales características de la Faja Pirítica es la de un conjunto de rocas sedimentarias y volcánicas del Devónico y Carbonífero Inferior, que se encuentran expuestas de forma discontinua desde el Sur de Lisboa el área de Sevilla. Con una longitud aproximada de 250 km y una anchura de 40 km, contiene unos 140 yacimientos conocidos de pirita y sulfuros de metales básicos.

Las principales características del yacimiento de Las Cruces, comunes a la mayoría del resto de yacimientos de la Faja Pirítica Ibérica, son:

- ✓ Mineralización encajada en una secuencia de tobas volcánicas y pizarras negras.
- ✓ Mineralización concentrada en capas de pirita masivas a semimasivas, acompañadas de cantidades y proporciones variables de sulfuros de metales básicos con trazas de oro y plata.
- ✓ La mineralización masiva a semimasiva yace, por lo general, sobre un stockwork de pirita, muy variable en intensidad y profundidad. El stockwork contiene, asimismo, sulfuros de metales básicos, aunque generalmente, en baja concentración.
- ✓ Deformación y fracturación de la zona mineralizada, encontrándose sus componentes originales alterados a nuevos minerales como la clorita y la sericita.
- ✓ Existencia de una marcada zonificación de los metales básicos, predominando en sectores del yacimiento el cobre y en otras el zinc y el plomo.

El origen del yacimiento de Las Cruces se establece durante la fase temprana del periodo Carbonífero, en una zona volcánica activa donde tuvo lugar una mineralización de metales básicos y preciosos sobre y/o cerca del lecho marino existente. Esta secuencia mineralizada fue posteriormente afectada por una tectónica regional, que produjo deformación y fracturación

de los materiales. Tras este episodio se produjo el levantamiento y exposición parcial de los depósitos formando un paleorelieve sujeto a los procesos supergénicos.

La erosión y la meteorización, junto con la fluctuación del nivel freático, causó la removilización del cobre y el desarrollo de zonas supergénicas de cobre, de elevada ley, hacia la parte superior del yacimiento.

Durante el Terciario tuvo lugar una transgresión marina de poca profundidad, generándose un primer horizonte conglomerático y arenoso de espesor entre 0 y 15 m. Posteriormente se produjo la sedimentación de arcillas carbonatadas (Margas azules del Guadalquivir) con un espesor en la zona de estudio de 100 a 150 m. El horizonte arenoso junto con el paleorelieve meteorizado forman actualmente un importante acuífero confinado. (Acuífero de Niebla-Posadas).

Finalmente, y durante el Plio-Pleistoceno, la cuenca emerge produciéndose una etapa de peniplanización de tipo mixto, entre fluvial y llanura de inundación generalizada, dando origen a un amplio depósito aluvial, muy extendido por la cuenca, y con un espesor de 3-4 m en la zona del proyecto.

Desde un punto de vista regional dentro de la zona de estudio se diferencian dos dominios geomorfológicos. El dominio de las margas azules, correspondiente al ámbito de la explotación de la mina de Las Cruces, se caracteriza por un relieve prácticamente plano, con relieves poco pronunciados y alomados debido a que estos materiales no admiten pendientes demasiado inclinadas. Estas margas son atravesadas por el arroyo Los Molinos, que dada la elevada erosionabilidad de estas margas, produce un fuerte encajamiento de trayectoria rectilínea, con pronunciados escarpes, favorecidos por la presencia de depósitos de raña o aluviales de carácter generalmente inestables.

Hacia el norte, se encuentra el dominio de la sierra donde afloran los materiales paleozoicos y sobre la que se adosan en su borde las formaciones arenosas de la base del Terciario donde se produce la recarga del acuífero confinado Niebla-Posadas. Estos materiales generan relieves pronunciados debido a su menor erosionabilidad.

Las manifestaciones tectónicas presentes en la zona de estudio se circunscriben a los materiales paleozoicos infrayacentes, donde se localiza la Faja Pirítica y sus mineralizaciones explotables.

Durante el Carbonífero y Devónico Superior se produjo una intensa actividad volcánica. A partir de las interpretaciones paleotectónicas realizadas, parece probable que la zona occidental de la Faja Pirítica sufriera fases cíclicas de compresión y distensión intracratónicas generadas por los primeros episodios de la orogenia Hercínica. Estas fases produjeron cuencas orientadas en sentido este a oeste, acompañadas por vulcanismo félsico y básico. El plegamiento y cizalladura este-oeste de la secuencia vulcano-sedimentaria se incrementó según iban evolucionando las cuencas, con una dirección Este-Sureste que actuaba como un control dominante para la mineralización en muchos de los yacimientos.

La posterior deformación Hercínica superpone distintos episodios tectónicos sobre la secuencia Volcano-Sedimentaria. La primera fase tectónica, de carácter compresivo y componente sinistral, genera una esquistosidad penetrativa regional (S1) con orientación según N-120°-E/80°NE.

La segunda fase de deformación se caracteriza por una componente fundamental de cizalla, generando una esquistosidad de crenulación (S2), con una orientación según N-45°-E/80°NO. Esta nueva fase produjo también fallas paralelas a las estructuras regionales.

La tercera y última fase de deformación tectónica dio lugar al cabeceo de los ejes de los pliegues anticlinales y sinclinales frecuentes en las estructuras de plegamiento de la Faja Pirítica Ibérica.

Desde el punto de vista hidrogeológico la zona en estudio viene caracterizada por la permeabilidad de los depósitos aluviales, la baja permeabilidad de los materiales margo-arcillosos terciarios y la presencia de un importante acuífero confinado constituido por las arenas y conglomerados terciarios y los primeros metros del horizonte de alteración del paleorelieve paleozoico (acuífero Niebla-Posadas).

Por debajo, los materiales paleozoicos resultan impermeables, pudiéndose encontrar agua únicamente a favor de zonas de fracturación intensa y fallas.

Los materiales afectados por la explotación de Las Cruces se pueden dividir en dos grandes grupos litológicos: el substrato paleozoico, en el que se incluyen las mineralizaciones explotables, y los depósitos suprayacentes neógenos y cuaternarios que cubren la Faja Pirítica con un espesor de hasta 150 m.

- Paleozoico

Los materiales paleozoicos presentes en la zona de estudio pertenecen al complejo volcano-sedimentario de la Faja Pirítica Ibérica. Este complejo corresponde a la mayor y más importante zona metalogénica de sulfuros masivos de origen volcánico en el mundo.

Los distintos tipos de rocas del Paleozoico son una mezcla indiferenciada de rocas volcánicas, pizarras, zonas de alteración arcillosas y zonas de sustitución por cuarzo. En las cercanías del cuerpo mineralizado, la sustitución de la masa rocosa original, constituida por pirita y otros sulfuros, es tan completa que se usa el término de "Sulfuro masivo" como descripción del tipo de roca primario. Por lo general, las rocas volcánicas forman el basamento y se encuentran cubiertas por pizarras negras, aunque existen zonas donde se intercalan vulcanitas y pizarras indistintamente.

La mineralización conocida se concentra en una unidad de sulfuros masivos, orientada de este a oeste sobre una distancia de 1 km y un espesor de hasta 100 m. La inclinación general de la unidad de sulfuros masivos se encuentra orientada hacia el norte, con un ángulo aproximado de 35°, intersectada por el paleorelieve pre-terciario que se inclina suavemente hacia el sur. De esta forma, en dirección norte-sur queda una superficie mineralizada subhorizontal de unos 500 m.

Los sulfuros masivos se encuentran en su mayor parte encajados dentro de la unidad de pizarras negras, la cual se presenta generalmente en forma de una envolvente de 10-20 m. En las zonas oriental y occidental el espesor de la unidad de pizarras alcanza los 180 m, coincidiendo al oeste con un engrosamiento de la unidad de sulfuros masivos.

- Terciario

Los materiales terciarios se sitúan de forma discordante sobre el paleorelieve paleozoico, con una disposición subhorizontal y con buzamientos de unos 3° hacia el sur sur-oeste.

De más antiguos a más modernos se diferencian los conglomerados fosilíferos de base del Mioceno Superior, las areniscas y arenas del acuífero Niebla-Posadas y, la potente serie marga arcillosa, denominadas comúnmente como margas azules del Guadalquivir.

- Conglomerado fosilífero. Facies de Borde

Se trata de una roca compacta compuesta por una acumulación de fósiles blanquecinos, fundamentalmente ostreidos y otros bivalvos, englobados en una matriz arenosa, en ocasiones ferruginosa, y de cemento carbonático.

Su espesor es bastante reducido (<5 m) a prácticamente nulo. Su importancia estriba en ser un nivel guía de base del Terciario en la zona.

- Areniscas y arenas. Facies de Borde

Al igual que los conglomerados fosilíferos, esta formación se extiende a lo largo del contacto con el Paleozoico infrayacente.

Se encuentran constituidas por arenas de grano medio a grueso, equigranulares, algo limosas, sueltas, de composición glauconítica y color verde oscuro a negro. Corresponden a arenas de tipo arcosas a subarcosas. De modo ocasional se intercalan pequeños niveles centimétricos a decimétricos de areniscas de grano grueso bien cementadas por carbonatos.

Hacia techo, las arenas van admitiendo mayor contenido en finos, hasta el paso definitivo a las margas azuladas de la formación superior.

Su espesor en la zona de estudio varía desde los 15 m hasta desaparecer en algunos puntos, debido a que se sitúan enrasando el paleorelieve Paleozoico, con una ligera inclinación de unos 5° hacia el sur y sur-este.

- Margas azules

Se trata de la formación más problemática desde un punto de vista geotécnico, tanto para la ejecución de la corta de explotación como por las escombreras a construir con este tipo de materiales.

Suprayacente y concordante con la formación anterior se localiza un potente banco de margas arcillosas de color gris azulado oscuro (cuando se encuentran sanas) y pardo-amarillento cuando están alteradas, que hacia la base son arenosas.

Esta formación de espesores entre 100 y 150 metros, se encuentra constituida por margas arcillosas a arcillo limosas, sobreconsolidadas, globalmente muy homogéneas, fosilíferas, tanto con microfósiles como con macrofósiles, muy plásticas y con una estructura finamente laminada, con espaciado milimétrico y orientación según la estratificación, a completamente masiva.

A partir de las observaciones obtenidas de los sondeos se han podido distinguir distintos horizontes dentro de esta unidad atendiendo a las características litológicas de visu, tales como presencia/ausencia de microfósiles, microbioclastos, macrofósiles, nódulos de pirita y carbonatos, grado de consistencia, tanto por observaciones cualitativas como cuantitativas realizadas con penetrómetro de bolsillo y Vane Test, efervescencia frente al ácido clorhídrico, plasticidad y color.

De este modo, y comenzando desde los 4 metros de profundidad, por debajo del nivel de gravas arcillosas (raña), encontramos un primer nivel hasta los 10 metros de profundidad aproximada, de arcillas margosas pardo amarillentas, laminadas, muy plásticas y de consistencia media. Corresponde a un primer nivel superficial de alteración de las margas azules que toman esas tonalidades como consecuencia de la oxidación de los nódulos piritosos que contienen.

Desde los 10 metros y hasta 40 metros las margas arcillosas van tomando coloraciones características gris azuladas oscuras y mayor rigidez (de rígidas a muy rígidas). En este tramo, las margas se encuentran algo meteorizadas, continúan presentando laminación milimétrica, plasticidad elevada y muestran un contenido significativo en microbioclastos y microfósiles que les dan un aspecto falsamente arenoso en seco.

Entre 40 m y 84,5 m las margas arcillosas se vuelven algo limosas aunque esto no reduce su plasticidad. Esto puede deberse a la presencia en su composición de esmectitas, que confieran una mayor plasticidad a estos materiales, manifestándose por marcadas grietas de desecación a las pocas horas de su exposición aérea.

El grado de meteorización es prácticamente nulo adquiriendo las margas el color gris azulado característico. Presentan una consistencia de muy rígida a progresivamente dura desde los 76,5 m, donde se intercalan hasta los 84,5 m niveles menos consistentes (muy rígidos) de espesor centimétrico a métrico. La presencia de microfósiles y microbioclastos es abundante desde los 43,5 m, por encima se encuentran ausentes o se observan pequeños indicios. Por lo general se observa una laminación de espaciado milimétrico y orientación subparalela a lo largo de todo el tramo, con niveles algo más masivos entre 47,7 y 55,2 m.

Cabe destacar en este tramo la presencia ocasional a 41 m de profundidad de un nivel de cantos alterados y arena gruesa de unos 5-10 cm de espesor, el cual llega a desaparecer lateralmente.

Entre 84,5 y 114,8 m las margas presentan un mayor contenido en limos y una mayor consistencia, pudiéndose clasificar como una roca extremadamente débil (grado 0) con fractura frágil de tipo hojoso a concoidea desde los 100 m. Dentro de este tramo las margas resultan más masivas, con laminación difusa y con elevado contenido en microbioclastos y microfósiles. Los valores del índice RQD se sitúan en torno al 100 % debido a la inexistencia de fracturas reales a lo largo de ambos sondeos.

Entre 114,8 y 119,6 m se observa una alternancia de decimétrica a métrica de niveles margoarcillosos algo limosos muy duros (roca extremadamente débil) sin presencia de microfósiles, y niveles más arcillosos, más masivos, más plásticos y con menor consistencia (de firmes a rígidos), con abundante presencia de microfósiles y microbioclastos.

El tramo entre 119,6 y 129,7 m se caracteriza por la presencia de margas arcillosas algo limosas, con abundante presencia de microfósiles y microbioclastos a techo, consistencia de roca extremadamente débil a muy débil (grado 0-I), laminadas a techo y masivas a muro.

Desde 129,7 y hasta el contacto con las arenas terciarias infrayacentes a 137,9 m, las margas arcillosas se van volviendo progresivamente arenosas, tomando un color gris algo más verdoso por el contenido en glauconita. Se observa una abundante presencia de microfósiles y bioclastos, un aspecto masivo y una disminución en el contenido de nódulos de pirita. El grado de consolidación es relativamente elevado correspondiente al de una roca muy débil a extremadamente débil (grado I-0).

- Plio-Cuaternario

Por encima de las margas azules y con un espesor de 4 a 5 m se encuentra un nivel de rañas compuesto por gravas poligénicas, bien redondeadas, heterométricas, englobadas en una matriz arcillosa algo plástica y blanda. Presentan colores ocres y pardos y cantos de diámetro medio de 2-3 cm y diámetro máximo de 6-8 cm.

Debido a su matriz arcillosa estas gravas resultan prácticamente impermeables, algo plásticas y con una consistencia muy baja.

- Cuaternario

Son depósitos procedentes del desmantelamiento de los niveles de rañas (dan lugar a materiales granulares con matriz arenosa o arcillolimsa) o por alteración y removilización de margas (dan materiales arcillosos con escasos clastos).

Se han diferenciado los niveles de aluvial reciente, fundamentalmente arenosos con matriz arcillosa, a veces con gravas dispersas, y los coluviales, constituidos por niveles arcilolimosos con arenas y en ocasiones cantos dispersos.

El primer tipo de depósitos aparece en relación con las incisiones provocadas por la red fluvial, arroyo Garnacha, de la Gavia y los Molinos, y los segundos con depósitos de ladera que enlazan las rañas con aquellas.

En la **Figura 2.3.a** se observa la ubicación del contorno del complejo minero de Las Cruces en las (22) hojas MAGNA de Sevilla y Alcalá del Río entre las que se sitúa. Se observa como el yacimiento está bajo la formación de margas azules del Guadalquivir. El gráfico señala los límites del yacimiento sobre las margas azules que lo cubren.

Figura 2.3.a.- Ubicación aproximada del complejo minero de Cobre Las Cruces sobre la cartografía geológica MAGNA, hoja 984 Sevilla y 962 Alcalá del Río.

La columna estratigráfica local se establece según muestra la **Figura 2.3.b**, una vez aunados los datos de los sondeos realizados en el complejo minero desde la fase de exploración hasta la actualidad:

Figura 2.3.b.- Esquema de columna estratigráfica local en Cobre Las Cruces.

2.4 CARACTERIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LOS RESIDUOS MINEROS

Se entiende por residuo a aquella sustancia o elemento que pierde utilidad y por tanto ha de ser descartado. Un residuo minero es aquel ligado exclusivamente a la producción minera de forma directa.

Los residuos en la mina de Las Cruces se han caracterizado como tales, según los criterios incluidos en el R.D. 975/2009, que transpone la Decisión de la Comisión Europea 2009/359/CE, y según la actual proposición de modificaciones de dicho R.D. 975/2009 en estado de estudio, y pendiente de aprobación. De esta forma se podrán clasificar los productos de la explotación de la mina de acuerdo con la normativa vigente.

Se muestrearon y ensayaron muestras de las siguientes tipologías:

- ✓ Margas.
- ✓ Piritas.
- ✓ Pizarras.
- ✓ Gossan.
- ✓ Tailings (estériles del proceso hidrometalúrgico).

Para garantizar la representatividad de la toma de muestras, y evitar errores o alteraciones debidas a zonas específicas dentro de la escombrera, se hizo la toma puntual simple de varias alícuotas, realizando la mezcla posteriormente en el laboratorio.

Los ensayos analíticos de las muestras relativos a parámetros incluidos dentro de la propia inspección han sido realizados en laboratorio acreditado por Entidad Nacional de Acreditación (ENAC), bajo la norma UNE EN ISO/IEC 17025:2005, con Nº de Acreditación: 479/LE1035.

Se planificaron las distintas tipologías de ensayo que se detallan a continuación de cara a poder determinar todas las características de los materiales a catalogar, en base a cada uno de los requisitos que se establece en el R.D. 975/2009, para la caracterización de residuos de industrias extractivas.

- ✓ Conjunto de análisis nº 1: Estudio del contenido de S total, S en forma pirítica y del potencial de generación de aguas ácidas, mediante determinación directa del contenido de S total por analizador elemental, y mediante el ensayo descrito en la prnorma europea PREN 15875. El objetivo de esta caracterización es la determinación de estos parámetros para su comparación con los puntos descritos en el RD 975/2009 que transpone la Decisión 2000/359/CE.
- ✓ Conjunto de análisis nº2: Estudio de las características de ecotoxicidad que producen las aguas en contacto con el material, mediante la realización de un ensayo de lixiviación mediante un ensayo de generación de lixiviados con una relación L/S=10 según norma UNE-EN 12497-4 y el posterior ensayo de crecimiento de Daphnia Magna sobre el lixiviado obtenido.
- ✓ Conjunto de análisis nº 3: Estudio del contenido total de metales que se establece en la modificación al R.D. 975/2009 y comparación con los valores límite de referencia para suelos contaminados de la Comunidad Autónoma de Andalucía.
- ✓ Conjunto de análisis nº 4: Estudio de las características geotécnicas de las muestras, mediante ensayos para evaluar el % de disolución de la muestra, ensayos para evaluar la degradabilidad de la muestra (microDeval modificado) y ensayos para determinar el carácter inflamable si lo hubiera, mediante procedimientos descritos en el reglamento REACH, en el apartado A.10.

A la vista de los resultados de los conjuntos analíticos llevados a cabo se deduce que únicamente los materiales pertenecientes a la tipología “margas” pueden considerarse como materiales inertes y no peligrosos.

El resto de materiales pueden agruparse en dos categorías:

- ✓ No inertes no peligrosos: Pizarras.
- ✓ No inertes peligrosos: Piritas, Gossans y Tailings.

En la **Tabla 2.4.I** se detallan el conjunto de análisis realizados en laboratorio y la clasificación final proporcionada a cada tipología de material.

Según los resultados de análisis detallado de los residuos se clasifican las escombreras del complejo minero mediante el Anexo II del RD 975/2009. Se ha acudido asimismo a la normativa complementaria aplicable, a los efectos de interpretar y aplicar correctamente sus especificaciones y se señalan a continuación.

			Contenido en Azufre			Potencial de Neutralización			Generación de Lixiviados	Contenido en metales pesados (mg/kg)												Inflamabilidad	Degradabilidad	Peligrosidad	Clasificación	
																					Micro Deval					
Muestra	Código AGQ	Litología	% S Total	%S como SO ₄	%S Piritico	PA	PN	NPR	Ecotoxicidad (U.T.)	As	Cd	Co	Cr	Cu	Fe (%)	Hg	Mo	Ni	Pb	Se	Sb		Zn			MDE (%)
Pirita	MI-12/00176	Pirita	47,2	0,95	46,3	28,91	< 0,1	< 0,1	106,83	5918,16	< 100	< 100	777,45	10024,95	47,93	71,23	< 100	11,98	22148,20	162,67	590,82	38044,41	No Inflamable	93,97	R38 por S, R50 por As y Zn, R40, R61 y R62 por Pb	Peligroso (R38, R40, R50, R61, R62)
Gossan	MI-12/00177	Gossan	8,45	2,53	5,92	3,70	1,06	0,28	2,91	2757,27	< 100	< 100	1099,22	1505,77	22,79	84,18	< 100	< 100	46861,07	382,17	990,74	< 100	No Inflamable	79,92	R50 por As, R33, R40, R61 y R62 por Pb	Peligroso (R33, R40, R50, R61, R62)
Pizarra	MI-12/00178	Pizarra	6	0,876	5,124	3,20	< 0,1	< 0,1	163,94	< 40	< 100	< 100	1048,15	5213,32	6,45	5,49	< 100	< 100	668,36	< 100	< 100	< 100	No Inflamable	70,81	Ninguna	No Inerte, No Peligroso
Margas	MI-12/00179	Margas	0,7	0,698	< 0,1	< 0,1	5,82	> 100	< 2	< 40	< 100	< 100	907,73	< 100	4,15	< 5	< 100	< 100	< 100	113,59	< 100	< 100	No Inflamable	85,28	Ninguna	Inerte
Tailings	MI-12/00180	Tailings	32,65	2,54	30,11	18,82	< 0,1	< 0,1	1449,27	3633,60	< 100	< 100	802,09	15388,83	36,20	94,85	< 100	< 100	9662,01	132,10	234,30	2665,50	No Inflamable	No determinado	R38 por S, R50 por As, R50/53 por Cu, R40 y R61 por Pb	Peligroso (R38, R40, R50, R50/53, R61)

Tabla 2.4.I.- Tabla resumen de los ensayos de laboratorio realizados para la clasificación de los residuos.

a) Por el riesgo de accidentes

En referencia al apartado (a) del RD 975/2009, cabe señalar que se ha realizado un análisis de riesgos y un estudio de rotura de las escombreras proyectadas, no habiéndose puesto de manifiesto riesgos inaceptables de rotura, por dos motivos concretos:

- ✓ La estabilidad de las estructuras, que implica una escasa probabilidad de que se produzcan deslizamientos de importancia.
- ✓ La peligrosidad de los deslizamientos, que no afectarían a ningún elemento sensible, tales como núcleos habitados, infraestructuras o elementos ambientales protegidos.

Por lo tanto, en lo que se refiere a este criterio las escombreras proyectadas no deberían considerarse como de clase A.

b) Por la peligrosidad de los residuos

La Decisión 2000/523/CE establece que en el caso de los materiales que no cumpliendo los requisitos de contenido de azufre pirítico y potencial de generación de acidez y neutralización, los contenidos metálicos son superiores, y por tanto no pueden ser caracterizados como inertes, se deberá proceder a su caracterización según la Orden Ministerial MAM 304/2002. En la **Tabla 2.4.II** se establece el listado de parámetros a tener en cuenta a la hora de establecer la peligrosidad de los residuos.

Parámetro	Sustancia	Características de peligrosidad
S total en minerales	Azufre	R38
Fe total en minerales	Hierro (como sulfato de hierro)	R22;R36/38
As total en minerales	Arsénico	R23/25; R50;R53
Cu total en minerales	Cobre (como óxido de cobre I)	R22; R50/53
Zn total en minerales	Zinc (como sulfato de zinc)	R22; R41;R50;R53
	Zinc (polvo de zinc)	R50/53
Pb total en minerales	Plomo	R20/22;R33;R40;R61;R62;R23;R24
	Plomo (como sulfato de plomo)	Corrosivo
Ni total en minerales	Níquel	R49;R61;R48/43;R38;R42/43;R50;R53
Sb total en minerales	Antimonio	R20/22;R51;R53
Bi total en minerales	Bismuto	No se ha encontrado información toxicológica
Co total en minerales	Cobalto	R42/43;R53
Co total en minerales	Cobalto (como sulfato de cobalto II)	R49; R22;R42/43;R50;R53
Sn total en minerales	Estaño o sulfato de estaño II	Posible irritante leve
Mo total en minerales	Molibdeno	No se ha encontrado información toxicológica
Hg total en minerales	Mercurio	R23; R33; R50/53
	Mercurio (como sulfato de mercurio II)	R26/27/28; R33; R50/53
Se total en minerales	Selenio	R23/25
Toxicidad	Ecotoxicidad (Dafnia Magna)	H10–H13–H14
% humedad	% Humedad	---
S total en minerales	Sulfuros	H1-H2-H10-H12
SO ₄ total en minerales		
pH	pH	H4-H8

Tabla 2.4.II.- Relación de parámetros a analizar para evaluar el potencial de peligrosidad.

En lo que se refiere a este criterio, la Escombrera Norte debería considerarse como de clase A, no aplicándose esta clasificación al resto de escombreras.

c) Propuesta de clasificación

Por lo tanto, teniendo en cuenta los aspectos anteriores, se propone que las estructuras sean clasificadas como A en el caso de la Escombrera Norte, no aplicándose esta clasificación al resto de escombreras.

Uno de los residuos más críticos de la mina de Las Cruces es el derivado de la obtención del cobre en la planta hidrometalúrgica, los tailings. Se han realizado varias campañas de prospecciones y ensayos de laboratorio para la caracterización geotécnica de los mismos a lo largo de la historia de Cobre Las Cruces.

Los primeros datos para la caracterización de los estériles de tratamiento proceden del (23) "Estudio de gestión de estériles de tratamiento de Las Cruces" AGRA, Julio de 2000.

Este tipo de materiales se colocan como depósito seco en las instalaciones de estériles de tratamiento como consecuencia de la filtración por presión a la que son sometidos.

Los datos incluidos en la síntesis geotécnica de la **Tabla 2.4.III**, fueron por ello obtenidos a partir de una experiencia piloto llevada a cabo en el laboratorio metalúrgico de Dynatec (Fort Saskatchewan, Alberta-Canadá).

El material colocado seco con un contenido óptimo de humedad es susceptible de presentar asientos inducidos por humedecimiento. Un asiento excesivo de los estériles de tratamiento debido a dicho asiento inducido por humedecimiento podría afectar a la integridad del sistema de revestimiento. Tales asientos podrían también ocurrir como resultado de una alta carga sísmica. Por ello, los estériles de tratamiento se colocarán en tongadas de poco espesor y se compactarán hasta una condición densa (80 %) de manera que se impida dicho asiento.

d) Análisis de las características de los residuos con la profundidad

Dada la importancia que posee el conocimiento de los parámetros resistentes de los estériles de tratamiento, se decidió realizar una completa campaña de caracterización de éstos, presentándose los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio ejecutados.

Las muestras se tomaron de forma aleatoria a distintas profundidades dentro del depósito de tailings existente en la actualidad en la Escombrera Norte.

- Granulometría, plasticidad y parámetros de estado

A continuación, se comentan los resultados obtenidos de los ensayos de determinación de la humedad, densidad aparente y densidad seca, así como su granulometría y plasticidad.

Los resultados de las granulometrías y límites de Atterberg (24) (Atterberg, A. 1911) realizados los tailings ponen de manifiesto que se trata de materiales de gran heterogeneidad, aunque en general se puede hablar de unos limos arcillosos, en ocasiones algo arenosos, de consistencia media a nula y resistencia en estado seco variable.

ESTÉRILES DE TRATAMIENTO							
			nº Datos	Residuo lixiviación presión	Sólidos efluentes purga neutralización	Estériles de tratamiento combinados	Valores de cálculo
Proporción en peso del efluente total de estériles tratamiento (%)				91,7	8,3	100	
HUMEDAD Y DENSIDAD	D.Seca in situ asumida (t/m³)			no procede		2,3 (90% PN)	2,3
	Coef. de vacío in situ asumido (e)			no procede		0,70	0,7
	Peso específico (Gs) de los sólidos (g/cm³)		5	4,04	3,11	3,89	3,89
	D.bruta in situ asumida (t/m³)			no procede		2,47	2,47
	Grado saturación para estériles compactados in situ (%) al 90% PN			no procede		40-50	40,50
	Contenido en humedad (/por masa) depositado en la instalación (%)		5	6,50	26,00	7,50	7,5
GRANULOMETRÍAS	arena (%)		7	29,00	8,00	32,00	32
	limo (%)		7	71,00	92,00	68,00	68
	arcilla (%)		7	0,00	0,00	0,00	0
	% finos (># 0,080mm). Media		7	71,00	93,00	68,20	68
PLASTICIDAD	Límites de Atterberg	L.L.	5	10,60	42,30	17,10	17
		L.P.	5	7,78	34,20	15,30	15
		I.P.	5	2,80	8,10	1,80	2
	Índice de consistencia			1,46	2,01	5,33	5,3
PROCTOR MODIFICADO	D.Max (g/cm³)					2,69	2,69
	W opt (%)					10,00	10
	W nat/Wopt					0,75	0,75
PROCTOR NORMAL	D.Max (g/cm³)		5			2,55	2,55
	Hopt (%)		5			11,20	11,2
DIFERENCIA PROCTOR NORMAL/MODIFICADO	D.Max (g/cm³)					0,14	0,14
	Hopt (%)					-1,20	-1,2
RESISTENCIA A COMPRESIÓN	Triaxial (CIU) (85%PN)	C (kp/cm²)	2			0,00	0
		Fric. (º)	2			36,00	36
EDÓMETRO	e0		2			0,8 a 0,9	0,85
	cc		2			0,16 a 0,32	0,24
	cv		2				10-3
CONDUCTIVIDAD HIDRÁULICA SATURADA (cm/s)	Residuo lixiviación; densidad seca 2,604 t/m³ (85%PN), %huecos=0,551					1,20E-04	1,20E- 04
	Residuo lixiviación pH 7 NBSS; densidad en seco 2,494 t/m³ (90%PM), %huecos=0,547					4,30E-06	4,30E- 06
	Residuo lixiviación pH 7 NBSS; densidad en seco 2,211 t/m³ (85%PN), %huecos=0,746					8,50E-05	8,50E- 05
	Residuo lixiviación pH 10 NBSS; densidad en seco 2,161 t/m³ (85%PN), %huecos=0,800					8,30E-05	8,30E- 05
CLASIFICACIÓN DE SUELOS	Unificada			ML			
	HRB						
	Francesa (SETRA y LCPC)			A1m			
Coeficiente de paso			Compactación		Compactado al 95% P.M.		0,90
					Compactado al 90% P.M.		0,95
			Esponjamiento (colocado en camión)				1,14
Humedad natural y de puesta en obra			Wnat - Wópt				-2,5

Tabla 2.4.III.- Síntesis geotécnica de los estériles de tratamiento.

Según la clasificación unificada USCS (25) (Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes, 2000), mayoritariamente se trata de limos y arcillas con arenas finas limosas y/o arcillas arenosas de plasticidad baja a media, en las que el límite líquido (LL) es inferior a 50.

En las **Figuras 2.4.a, 2.4.b y 2.4.c** se incluye la variación con la profundidad de la muestra, de la densidad aparente, densidad seca y la humedad.

Figura 2.4.a.- Variación de la densidad aparente con la profundidad.

Figura 2.4.b.- Variación de la densidad seca con la profundidad.

Figura 2.4.c.- Variación de la humedad con la profundidad.

Por otro lado, en la **Figura 2.4.d** se muestra el patrón de distribución de las muestras según el rango de humedad.

Figura 2.4.d.- Distribución de las muestras según el rango de humedad.

De las figuras anteriores se desprenden los siguientes aspectos:

- ✓ La densidad aparente muestra un claro incremento con la profundidad de la muestra, de tal forma que hasta aproximadamente los 8 m de profundidad podría considerarse

un valor medio en torno a $2,30 \text{ t/m}^3$, mientras que a partir de dicha profundidad la densidad aparente asciende hasta un valor medio aproximado de $2,80 \text{ t/m}^3$.

- ✓ La densidad seca, al igual que pasa con la densidad aparente, muestra un incremento con la profundidad, de tal forma que hasta aproximadamente los 8 m de profundidad podría considerarse un valor medio en torno a $1,70 \text{ t/m}^3$, mientras que a partir de dicha profundidad la densidad seca asciende hasta un valor medio aproximado de $2,35 \text{ t/m}^3$.
- ✓ La humedad no muestra un incremento con la profundidad y se observa que el 80% de las muestras se encuentran en un rango de humedad entre el 10% y el 30%. Además destaca que en un 10% de las muestras se hayan obtenido humedades entre el 30% y 40%. Finalmente puede destacarse que el 91 % de las muestras poseen una humedad inferior al 40 %.

- Parámetros resistentes

Para determinar la resistencia al corte (26) (Terzaghi, K. 1944) de los tailings se cuenta con ensayos de corte directo consolidado y drenado (CD) (27) (según UNE 103401:1998), lo que se interpreta como una situación a largo plazo.

Los ajustes de los ensayos de corte directo en diagramas $\tau'-\sigma_n'$ se incluyen en la **Figura 2.4.e**, obteniéndose los siguientes parámetros resistentes, de acuerdo a la envolvente de falla de Mohr-Coulomb (28) (Coulomb, C.A. 1776) : $C' = 27,2 \text{ kPa}$, y $\phi' = 31^\circ$.

Figura 2.4.e.- Diagrama $\tau'-\sigma_n'$ de los ensayos de corte directo CD.

Respecto a los parámetros que se han adoptado con anterioridad, la cohesión y fricción obtenidas en este análisis supone una reducción del valor de la cohesión entre el 40 % y 50 % y de la fricción entre un 10 % y 20 %.

Además del ajuste con la totalidad de las muestras, se ha realizado un análisis de la variación de los parámetros de corte con el porcentaje de humedad de la muestra.

En dicho análisis se ha observado que con el aumento de la humedad en la muestra la cohesión va disminuyendo, mientras que la fricción va en aumento.

En primer lugar, se observa un aumento brusco de la fricción desde el rango de humedad 10 %-20 % al de 20 %-30 %, mientras que la cohesión no varía.

Por último, nótese la disminución brusca de la cohesión desde el rango de humedad 20 %-30 % al de 30 %-40 %, así como de este último al de 40 %-50 %.

✓ Humedad 10 %-20 %

En la **Figura 2.4.f** se muestra el ajuste de los ensayos de corte directo en diagramas τ' - σ_n' de las muestras con una humedad entre el 10% y el 20%. Los parámetros de corte obtenidos son: $C' = 30,8$ kPa y $\phi' = 25,3^\circ$.

Figura 2.4.f.- Ajuste τ' - σ_n' para las muestras en el rango de humedad 10 %-20 %.

✓ Humedad 20 %-30 %

En la **Figura 2.4.g** se muestra el ajuste de los ensayos de corte directo en diagramas τ' - σ_n' de las muestras con una humedad entre el 20 % y el 30 %. Los parámetros de corte obtenidos son: $C' = 30,0$ kPa y $\phi' = 33,3^\circ$.

Figura 2.4.g.- Ajuste τ' - σ_n' para las muestras en el rango de humedad 20 %-30 %.

✓ Humedad 30 %-40 %

En la **Figura 2.4.h** se muestra el ajuste de los ensayos de corte directo en diagramas τ' - σ_n' de las muestras con una humedad entre el 30 % y el 40 %. Los parámetros de corte obtenidos son: $C' = 18,0$ kPa y $\phi' = 35,8^\circ$.

Figura 2.4.h.- Ajuste τ' - σ_n' para las muestras en el rango de humedad 30 %-40 %.

✓ Humedad 40 %-50 %

En la **Figura 2.4.i** se muestra el ajuste de los ensayos de corte directo en diagramas τ' - σ_n' de las muestras con una humedad entre el 40 % y el 50 %. Los parámetros de corte obtenidos son: $C' = 7,8$ kPa y $\phi' = 42,7^\circ$.

Figura 2.4.i.- Ajuste τ' - σ_n' para las muestras en el rango de humedad 40 %-50 %.

Tras la caracterización detallada de los residuos, se observa que existen dos tipos de residuos, margas y tailings, de peculiaridades geotécnicas concretas que presentan implicaciones operativas específicas.

2.5 OPERATIVAS MINERAS PARA RESIDUOS

Acorde a la clasificación de residuos realizada y explicada en el apartado anterior, de forma operativa se diferencian tres grupos de residuos en la mina de Las Cruces:

- a. Estéril de roca y mineral.
- b. Tailings o estériles de tratamiento de planta.
- c. Margas.

Cada uno de estos materiales se gestiona de manera diferente debido a las diferencias de su naturaleza y van destinados a escombreras cuyas especificaciones serán particulares según su clasificación. En la **Figura 2.5.a** se muestra un esquema de producción resume los destinos de los diferentes residuos generados durante el proceso extractivo.

Figura 2.5.a.- Esquema de producción.

Cómo se observa en el esquema, las margas configuran la totalidad de las escombreras de margas o estériles inertes y parte de las escombreras de estériles de mina (en adelante IEM) y de estériles de tratamiento (en adelante IET), constituyendo en estas últimas un sello impermeable actuando como barrera geológica natural.

Las margas son transportadas en dumpers, vertidas en las escombreras y extendidas y compactadas con bulldozer en tongadas de entre 0,5 y 5 metros, dependiendo de la tipología de escombrera a la que están destinadas, hasta obtener el grado de compactación según el ensayo de referencia Proctor Modificado que especifica el proyecto constructivo.

Como ya se ha expuesto se diferencian hasta 3 niveles de marga meteorizada y 4 niveles de marga sana en la excavación de la corta. Las características geotécnicas de los diferentes niveles de margas determinan también su destino de vertido, evitando utilizar los niveles de peor calidad en zonas más críticas como son las bases de los depósitos.

Las características geo mecánicas de estos niveles también determinan la operativa de extracción, siendo ésta por arranque directo hasta aproximadamente los 70 metros de profundidad, donde se establece a cota de pre voladura con el fin de optimizar la extracción.

Los estériles de roca y mineral son destinados a la IEM, siendo determinante en este caso la valoración de su contenido en cobre para su almacenamiento. Se procede por tanto a la clasificación de estos materiales en acopios de estériles, baja ley, media ley y alta ley. Posteriormente, dentro de la propia instalación, son mezclados en acopios de ley uniforme para su envío a la planta hidrometalúrgica.

La planta hidrometalúrgica, genera los denominados estériles de tratamiento o tailings, derivados del proceso de obtención de cobre. Estos residuos se almacenan en la denominada IET, donde quedan perfectamente aislados del medio que los rodea, por una barrera de margas compactadas totalmente impermeable y una barrera adicional de polietileno de 1.5 mm de espesor. En la **Figura 2.5.b** se puede observar la construcción del interior del vaso de almacenamiento de residuos. Estos diseños se encuentran en cumplimiento con las guías de diseño que establecen las principales organizaciones internacionales como ICOLD (International Commission on Large Dams) y en concreto con las recomendaciones que establece en su documento sobre el drenaje e impermeabilización de este tipo de depósitos (29) (Tailings Dams Design of Drainage, ICOLD, 1994).

Figura 2.5.b.- Construcción vaso almacén de IEM.

El hándicap para la operativa de este residuo, desde la puesta en marcha de la planta hidrometalúrgica ha sido su grado de humedad. Desde los inicios de la explotación el grado de humedad ha sido de entre el 30 y el 40%, hasta el año 2014 en el que se instalaron unos nuevos filtros de vacío, que permitían sacar un residuo final con una humedad en torno al 10%, lo que cambió drásticamente la forma de operar con este material.

3 METODOLOGÍA Y BASES DE DISEÑO

En el marco metodológico se incluyen todas las herramientas que han sido utilizadas para la caracterización de los diversos materiales que se tratan en el complejo minero. Asimismo se describe cómo y en qué forma se han diseñado las estructuras de residuos y qué herramientas se han utilizado para llegar a dichos diseños.

3.1 CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES IN SITU Y REMOLDEADOS

Aunque el paquete margoso en estudio resulta homogéneo en apariencia, un análisis detallado permite diferenciar determinados niveles, ya considerados en el proyecto minero, y que han sido revisados durante la excavación. No obstante los niveles más relevantes para considerar en esta tesis son los denominados niveles MET. Estos niveles son los más superficiales, hasta los 30 metros de profundidad aproximadamente, y van a ser los involucrados en el cimiento de las estructuras de residuos. Asimismo los planos de estratificación se hacen evidentes a partir del nivel MET-2 y por tanto, según se explicará más adelante, estos niveles juegan un papel fundamental en para la estabilidad de las escombreras.

De esta forma el paquete margoso puede dividirse en los siguientes tramos:

- a. Un nivel superficial afectado por la meteorización que es denominado MET. En el Proyecto de Explotación, se distinguían dos niveles de marga meteorizada (MET-1 y MET-2), sin embargo, durante el seguimiento geotécnico de la corta, el espesor meteorizado se ha dividido en los siguientes tramos:
 - ♦ Un primer tramo, denominado MET-1, muy meteorizado, donde las margas se presentan eluvionadas y absolutamente edafizadas. De hecho se trata de arcillas de tonalidad anaranjada. El tramo alcanza un espesor de unos 10 m. El espesor de este tramo corresponde con el establecido en el Proyecto.
 - ♦ Un segundo tramo, denominado MET-2, hasta los 23 m de profundidad en los que la marga azul presenta signos apreciables de meteorización. En el Proyecto de Explotación, dicho nivel alcanzaba los 30 m de profundidad. En este tramo es muy característica la presencia de fracturas verticales de desecación que poseen un espaciado métrico.
 - ♦ Un tercer tramo, denominado MET-3, hasta los 31 m de profundidad, donde los signos de meteorización superficial son débiles. En el Proyecto de Explotación este nivel MET-3, se encontraba englobado en el nivel MET-2. En este nivel las grietas de desecación aumentan su espaciado hasta la decena de metros.
- b. A su vez la marga azul “sana” infrayacente puede subdividirse en los siguientes tramos:
 - ♦ NIVEL-1.- Marga “blanda”, se trata de un nivel de consistencia rígida, algo limosa que se dispone entre los 31 y los 80 m de profundidad. No se vislumbran grietas verticales de desecación, pero sí diaclasas con un amplio abanico de orientaciones además de los planos de estratificación que se presentan con una periodicidad en torno a los cinco metros.

- ♦ NIVEL-2.- Marga “media”, se trata de las margas azules con consistencia de roca blanda grado 0 a grado 0-1, con rotura frágil de aspecto hojoso. Se sitúan desde los 80 m hasta los 110 m.
- ♦ NIVEL-3.- Marga “blanda”, se trata de una recurrencia del nivel 1 de potencia entre 5 y 10 m que no se reconoce en todo el yacimiento, acuñándose lateralmente y dando lugar a facies similares al muro del Nivel 2. Sus propiedades geotécnicas presentan por tanto elevada dispersión, si bien sus parámetros resistentes y deformacionales medios son similares al promedio del Nivel 2 suprayacente.
- ♦ NIVEL-4.- Marga “dura”, se trata de margas azules con consistencia de roca blanda I-0. Los contenidos de carbonato, la resistencia y la rigidez aumenta de forma muy significativa.
- ♦ Marga arenosa, se trata de un nivel masivo de margas con presencia de arenas en su composición. Posee un aspecto totalmente distinto del tramo anterior.

En la **Figura 3.1.a** se incluye la tramificación efectuada, indicándose el muro y techo de cada nivel.

La determinación de la resistencia a compresión simple (30) (según UNE 22950-1:1990) en los niveles margosos resulta un parámetro básico para una caracterización geotécnica completa, tanto por la información que suministra de forma directa, como por servir de base para obtener los parámetros de corte aplicando determinados criterios de rotura.

Se cuenta con un total de 228 ensayos de compresión simple en la secuencia margosa, 122 de los cuales realizados en la fase de Proyecto, y los 106 restantes realizados en la campaña de seguimiento geotécnico de la excavación.

En la **Figura 3.1.b** se incluye la variación de la resistencia a compresión simple con la profundidad en el paquete margoso, pudiéndose destacar los siguientes aspectos:

- ✓ Los valores de resistencia obtenidos en la campaña de seguimiento geotécnico de la excavación a partir de muestras talladas, resultan netamente superiores a los valores obtenidos en Proyecto a partir de sondeos profundos. En el tratamiento estadístico que se efectúa se ha estimado conveniente distinguir el origen de las muestras.
- ✓ En el nivel meteorizado (0-31 m) se observa un cierto aumento de la resistencia con la profundidad, si bien las dispersiones son notables.
- ✓ En el Nivel 1 (31-80 m) la dispersión resulta muy elevada, si bien el nivel parece bastante homogéneo en cuanto a que no se observa tendencia creciente de la resistencia con la profundidad.
- ✓ A partir del Nivel 2 (80-140 m) el incremento de la resistencia a compresión simple con la profundidad parece claro.
- ✓ En el Nivel 4 (115-130 m) existe una dispersión notable de resultados, si bien los valores de resistencia superiores sugieren un comportamiento de roca blanda.
- ✓ Debe resaltarse la buena correlación de estos datos de resistencia a compresión simple con el contenido en carbonatos, poniendo de manifiesto el carácter cementante de este último.

Figura 3.1.a.- Zonificación geomecánica de las margas azules.

Figura 3.1.b.- Variación de la resistencia a compresión simple en las margas con la profundidad.

En las **Tablas 3.1.I, 3.1.II y 3.1.III** se incluyen los parámetros estadísticos relativos a la resistencia a compresión simple en las margas, considerando el total de datos, los datos de Proyecto a partir de sondeos, y los datos de seguimiento geotécnico de la excavación a partir de muestras talladas respectivamente.

Tramo	Prof (m)	Valor medio RCS (kPa)	Valor máximo (kPa)	Valor mínimo (kPa)	Desviación estándar (kPa)	Coefficiente de variación (%)	Nº. de datos	Nº de datos eliminados
MET-1	0-10	369	884	129	218	58,9	18	0
MET-2	10-23	677	1.461	39	389	57,4	34	0
MET-3	23-31	528	893	280	183	34,7	10	0
NIVEL-1	31-80	1.228	2.400	185	599	48,7	79	0
NIVEL-2	80-110	1.856	3.376	372	766	41,2	56	0
NIVEL-3	110-115	1.651	2.462	952	602	36,4	7	0
NIVEL-4	115-130	2.437	5.354	370	1.235	50,7	19	0
M.arenosa	130-140	1.667	3.853	817	1.311	78,6	5	0

Tabla 3.1.I.- Resistencia a compresión simple de las margas. Total de datos disponibles.

Tramo	Prof (m)	Valor medio RCS (kPa)	Valor máximo (kPa)	Valor mínimo (kPa)	Desviación estándar (kPa)	Coefficiente de variación (%)	Nº. de datos	Nº de datos eliminados
MET-1	0-10	313	666	129	171	54,5	15	0
MET-2	10-23	443	691	39	186	42,1	21	0
MET-3	23-31	528	893	280	183	34,7	10	0
NIVEL-1	31-80	767	1.315	185	300	39,2	31	0
NIVEL-2	80-110	1.323	2.521	372	603	45,6	23	0
NIVEL-3	110-115	1.651	2.462	952	602	36,4	7	0
NIVEL-4	115-130	1.741	2.686	370	716	41,1	10	0
M.arenosa	130-140	1.667	3.853	817	1.311	78,6	5	0

Tabla 3.1.II.- Resistencia a compresión simple de las margas.
Datos de Proyecto a partir de sondeos.

Tramo	Prof (m)	Valor medio RCS (kPa)	Valor máximo (kPa)	Valor mínimo (kPa)	Desviación estándar (kPa)	Coefficiente de variación (%)	Nº. de datos	Nº de datos eliminados
MET-1	0-10	648	884	404	240	37,0	3	0
MET-2	10-23	1.056	1.461	454	325	30,8	13	0
NIVEL-1	31-80	1.526	3.400	230	553	36,3	48	0
NIVEL-2	80-110	2.228	3.376	729	641	28,8	33	0
NIVEL-4	115-130	3.211	5.354	1.622	1.255	39,1	9	0

Tabla 3.1.III.- Resistencia a compresión simple de las margas.
Datos de seguimiento geotécnico sobre muestras talladas.

Asimismo, los parámetros deformacionales de las margas resultan fundamentales para cálculos de estabilidad mediante métodos tensodeformacionales donde la rotura se alcanza al superar una cierta deformación crítica.

Para determinar estos parámetros se han realizado ensayos a compresión simple con determinación del módulo de elasticidad del testigo en las margas, además de ensayos presiométricos que permiten obtener la pendiente de la curva esfuerzo deformación de forma directa.

De esta forma, se cuenta con 229 ensayos de compresión simple con bandas extensiométricos (117 realizados en fase de proyecto a partir de testigos de sondeo y 112 realizados en el seguimiento geotécnico de la excavación a partir de muestras talladas) y 75 ensayos presiométricos (13 realizados en proyecto y 62 en la fase de seguimiento geotécnico).

En la **Figura 3.1.c** se incluye la variación del módulo de deformación con la profundidad en el paquete margoso indicando el tipo de ensayo realizado, pudiéndose deducir los siguientes aspectos:

- ✓ Los módulos elásticos obtenidos a partir de los ensayos a compresión simple en el Proyecto (a partir de muestras de sondeos) resultan menores que los obtenidos en el seguimiento geotécnico a partir de muestras talladas. Este fenómeno, ya comentado con anterioridad, está relacionado con la alteración de la muestra por la perforación del sondeo, de forma que los valores de la fase de seguimiento son más representativos de la deformabilidad de las margas.
- ✓ Los módulos presiométricos obtenidos en proyecto en sondeos profundos resultan similares a los obtenidos en la fase de seguimiento en sondeos superficiales.
- ✓ La correlación entre los ensayos de laboratorio sobre muestras talladas en la campaña de seguimiento geotécnico y los ensayos presiométricos resulta buena, confirmando la calidad de las muestras talladas y la pequeña influencia del efecto escala en el paquete margoso.

Figura 3.1.c.- Variación del módulo de elasticidad en las margas con la profundidad a partir de diversos ensayos.

Los parámetros de cálculo representativos se han obtenido eliminando los datos anómalos (fundamentalmente módulos obtenidos a partir de sondeos profundos excepcionalmente bajos) trazando la línea de tendencia media en la figura anterior. Se debe señalar que la asignación final del módulo de elasticidad ha sido conservadora si se tienen en cuenta los valores obtenidos en los presiómetros realizados durante la campaña geotécnica actual.

Una de las cuestiones más relevante de esta tesis, ha sido establecer una correlación matemática entre la resistencia a compresión simple y la profundidad en las margas y entre el módulo de elasticidad y profundidad de las mismas. Para ello, según las representaciones gráficas anteriores se tomó como asunción principal la separación entre margas meteorizadas y margas sanas, es decir se intentó sacar una correlación para la resistencia a compresión simple y para el módulo elástico con la profundidad, desde los 0 a 30 metros de profundidad y desde los 30 a 150 m.

Inicialmente para ambos casos, se estudiaron por separado los datos de proyecto y los de seguimiento, puesto que estos últimos daban valores más elevados. Se obtuvieron mejores correlaciones para los datos aportados por los ensayos de proyecto de modo que se pudo concluir que, la homogeneidad en las condiciones resistentes y en la alteración en las muestras de sondeos es más notable que en las muestras talladas, que pueden presentar diferentes tamaños y procedimientos de recolección que pueden afectar a sus condiciones. A partir de aquí se decidió tratar todos los datos de forma conjunta, obteniéndose así correlaciones muy similares a las obtenidas considerando únicamente los datos de proyecto.

En ambos casos y en orden de obtener coeficientes de correlación lo más altos posibles, se realizó un tratamiento estadístico de los datos tomando tramos de 10 metros de profundidad, eliminando aquellos que se alejaban al menos una vez el valor de la desviación típica del valor promedio obtenido en cada tramo. Una vez optimizada la elección de los datos y realizados sus ajustes, se concluyó, en base a los valores de los coeficientes de correlación, que el proceso de meteorización en las margas, que disminuye con la profundidad, no es determinante a la hora de seleccionar una correlación óptima entre profundidad y resistencia o el módulo elástico, de modo que finalmente se ha decidido realizar un único ajuste para el total de la profundidad de las margas, quedando las correlaciones de la siguiente manera:

a) Correlación para la RCS con la profundidad:

En la **Figura 3.1.d** se puede ver la nube de puntos con el ajuste realizado que arroja un coeficiente de correlación $R^2 = 0.64$, lo que se considera óptimo.

Figura 3.1.d.- Correlación RCS y profundidad en margas azules de Guadalquivir.

De este modo, la correlación matemática se establece según la siguiente ecuación:

$$RCS = 13,6 * D + 390$$

Siendo D la profundidad.

b) Correlación para el Módulo elástico (E) con la profundidad:

En la **Figura 3.1.e** se puede ver la nube de puntos con el ajuste realizado que arroja un coeficiente de correlación $R^2 = 0.72$, lo que se considera óptimo.

Figura 3.1.e.- Correlación módulo elástico (E) y profundidad en margas azules de Guadalquivir.

De este modo, la correlación matemática se establece según la siguiente ecuación:

$$E = 1,55 * D + 4,9$$

Siendo D la profundidad.

3.1.1 CAMPAÑAS GEOTÉCNICAS Y MUESTREO

En la evaluación geotécnica del proyecto “Cobre Las Cruces” han participado numerosas empresas. La labor de las mismas ha consistido tanto en el análisis de datos como en la ejecución de trabajos de campo y laboratorio. Toda esta labor ha sido realizada desde 1996 hasta la actualidad.

Para la caracterización geotécnica de los materiales in situ y remoldeados se han realizado además numerosos trabajos de campo y laboratorio que se detallan en los siguientes apartados.

Se ha realizado una clasificación de los trabajos diferenciando entre trabajos preliminares y los que se han realizado más recientemente.

Por lo tanto, se dispone de la recopilación de datos de las campañas anteriores, de campo y laboratorio, y de la campaña realizada al amparo del proyecto, que incluye cinco sondeos, cincuenta y dos calicatas, trece penetraciones dinámicas DPSH, ensayos de permeabilidad de tipo Lugeon y Lefranc (31) (Ortuño, F. et. al. 2015) y una partida de ensayos de laboratorio.

De todos los sondeos con recuperación de testigo perforados, son los siguientes reconocimientos los que se consideran en esta tesis doctoral, tanto por su profundidad como por su ubicación:

- ✓ GT08, GT09, GT10, GT11, GT12, GT14, GT16, CR162, CR251, CR286, CR298, GT24 y GT25: todos ellos perforados en el ámbito de la corta minera.

- ✓ GT01 y GT02: ambos con 15,60 metros de profundidad y ubicados en la zona de las instalaciones mineras de superficie.
- ✓ GT03, GT04, GT05, GT06, GT07, GT13 Y GT15: ubicados en la zona del depósito de estériles a unos 1,5 km al SO de la corta y con una profundidad máxima de 30 metros.
- ✓ GT18, GT19, GT20, GT21, GT22 Y GT23: son poco profundos y están ubicados en las distintas zonas de escombreras.
- ✓ GT16 y GT17 son sondeos inclinados perforados para determinar la existencia y el espaciado de fracturas en las margas, de estos se descartó el GT17, al carecer de ensayos de laboratorio.

Complementariamente ha sido recopilada información sobre cincuenta y siete (57) calicatas y de veinte (20) penetraciones dinámicas.

La **Figura 3.1.1.a** sintetiza las profundidades para distintos valores del índice N20 resultantes en las penetraciones dinámicas.

Figura 3.1.1.a.- Gráficas con los resultados obtenidos para el índice N20 en las penetraciones dinámicas.

Con objeto de definir la deformabilidad del terreno en el ámbito del Proyecto Minero Cobre las Cruces, se ha recopilado información de 24 ensayos presiodilatométricos.

En la **Tabla 3.1.1.II** se presenta la distribución de los ensayos presio-dilatométricos analizados.

Sobre las muestras obtenidas en los sondeos mencionados en el apartado anterior, se realizaron diferentes tipos de ensayos de laboratorio.

Penetración nº	Coordenada X	Coordenada Y	Prof. Mín. N20<10	Prof. Máx. N20<10	Prof. Máx. N20<20	Profundidad N20>RECHAZO	Valor medio N20<10
PEN-01	755983	4154260	5,8	5,8	7,6	13,4	7,0
PEN-02	756179	4154072	6,0	6,0	6,6	12,2	6,0
PEN-03	755600	4154000	2,0	2,0	7,0	11,0	4,0
PEN-04	755700	4154000	2,0	2,0	7,4	11,8	5,0
PEN-05	755800	4154000	4,2	4,2	7,0	13,4	5,0
PEN-06	755900	4154000	3,8	3,8	6,0	12,2	4,0
PEN-07	755600	4153800	2,2	2,2	6,0	12,6	4,0
PEN-08	755700	4153800	3,8	3,8	5,6	11,4	5,0
PEN-09	755800	4153800	2,2	5,6	6,8	13,0	4,0
PEN-10	756000	4153800	4,2	4,2	7,2	12,8	4,0
PEN-11	755600	4153600	2,0	2,0	7,0	13,2	6,0
PEN-12	755700	4153600	4,8	4,8	7,0	12,4	7,0
PEN-13	755800	4153600	3,8	3,8	6,0	10,2	7,0
PEN-14	755900	4153600	3,2	3,2	5,8	12,4	6,0
PEN-15	756000	4153600	5,6	5,6	6,6	13,0	6,0
PEN-16	756100	4153600	3,8	3,8	6,6	14,0	5,0
PEN-17	755600	4153527	0,4	0,4	5,2	11,4	9,0
PEN-18	755700	4153527	0,4	0,4	5,4	12,2	9,0
PEN-19	755800	4153527	3,0	3,0	5,0	14,0	6,0
PEN-20	755900	4153527	4,0	4,0	5,6	13,6	6,0
Espesores medios (m)			3,4	3,5	6,4	12,5	5,8

Tabla 3.1.1.I.- Datos recopilados de penetraciones dinámicas de estudios anteriores.

Sondeo	Prof (m)	Litología
G-24	21	Margas arcillosas
	27	
	39	
	96	
	109	
	123	
	143	Margas arcillosas y areniscas
G-25	45,6	Margas arcillosas
	52,4	
	53,4	
	73,4	
	94	
	100	
CR-286	50,0	Marga azul blanda
	67,0	
	83,0	Marga azul media
	90,0	
	124,0	Marga azul dura
CR-298	13,0	Arcilla margosa muy meteorizada
	22,0	Marga arcillosa meteorizada
	32,0	Marga azul blanda
	41,0	
	100,5	Marga azul media
	106,5	Marga azul blanda

Tabla 3.1.1.II.- Distribución de los ensayos presiométricos realizados en campañas anteriores.

En la **Tabla 3.1.1.III** se muestra el número de ensayos por sondeo utilizados en el análisis realizado.

Observando la necesidad de precisar la investigación para obtener los parámetros resistentes y deformacionales del terreno se recurrió a realizar cinco sondeos, cincuenta y una calicatas y trece penetraciones dinámicas (32) (de acuerdo a UNE 103801:1994) más, para efectuar una caracterización geológico-geotécnica de detalle del terreno de cimiento de las diversas escombreras. Asimismo, dicha caracterización permitió el análisis del material que constituirá las diversas capas de las escombreras a construir.

Los resultados de los ensayos de penetración dinámica DPSH, solamente se han utilizado para demarcar una profundidad aproximada de excavación de cajeo en la escombrera norte, no habiéndose utilizado en ningún caso para caracterización de resistencia del terreno natural para otros fines.

La profundidad de los sondeos se ha limitado, excepto en el caso del sondeo GT26 perforado hasta 100 m, al reconocimiento de los 20 m más superficiales.

El motivo de perforar estos sondeos ha sido posibilitar la ejecución de una serie de ensayos “in situ” (de permeabilidad, SPT y muestras inalteradas), la realización de una testificación geológico-geotécnica detallada y además obtener testigos para una nueva serie de ensayos de laboratorio.

SONDEO		GT08	GT09	GT10	GT11	GT12	GT14	CR162	CR251	GT24	GT25	CR286	CR298	SUMA
TIPO DE ENSAYO	DENSIDAD	23	25	27	27	34	33	14	11	29	15	15	21	274
	HUMEDAD	24	26	29	28	37	35	14	10	29	15	15	21	283
	LIMITES DE ATTERBERG	6	6	6	7	14	11	8	3	17	11	9	14	102
	PESO ESPECÍFICO	-	-	-	-	-	-	-	--			7	8	-
	CORTE DIRECTO	3	2	3	4	2	2	-	-	6	4			26
	COMPRESIÓN SIMPLE	10	11	12	11	12	7	2	-	20	10			95
	COMPRESIÓN SIMPLE CON POST-ROTURA	-	-	-	-	-	-	-	-			7	19	26
	TRIAXIAL	1	1	1	1	3	4	3	2	6	1			23
	PRESIÓN DE HINCHAMIENTO	2	4	4	4	4	4	6	-	6	3	6	6	49
	MODULO DE ELASTICIDAD	10	11	12	7	12	7	-	-			7	19	85
	CARBONATOS	-	-	-	-	-	-	-	3	17	11	9	11	51
	EDOMÉTRICO	-	-	-	-	-		-	3					3
	PERMEABILIDAD	1	1	2	1	1	1	-	-					7
	SLAKE DURABILITY	-	-	-	-	-	-	-	-	24	-	3	6	33
	DIFRACCIÓN R-X	-	-	-	-	-	-	-	-	6	2	7	5	20

Tabla 3.1.1.III.- Nº de ensayos por sondeo utilizados en el análisis realizado.

La **Tabla 3.1.1.IV** muestra las principales características de los sondeos realizados.

Sondeo	Coordenadas			Prof. (m)	Inclin. (°)	Nº Muestras Paraf.	Nº Muestras Inalt.	Nº ensayos SPT	Nº ensayos Lugeon	Nº ensayos Lefranc
	X	Y	Z							
GT26	756831	4154874		100	90	32 (4 en saco)	-	-	-	-
GT29	755073	4156071		20	90	2	3	5	2	1
GT30	756248	4154873		20	90	4	3	3	2	
GT31	756560	4155400		20	90	4	3	3	2	1
GT32	758012	4154276		20	90	4	3	4	2	

Tabla 3.1.1.IV.- Principales características y trabajos realizados en los sondeos mecánicos efectuados.

Con objeto de caracterizar los horizontes superficiales en el cimient de las escombreras proyectadas fueron realizadas cincuenta y dos calicatas mecánicas.

Han sido realizadas trece penetraciones dinámicas de tipo DPSH que complementan a las veinte realizadas en estudios anteriores.

La **Tabla 3.1.1.V** incluye las profundidades al rechazo y las correspondientes a diversos valores del índice N20. La **Figura 3.1.1.b** representa gráficamente los datos anteriores.

Figura 3.1.1.b.- Valores del índice N20 en las penetraciones dinámicas realizadas.

Escombrera	DPSH nº	Coordenada X	Coordenada Y	Prof. Mín. N20<10 (m)	Prof. Máx. N20<10 (m)	Prof. Máx N20<20 (m)	Profundidad N20>RECHAZO (m)	Valor medio N20<10 (m)	Observaciones
Norte	PD-21	755344	4155739	3,6	3,6	5,4	9,6	5,0	
	PD-22	755344	4155739	3,8	3,8	4,4	9,0	7,0	
	PD-23	755688	4154858	0,4	4,4	5,8	9,2	6,0	Duro de 0,4 a 1,8 N20 medio= 12
	PD-24	756108	4154780	4,6	4,6	5,8	10,4	3,0	
	PD-25	756556	4154901	3,8	3,8	4,6	8,6	7,0	
	PD-26	756819	4155615	1,4	4,8	6,2	11,0	6,0	Raña de 1,6 a 2,8 N20 medio= 24
	PD-27	756519	4155908	8,0	6,0	6,8	10,4	8,0	Raña de 0,6 a 3,0 N20 medio= 36
Temporal Oeste	PD-29	755012	4154646	5,4	5,4	6,8	9,6	7,0	
Sur	PD-30	757018	4153940	4,2	4,2	5,4	9,8	9,0	Duro de 0,6 a 1,0 N20 medio= 13
	PD-31	757432	4153594	6,0	6,0	7,2	11,2	8,0	
	PD-32	758080	4154120	5,4	5,4	6,6	11,0	6,0	Duro de 0,6 a 0,8 N20 medio= 14
Berma visual	PD-33	758052	4155543	4,8	4,8	6,8	11,0	6,0	
	PD-34	758237	4155479	4,0	4,0	5,0	8,6	8,0	
	Medias			4,3	4,7	5,9	10,0	6,6	

Tabla 3.1.1.V.- Penetraciones dinámicas realizadas en la última campaña.

Sobre las muestras de los sondeos y calicatas incluidas anteriormente han sido realizados los siguientes ensayos:

a) Ensayos de suelos

a.1) Preparación de los ensayos

- ♦ 94 Ud. Preparación de muestra para los ensayos de suelos (33) (UNE 7327 / 75).
- ♦ 94 Ud. Apertura y descripción de muestra.
- ♦ 95 Ud. Remoldeo de pastilla para ensayo edométrico o de corte directo.
- ♦ 6 Ud. Remoldeo de una probeta para rotura o compresión simple o triaxial.

a.2) Ensayos de caracterización

- ♦ 87 Ud. Determinación de la humedad mediante secado en estufa (34) (UNE 103300 / 93).
- ♦ 85 Ud. Determinación de la densidad aparente (35) (UNE 103301 / 93).
- ♦ 87 Ud. Determinación de los límites de Atterberg (36) (37) (UNE 103103 / 93 y 103104 / 93).
- ♦ 77 Ud. Granulometría por tamizado (38) (UNE 7376 / 76).
- ♦ 3 Ud. Granulometría de gruesos y finos por tamizado (UNE 7376 / 76).
- ♦ 15 Ud. Ensayo de apisonado según el model PROCTOR normal (39) (UNE 103500 / 93).
- ♦ 35 Ud. Ensayo de apisonado según el model PROCTOR modificado (40) (UNE 103501 / 93).
- ♦ 12 Ud. Determinación del índice CBR (41) (NLT 111 / 78)

a.3) Ensayos de resistencia

- ♦ 32 Ud. Rotura al corte directo de tres probetas, consolidadas y sin drenaje (42) (ASTM 3080 / 79).
- ♦ 2 Ud. Rotura al corte directo de tres probetas, consolidadas y con drenaje (ASTM 3080 / 79).
- ♦ 5 Ud. Rotura a compresión triaxial, en célula de 1,5", de tres probetas consolidadas y sin drenaje.
- ♦ 29 Ud. Rotura de una probeta a compresión simple (43) (UNE 103400 / 93).
- ♦ 5 Ud. Consolidación unidimensional, con 8 escalones de carga y 3 de descarga (44) (UNE 7392 / 75).

- ♦ 6 Ud. Ensayo de hinchamiento en edómetro (45) (ASTM D-387 / 80).
- ♦ 10 Ud. Determinación de la presión máxima de hinchamiento con curva de descarga (46) (ASTM 3877 / 80).

a.4) Ensayos químicos

- ♦ 21 Ud. Determinación del contenido en carbonatos por el método Bernard (47) (UNE 103200 / 93).
- ♦ 17 Ud. Determinación del contenido en materia orgánica por el método del agua oxigenada (48) (UNE 7368 / 77).
- ♦ 17 Ud. Determinación del contenido de sulfatos solubles (49) (UNE 7370 / 75).

a.5) Ensayos de caracterización

- ♦ 3 Ud. Difracción Rayos X.

La **Tabla 3.1.1.VI** incluye de los resultados obtenidos de los ensayos realizados en la campaña más reciente, siendo las unidades indicadas anteriormente.

INFORMACIÓN GENERAL DE LAS MUESTRAS					HUMEDAD Y DENSIDAD			GRANULOMETRÍAS							PLASTICIDAD			C.B.R.		PROCTOR MODIFICADO		PROCTOR NORMAL		RESISTENCIA AL CORTE				RESISTENCIA A COMPRESIÓN				PARAMETROS QUÍMICOS			EDÓMETRO	P. HINCHAMIENTO (KP/CMF)	H. LIBRE (%)	CLASIFICACIÓN DE SUELOS							
ID Sonde/Cata	Tipo	Z inicio (m)	ID Grupo	Descripción litológica	D.Sec. (g/cm²)	D.Apa. (g/cm²)	Humedad (%)	# 63mm	# 50mm	# 20mm	# 5mm	# 2mm	# 0.4mm	# 0.080mm	Límites de Atterberg			CBR al 100%	% Híncha.	Tipo*	D.Max (g/cm²)	Hopt (%)	Tipo*	D.Max (g/cm²)	Hopt (%)	Tipo**	% DP	C (kp/cm²)	Fric. (º)	Simple		Triaxial		M.O. (%)	CaCO₃ (%)			SO₃ (% o ±)	EDÓMETRO	Unificada	HRB				
															L.L.	L.P.	I.P.																												
T-29	SACO	3,8	1	Margas	1,568	1,98	26,55	100	100	100	100	99,97	99,87	99,37	78,8	31,4	47,4	4,07	8,44	M	1,69	19,63	N	1,41	30,13	CU	100	0,67	20,89						0,339						CH	A-7-5(16)			
T-35	SACO	4	1	Margas	1,5	1,94	29,59	100	100	100	100	100	99,91	99,42	90,6	33,6	57			M	1,66	21,31	N	1,36	30,94	CU	95	0,69	16,95	2,35	2,1					0,1022					12,89	CH	A-7-5(16)		
T-37	SACO	4	1	Margas	1,47	1,93	31,3	100	100	100	100	99,91	99,61	99,22	78,1	31,9	46,2			M	1,65	19,31	N	1,42	29,91									1,46								CH	A-7-5(16)		
T-39	SACO	3,85	1	Margas	1,514	1,95	29,11	100	100	100	100	100	99,71	99,27	82,5	34,6	47,9	2,03	8,04	M	1,67	20,69	N	1,38	29,6																	9,69	CH	A-7-5(16)	
T-41	SACO	3,4	1	Margas	1,472	1,93	31,3	100	100	100	100	100	99,47	99,1	84,7	31,5	53,2			M	1,61	24,69	N	1,4	28,47											0,0274		0,502					CH	A-7-5(16)	
T-44	SACO	3,5	1	Margas	1,526	1,94	27,11	100	100	100	100	99,98	99,8	99,03	77,7	29,9	47,8			M	1,68	19,6	N	1,36	29,37	CU	90	0,64	17,79	1,77	1,98											2,35	CH	A-7-6(16)	
T-21	SACO	3,75	1	Margas	1,552	2,07	33,58	100	100	100	100	100	99,84	99,52	87,6	44,4	43,2																									MH	A-7-5(16)		
T-22	SACO	4,15	1	Margas	1,556	1,97	26,53	100	100	100	100	100	99,87	99,49	88,1	34,3	53,8			M	1,68	21,17				CU	95	0,92	18,03														CH	A-7-5(16)	
T-23	SACO	3,7	1	Margas	1,444	1,91	32,48	100	100	100	100	100	99,65	99,27	85,4	44,7	40,7																										MH	A-7-5(16)	
T-25	SACO	4,25	1	Margas	1,659	2,19	32,18	100	100	100	100	99,98	99,89	99,69	82,3	42,3	40																										MH	A-7-5(16)	
T-26	SACO	3,45	1	Margas	1,583	1,99	25,42	100	100	100	100	100	99,83	99,26	76,9	41,3	35,6																										MH	A-7-5(16)	
T-27	SACO	1,7	1	Margas	1,487	1,90	27,97	100	100	100	100	100	97,86	96,79	81,6	42	39,6	1,22	8,19	M	1,74	18,22				CU	100	0,8	29,17						0,34								MH	A-7-5(16)	
T-28	SACO	2,75	1	Margas	1,624	2,05	25,94	100	100	100	100	100	99,87	99,43	80,6	33,2	47,4																										CH	A-7-5(16)	
T-30	SACO	3,9	1	Margas	1,645	2,17	32,12	100	100	100	100	99,98	99,71	99,1	56,1	38,2	17,9																										MH	A-7-5(14)	
T-32	SACO	4,35	1	Margas	1,601	2,09	30,75	100	100	100	100	100	99,92	99,63	81,2	42,4	38,8																											MH	A-7-5(16)
T-33	SACO	3,85	1	Margas	1,463	1,91	30,89	100	100	100	100	99,92	99,46	98,88	73,8	36,9	36,9			M	1,7	18,6					CU	95	0,58	29,52													MH	A-7-5(16)	
T-34	SACO	4	1	Margas	1,623	2,15	32,21	100	100	100	100	100	99,84	99,62	73,6	43,6	30																											MH	A-7-5(16)
T-36	SACO	3,35	1	Margas	1,738	2,22	27,57	100	100	100	100	100	99,8	99,23	77	41,4	35,6																											MH	A-7-5(16)
T-38	SACO	1,35	1	Margas	1,67	2,14	28	100	100	100	100	100	99,86	99,5	78,8	41,6	37,2																											MH	A-7-5(16)
T-42	SACO	3,75	1	Margas	1,529	2,04	33,2	100	100	100	100	100	99,87	99,67	76,5	41,6	34,9																											MH	A-7-5(16)
T-43	SACO	2,4	1	Margas	1,52	1,99	30,95	100	100	100	100	100	99,94	99,76	73,8	37,5	36,3																											MH	A-7-5(16)
T-45	SACO	1,05	1	Margas	1,486	1,91	28,6	100	100	100	100	99,96	99,83	99,42	68,5	36,8	31,7	2,93	3,79	M	1,63	22,48				CU	95	0,6	26,58						0,05		0,1762		1,001					MH	A-7-5(16)
T-46	SACO	3,1	1	Margas	1,643	2,16	31,49	100	100	100	100	99,97	99,75	99,36	71,8	38	33,8			M	1,6	25,31				CU	90	0,64	15,54															MH	A-7-5(16)
T-48	SACO	4,1	1	Margas	2,003	2,27	13,1	100	100	100	100	99,97	99,63	98,89	71,1	32,8	38,3			M	1,65	19,85				CU	90	0,57	19,98															CH	A-7-5(16)
T-49	SACO	1,9	1	Margas	1,682	2,17	29,07	100	100	100	100	100	99,88	99,57	75,9	39,5	36,4																											MH	A-7-5(16)
T-51	SACO	2,55	1	Margas	1,658	2,12	27,73	100	100	100	100	100	99,72	99,14	79,6	39,5	40,1																											MH	A-7-5(16)
T-52	SACO	2,75	1	Margas	1,379	1,84	33,11	100	100	100	100	100	99,91	99,57	94,6	49	45,6																											MH	A-7-5(16)
T-53	SACO	1,55	1	Margas	1,509	1,95	29,16	100	100	100	100	100	99,93	99,57	88,3																														

3.1.2 ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE

La evaluación de la resistencia al corte resulta crítica para calcular de forma correcta la estabilidad del terreno de cimentación de las escombreras.

Para determinar los parámetros resistentes de corte de las margas se han aplicado los tres criterios de rotura siguientes:

- ✓ Criterio de Mohr-Coulomb. (Coulomb, C.A, 1776).
- ✓ Criterio de Hoek-Brown. (50) (Hoek, E and Brown, E.T. 1988)
- ✓ Strain-softening (criterio de Mohr-Coulomb con reblandecimiento).

Se analizan en esta sección los niveles ya excavados de las margas que constituyen los primeros 130 m de excavación, al disponerse de ensayos sobre muestras en bloque realizados en la campaña de seguimiento geotécnica de excavación de excelente calidad.

A continuación, se describe brevemente cada uno de los modelos para mostrar a continuación los resultados obtenidos.

Criterio de Mohr Coulomb

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, que supone una línea recta en el plano $\sigma_n - \tau$

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

Para determinar los parámetros resistentes se han agrupado los pares de valores (σ_n, τ) de acuerdo con los niveles zonificados en las margas, y se ha realizado una regresión lineal obteniendo la cohesión c y el ángulo de fricción ϕ de cada nivel.

Para realizar las regresiones lineales se cuenta con un total de 112 ensayos de corte directo en condiciones de pico (336 puntos en el plano $\sigma - \tau$), 39 de los cuales se realizaron en fase de Proyecto y los 73 restantes se efectuaron en la campaña de seguimiento geotécnico de la excavación.

En las **Figuras 3.1.2.a, 3.1.2.b, 3.1.2.c, 3.1.2.d, 3.1.2.e y 3.1.2.f** se incluyen los ajustes realizados para cada uno de los niveles geotécnicos estudiados, pudiéndose destacar los siguientes aspectos:

- ✓ No existen diferencias apreciables entre los ensayos de fase de Proyecto y la campaña de seguimiento geotécnico de la excavación, mostrándose que el tallado de la pastilla a partir de testigos no altera significativamente la marga respecto al tallado a partir de muestras en bloque.
- ✓ A pesar de la lógica dispersión de resultados, los coeficientes de correlación resultan elevados (valores mínimos de $R^2=0,7$).

Figura 3.1.2.a.- Parámetros de corte de pico en el nivel MET-1 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb

Figura 3.1.2.b.- Parámetros de corte de pico en el nivel MET-2 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb

Figura 3.1.2.c.- Parámetros de corte de pico en el nivel MET-3 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb

Figura 3.1.2.d.- Parámetros de corte de pico en el NIVEL-1 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb

Figura 3.1.2.e.- Parámetros de corte de pico en el NIVEL 2 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb

Figura 3.1.2.f.- Parámetros de corte de pico en el NIVEL-4 obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb

En la **Tabla 3.1.2.I** se incluyen los parámetros de corte obtenidos del ajuste del criterio de Mohr Coulomb.

Tramo	Profundidad (m)	c (kp/cm ²)	Φ (°)	R2	Nº. de puntos	Nº de puntos eliminados
MET-1	0-10	1,39	13	0,70	9	0
MET-2	10-23	0,88	18	0,77	18	0
MET-3	23-31	1,05	21	0,89	6	0
NIVEL-1	31-80	1,18	21	0,71	126	0
NIVEL-2	80-110	1,24	18	0,88	129	0
NIVEL-4	115-130	0,78	22	0,90	48	1

Tabla 3.1.2.I.- Parámetros de corte de pico obtenidos por el ajuste de los ensayos de corte directo al criterio de rotura de Mohr-Coulomb

Los parámetros de corte obtenidos por la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb a partir de ensayos de corte presentan ciertas limitaciones, tales como la imposibilidad de alcanzar rangos de tensiones normales elevadas, la inexistencia de presiones de confinamiento, o la necesidad de delimitar previamente el plano de rotura en el ensayo.

De esta forma, y a pesar de ser un criterio de rotura muy utilizado por su rapidez y sencillez, los parámetros de corte deben ser contrastados con criterios de corte más complejos basados también en ensayos triaxiales.

Criterio de Hoek-Brown

El criterio de rotura de Hoek-Brown (51) (Hoek E, 1980) supone una relación no lineal entre σ_1 y σ_3 , ajustándose a la siguiente parábola:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

Para la determinación de los parámetros mecánicos, c, Φ y mi se parte de todo tipo de ensayos mecánicos: compresión simple, tracción indirecta, compresión triaxial de ensayos de corte directo sobre matriz.

Cada ensayo de tracción, compresión simple, y compresión triaxial, da un par de valores σ_1 y σ_3 , cuya representación en el plano σ_1 y σ_3 es directa.

Los ensayos de corte directo proporcionan la tensión tangencial máxima, denominada resistencia de pico al corte a la correspondiente tensión normal de ensayo; lo que proporciona pares de valores (τ, σ_n) cuya representación en el plano σ_n - τ es directa.

Para un análisis estadístico completo será necesario homogeneizar el estado tensional, lo que ampliará la nube de puntos en el plano de interés. Para realizar esta tarea es necesario establecer las relaciones que permitan pasar de un estado de tensiones a otro.

Para ello hay que realizar una equivalencia tensional entre los planos σ_n - τ y σ_1 - σ_2 , que viene dado por las expresiones:

$$\sigma_1' = \sigma_n + \tau \operatorname{tg} \phi_i + \frac{\tau}{\cos \phi_i}$$

$$\sigma_3' = \sigma_n + \tau \operatorname{tg} \phi_i - \frac{\tau}{\cos \phi_i}$$

Lo que se deduce que el paso de un estado tensional a otro no es directo, y depende de la tangente en el punto de rotura de la parábola (depende del valor de Φ_i , a su vez relacionado con m).

Para solucionar este aspecto se ha desarrollado un programa de caracterización que para cada trío de valores (m , s , σ_c) calcula los valores de Φ_i , h y τ , obteniendo la equivalencia σ_1' y σ_3' .

Con ello se dispone de pares de valores (σ_1 y σ_3) correspondientes a los ensayos triaxiales, de compresión simple o de tracción y (σ_1' y σ_3') correspondientes a los ensayos de corte directo.

A continuación el programa de caracterización minimiza el error del ajuste (m , s , σ_c), minimizando la suma de distancias al cuadrado entre los valores (σ_1 y σ_3) y la parábola de Hoek-Brown, obteniendo el mejor ajuste m , s , σ_c .

Una vez obtenido los valores de m , s y σ_c que mejor ajustan a los ensayos disponibles, se linealiza la parábola de Hoek-Brown, para cada valor de σ_n representativo de la profundidad de interés, obteniéndose el valor de la cohesión c y del ángulo de fricción Φ equivalentes del criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

El programa de caracterización empleado proporciona, además, para cada litotipo, la representación gráfica en los planos $\sigma_n - \tau$ y σ_1 y σ_3 .

En las **Figuras 3.1.2.g, 3.1.2.h, 3.1.2.i, 3.1.2.j, 3.1.2.k y 3.1.2.l** se incluyen los ajustes realizados para el criterio de rotura de Hoek-Brown en cada uno de los niveles geotécnicos estudiados.

Figura 3.1.2.g.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el nivel MET-1

Figura 3.1.2.h.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el nivel MET-2

Figura 3.1.2.i.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el nivel MET-3

Figura 3.1.2.j.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el NIVEL-1

Figura 3.1.2.k.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el NIVEL-2

Figura 3.1.2.I.- Ajuste del criterio de rotura de Hoek-Brown en el NIVEL-4

Para realizar los ajustes se parte de un total de 95 ensayos de resistencia a compresión simple, 122 ensayos de resistencia a compresión triaxial en condiciones de consolidación y sin drenaje (CU) y 112 ensayos de corte directo en suelos (336 puntos en el plano σ_n - τ).

De las figuras anteriores pueden destacarse los siguientes aspectos:

- ✓ Los ajustes realizados resultan satisfactorios, obteniéndose coeficientes de correlación R^2 entre 0,21 y 0,91 en los puntos representados en el plano σ_1 - σ_3 , y entre 0,51 y 0,87 en los puntos representados en el plano σ_n - τ . Llama la atención especialmente el excelente ajuste realizado en los niveles Nivel-1 y Nivel-2 a pesar de la gran cantidad de ensayos de laboratorio disponibles.
- ✓ Los valores de resistencia a compresión simple a nivel de roca intacta (σ_{ci}) obtenidos en el ajuste, resultan similares a los obtenidos en los ensayos de laboratorio en el nivel meteorizado (Met-1, Met-2 y Met-3).
- ✓ En el caso del Nivel-1, Nivel 2, y especialmente en el Nivel-4, la resistencia a compresión simple de la roca intacta ajustada es netamente inferior a la obtenida en los ensayos de laboratorio, quedando el ajuste, y especialmente los valores de cohesión instantánea, del lado de la seguridad.
- ✓ Los valores del parámetro m obtenidos en los ajustes, que varían entre 2 y 6, son los propios para margas arcillosas según los datos bibliográficos disponibles.
- ✓ Tanto en el nivel meteorizado infrayacente (Met-3), como en el Nivel-1 y Nivel 2, se ha considerado un parámetro s en el ajuste inferior de 1, teniendo en cuenta de esta forma y del lado de la seguridad, disminuciones de la resistencia a gran escala por efecto de posibles planos de discontinuidad.

- ✓ En el caso del Nivel 4, asimilable a una roca blanda, se ha minorado el parámetro hasta valores de 0,01, aumentando con ello la influencia de las discontinuidades en el nivel mediante una disminución de la resistencia.

En la **Tabla 3.1.2.II** se incluyen los parámetros obtenidos en cada nivel estudiado en el ajuste realizado según el criterio de rotura de Hoek-Brown, indicando los valores adoptados de cohesión y fricción para las tensiones normales de interés.

Tramo	Prof. (m)	σ_{ci} (kp/cm ²)	m	s	c (kp/cm ²)	Φ (°)	R2 ($\sigma_1-\sigma_3$)	R2 (σ_{n-t})	Nº comp. simple	Nº triaxial	Nº corte
MET-1	0-10	3,5	2	1	1,10	22	0,91	0,80	4	0	9
MET-2	10-23	3,8	4	1	1,50	21	0,21	0,73	7	5	18
MET-3	23-31	3,8	4	0,07	1,50	21	0,49	0,51	11	11	6
NIVEL-1	31-80	4,0	6	0,05	2,1	20	0,61	0,65	73	83	126
NIVEL-2	80-110	4,0	6	0,05	2,7	18	0,81	0,74	0	23	129
NIVEL-4	115-130	6,0	6	0,01	2,8	18	-	0,87	0	0	48

Tabla 3.1.2.II.- Parámetros obtenidos tras la aplicación del criterio de rotura de Hoek-Brown en el paquete margoso.

En la tabla se incluyen también los coeficientes de correlación obtenidos en cada plano de representación, y el tipo y número de ensayos utilizados en el ajuste.

Si bien los parámetros de pico de resistencia al corte obtenidos según Hoek-Brown son similares a los obtenidos según el criterio de Mohr-Coulomb, se consideran más adecuados y representativos de los distintos niveles de margas los primeros, que serán los utilizados posteriormente en los cálculos de estabilidad en condiciones de pico.

Strain Softening

Existen dos modelos límite para el comportamiento del terreno en la post-rotura: dúctil y frágil, pero en realidad, el comportamiento de este tipo de terreno suele ser intermedio en ambos.

Una fórmula para poder modelizar el comportamiento del terreno en la post-rotura consiste en hacer variar las propiedades del terreno en función de la deformación unitaria que se produce.

Tal y como se indica en la **Figura 3.1.2.m** se suele aceptar que el terreno se reblandece en la post-rotura, lo cual se conoce como strain-softening y en la práctica se traduce en que las propiedades resistentes del terreno se minoran a partir de ciertos niveles de deformación unitaria.

Esta forma de proceder está particularmente indicada en los casos en los que los análisis se realizan con un programa de cálculo tenso-deformacional, ya que resulta muy fácil programar las condiciones del reblandecimiento del terreno que, además, son compatibles con otros criterios de rotura como Mohr-Coulomb o Hoek-Brown.

Figura 3.1.2.m.- Concepto del modelo Strain-Softening empleado. (52) (Itasca Consulting Group)

Una de las mejores formas de obtener los parámetros necesarios para el modelo de Strain-Softening es mediante la realización de ensayos de compresión simple con medidas de deformación en la post-rotura, que permiten determinar de forma directa las deformaciones producidas en la rotura y las deformaciones producidas tras la rotura hasta llegar a la resistencia residual. El ensayo proporciona también de forma directa el valor de la resistencia residual, y la proporción de resistencia residual respecto a la resistencia de pico.

Durante la fase de seguimiento geotécnico de la excavación se han realizado un total de 118 ensayos de compresión simple con medida de la post-rotura.

En las **Figuras 3.1.2.n, 3.1.2.o, 3.1.2.p y 3.1.2.q** se incluyen las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en los ensayos de compresión simple con medidas de post-rotura en el nivel superficial meteorizado de las margas (Met) y en los niveles Nivel-1, Nivel-2 y Nivel-4 respectivamente.

En las gráficas se incluyen la totalidad de ensayos, además del promedio discretizado en segmentos, pudiéndose destacar los siguientes aspectos:

- ✓ Las curvas post-rotura del nivel meteorizado presentan una notable dispersión de valores, que se reduce notablemente en el resto de niveles, más homogéneos a pesar de disponerse de un número mucho mayor de ensayos.
- ✓ El nivel meteorizado presenta mayor plasticidad que el Nivel-1, mostrando menor pendiente tanto en el segmento pre-rotura como en el de post-rotura.
- ✓ Los niveles 1 y 2 presentan unas pendientes similares, mostrando similar grado de rigidez.
- ✓ El Nivel 4 muestra una mayor rigidez que los niveles superiores, obteniéndose una resistencia residual respecto a la de pico inferior. Este comportamiento es típico de esos niveles margosos fuertemente consolidados, que empeoran notablemente sus propiedades residuales relativas conforme aumentan la rigidez.

Figura 3.1.2.n.- Compresión simple con medida de la post-rotura en el nivel MET

Figura 3.1.2.o.- Compresión simple con medida de la post-rotura en el NIVEL-1

Figura 3.1.2.p.- Compresión simple con medida de la post-rotura en el NIVEL-2

Figura 3.1.2.q.- Compresión simple con medida de la post-rotura en el NIVEL-4

En la **Tabla 3.1.2.III** se incluyen las deformaciones unitarias según el eje de tensión principal mayor en la rotura y en la post-rotura, además del porcentaje de resistencia residual respecto a la resistencia de pico.

Tramo	Prof. (m)	Deformación unitaria en la rotura ϵ_p (%)	Deformación unitaria al inicio de las condiciones residuales ϵ_r (%)	Resistencia residual respecto a la resistencia de pico (%)	Nº de ensayos de compresión simple con medidas de la post-rotura
MET	0-31	3,5	4,7	23	12
NIVEL-1	31-80	2,2	3,2	14	47
NIVEL-2	80-110	2,1	3,0	18	50
NIVEL-4	115-130	1,6	2,1	7	9

Tabla 3.1.2.III.- Parámetros obtenidos tras la aplicación del criterio de rotura Strain-softening en el paquete margoso

3.1.3 ENSAYOS DE COMPACTACIÓN

Para las diversas capas a disponer en las escombreras se ha definido su grado de compactación en base a porcentajes sobre la energía de compactación definida en el ensayo de Proctor Modificado.

Se han realizado 36 ensayos de corte (CU) sobre muestras remoldeadas de las margas, variando su grado de compactación en relación al Próctor Modificado de referencia, que presenta una densidad máxima es de 1,66 t/m³ y una humedad del 21%.

En la **Figura 3.1.3.a** se observan las correlaciones efectuadas para los parámetros resistentes a partir de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio (CUr) a distintos grados de compactación.

Figura 3.1.3.a.- Ajustes estadísticos realizados para prever los parámetros resistentes.

Las siguientes expresiones muestran los ajustes matemáticos que correlacionan cohesión y fricción con el grado de compactación:

$$\text{Cohesión (kPa)} = 0,2885 \cdot e^{0,0565 \cdot x} \quad (R^2 = 0,7018)$$

$$\text{Fricción(}^\circ\text{)} = 2,3287 \cdot e^{0,0252 \cdot x} \quad (R^2 = 0,5345)$$

Siendo:

x ; % de compactación del Próctor Modificado.

Aplicando las expresiones indicadas en el párrafo anterior para las margas remoldeadas al 65% del PM y al 90% del PM se obtienen los resultados mostrados en la **Tabla 3.1.3.i.**

% del PM	Peso específico (kN/m ³)	Cohesión (kPa)	Fricción (°)
65	13,13	11	12
90	16,6	47	22,5

Tabla 3.1.3.i.- Parámetros de cálculo en las tongadas de la Escombrera Sur.

En calicatas profundas realizadas sobre vertidos efectuados, se ha detectado, en la capa inferior de cada tongada de 5 m, ensayos en los que no se alcanza el 75% de la compactación del PM prevista en el Proyecto previo. Este se puede observar en la **Fotografía 3.1.3.b.**

Fotografía 3.1.3.b.- En esta imagen se observa se aprecia la diferencia de compactación entre los 2,5 m superiores, y los 2,5 más profundos.

Con el objetivo de analizar el grado de compactación representativo que se está obteniendo en las tongadas de 5 m, se ha llevado a cabo un análisis estadístico de los resultados obtenidos en los ensayos Próctor realizados, tanto en superficie en como en catas de control. En la **Fotografía 3.1.3.c.** se presenta un ejemplo de las calicatas de control excavadas para el control del vertido de las tongadas siendo examinada por la autora de esta tesis.

Fotografía 3.1.3.c.- Autora de la tesis examinando las calicatas de control excavadas para la realización de ensayos Próctor.

El primer paso consistió en la clasificación de los ensayos en dos grupos, el primero de ellos recoge los ensayos realizados en los 2,5 m más superficiales (capa superior de la tongada), mientras que en el segundo grupo se incluyen los ensayos efectuados en los 2,5 m más profundos (capa inferior de la tongada).

En segundo lugar, se elaboraron los dos histogramas representativos de cada capa de la tongada. En las **Figuras 3.1.3.d y 3.1.3.e** se observan los resultados obtenidos en los histogramas.

<i>Grado de Compactación</i>	<i>Frecuencia</i>
55	7,4
65	18,5
75	33,3
85	18,5
95	7,4
105	11,1
115	3,7
125	0,0
135	0,0
145	0,0
155	0,0
165	0,0

Figura 3.1.3.d.- Histograma resultante en los 2,5m inferiores de la tongada.

Una vez obtenida la distribución de los datos, se calculó el promedio y la desviación estándar de cada grupo de datos (zona inferior y zona superior de la tongada).

Con el fin de permanecer en el lado de la seguridad se ha considerado un grado de compactación inferior al valor promedio calculado. En dicha reducción se ha tenido en cuenta la desviación de los datos respecto al valor promedio (desviación estándar).

Figura 3.1.3.e.- Histograma resultante en los 2,5m más superficiales de la tongada.

Los grados de compactación finalmente adoptados fueron 90% del PM en la capa superior y de 65% del PM en la inferior. Dichos valores se presentan en la **Tabla 3.1.3.II.**

CAPA	PROMEDIO DE GRADO DE COMPACTACIÓN (% DEL PM)	DESVIACIÓN ESTÁNDAR (% DEL PM)	GRADO DE COMPACTACIÓN FINALMENTE ADOPTADO (% DEL PM)
Inferior	82	14	65
Superior	98	10	90

Tabla 3.1.3.II.- Grados de compactación finalmente adoptados en cada tongada de 5 m.

3.2 DISEÑO DE LAS ESCOMBRERAS

Se describen en esta sección los diseños de las escombreras en la mina de Las Cruces, que tienen como premisa garantizar su estabilidad física y cumpliendo con los requerimientos medioambientales marcados en la Declaración de Impacto Ambiental (9 mayo de 2002), de acuerdo con la Sección 4ª del RD 975/2009.

3.2.1 CONCEPTOS DE DISEÑO

Se diferenciarán entre escombreras de inertes y escombreras de no inertes.

a) Diseño de escombreras de inertes:

El diseño final adoptado para las escombreras de material inerte, principalmente margas, se establece garantizando la estabilidad global de las mismas y minimizando los costes de ejecución derivados de la posible compactación del material colocado.

Los diseños preliminares, considerando taludes permanentes de hasta 40-45 m de altura e inclinaciones de tipo 4H/1V, se realizaron considerando la ejecución de tres capas, diferenciadas por su grado de compactación.

- ✓ Base de escombrera → Marga compactada al 100% P.M., con espesor máximo de 5,0 m y espesores de tongada máximos de 1,0 m.
- ✓ Capa intermedia → Marga compactada al 90% P.M., con espesor máximo de 20,0 m y espesores de tongada de 5,0 m.
- ✓ Cobertera de marga extendida → compactada únicamente por el tráfico de la maquinaria de vertido y extendido (se supone equivalente al 75% P.M.). El espesor es variable, hasta la culminación de la escombrera.

Con el anterior diseño preliminar se procedió a efectuar un análisis de sensibilidad para diversos espesores de capas y distintos grados de compactación, y en el que en función de las alturas de escombrera previstas se obtenían factores de seguridad (incluyendo efecto de sismo) mínimo de F.S.= 1,15.

A partir del resultado anterior se realiza un segundo tanteo, considerando un talud 1(V):4(H) y una compactación del 75% PM. Aunque se obtuvo un factor de seguridad superior no se ha considerado una solución adecuada por la dificultad que entrañaba alcanzar esa compactación en toda la tongada, considerando ésta con un espesor de 5,0 m.

Conforme a lo anterior y de acuerdo con los cálculos de estabilidad, se establece una geometría finalmente como sigue:

- ✓ Con un talud 1(V):5(H), creando dos bancos de 30 y 15 m de altura de tierras respectivamente, separadas por una berma de 60 m de anchura.

La **Figura 3.2.1.a** presenta el diseño de la escombrera.

Figura 3.2.1.a.- Geometría de los taludes de la Escombrera Sur (inertes)

La **Tabla 3.2.1.I** muestra el diseño propuesto para la ejecución de la escombrera y la **Tabla 3.2.1.II** la secuencia considerada para su construcción.

Nombre de la Capa		Diseño	Exigido por la DIA
Suelo		0,5 m de tierra vegetal	No se consideran los detalles constructivos del diseño de escombreras de inertes
Cuerpo de escombrera		Margas vertidas en capas de 5 m de espesor (disposición tipo "sándwich" en dos subcapas de 2,5 m de espesor con grados de compactación asignados del 90 y 65% P.M. respectivamente)	
Capa de disipación de presión de poro	Capa escarificada	0,5 m de margas escarificadas desde límite de excavación	
Retirada de suelo vegetal		Aproximadamente 0,3 m (hasta retirada para acopios de materiales superficiales orgánicos; suelo vegetal)	
Barrera Geológica Natural		> 100 m de margas, con $k \leq 10^{-9}$ m/s	

Tabla 3.2.1.I.- Diseño propuesto para las escombreras de inertes.

Operación	Descripción de la Actividad
Desbroce y extracción de tierra vegetal	Extracción de materiales superficiales orgánicos
Escarificado para disipación presión de poro	Escarificado y ripado de superficie hasta una profundidad de 0,5 m.
Escombrera de inertes	Construcción de la escombrera de margas en tongadas de espesor máximo 5,0 m cada una, hasta culminación de escombrera
Diseño de Superficie	Colocación de capa de suelo vegetal de espesor medio 0,5 m

Tabla 3.2.1.II.- Secuencia de construcción de las escombreras de inertes.

Antes del vertido de margas se efectuará un cajeado correspondiente al espesor de la capa de suelo vegetal.

b) Diseño de escombreras de no inertes:

La berma-barrera de margas es un componente integral de las instalaciones de estériles, cuya geometría y diseño propuesto es el mostrado en las **Figuras 3.2.1.b y 3.2.1.c**.

La berma-barrera se diseñó originalmente con taludes exteriores e interiores de inclinación 4H/1V. Sin embargo, con el fin de mejorar aún más la estabilidad y garantizar el volumen de los vasos de las instalaciones de estériles de mina y tratamiento, en base a la experiencia obtenida en la primera fase de su construcción, a partir del año 2009 y tras el incidente registrado en junio de 2008, se produce un cambio en el diseño de la berma, con taludes exteriores 5,5H/1V y taludes interiores 3H/1V.

Para su ejecución se ha empleado marga obtenida a partir de la excavación más superficial de la corta minera, de los denominados niveles MET-1 (hasta 10 m de profundidad) y MET-2 (desde 10 m hasta 40 m).

Se construirá según dos zonas diferenciadas de margas por su grado de compactación:

- ✓ Núcleo interior, en contacto con los estériles, al 95% de la densidad P.M de 30 m de altura y 15 m de ancho de coronación, colocado en tongadas de 0,5 m de espesor y compactado con rodillo pata de cabra.
- ✓ Sobre la anterior y hasta coronación de la berma-barrera, colocado en tongadas de espesor máximo 1,0 m que se prevé que alcance una densidad del 75% del P.M. por el paso de tractores y tráfico uniforme de camiones pesados. No obstante, desde el año 2008 y hasta la fecha, no se diferencia del núcleo interior, de tal forma que se construye en paralelo en capas de 0,5 m de espesor y una compactación del 95% Próctor Modificado.
- ✓ Adecuación morfológica hasta alcanzar la cota +83.

La **Tabla 3.2.1.III** muestra el diseño propuesto para la ejecución de la berma-barrera, y la **Tabla 3.2.1.IV** la secuencia considerada para su construcción.

Nombre de la Capa		Diseño	Exigido por la D.I.A.
Suelo		0,5-0,7 m de tierra vegetal	No se consideran los detalles constructivos del diseño de la berma-barrera
Relleno general de margas		≥ 5 m de margas vertidas (compactación por vertido equivalente al 75% P.M.). Construida en tongadas de espesor máximo 5,0 m	
Coronación de Berma-barrera		Marga compactada. Construida en tongadas de espesor máximo 1,0 m y compactación del 90% Próctor Modificado	
Núcleo de Berma-barrera		Caballón de 15 m de ancho en coronación y 30 m de altura de marga compactada al 95% P.M. Construida en tongadas de espesor máximo 0,5 m	
Espaldón de Berma-barrera		Apoyado en el núcleo hasta coronación de la berma-barrera (cota + 67 m.s.n.m.), colocado en tongadas de espesor máximo 1,0 m que se prevé que alcance una densidad del 75% del P.M. por el paso de tractores y tráfico uniforme de camiones pesados. No obstante, desde el año 2008 y hasta la fecha, no se diferencia del núcleo interior, de tal forma que se construye en paralelo en capas de 0,5 m de espesor y una compactación del 95% Próctor Modificado	
Capa de disipación de presión de poro	Capa escarificada	0,6 m de margas escarificadas desde límite de excavación. Superficie regularizada	
Capa de cajado suelo baja capacidad portante		Entre 3 y 7 m (hasta eliminación suelos sueltos por encima de margas; considerados hasta 1,0 m por encima del límite en profundidad marcado para el índice N20<10)	
Barrera Geológica Natural		> 100 m de margas, con $k \leq 10^{-9}$ m/s	

Tabla 3.2.1.III.- Diseño de la berma-barrera.

Figura 3.2.1.b.- Diseño constructivo de la Escombrera Norte. Tipología 1.

Figura 3.2.1.c.- Diseño constructivo de la Escombrera Norte. Tipología 2.

Operación	Descripción de la Actividad
Desbroce y extracción de tierra vegetal, cajeadado	Extracción de materiales superficiales orgánicos y todos los materiales sueltos (grava-arcilla, grava-arena y arcillas) y margosos de baja capacidad portante que existen bajo la cimentación del caballón de margas (profundidad entre 3 y 7 m dependiendo de zonas).
Escarificado y regularización de la superficie	Escarificado y ripado de la superficie hasta una profundidad de 0,6 m, regularización de la misma.
Base de berma-barrera	Construcción de la capa inferior de margas en tongadas de espesor máximo 0,5 m cada una, hasta un espesor que varía según el cajeadado entre 3 y 7 m, compactando con un rodillo pata de cabra pesado hasta una densidad del 95% P.M.
Cuerpo de berma-barrera	Construcción del núcleo en contacto con los estériles en tongadas de espesor máximo 0,5 m cada una, hasta un espesor total de 30 m, compactando con un rodillo pata de cabra pesado hasta una densidad del 95% P.M. Construcción del resto de la berma-barrera en tongadas de espesor máximo 1,0 m (0,5 m desde el año 2008) cada una, hasta un espesor total de 30 m, compactación por vertido equivalente al 75% (95% desde el año 2008) Culmina en la cota + 67 m.s.n.m.
Diseño de Superficie	Construcción de una cubierta de margas sin compactar para crear la superficie final del vertedero norte de acuerdo con el plan de restauración, y colocación de capa de suelo vegetal de espesor medio 0,5 m, hasta 0,7 m en taludes finales

Tabla 3.2.1.IV.- Secuencia de construcción de la berma-barrera.

b.1. Diseño de la instalación de estériles de tratamiento (IET):

Dada la especial naturaleza de los depósitos no inertes procedentes del tratamiento del mineral, las instalaciones de estériles de tratamiento se diseñarán, construirán y se clausurarán para satisfacer las disposiciones aplicables para la protección medioambiental marcadas por la DIA, objetivo alcanzable por el uso de estériles de tratamiento filtrados y disponer de buenas barreras de material de baja permeabilidad, margas, tanto en el cimientado como en las capas que conformarán el revestimiento de los estériles.

Para alcanzar dichos requerimientos se propone distinguir tres niveles:

- ✓ Base del revestimiento de los estériles, que supone un cajeadado bajo el terreno natural ajustado a la profundidad del cajeo de la berma adyacente. Dicho cajeo será siempre igual o superior a 3 m, los más superficiales, incluyendo el suelo vegetal y las capas de suelo cuaternario y pliocuaternario removilizado, y la disposición de barreras impermeables, a base de geomembranas y marga compactada, y capas permeables, para evacuar las aguas de contacto a las correspondientes balsas.
- ✓ Zona de almacenamiento de los estériles, que alojan los residuos producidos en la planta hidrometalúrgica, encapsulados en margas.
- ✓ Cobertera de revestimiento, que incluye barreras artificiales de marga compactada y sin compactar y capa drenante para desagüe de posibles filtraciones superficiales.

De la experiencia obtenida en las primeras operaciones de vertido se observó la baja transitabilidad de la superficie de estériles depositados, principalmente por la baja granulometría y permeabilidad de los mismos, por lo que se buscó la forma más óptima y segura de poder operar esta instalación.

Es por ello, que el vertido de estériles se efectúa por lo general, desde la cabecera de la berma barrera al interior de la instalación, a favor de la inclinación del talud. Cuando es posible, también se realiza la descarga del camión entrando por la parte inferior de la instalación, utilizando una base más firme, construida con materiales procedentes de la instalación de estériles de mina. Hasta finales del año 2014, ésta era la mejor forma de operar en la instalación, aunque se ha ido optimizando gradualmente en función de la experiencia adquirida y por el cambio en las condiciones de humedad del residuo.

Una vez alcanzada la altura final de los estériles, se procederá al sellado progresivo de las zonas de vertido completadas, con el encapsulado de margas definido en proyecto y con el posterior vertido de margas compactadas, según el diseño constructivo de coronación de berma. Se buscará con esta operación mantener la superficie de la zona activa reducida al mínimo operativo, para minimizar la exposición de los estériles.

Esta variante no supone cambios o modificación de lo establecido en la D.I.A., toda vez que se mantienen los requerimientos de encapsulado de los estériles.

En la **Tabla 3.2.1.V** se efectúa una comparativa del diseño propuesto con los requerimientos de la D.I.A.

La **Tabla 3.2.1.VI** desarrolla la secuencia de construcción de las instalaciones de estériles de tratamiento (IET).

b.2. Diseño de la instalación de estériles de mina (IEM):

El diseño para alojar a los estériles de mina es igual que para los de tratamiento, razón por la cual permite plantear la utilización de esta instalación para el vertido conjunto de estériles de tratamiento y mina (codisposición). De esta manera se utilizará una fracción menor del volumen de estériles de tratamiento generados para su mezcla y disposición conjunta con los estériles de mina en la instalación.

De acuerdo con estas indicaciones el diseño de las instalaciones de estériles de mina se acomodará a las capas y niveles indicados en la **Tabla 3.2.1.VII**.

La **Tabla 3.2.1.VIII** desarrolla la secuencia de construcción de las instalaciones de almacenamiento de estériles de mina.

Diseño de la BASE		
Nombre del nivel	Diseño	Exigido por la DIA
Geotextil	Geotextil de filtro para prevenir el paso de finos a la capa drenante. 300 gr/m ²	No exigido
Capa Granular Drenante	0,5 m de capa granular drenante, grava y arena La capa granular drenante será equipada con un sistema de drenaje	0,5 m de capa granular drenante, grava y arena No se exige sistema de drenaje
Geomembrana de Polietileno de Alta Densidad	1,5 mm Geomembrana de Polietileno de Alta Densidad	1 mm HDPE
Barrera Artificial	1,5 m, mínimo, de arcillas (de horizontes superiores de alteración de margas) compactadas al 95% P.M., $k \leq 10^{-9}$ m/s	1,5 m de margas compactadas, $k \leq 10^{-9}$ m/s
Capa de disipación de presión de poro	0,6 m de margas ripadas bajo el límite de excavación	No exigido
Capa de cajado de suelo baja capacidad portante	3 m, mínimo, (hasta eliminación suelos sueltos por encima de margas), ajustado a la profundidad del cajado de la berma adyacente	No exigido
Barrera Geológica Natural	> 100 m de margas, con $k \leq 10^{-9}$ m/s	> 5 m con permeabilidad $\leq 10^{-9}$ m/s

ZONA de almacenamiento		
Nombre del nivel	Diseño	Exigido por la DIA
Zona de estériles	30 m de espesor de estériles	No especifica espesores
Cobertera provisional de margas (*)	0,5 m de marga para encapsulado	0,5 m de marga para encapsulado

Diseño de la COBERTERA		
Nombre del nivel	Diseño	Exigido por la DIA
Suelo	0,5 m de tierra vegetal	0,5 m de tierra vegetal
Relleno general de margas	≥ 5 m de margas vertidas (compactación por vertido equivalente al 75% P.M.). Construida en tongadas de espesor máximo 5,0m	≥ 5 m margas ligeramente compactadas
Geotextil	Geotextil de filtro para prevenir el paso de finos a la capa drenante	No exigido
Capa Granular Drenante	0,6 m de capa granular drenante, grava y arena	0,6 m de capa granular drenante, grava y arena**
Geotextil	Geotextil de filtro para prevenir el paso de finos a la capa drenante	No exigido
Barrera Artificial	5 m de margas compactadas al 90% P.M.	2 m compactadas 3 m fuertemente compactadas **

** la secuencia de la DIA es, de abajo a arriba, 2 m de margas compactadas, 0,6 m de capa granular drenante, 3 m de margas fuertemente compactadas

* La cobertera provisional de margas está condicionada por el desarrollo de la explotación y es función del material y desarrollo operativo de la instalación

Tabla 3.2.1.V.- Diseño de las instalaciones de estériles de tratamiento (IET).

Operación	Descripción de la Actividad
Desbroce y extracción de tierra vegetal, cajeado	Extracción de materiales superficiales orgánicos y todos los materiales sueltos (grava-arcilla, grava-arena y arcillas) que existen bajo la cimentación de la IET (profundidad entre 3 y 5 m)
Capa escarificada en límite de cajeado (capa de disipación de presión de poro)	Escarificado y ripado de superficie hasta una profundidad de 0,6 m. Relleno hasta nivelación
Capa inferior de margas (barrera inferior)	Construcción de la capa inferior de margas en tongadas de espesor máximo 0,5 m cada una, hasta un espesor mínimo de 1,5 m, compactando con un rodillo pata de cabra pesado hasta densidades del 95% P.M. construyendo una superficie suave y nivelada con pendiente constante de norte a sur y pendiente transversal hacia la línea central
Geomembrana de polietileno de alta densidad (HDPE)	Suministro e instalación de una geomembrana de polietileno de alta densidad, de 1,5 mm de espesor y lisa en ambas caras
Drenaje	Suministro y colocación de capa granular drenante, 0,5 m de espesor, arena sin contenido en finos. Instalación de sistema de drenaje
Geotextil	Suministro e instalación de un geotextil sobre la capa granular drenante, peso 300 g/m ²
Colocación de estériles de tratamiento	Transporte de estériles de tratamiento a las instalaciones de almacenamiento y operación en zonas de altura variable (hasta 30 m según fase de construcción); vertido de los estériles desde cabecera de berma o desde el interior del vaso, hasta completar la altura prevista
Tape final	Colocación de un tape de margas de 0,5 m de espesor sobre las celdas de los estériles de tratamiento; compactación mediante rodillo liso, y nivelación para evacuar el agua de lluvia;
Capa superior de margas	Construcción de capa superior de margas en tongadas de espesor máximo de 1,0 m cada una hasta un espesor total de 5,0 m, compactación mediante rodillo pata de cabra hasta densidades del 90% P.M.
Drenaje	Suministro y colocación de capa granular drenante, 0,6 m de espesor, arena sin contenido en finos
Geotextil	Suministro e instalación de un geotextil sobre la capa granular drenante, peso 300 g/m ²
Diseño de Superficie	Construcción de una cubierta de margas sin compactar para crear la superficie final del vertedero de acuerdo con el plan de restauración. Colocación de cubierta de suelo vegetal de espesor medio 0,5 m

Tabla 3.2.1.VI.- Secuencia de construcción de las instalaciones de almacenamiento de estériles de tratamiento (IET).

DISEÑO DE LA BASE		
Nombre del nivel	Diseño	Exigido por la DIA
Geotextil	Geotextil de filtro para prevenir el paso de finos a la capa drenante. 300 gr/m ²	No exigido
Capa Granular Drenante	0,5 m de capa granular drenante, grava y arena La capa granular drenante será equipada con un sistema de drenaje	0,5 m de capa granular drenante, grava y arena No se exige sistema de drenaje
Geomembrana de Polietileno de Alta Densidad	1,5 mm Geomembrana de Polietileno de Alta Densidad	1 mm HDPE
Barrera Artificial	1,5 m, mínimo, de arcillas (de horizontes superiores de alteración de margas) compactadas al 95% P.M., $k \leq 10^{-9}$ m/s	1,5 m de margas compactadas, $k \leq 10^{-9}$ m/s
Capa de disipación de presión de poro	0,6 m de margas ripadas bajo el límite de excavación	No exigido
Capa de cajado de suelo baja capacidad portante	3 m, mínimo, (hasta eliminación suelos sueltos por encima de margas), ajustado a la profundidad del cajado de la berma adyacente	No exigido
Barrera Geológica Natural	> 100 m de margas, con $k \leq 10^{-9}$ m/s	> 5 m con permeabilidad $\leq 10^{-9}$ m/s

ZONA DE ALMACENAMIENTO		
Nombre del nivel	Diseño	Exigido por la D.I.A.
Zona de estériles	Vertido de estériles de mina (y planta en codisposición) con altura y tamaño de las celdas activas variable en función de la actividad de la mina	No especifica espesores de celda
Cobertera provisional de margas (*)	0,5 m de marga para encapsulado	0,5 m de marga para encapsulado

*encapsulado de las celdas previo a los períodos de lluvia invernales

DISEÑO DE COBERTERA		
Nombre del nivel	Diseño	Exigido por la D.I.A.
Suelo	0,5 m de tierra vegetal	No especificado
Margas	≥ 5 m de margas vertidas (compactación por vertido equivalente al 75% P.M.). Construida en tongadas de espesor máximo 5,0m	Espesor variable de margas no compactadas
Geotextil	Geotextil de filtro para prevenir el paso de finos a la capa drenante	No exigido
Capa Granular Drenante	0,6 m de capa granular drenante, grava y arena	No exigido
Barrera Artificial	5 m de margas compactadas al 90% P.M.	3 m fuertemente compactadas

* La cobertera provisional de margas está condicionada por el desarrollo de la explotación y es función del material y desarrollo operativo de la instalación

Tabla 3.2.1. VII.- Diseño de las instalaciones de estériles de mina (IEM).

Operación	Descripción de la Actividad
Desbroce y extracción de tierra vegetal, cajeado	Extracción de materiales superficiales orgánicos y todos los materiales sueltos (grava-arcilla, grava-arena y arcillas) que existen bajo la cimentación de la IEM (profundidad entre 3 y 5 m)
Capa escarificada en límite de cajeado (capa de disipación de presión de poro)	Escarificado y ripado de superficie hasta una profundidad de 0,6 m
Capa inferior de margas (barrera inferior)	Construcción de la capa inferior de margas en tongadas de espesor máximo 0,5 m cada una, hasta un espesor mínimo de 1,5 m, compactando con un rodillo pata de cabra pesado hasta densidades del 95% P.M. construyendo una superficie suave y nivelada con pendiente constante de norte a sur y pendiente transversal hacia la línea central
Geomembrana de polietileno de alta densidad	Suministro e instalación de una geomembrana de polietileno de alta densidad, de 1,5 mm de espesor y lisa en ambas caras
Drenaje	Suministro y colocación de capa granular drenante, 0,5 m de espesor, arena sin contenido en finos. Instalación de sistema de drenaje
Geotextil	Suministro e instalación de un geotextil sobre la capa granular drenante, peso 300 g/m ²
Colocación de estériles de mina y codisposición	Transporte de estériles de mina o planta (codisposición) a las instalaciones de almacenamiento; mezclado y extendido mediante buldózer
Tape intermedio	Colocación de un tape intermedio de margas de 0,5 m de espesor sobre las celdas de los estériles de mina. compactación mediante rodillos liso, y nivelar para evacuar el agua de lluvia; las capas intermedias de margas colocadas en taludes de celdas de residuos de tratamiento compactadas únicamente mediante buldózer para extendido
Capa superior de margas	Construcción de capa superior de margas en tongadas de espesor máximo de 1,0 m cada una hasta un espesor total de 5,0 m, compactación mediante rodillo pata de cabra hasta densidades del 90% P.M.
Drenaje	Suministro y colocación de capa granular drenante, 0,6 m de espesor, arena sin contenido en finos
Geotextil	Suministro e instalación de un geotextil sobre la capa granular drenante, peso 300g/m ²
Diseño de Superficie	Construcción de una cubierta de margas sin compactar para crear la superficie final del vertedero de acuerdo con el plan de restauración. Colocación de cubierta de suelo vegetal de espesor medio 0,5m

Tabla 3.2.1.VIII.- Secuencia de construcción de las instalaciones de almacenamiento de estériles de mina (IEM).

3.2.2 BARRERAS DE IMPERMEABILIZACIÓN

La implementación de barreras de impermeabilización resultan imprescindibles en la construcción de las escombreras de no inertes, dado su potencial contaminante por la generación de lixiviados.

Las margas azules del Guadalquivir constituyen una barrera geológica natural, dada su baja permeabilidad. Se ha realizado un estudio específico para comprobar la permeabilidad de las margas compactadas para considerar su viabilidad como barrera de impermeabilización. Para ello se seleccionaron un total de 15 muestras repartidas a diferentes profundidades, es decir de cada uno de los niveles geotécnicos en los que se subdividen las margas, y se han realizado ensayos de permeabilidad en célula triaxial de muestras remodeladas a diferentes grados de compactación y presiones de confinamiento.

Para la saturación de todas las muestras se ha intentado obtener un coeficiente de B mayor de 0,90 por el método de incrementos de presión externa y de la contrapresión (presión de cola). En los casos en que la presión de confinamiento solicitada para estos ensayos era demasiado alta, como valores del orden de 12 y 18 kg/cm² se ha jugado con los tiempos para que se saturasen con el mínimo valor de presión de confinamiento y cola para poder llegar holgadamente a las presiones efectivas requeridas.

Se ha buscado una diferencia de gradiente entre 2 y 3 kg/cm² para que existiese un caudal de agua o lo que es lo mismo la diferencia entre la base inferior y superior de la muestra (presión de cola y presión de cabeza).

Como presión de confinamiento se ha puesto la presión total y como presión de cola se ha puesto la media entre la presión de inferior y superior en la muestra dando como diferencia de ambas la presión efectiva requerida.

En la **Tabla 3.2.2.I** se resumen los ensayos realizados.

MUESTRA	COMPACTACIÓN (% PM)	PERMEABILIDAD (cm/s)	PERMEABILIDAD (m/s)	PRESIÓN CONFINAMIENTO (Kg/cm ²)
MC-1	75	2.40E-08	2.40E-10	3
MC-1	75	9.50E-09	9.50E-11	3
MC-2	75	2.39E-08	2.39E-10	3
MC-2	75	6.29E-09	6.29E-11	3
MC-3	75	8.89E-09	8.89E-11	3
MC-4	80	2.79E-08	2.79E-10	3
MC-4	80	3.47E-08	3.47E-10	3
MC-6	80	7.02E-09	7.02E-11	3
MC-7	85	4.99E-09	4.99E-11	3
MC-8	85	8.99E-09	8.99E-11	3
MC-9	85	2.93E-09	2.93E-11	3
MC-10	90	9.40E-09	9.40E-11	3
MC-11	90	6.68E-09	6.68E-11	3
MC-12	90	9.89E-09	9.89E-11	3
MC-13	95	7.86E-09	7.86E-11	4
MC-14	95	4.38E-09	4.38E-11	4
MC-15	95	2.44E-09	2.44E-11	4

Tabla 3.2.2.I.- Ensayos de permeabilidad en célula triaxial de muestras de margas a diferentes energías de compactación.

En la **Figura 3.2.2.a** se muestran gráficamente los resultados obtenidos diferenciando por presión de confinamiento aplicada durante el ensayo.

Figura 3.2.2.a.- Permeabilidad vs. compactación según la presión de confinamiento aplicada en el ensayo.

En la **Figura 3.2.2.b** se muestran gráficamente el tratamiento de todos los datos en conjunto, sin diferenciar presión de confinamiento aplicada durante el ensayo.

Figura 3.2.2.b.- Permeabilidad vs. compactación. Tratamiento conjunto de todos los datos.

Como se observa, para compactaciones del 75 % PM en la mayoría de las muestras se obtienen permeabilidades iguales o inferiores a 10^{-10} m/s, lo que indica que son muy impermeables. Para energías de compactación superiores, los resultados obtenidos dan valores de permeabilidad ligeramente inferiores, aunque no hay un aumento muy notable de impermeabilidad según se aumenta el grado de compactación.

Con permeabilidades de estos órdenes de magnitud, queda asegurada la estanqueidad de los vasos que configura la IET e IEM.

Adicionalmente, el sistema de revestimiento del fondo de estas instalaciones consta de las siguientes capas y actuaciones:

- ✓ Retirada de cualquier material suelto y reblandecido hasta exponer las margas de baja permeabilidad del basamento, bajo los materiales cuaternarios o pliocuaternarios sueltos (bajo IET y IEM), o margas compactadas (índice $N_{20} < 10$) en el cimientto de la berma-barrera.
- ✓ La superficie de margas se escarificará, regularizándose la superficie si es necesario, hasta una profundidad de 0,6 m.
- ✓ Se coloca un mínimo de 1,5 m adicionales, de margas compactadas (barrera artificial de fondo) en tongadas de 0,5 m, compactadas utilizando un compactador pesado de pata de cabra. Las especificaciones de compactación suponen que el requerimiento mínimo de compactación sea del 95% del P.M.
- ✓ En principio el material natural extraído deberá ser sometido a un cierto oreado hasta alcanzar la humedad óptima de compactación (aproximadamente un 10%).
- ✓ La superficie de la barrera artificial anterior se apisonará con objeto de proporcionar una superficie lisa para la colocación del revestimiento de geomembrana.
- ✓ Sobre la superficie lisa así dispuesta se coloca un revestimiento de polietileno de alta densidad (PEAD) de 1,5 mm de espesor, y lisa en ambas caras. La geomembrana proporciona una separación entre los estériles de tratamiento y mina y las margas compactadas.
- ✓ Por encima del revestimiento de geomembrana se coloca inmediatamente un relleno de 0,5 m de espesor de relleno granular (grava con tamaños máximos entre 2,0 y 7,0 cm y contenido máximo de finos del 5%). Este material se compacta únicamente con el equipo de extensión y transporte.

La capa de drenaje basal superpuesta a la geomembrana tendrá la función de recoger cualquier drenaje procedente de la base del depósito de estériles de tratamiento o mina, captarlo y conducirlo, por medio de las conducciones de agua de contacto hasta la balsa de agua de contacto para su recuperación y/o su tratamiento y descarga, así como mantener una carga hidráulica baja sobre el revestimiento.

3.2.3 SOFTWARE UTILIZADO EN LOS ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Los softwares que se han utilizado en el transcurso de esta tesis son software comerciales que ayudan y simplifican bastantes situaciones de cálculo que entrañan cierta complicación y que resulta imprescindible para este trabajo. A continuación se describe brevemente que tipos de software se han utilizado y un breve resumen de la metodología seguida para los cálculos de estabilidad, cuestión que es necesario comprender para analizar de forma correcta los resultados obtenidos.

Softwares basados en la teoría de equilibrio límite. SLIDE V5.0:

Este análisis se refiere a la posibilidad de que se produzca la rotura global del talud en forma circular, poligonal o mixta.

Las condiciones en las que se da normalmente la rotura circular son aquellas en que el tamaño de las partículas del terreno entendido como un medio continuo, es muy pequeño en comparación con las dimensiones del talud. Esto sucede en suelos o en macizos rocosos muy fracturados y/o alterados.

Para analizar la estabilidad de un talud determinado en un material de características resistentes conocidas, se necesita determinar la posición del centro y el diámetro del círculo por donde se va a producir el deslizamiento. Este círculo conocido como círculo crítico, debe satisfacer la condición de que la relación entre la resistencia al corte del terreno o material equivalente a lo largo de la superficie de deslizamiento y los esfuerzos tangenciales que tienden a producirlo sea mínimo.

Excepto en casos simples, en que el círculo crítico puede determinarse por métodos analíticos, en general su posición se obtiene mediante tanteos.

Como se observa en la **Figura 3.2.3.a**, las fuerzas que actúan sobre una masa deslizante son: su peso, W , la resultante de las fuerzas exteriores que gravitan sobre ella; A , la resultante de las fuerzas efectivas normales a la línea de rotura; $\tilde{N}$, la resultante de las tensiones tangenciales a lo largo de la línea de rotura; T_c , y la resultante de las presiones intersticiales sobre dicha línea; U .

Figura 3.2.3.a.- Esquema de las fuerzas resultantes que actúan sobre una masa deslizante.

Existe una serie de métodos generales para estudiar este tipo de rotura de taludes.

En la actualidad los más usados se basan en el método de las fajas, basado en la división de la masa deslizante en una serie de fajas verticales, en las que se asume la hipótesis de que los esfuerzos normales se concentran en un punto único del arco de deslizamiento.

En el método de las fajas, la masa deslizante se divide en un determinado número de rebanadas verticales y se considera el equilibrio de cada una de ellas. La **Figura 3.2.3.b** muestra una faja con el sistema de fuerzas actuantes.

Figura 3.2.3.b.- Sistema de fuerzas actuantes en una rebanada.

El análisis de los taludes se ha realizado siguiendo el método de Janbu, que es una simplificación del método de las fajas. En él se suponen conocidas las posiciones de los empujes normales a las caras de las fajas. El método por tanto cumple el equilibrio de fuerzas actuantes, aunque no el de momentos.

Según el método de Janbu el factor de seguridad del círculo analizado se define en función de los momentos de las fuerzas resistentes y volcadoras respecto del centro del círculo de deslizamiento.

$$F = \frac{\text{Momento de las fuerzas resistentes a lo largo del arco}}{\text{Momento de las fuerzas volcadoras}}$$

En la **Figura 3.2.3.c** se muestra la descomposición en rebanadas de un talud para el análisis mediante el equilibrio límite de la rotura circular mediante el método de Janbu (53) (Janbu,1973).

Figura 3.2.3.c.- Método de Janbu

Este tipo de análisis se puede llevar a cabo con ayuda del programa (54) SLIDE, versión 5.0, (ROCSCIENCE).

Este programa calcula el equilibrio plástico que se da en un círculo de rotura predeterminado.

En terrenos arcillosos, para cálculos de estabilidad a corto plazo, el programa Slide permite considerar en el cálculo el incremento de presión de poro que se produce a corto plazo en terrenos arcillosos al introducir cargas en superficie. Para evaluar ese incremento de presión de poro el programa Slide utiliza el método denominado como B-bar. Dicho método asume que

el aumento de presión de poro es directamente proporcional al cambio en tensión vertical. Según el método B-bar el aumento de presión de poro es dado por la siguiente expresión:

$$\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_v$$

Siendo:

Δu = incremento de la presión de poro.

$\bar{B}$ = coeficiente B-bar (55) (Skempton 1954).

$\Delta \sigma_v$ = incremento de la tensión vertical.

El valor del coeficiente B introducido en el cálculo es de gran importancia ya que el aumento de presión de poro en el cimientto de la escombrera tras la carga de éste tiene un efecto importante sobre la estabilidad de la escombrera.

Los datos que requiere el programa son:

- ✓ la cohesión, ángulo de rozamiento y peso específico de los terrenos;
- ✓ la geometría del talud. (Es posible adaptar la geometría prácticamente sin limitaciones, así como considerar distintos terrenos, cada uno de ellos con su geometría y propiedades),
- ✓ y la posición del nivel freático. (Es posible considerar un nivel de agua de geometría libre).
- ✓ coeficiente B del Método B_bar para el cálculo del incremento de presión de poro en aquellas capas de carácter arcilloso susceptibles de aumentar su presión de poro bajo sobrecargas.
- ✓ indicar aquellos materiales cuyo peso causa exceso de presión de poro sobre las capas inferiores como terraplenes, etc.

Softwares basado en métodos numérico tenso-deformacionales. FLAC 2D:

Para el cálculo en elastoplasticidad se ha recurrido a la simulación numérica. Para ello, se ha resuelto un modelo discreto unidimensional que representa el terreno sobre el que se va a situar la escombrera. Este modelo se ha resuelto por el Método de Diferencias Finitas mediante el programa FLAC 2D para la simulación del terreno como un continuo.

El Método de las Diferencias Finitas presenta ciertas ventajas respecto al Método de los Elementos Finitos en el estudio de problemas de grandes deformaciones, en los que la matriz de rigidez generada en el Método de los Elementos Finitos puede no ser invertible. El método de las Diferencias Finitas, al ser una formulación explícita, que se resuelve por iteraciones, permite seguir la evolución del problema incluso hasta el colapso. Evidentemente, si el problema tiene solución, ambos métodos convergen, sin diferencias apreciables, hacia los mismos resultados. Si por el contrario no existe el equilibrio, los cálculos con Elementos Finitos se abortan sin dar información alguna, mientras que los de Diferencias Finitas ofrecen toda la historia hasta el colapso.

En la resolución del modelo numérico construido para la escombrera, se ha utilizado el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. La formulación que el programa FLAC hace del problema asume un sólido elastoplástico perfecto, en deformaciones planas, de acuerdo con la ley de fluencia según Mohr-Coulomb y una ley de flujo no asociado. El criterio de fluencia viene dado por:

$$f = \sigma_1 - N_\phi \sigma_2 + 2c \sqrt{N_\phi}$$

y el potencial plástico está dado por:

$$g = \sigma_1 - N_\psi \sigma_2 + 2c \sqrt{N_\psi}$$

donde:

c: cohesión.

ϕ : ángulo de fricción.

ψ : ángulo de dilatación.

$$N_\phi = \frac{(1 + \sin \phi)}{(1 - \sin \phi)}$$

$$N_\psi = \frac{(1 + \sin \psi)}{(1 - \sin \psi)}$$

σ_1 : tensión principal mayor.

σ_2 : tensión principal menor.

El programa trabaja determinando los incrementos de tensiones en elasticidad en los ejes x e y: σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{xy} , y los transforma en tensiones principales con las que entra en las ecuaciones anteriores.

Los programas FLAC 2D permiten resolver modelos geomecánicos que incluyan excavaciones de la forma que se desea, con cualquier número de terrenos diferentes y teniendo en cuenta los efectos del nivel freático.

Los programas FLAC 2D contempla once modelos constitutivos mecánicos. En la mina se han utilizado:

- ✓ Elástico isótropo.
- ✓ Elástico orthotropo.
- ✓ Plasticidad (Mohr-Coulomb & Hoek Brown).
- ✓ Juntas ubícuotas.
- ✓ "Strain-Softening" (o reblandecimiento).

- ✓ Juntas ubicuotas con "Strain-Softening".

Al final del proceso de cálculo se obtiene la distribución de tensiones y desplazamientos en cada uno de los elementos del modelo. Esto supone una enorme información numérica que se trata con el post-procesador de FLAC 2D para obtener representaciones gráficas que facilitan enormemente el análisis de los resultados.

Las condiciones de contorno han de definirse con el fin de establecer unos límites al modelo. De esta manera se asegura que el efecto de los bordes del mismo no distorsione las zonas que son objeto de la modelización. El establecimiento de dichos límites en el modelo obliga a fijar unas condiciones en ellos, bien de desplazamiento, bien de presiones.

El factor de seguridad de un talud se puede calcular con un modelo numérico, bien de elementos finitos (56) (Griffiths, D.V. and Lane, P.A. 1999) o de diferencias finitas reduciendo progresivamente la resistencia al corte del terreno hasta que se produce la rotura del mismo. El factor de seguridad se define como el ratio entre la resistencia al corte original del suelo y la resistencia al corte para la que se ha producido la rotura.

Esta técnica, basada en que los parámetros resistentes c' y $\tan\phi'$ son reducidos por un factor reductor de resistencia (SRF) hasta que se produce el fallamiento (inestabilidad numérica) y denominada "reducción de la resistencia al corte", tiene una serie de ventajas sobre los habituales métodos de equilibrio límite en los que se basan la mayoría de los programas de cálculo de estabilidad de taludes. Entre éstas, la más importante es que la superficie potencial de rotura se genera automáticamente durante el proceso de reducción de resistencia, y su forma (plana, circular, poligonal, espiral logarítmica, mixta, etc.) se obtiene del propio proceso de cálculo sin que sea necesario introducirla al iniciar el proceso de cálculo.

La aplicación de esta técnica ha estado limitada en el pasado por su elevado coste computacional, en tiempos de cálculo, dificultad que en la actualidad está superada por la velocidad de cálculo alcanzada por los ordenadores personales.

Progresivamente se reduce la resistencia al corte del material hasta llevarlo a un estado de equilibrio. El factor de seguridad se define mediante las ecuaciones que se muestran a continuación:

$$c^{\text{trial}} = \frac{1}{F^{\text{trial}}} c$$

$$\phi^{\text{trial}} = \arctg \frac{1}{F^{\text{trial}}} \tan \phi$$

El proceso de cálculo implementado en FLAC, supone que se van asumiendo valores del Factor de Seguridad (en realidad supone un rango fijo y realiza diferentes tentativas de F^{trial} dentro de ese rango) de forma que se va reduciendo la cohesión (c^{trial}) a partir del último valor calculado de cohesión (c). De la misma forma y al mismo tiempo se va reduciendo la fricción (ϕ^{trial}) a partir del último valor calculado de ϕ , dado por el factor reductor que proporciona F^{trial} .

Esta reducción de la resistencia implementada en FLAC siempre producirá una solución válida (ya que si no encuentra un estado estable, se incrementarán los valores de c y ϕ hasta encontrarlo). En el modelo que se ocupa se ha asegurado que el estado que reconstruye

FLAC para el cálculo del factor de seguridad fuera estable (en ambas etapas constructivas) a través del requisito que las velocidades fueran inferiores a 1e-9 m/paso.

La implementación en FLAC de la técnica de reducción de resistencia al corte, es la siguiente:

- ✓ El programa utiliza un parámetro definido como N_r o “tiempo característico de respuesta”. Este parámetro representa el número de pasos que FLAC tiene que realizar para caracterizar el tiempo de respuesta del sistema.
- ✓ Dado un valor tentativo del Factor de Seguridad (F^{trial}_1) se ejecutan N_r pasos y si el ratio de fuerzas no balanceadas es menor a 10e-3 entonces el programa supone que el sistema está en equilibrio.
- ✓ Si no encuentra el equilibrio, ejecuta otros N_r pasos, hasta que se cumple la condición del ratio de fuerzas no balanceadas y prueba con otro valor tentativo de factor de seguridad (F^{trial}_2).
- ✓ El proceso se detiene cuando la diferencia del Factor de Seguridad entre el rango de cálculo ($F^{trial}_2 - F^{trial}_1$) es inferior a 0.005.

Para el caso donde se implemente en un modelo constitutivo de “Ubiquitous-Joint” (57) (Cundal, P.A.1990) como el que se ocupa para los planos de estratificación, la implementación es similar. Las ecuaciones de reducción son las siguientes:

$$\sigma^{trial}_j = \frac{1}{F^{trial}} \sigma^t_j$$

$$c^{trial}_j = \frac{1}{F^{trial}} c_j$$

$$\phi^{trial}_j = \arctg\left(\frac{1}{F^{trial}} \operatorname{tg} \phi_j\right)$$

3.3 SEGUIMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN Y MONITOREO

El sistema de control y monitoreo de las escombreras en Cobre Las Cruces, así como de la excavación de la corta y de todas las infraestructuras que, de la planta hidrometalúrgica, están incluidas en el denominado HCP (58) (High Consequence Protocol) de control del terreno. Este documento es un procedimiento que establece las actuaciones necesarias a realizar en los trabajos que entrañen un riesgo potencial para la vida de las personas. Todo lo relacionado con el control del terreno se considera dentro de este tipo de riesgo.

Por este motivo se ha implementado un Plan de Vigilancia Geotécnica, que recoge todo lo referente a cómo y cuándo ha de realizarse la labor vigilancia geotécnica en el complejo minero. Los siguientes elementos forman parte fundamental de este Plan de Vigilancia.

3.3.1 SISTEMÁTICA DE INSPECCIONES VISUALES

Estas son realizadas por los ingenieros geotécnicos de la mina según el calendario de inspecciones establecido, aunque este puede variar en función de si se detecta movimiento en la instrumentación o si las operaciones se intensifican en una zona determinada. Son

registradas en un formato establecido y de ellas pueden derivar acciones que tendrán carácter inmediato si es requerido. Se trata de reconocer in situ posibles signos de inestabilidades potenciales de taludes o estructuras, como pueden ser grietas, abombamientos del terreno, inclinación de estructuras metálicas, etc. La **Figura 3.3.1.a** es un ejemplo de planificación mensual de inspecciones visuales en la planta hidrometalúrgica y en la mina.

Figura 3.3.1.a.- Planificación mensual inspecciones visuales

3.3.2 CONTROL DE COMPACTACIÓN. FICHAS DE PREPARACIÓN DEL TERRENO Y VERTIDO DE ESTÉRILES

El control de la compactación tendrá por objeto comprobar que cada tongada cumple las condiciones de densidad seca y humedad.

A este efecto, el control se efectuará por el método de "control de producto terminado", a través de determinaciones "in situ" en el relleno compactado, comparándose los resultados obtenidos con los correspondientes valores de referencia.

Con este método de "control de producto terminado" se considerará que la compactación de una tongada es aceptable siempre que se cumpla que la densidad seca "in situ" es superior al máximo valor mínimo establecido en proyecto, y el grado de saturación se encuentra dentro de los límites establecidos en los Proyectos de escombreras.

El ensayo de compactación de referencia es el Próctor Modificado (UNE 103 501).

Se realizará un ensayo de comprobación de la humedad y la densidad in situ cada 10000 m³ vertidos.

Las determinaciones de humedad y densidad «in situ» se compararán con los valores de referencia.

En aquellas situaciones en las que los ensayos de humedad/densidad arrojen cifras por debajo de lo establecido (90%-95% en Escombrera Norte, 65%-90% en escombreras de inertes, p.ej.), se ha establecido un procedimiento de control a fin de garantizar el correcto tratamiento de las zonas afectadas.

Para cada punto que se considere con medida por debajo de lo establecido, se realizarán tres ensayos de comprobación que rodearán al que no alcance los límites establecidos, equidistantes de este último, 10 metros.

Se pueden presentar dos casos:

- ✓ En caso de que los tres puntos indiquen valores superiores a lo establecido, se considerará el erróneo como un punto singular y se seguirá realizando la campaña de muestreos en el resto de la zona a ensayar. Este punto singular (y los otros tres) registrarse a fin de identificarlo en la base de datos donde se recogen los ensayos realizados.
- ✓ En caso de que alguno de los puntos de la terna siga siendo inferior a lo establecido, se repetirá el procedimiento, de tal manera que se vaya delimitando la zona mal compactada, hasta que quede rodeada con un anillo de puntos válidos. En este caso, se debe notificar esta situación y se procederá a compactar de nuevo la zona marcada por el perímetro de puntos válidos. Una vez compactada, deberá volver a ensayarse. El número de ensayos de comprobación será definido en ese momento en función de la superficie.

Este procedimiento, cuando sea necesario su realización, deberá quedar reflejado en el propio parte diario del laboratorio de ensayos, identificando claramente el/los punto/s deficientes y los empleados para su seguimiento.

Se generará con carácter mensual una ficha de preparación del terreno sobre el que se cimentarán las escombreras. Dichas fichas reunirán la siguiente información:

- ✓ Topografía inicial; puntos de control.
- ✓ Movimientos de la tierra vegetal; espesores medios, cota de la capa retirada, volumen retirado, destino, período de actividad y observaciones realizadas.
- ✓ Cajeados; espesores medios, cota de la capa retirada, volumen retirado, destino, escarificado, período de actividad y observaciones realizadas.
- ✓ Cartografía geológica; existencia de puntos de agua, fracturas, cárcavas y observaciones realizadas.

El seguimiento del vertido de las distintas tongadas se llevará a cabo mediante la elaboración de unas fichas mensuales, en las que se incluirán la siguiente información:

- ✓ Características de la base de la tongada.
- ✓ Cartografía geológica de la base de la tongada.
- ✓ Climatología durante el vertido.
- ✓ Topografía del vertido.
- ✓ Material de vertido.

3.3.3 CONTROL TOPOGRÁFICO

Con el fin de conocer los movimientos que se generan en las escombreras como consecuencia de los vertidos, se colocarán desde la superficie del terreno hitos topográficos a distintas profundidades, de forma que sea siempre posible la toma de lectura y procurando que no se vean afectadas por el desarrollo del vertido.

En la actualidad se dispone de un total de 98 hitos topográficos repartidos en los pies, cabecera y bermas intermedias de las escombreras tanto de inertes como de no inertes.

La elección de la ubicación de estos hitos es aleatoria siempre y cuando mantengan una distancia máxima entre ellos de 100 metros. En algunas zonas se disponen siguiendo líneas paralelas a la línea de máxima pendiente de las escombreras con el fin de realizar perfiles instrumentados.

Figura 3.3.3.a.- Perfiles en planta y en sección de instrumentación en taludes de Escombrera Sur.

El seguimiento de estos hitos ha jugado un papel protagonista a la hora de implementar acciones correctivas en áreas que han presentado movimientos excesivos, evitando así problemas mayores.

3.3.4 CARACTERÍSTICAS E INSTALACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN GEOTÉCNICA

Los elementos de instrumentación utilizados en la mina son inclinómetros convencionales, inclinómetros dinámicos, piezómetros de cuerda vibrante, células de presión total e hitos topográficos. En las siguientes figuras se pueden ver ejemplos de representaciones de las medidas de la instrumentación.

Figura 3.3.4.a.- Ejemplo de inclinómetro convencional en Escombrera Sur.

Figura 3.3.4.b.- Ejemplo de piezómetros y células de presión total en Escombrera Norte.

Figura 3.3.4.c.- Ejemplo de inclinómetro dinámico en Escombrera Sur.

Todos los dispositivos de auscultación deben instalarse con antelación suficiente como para hacer posible la lectura inicial que servirá de origen y referencia a las sucesivas. Esta lectura

“cero” se ha verificado mediante dos lecturas, para comprobar que realmente se trata de un origen fiable.

Los elementos de auscultación que, por la razón que fuere, sean eliminados, deberán ser repuestos lo antes posible en el caso de que no exista instrumentación cercana a éste que pueda proporcionar la misma información.

La frecuencia de las medidas será semanal durante el primer semestre, quincenal durante el segundo semestre y mensual a partir del primer año. Dicha frecuencia de medidas se cumplirá siempre y cuando las condiciones de operatividad, de seguridad y/o meteorológicas lo permitan, de tal forma que se considerará aceptable la omisión de una lectura dentro de cada nivel de seguimiento. No obstante, dicha lectura deberá realizarse una vez que se recuperen las condiciones normales de operatividad, seguridad o meteorológicas.

Se han establecido en el Plan de Vigilancia una serie de niveles de emergencia en función del estadio de las medidas de la instrumentación. Los niveles establecidos son los siguientes:

- ✓ Nivel de Atención: el rango de velocidades es superior a 1 mm/día o el coeficiente B-bar está comprendido entre 0,83 y 1,1.
- ✓ Nivel de Alerta: el rango de velocidades es superior a 3 mm/día o el coeficiente B-bar está comprendido entre 1,1 y 1,25.
- ✓ Nivel de Emergencia: el rango de velocidades es superior a 1 cm/día o el coeficiente B-bar es superior a 1,25.

Los procedimientos a poner en marcha en correspondencia con los niveles de emergencia establecidos serán los siguientes:

- ✓ Nivel 1 (atención)
 - ◆ Incremento de la frecuencia de las lecturas.
- ✓ Nivel 2 (alerta)
 - ◆ Incremento de la frecuencia de lecturas y evaluación de la situación a partir de la magnitud o velocidad de evolución del parámetro registrado.
 - ◆ Inspección visual somera.
 - ◆ Revisión de los procesos de cálculo.
- ✓ Nivel 3 (alarma o emergencia):
 - ◆ Análisis de la situación.
 - ◆ Colocación de Instrumentación complementaria si es preciso.
 - ◆ Revisión de los procesos de cálculo.
 - ◆ Introducción de medidas correctoras o de refuerzo.

4 RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 PROBLEMAS REGISTRADOS EN LAS ESCOMBRERAS DE LA MINA DE LAS CRUCES

Desde puesta en marcha de las operaciones en la mina de Las Cruces, se han producido dos incidentes relacionados con dos roturas en el talud noreste del vaso de la IET en la Escombrera Norte y en la zona de ampliación de la Escombrera Sur en su parte sureste. Gracias a la detección temprana del problema, mediante los sistemas de vigilancia implementados, en ninguno de los dos casos las roturas tuvieron implicaciones para la seguridad de las personas ni para el medio ambiente, provocando únicamente la necesidad de realizar ciertas actuaciones operacionales para conseguir la estabilización de estos taludes. A continuación se describen los aspectos más relevantes de sendas roturas.

4.1.1 *ESCOMBRERAS DE NO INERTES*

El día 6 de julio de 2008 se detectaron importantes grietas en la coronación de la Escombrera Norte, en la zona de vertido libre de El Esparragal, mientras que al pie de la berma barrera de la zona de IET se detectaban apreciables deformaciones.

Posteriormente en la madrugada del 9 de julio de produjo un deslizamiento generalizado de dicha zona que afectó aproximadamente a unos 8 Mm³.

En ese momento la IET, estaba en fase de construcción y no había vertido de tailings, por lo que la instalación estaba bajo un proceso de revisión, por si fuera necesaria su modificación.

Para analizar las causas que ocasionaron esta rotura, se ejecutó una profunda campaña de prospecciones y ensayos de investigación. Para establecer las causas se analizaron también los datos disponibles acerca del “as built” de la escombrera y de la información suministrada por el Plan de Vigilancia de la Mina.

Finalmente, establecidas las causas de la rotura, se realizó un análisis retrospectivo de la misma, para posteriormente realizar un análisis cuantitativo de cuál es la incidencia de las medidas de estabilización que se han adoptado.

La **Fotografía 4.1.1.a** muestra una imagen aérea general de la masa deslizada.

El deslizamiento afecta a las tres zonas de diferente compactación existentes en la Escombrera Norte (berma-barrera al 95% PM, contra-berma al 75 % PM y área de vertido libre de El Esparragal, compactada al 65 % PM aproximadamente.

En la **Figura 4.1.1.b** se muestra un perfil donde se han marcado las tres zonas constructivamente diferentes de la escombrera. En esta figura se muestra, de igual forma, cuál es el espesor de cajeo realizado en el terreno natural al objeto de cimentar la escombrera.

Fotografía 4.1.1.a.- Imagen aérea de la masa deslizada en julio de 2008.

Figura 4.1.1.b.- Perfil Escombrera Norte, en la zona media del área donde se ha producido la inestabilidad.

Por lo que se refiere a las fases constructivas en el tiempo, estas han sido las siguientes:

- ✓ cajado de la berma-barrera y contra-berma, con una anchura de unos 280 m y unos 5 m de profundidad.
- ✓ construcción de la cimentación de la berma.
- ✓ construcción de la berma en tongadas de 0,5 o 1 m según a la zona de berma que corresponda, hasta la cota +59.
- ✓ vertido en El Esparragal.

La masa deslizada posee una típica morfología de rotura rotacional, pudiendo diferenciarse cuatro zonas principales.

- ✓ grieta principal de tracción.
- ✓ área de rotura rotacional.
- ✓ berma desplazada y cizallada.
- ✓ pie del deslizamiento hinchado.

Fotografía 4.1.1.c.- Escarpe principal generado por el deslizamiento, en la grieta de tracción principal

Fotografía 4.1.1.d.- Vista general de la zona central.

Se realizó un análisis retrospectivo de la rotura, que respetando los datos morfológicos, obtenidos en la investigación así como los datos relativos a la posición del agua y de los ensayos, reproduzca la rotura acaecida.

Para realizar este análisis comparativo se partió de la geometría que consideraba un perfil representativo de la inestabilidad.

Fotografía 4.1.1.e.- Detalle del hinchamiento del pie de la berma

Como parámetros de cálculo se adoptaron:

- ✓ Para los materiales de relleno, los últimos incluidos en los proyectos modificados de las escombreras con todos los datos de ensayos complementarios realizados durante el seguimiento de la construcción de estas estructuras.
- ✓ Para la marga natural, los parámetros mecánicos que se derivan del último análisis retrospectivo realizado en la corta minera a la profundidad de -120 m.
- ✓ Para el nivel principal de debilidad, propiedades resistentes residuales, esto es, una cohesión (c') nula y una fricción (ϕ') de 11° .
- ✓ Un factor B_{bar} de presión de poro igual al 0.8, algo inferior al valor máximo de 0.7 medido previamente a la rotura.

Se analizaron tres tipos de rotura, tal y como muestran las **Figuras 4.1.1.f., 4.1.1.g y 4.1.1.h:**

- ✓ rotura puramente circular.
- ✓ rotura poligonal.
- ✓ rotura mixta.

En el modelo de cálculo se tuvo en cuenta la altura de la columna de agua acorde con los resultados de los ensayos CPTU.

Figura 4.1.1.f.- Análisis retrospectivo de rotura tipo circular.

Figura 4.1.1.g.- Análisis retrospectivo de rotura tipo poligonal.

Figura 4.1.1.h.- Análisis retrospectivo de rotura tipo mixta.

Los trabajos de investigación, ensayos de laboratorio e instrumentación efectuada para establecer las causas de la inestabilidad que tuvo lugar el pasado 9 de julio de 2008 en la Escombrera Norte de la mina de Las Cruces, pusieron de manifiesto los siguientes hechos:

- ✓ La presión de poro en el terreno natural posee un $B_{bar} = 0.7$ en el piezómetro PP10 y un B_{bar} de 0.4 en el PP08.
- ✓ La presión de poro en el relleno compactado y sin compactar se sitúa entre valores nulos y el equivalente a una carga de agua de + 6,5 m, con un valor promedio de + 2m. Del análisis de los CPTU 2, 4, 5 y 6 se puede estimar que el nivel de agua dentro de la berma-barrera, y, teniendo en cuenta el cajeo de ésta, asciende desde la cota del terreno natural (por debajo del cajeo) hasta aproximadamente los 7 m, y sería más profundo hacia los extremos, de tal forma que, en el pie del talud de la berma dicho nivel no ascendería más de 3 m desde el terreno natural y hacia la zona de vertido libre de El Esparragal dicho nivel de agua se perdería en profundidad.
- ✓ Pueden existir dos planos de rotura, uno más superficial coincidente con la posición del terreno original, y otro, más profundo, que se sitúa a unos 14 m de profundidad, hacia el límite entre los niveles geotécnicos MET 1 y MET 2. Con toda probabilidad ambos planos de rotura estarían comunicados por planos secundarios de deslizamiento. De esta forma se ha podido generar una zona dentro de los niveles meteorizados de las margas naturales en los que el comportamiento mecánico está en condiciones residuales.
- ✓ Los parámetros mecánicos de la marga vertida y de la marga natural, están suficientemente contrastados y conocidos, tanto en sus valores de pico como en residual. La mayor parte de los ensayos adicionales realizados ponen de manifiesto

parámetros de corte que son en general algo superiores a los parámetros de diseño adoptados.

- ✓ La estratificación en las margas azules naturales se ha medido en la corta y es de unos 3° hacia el SW. Esta disposición estructural sería desfavorable para la posición de la berma-barrera en la zona en que se ha producido la rotura. A pesar de que en los niveles más meteorizados de las margas no es fácil ni frecuente la existencia y/o detección de planos de estratificación, en las calicatas se ha podido constatar la existencia de al menos dos niveles de estratificación. Estos niveles habrían podido ser el inicio de una rotura progresiva a través de las margas del cimientado de la escombrera.
- ✓ Otro factor que ha podido intervenir en la rotura sería la disposición desfavorable del terreno natural que posee una inclinación hacia el oeste.

En base a todos estos datos la causa de la rotura parece que se estaría asociada a una excesiva altura de tierras en El Esparragal sumada a la existencia de presión de poro en la berma-barrera y, en menor medida, en la zona de vertido (entre 0 y 6,5 m). Este exceso tensional habría provocado en el nivel natural de cimentación MET 1, un mecanismo de rotura progresiva, a favor de uno o varios planos de debilidad preferencial como es la estratificación horizontal que posee una cierta disposición estructural desfavorable.

Esta zona de rotura se sitúa hacia los 14 m de profundidad coincidiendo con el límite MET 1/ MET 2, si bien existe otra segunda zona de movimiento que coincide con el terreno natural original.

En este proceso de rotura inicial habría intervenido además de la estratificación algunas diaclasas de desecación vertical, mucho más abundantes en estos niveles meteorizados de las margas. Como resultado de este estado tensional se habría provocado una superación de la resistencia de pico en las margas naturales en esas zonas de debilidad. Iniciada esta rotura, ésta iría progresando a zonas tensionalmente más cargadas provocando la existencia de una zona generalizada en la que se alcanzan condiciones residuales.

Esta rotura progresiva a través del terreno de cimentación debe haberse iniciado hacia el mes de febrero de 2008, una vez que la altura de tierras habría superado los 50 m de altura. Iniciada la rotura progresiva, esta se habría generalizado, provocando hacia detrás una rotura de tipo circular a través de la matriz en la zona mecánicamente más débil de El Esparragal, y desplazando la berma-barrera que ha tenido una respuesta muy rígida ante el empuje. La rotura habría salido muy cercana al pie de dicha berma-barrera, rompiendo de nuevo el terreno natural a través de este.

Los cálculos retrospectivos de la rotura realizados reproducen satisfactoriamente la inestabilidad, proporcionando por tanto una herramienta muy eficaz y segura para analizar las repercusiones que cualquier medida ulterior tendrá en el comportamiento de la escombrera.

Los factores de seguridad que se obtienen con las mismas propiedades mecánicas, los mismos niveles de agua y el mismo B_{bar} , son respectivamente 1,33, 0,79 y 0,79. De estos análisis retrospectivos se deduce lo siguiente:

- ✓ Los tres tipos de rotura se adaptan razonablemente a la posición de la grieta de tracción en cabecera y a la salida de la rotura en el pie de la berma-barrera. Así

mismo en profundidad la rotura coincide sensiblemente, de forma precisa en la rotura poligonal, con la posición de los posibles planos de rotura detectados en los sondeos e instrumentación.

- ✓ El factor de seguridad obtenido con una morfología de rotura puramente circular es muy elevado, de $F=1,33$, de tal forma que para la obtención de un factor de seguridad menor a 1 se requiere que la columna de agua sea mucho mayor, aspecto que no se corresponde con los resultados obtenidos de los ensayos CPTU.
- ✓ La rotura poligonal reproduce bastante bien la situación real, con un factor de seguridad de $F=0,79$, con el inconveniente de que se ha de imponer la superficie de rotura. Además, no se corresponde con la morfología que presentaba el deslizamiento en superficie, esto es, grieta de tracción en coronación claramente circular e hinchamiento por despegue, también circular, de la masa al pie del talud de la berma.
- ✓ La rotura de tipo mixto es la que mejor se adapta a las características de la morfología de la rotura en superficie, proporcionando un factor de seguridad idéntico al anterior, es decir $F=0,79$.

En cualquier caso este factor de seguridad debía considerarse temporal ya que se incrementaría una vez comience el vertido de los estériles de planta, que ejercerán un papel estabilizador muy importante, al eliminar por completo la disimetría de cargas existente en la actualidad.

4.1.2 ESCOMBRERAS DE INERTES

El pasado 25 de septiembre de 2015 se produjo una inestabilidad en la zona de la ampliación Sur de la Escombrera Sur de la mina de Las Cruces. La inestabilidad posee unas dimensiones aproximadas de 650 por 450 m, y la fase álgida del movimiento que precedió a la posterior rotura, tuvo lugar aproximadamente entre las 20 y las 23 h del citado día 25.

En la **Fotografía 4.1.2.a** se muestra una panorámica general de la inestabilidad.

Fotografía 4.1.2.a.- Panorámica aérea de la inestabilidad

Figura 4.1.2.b.- Extensión en planta de la inestabilidad

La instrumentación instalada en esta zona de ampliación de la escombrera previo a la rotura, se puede observar en **Figura 4.1.2.c.**

Figura 4.1.2.c.- Instrumentación instalada en la ampliación de la Escombrera Sur

El inclinómetro INS-7, instalado en la zona más meridional de la escombrera, presentaba un plano de desplazamiento a 37 metros de profundidad aunque con una velocidad por debajo de 1 mm/día. En cambio el INS-8, más al sur, presentaba un plano de desplazamiento a 43 metros de profundidad y tuvo que ser repuesto en tres ocasiones en los meses previos a la rotura, puesto que presentaba deformaciones en su tubería que no permitía el paso de la

sonda de toma de medidas, acumulando un desplazamiento total de 75 cm, desde su primera instalación.

Los piezómetros no presentaron un incremento de la presión de poro, situándose el coeficiente B-bar por debajo del valor máximo establecido que es 0.83, excepto para el piezómetro PP-49, que presentaba un valor de 1.

Por último y lo más determinante, fue la aceleración de los hitos topográficos instalados al pie de la escombrera. Concretamente los situados en la zona más céntrica del pie del deslizamiento, que presentaban una velocidad de desplazamiento de hasta 1.5 cm/día.

Las observaciones en la instrumentación junto con la aparición de grietas en cabecera del vertido en las semanas previas, llevaron a la decisión de detener las operaciones en la zona en un par de ocasiones antes del acontecimiento del deslizamiento.

En esta rotura contribuyeron desfavorablemente los siguientes factores:

- ✓ Plano de contacto de la escombrera original con la zona de ampliación, ya que esta zona de contacto supone un plano de debilidad al tratarse de una zona de peor compactación por motivos operativos. A este respecto en la **Figura 4.1.2.d** se muestra la línea de la cabeza del talud de la escombrera original y la línea que marca la posición del pie de dicho talud que coincide por el Oeste con la grieta de tracción principal de la inestabilidad.

Figura 4.1.2.d.- Relación entre la grieta de tracción principal de rotura y las líneas de la cabecera y pie del talud de Escombrera Sur original.

- ✓ Existencia de una franja de unos 30 m de anchura en la que no se efectuó ningún cajeo como precaución para no inducir inestabilidades sobre el talud existente de 14° de la escombrera original. Además hay constancia, al iniciarse el cajeo alejado del talud como mejora del diseño previsto, de que en estas rañas existía agua.
- ✓ Velocidad de vertido, que condicionado por la operación minera al ser la única opción disponible para vertido de inertes, se completó en 16 meses, minimizando el efecto de disipación de la presión de poro en el terreno natural del cimiento.

Con estas circunstancias se pudo desencadenar el inicio de la inestabilidad en planos de estratificación en la base de la escombrera, que buzcan unos 3° hacia el Sur, y que por rotura progresiva habrían provocado la rotura final. La morfología de la rotura se adaptaría de este modo a la propia morfología del terreno de apoyo, tal como se muestra en la **Figura 4.1.2.e**.

Figura 4.1.2.e.- Relación entre la grieta de tracción principal de rotura y la morfología del terreno natural de apoyo.

Teniendo en cuenta estos factores, se han realizado diversos análisis. El primero de ellos se realizó en los días previos a la rotura, con el fin de determinar si los signos de inestabilidad que se podían observar en campo podrían estar relacionados con la ocurrencia una rotura global del talud o bien se trataba de asiento del vertido en curso, sin mayores consecuencias. Una vez acontecida la rotura se procedió a realizar un análisis retrospectivo de la misma mediante los métodos de equilibrio límite y diferencias finitas.

Para ello se consultó toda la información disponible de la zona, en concreto:

- ✓ Revisión de las características geológicas y distribución de materiales en profundidad a partir de la información de los sondeos y calicatas realizados en la zona, así como consulta de las plantas y perfiles geológico-geotécnicos que se incluyen en el Proyecto Constructivo de la escombrera.
- ✓ Determinación de la profundidad del plano residual a partir de la información de los planos principales de desplazamiento que muestran todos los inclinómetros instalados en la escombrera.
- ✓ Datos de la piezometría.

Figura 4.1.2.g.- Factores de seguridad obtenidos en situación pseudo-dinámica para rotura de tipo circular.

Figura 4.1.2.h.- Factores de seguridad obtenidos en situación estática para rotura de tipo mixto.

Como se observa en el peor de los casos el factor de seguridad es de 1.49. Con este factor de seguridad y teniendo en cuenta que el círculo de rotura asociado a este valor se aleja bastante en el análisis de la ubicación de las grietas detectadas en la cabecera del talud, se interpretó que se trataba de asiento del vertido y no de una posible ruptura global del talud.

Análisis retrospectivo de la rotura mediante equilibrio límite:

Con toda la información existente se elaboró un modelo de cálculo que se ha analizó con el programa SLIDE (Rocscience) en el que se reprodujo con cierta fidelidad las condiciones que muy probablemente desencadenaron el desarrollo de la inestabilidad, en concreto:

- ✓ Presencia de un nivel en profundidad que actúa con parámetros residuales, situado según la información de los inclinómetros en torno a los 10,5 - 11,5 m de profundidad.
- ✓ $B_{bar} = 1$ y $B_{bar} = 1.1$ en las margas del cimientado de la escombrera. De este modo se reproduce el efecto que habría tenido la velocidad del vertido en la zona, reduciendo la disipación de la presión de poro en el terreno natural de apoyo.
- ✓ Plano de contacto de la escombrera original con la zona de ampliación, ya que esta zona de contacto supone un plano de debilidad al tratarse de una zona de peor compactación por motivos operativos, ya que por proximidad al talud existente la maquinaria no puede operar de forma idónea. La anchura asignada a esta zona de transición ha sido de 5 m por considerar esta dimensión, como la mínima que impide el funcionamiento de la maquinaria a su plena capacidad.
- ✓ Existencia de un nivel de rañas bajo la escombrera original y en una franja bajo la zona de ampliación de unos 30 m de anchura en la que no se efectuó ningún cajeo como precaución para no inducir inestabilidades sobre el talud existente de la escombrera original.

En las **Figuras 4.1.2.i y 4.1.2.j**, se muestran los resultados de los análisis retrospectivos realizados sobre un perfil de escombrera previo al incidente, para un coeficiente B_{bar} de 1 y de 1,1, respectivamente. Las propiedades de los materiales asumidos en el cálculo se muestran en las mismas figuras.

Figura 4.1.2.i.- Análisis retrospectivo de la inestabilidad para $B_{bar} = 1$

Figura 4.1.2.j.- Análisis retrospectivo de la intestabilidad para $B_{bar} = 1.1$

Como se observa, para un valor del coeficiente B_{bar} (59) (B-Bar Method. Slide v.6.0) igual a 1, se obtiene un factor de seguridad ligeramente superior a la unidad (1,052); mientras que para un valor del coeficiente B_{bar} de 1,1, el factor de seguridad es inferior a 1 (0,894).

Puede concluirse que este análisis que proporciona este factor de seguridad comprendido entre 0,89 y 1,05 reproduce el momento de la rotura con suficiente fidelidad.

Análisis retrospectivo de la rotura mediante métodos numéricos:

Se presentan a continuación los resultados del cálculo de estabilidad tensodeformacional, del perfil de análisis de la Escombrera Sur mediante métodos numéricos. El programa utilizado en la modelización numérica por el Método de las Diferencias Finitas es el programa FLAC (Versión 6.0, año 2008) de ITASCA CONSULTING GROUP INC. (Minneapolis, Minnesota).

Fases de cálculo:

Para la resolución del modelo numérico, se han seguidos 2 fases de cálculo diferenciadas:

- ✓ Fase 1.- Asentamiento inicial del terreno natural con generación de presión hidrostática.
- ✓ Fase 2.- En esta etapa se produce la ejecución de la Escombrera Sur. Se realiza una actualización de la posición del nivel freático en función de los datos de campo. Finalmente se realiza el cálculo del Factor de Seguridad de la fase una vez estabilizada.

Se ha considerado la geometría real del perfil de análisis considerado. Los cálculos numéricos se han realizado en condición estática.

Condiciones de contorno:

En toda simulación numérica, es necesario establecer unos límites al modelo.

Frecuentemente, se realiza en primer lugar una pasada de asentamiento para establecer el estado de tensiones "in situ" en todos los elementos del modelo (Fase 1). Este estado suele aceptarse generalmente que está definido por:

$$\sigma_{yy} = \rho \cdot g \cdot h$$

dónde:

σ_{yy} : tensión vertical.

ρ : densidad del terreno.

g : aceleración de la gravedad.

h : altura de las tierras.

$\sigma_{xx} = K_{yx} \cdot \sigma_{yy}$: tensión horizontal en la dirección contenida en el plano del modelo.

$\sigma_{zz} = K_{yz} \cdot \sigma_{yy}$: tensión horizontal en la dirección del eje perpendicular al modelo.

K_{yx} , K_{yz} : coeficientes de reparto de tensiones horizontales.

Para este caso, los coeficientes de reparto de tensiones horizontales utilizados en el modelo son:

✓ $K_{yx} = 0,7$

✓ $K_{yz} = 0,7$

En cuanto a la asignación de las presiones de poro, se considera que en la fase de ejecución del relleno de la Escombrera Sur, se asume que en nivel freático, las presiones de poros son un 80 % de las presiones verticales del relleno situado sobre cada uno de los elementos sobre el que se posiciona el NF.

Modelo de cálculo:

El modelo considera una malla de 24800 elementos en la fase de inicialización de tensiones sobre el terreno natural. El tamaño del elemento mínimo es de 1 m (se define un ratio tanto en la dirección horizontal, como en la dirección vertical para los bordes del modelo, con el objeto de reducir el número de elementos y en consecuencia el tiempo de cálculo, manteniendo una malla de menor tamaño en los sectores críticos de análisis).

Se ha empleado el modelo constitutivo elastoplástico puro (Mohr-Coulomb) para todo el modelo, tal como se muestra en la **Figura 4.1.2.i**. En la **Figura 4.1.2.m** se muestran los grupos generados en el modelo para la posterior asignación de propiedades.

Figura 4.1.2.k.- Malla empleada en la fase inicial.

Figura 4.1.2.l.- Modelo constitutivo empleado en el modelo.

Figura 4.1.2.m.- Grupos creados en modelo para asignación de propiedades

Modelo Mohr-Coulomb

Para el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, el programa FLAC requiere las siguientes propiedades elastoplásticas para cada uno de los materiales:

- ✓ Módulo volumétrico ("Bulk"): K
- ✓ Módulo de corte ("Shear"): G
- ✓ Cohesión: c
- ✓ Ángulo de fricción: ϕ
- ✓ Densidad: ρ

El módulo volumétrico ("K") y el módulo cortante ("G") se pueden obtener a partir de los parámetros elásticos, módulo de Young ("E") y el coeficiente de Poisson (" ν "), aplicando las siguientes expresiones:

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

En la **Tabla 4.1.2.I** se muestra un resumen de los parámetros geotécnicos utilizados en los diferentes grupos que intervienen en el modelo de cálculo.

SECCIÓN TIPO	Em (MPa)	ρ_{ap} (t/m ³)	ν	c (MPa)	Φ (°)	K (MPa)	G (MPa)
Margas 65 % PM	30	1,31	0,3	0,012	12	25	11,54
Margas 90 % PM	42	1,66	0,3	0,047	22,5	35	16,15
MET-1	28	1,89	0,33	0,110	22	27,45	10,53
MET-2	60	1,97	0,33	0,150	21	58,82	22,56
NIVEL-1	106,5	1,92	0,33	0,210	20	104,41	40,04
NIVEL-2	150	1,92	0,33	0,270	18	147,06	56,39
NIVEL-3	150	1,92	0,33	0,270	18	147,06	56,39
Tacón de contención	42	1,66	0,3	0,047	22,5	35	16,15
Zona de contacto entre escombreras	30	1,31	0,3	0,011	12	25	11,54
Discontinuidad	60	1,97	0,33	0,0	12	58,82	22,56

Tabla 4.1.2.I.- Propiedades geotécnicas de los materiales.

En la **Figura 4.1.2.n** se puede observar la asignación de los niveles de presión de poros durante la fase de ejecución de la Escombrera Sur, con el 80 % del valor de la tensión vertical generada por el relleno de la escombrera, como valor de la presión de poros en el nivel freático.

Figura 4.1.2.n.- Asignación de las presiones de poros – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.

Cálculo del factor de seguridad:

El factor de seguridad se ha calculado mediante la técnica denominada “reducción de la resistencia al corte”, explicada con anterioridad.

A continuación se muestran los resultados con sus respectivos cálculos del factor de seguridad para la fase constructiva más importante:

Análisis Fase 2 – Ejecución de la Escombrera Sur.

Posterior a la inicialización de tensiones del terreno natural, sobre el que se asienta la Escombrera Sur, tal como se muestra en la **Figura 4.1.2.o**, se lleva a cabo la ejecución del relleno que forma la Escombrera Sur.

Figura 4.1.2.o.- Tensiones principales máximas – Fase 1. Inicialización de tensiones.

Durante esta fase de cálculo, se ejecuta completamente la Escombrera Sur, diferenciando en el modelo las diferentes compactaciones de 2,5 m de espesor, al 65 % y 90 % alternativamente. Se diferencia en el modelo, una zona de contacto entre la Escombrera Sur antigua y la zona de ampliación. La discontinuidad que marcaban los inclinómetros, es modelada mediante una zona puramente friccional, de 2 m de espesor, con un buzamiento de 1 ° hacia el pie de la escombrera.

Todos los grupos asociados a esta fase constructiva, se muestran en la **Figura 4.1.2.p**.

En la **Figura 4.1.2.q** se muestran los desplazamientos horizontales registrados durante esta fase, con registros de valores máximos de 150 cm en el talud principal de la escombrera. El movimiento se registra unos metros antes de la zona de contacto entre escombreras (y 500 m en planta, desde el pie del talud principal de la zona de ampliación), a cota +76 m, con valores de 20 cm de desplazamiento horizontal.

Figura 4.1.2.p.- Grupos empleados en el modelo – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.

Figura 4.1.2.q.- Desplazamientos horizontales – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.

El detalle de la zona de máximos desplazamientos horizontales se muestra en la **Figura 4.1.2.r.**

**Figura 4.1.2.r.- Detalle de máximos desplazamientos horizontales – Fase 2.
Ejecución de la Escombrera Sur.**

En la **Figura 4.1.2.s**, se muestran los desplazamientos verticales, con mayores registros en la zona de coronación del talud principal de la escombrera, zona de ampliación. Se registran levantamientos en el pie del talud de 10 cm.

Figura 4.1.2.s.- Desplazamientos verticales – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.

El detalle de la zona de máximos desplazamientos verticales se muestra en la **Figura 4.1.2.t.**

Figura 4.1.2.t.- Detalle de máximos desplazamientos verticales – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.

Los máximos incrementos de deformación por cortante se localizan en la zona de la discontinuidad, tal como puede observarse en la **Figura 4.1.2.u.**

Figura 4.1.2.u.- Incrementos de deformación por cortante – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur

El estado de los elementos una vez estabilizada la fase, se muestra en la **Figura 4.1.2.v**. En esta figura se observan plastificaciones en la zona de la discontinuidad, tal como sugerían los incrementos de deformación por cortante. Adicionalmente se observan zonas plastificadas por tracción en la coronación del talud a cota $Z=+76$, coincidentes con las zonas de desplazamiento horizontal que se identificaban en la **Figura 4.2.1.q**.

Figura 4.1.2.v.- Estado de los elementos involucrados en el modelo – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.

Un detalle de la zona con mayores plastificaciones se muestra en la **Figura 4.2.1.w**. En ella se muestran los grupos presentes en el modelo con las plastificaciones superpuestas, indicando que tanto la zona del plano de discontinuidad, como las zonas del relleno de la escombrera presentan plastificaciones importantes. Se observan plastificaciones por tracción en la coronación del talud a cota +76, y fluencia por cortante en el interior de los elementos de la escombrera y del plano de discontinuidad. Las deformaciones por cortante (las cuales sugieren la presencia de elementos plastificados) en el plano de discontinuidad son de mayor magnitud que las registradas en el relleno de la escombrera, motivo por el cual no se observaban en la **Figura 4.1.2.u**.

Por tanto la superficie potencial de falla tras la ejecución de la escombrera (sugeridos por los indicadores de plastificación sobre la malla) se muestra en la **Figura 4.1.2.x**. Se observa que el potencial fallamiento de la escombrera comienza a unos 500 m por detrás del pie del talud principal de la escombrera.

Se realiza el cálculo del factor de seguridad en la fase de ejecución de la Escombrera Sur, arrojando un valor de $FS=1,04$. En la **Figura 4.1.2.y** se muestra el estado de los elementos al realizarse la reducción de los parámetros resistentes.

En la **Figura 4.1.2.z**, se muestra un detalle de los indicadores de plastificación en el talud principal de la zona de ampliación de la Escombrera Sur. Se observan plastificaciones por tracción en la coronación del talud principal y por cortante en el interior de los elementos de la escombrera. Se siguen manifestando las plastificaciones en la zona de la escombrera original y aparecen nuevas plastificaciones en la zona de contacto entre escombreras.

Figura 4.1.2.w.- Estado de los elementos – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.

Figura 4.1.2.x.- Superficie potencial de falla – Fase 2. Ejecución de la Escombrera Sur.

Figura 4.1.2.y.- Indicadores de plastificación – Fase 2. Factor de Seguridad.

Figura 4.1.2.z.- Detalle de los indicadores de plastificación – Fase 2. Factor de Seguridad.

Conclusiones:

- ✓ Los cálculos tensodeformacionales efectuados proporcionan un factor de seguridad en fase de construcción de la escombrera de 1.04.
- ✓ Los desplazamientos obtenidos en el modelo numérico, en la fase de ejecución de la Escombrera Sur son de gran magnitud. Las zonas de máximo desplazamiento se registran en el sector del talud principal de la zona de ampliación de la escombrera.
- ✓ Se registran deformaciones por cortante importantes y plastificaciones en el plano de discontinuidad, representando de igual forma a los registros reales medidos por los inclinómetros.
- ✓ La asignación de presiones de poro influencia el comportamiento general del modelo. Se generan numerosas calibraciones, de forma que finalmente se asigna el 80 % de la tensión vertical producida por los materiales de relleno de la escombrera, como presión de poro en el nivel freático.
- ✓ Las plastificaciones que se registran en la fase estabilizada tras la ejecución de la escombrera, sugieren un potencial fallamiento a unos 500 m por detrás del pie del talud principal de la Escombrera Sur. Estos registros son coincidentes con las grietas de tracción aparecidas en el fallamiento real de la escombrera, tal como se muestra en la **Figura 4.1.2.aa.**

Figura 4.1.2.aa.- Comparación entre modelo numérico y registros post-fallamiento en Escombrera Sur.

Paralelamente Dr. Pedro Ramírez Oyanguren y Dr. Ricardo Laín Huertas de la Universidad Politécnica de Madrid, en el informe realizado para Cobre Las Cruces, “Rotura de la extensión de la Escombrera Sur, Proyecto Minero Las Cruces”, realizaron un análisis independiente del incidente acontecido. Realizaron un análisis cinemático retrospectivo, dividiendo el cuerpo de la zona deslizada en tres bloques y estudiando la interacción entre ellos, teniendo en cuenta algunas variables conocidas como la ubicación en cabecera de las grietas de tracción, la distancia al pie de la escombrera de la salida del deslizamiento, el diseño de la propia escombrera y la ubicación en profundidad de los planos de estratificación (plano residual) a favor del cual teóricamente se había producido la rotura (**Figura 4.1.2.bb**)

Figura 4.1.2.bb.- Sección de cálculo. (60) (Ramírez y Laín, 2016)

Para las variables desconocidas, que son el ángulo de entrada y de salida de la rotura se realizaron diversos tanteos que dieron oportunidad de graficar la variación del coeficiente de seguridad en función de estos ángulos, según se puede observar en las siguientes figuras.

Figura 4.1.2.cc.- Coeficientes de seguridad para diversos valores del ángulo de rotura del bloque 1, suponiendo que la pendiente del plano de salida en el bloque 3 es de 20° . (Ramírez y Laín, 2016)

Figura 4.1.2.dd.- Coeficientes de seguridad para diversos valores del ángulo de rotura del bloque 3, suponiendo que la pendiente de entrada en el bloque 1 es de 50° . (Ramírez y Laín, 2016)

Finalmente se pudo asumir que para una geometría con un ángulo de entrada de 50° y de 20° para el ángulo de salida, se consigue el valor de factor de seguridad mínimo que es de 1.05, que debía ser el existente en el momento que se produjo la rotura. El factor de seguridad sería por tanto muy similar al obtenido en el análisis retrospectivo realizado mediante equilibrio límite, establecido en 1.04.

4.1.3 PROBLEMAS EN LA OPERACIÓN MINERA

El hándicap para la operativa de los residuos de la planta hidrometalúrgica, desde la puesta en marcha de la misma ha sido su grado de humedad. Desde los inicios de la explotación el grado de humedad ha sido de entre el 30 y el 40%, hasta el año 2014 en el que se instalaron unos nuevos filtros de vacío, que permitían sacar un residuo final con una humedad en torno al 10%, lo que cambió drásticamente la forma de operar con este material.

Por este motivo en 2015 se elaboró un análisis detallado del vertido de tailings. Se estudió la relación existente entre la estabilidad del vertido, con el grado de compactación del mismo y el espesor de las tongadas a verter, dado el requerimiento de establecer una operativa óptima.

El estudio tenía un doble objetivo. En primer lugar, determinar el ángulo estable del frente de vertido del tailing con relación a una compactación y espesor de tongada adecuados para mantener un factor de seguridad dentro de los márgenes que establece la ITC minera. En segundo lugar, ajustar el ángulo del frente de vertido de tal manera que el área resultante de encapsulado del residuo sea lo más extensa posible, reduciéndose así la generación de agua de contacto dentro de la instalación dado que disminuiría el área de contacto entre el tailing y el agua de precipitación.

Se analizó mediante una modelización en FLAC 2D, teniendo en cuenta como condición inicial la auto consolidación producida por el propio vertido del tailing, la compactación producida en el vertido por un bulldozer asumiendo una transmisión de cargas de 25 kPa. El análisis indica que el efecto de la compactación en el tailing se puede notar de forma menos exponencial y más lineal hasta los 9 metros de profundidad aproximadamente (profundidad definida en el bloque del análisis), hasta dónde se puede detectar desplazamiento de las partículas de suelo, existiendo mayor desplazamiento en las zonas más superficiales (**Figura 4.1.3.a**). Se desarrolló un análisis análogo en las margas que mostró un patrón similar al del tailing pero con una clara diferencia respecto de la deformación con la profundidad. Las margas muestran mayor desplazamiento en superficie comparativamente con el tailing, dada su alta cohesión y ratio de Poisson, siendo ambas características sintomáticas de la baja compresibilidad de este material. Sin embargo el tailing se ve afectado de forma menos exponencial en toda su profundidad debido a que es un material menos cohesivo, más pesado y con tamaño de grano muy fino. Posteriormente se contrastó esta información con los datos que se obtuvieron durante un estudio de la compactación de las margas en Escombrera Sur mediante la realización de calicatas, donde se comprobó que en tongadas de 5 metros los 2,5 metros inferiores presentan una compactación de 65% Proctor Modificado mientras que los dos superiores presentan una compactación de 95% Proctor Modificado. De este modo podemos corroborar que el patrón de desplazamiento en profundidad en las margas se aproxima a la realidad existente en las escombreras de inertes ya construidas.

Figura 4.1.3.a.- Desplazamiento vertical del vertido de tailing considerando auto consolidación y compactación realizada con bulldozer.

En la Figura 4.1.3.a podemos observar como el desplazamiento se presenta en toda la profundidad, pero es mayor en las zonas más superficiales. De este bloque de tailing modelizado se han seleccionado algunos puntos a diferentes profundidades (**Figura 4.1.3.b**) y obtenido curvas de desplazamiento en la vertical, donde queda de manifiesto de nuevo que se produce una disminución de desplazamiento con la profundidad, pero que este se puede notar en toda la profundidad el modelo (**Figura 4.1.3.c, 4.1.3.d y 4.1.3.e**).

Figura 4.1.3.b.- Modelización de tailing vertido mostrando puntos seleccionados para el estudio del desplazamiento en la vertical.

Figura 4.1.3.c.- Desplazamiento vertical del vertido de tailing en un punto superficial.

Figura 4.1.3.d.- Desplazamiento vertical del vertido de tailing en un punto intermedio.

Figura 4.1.3.e.- Desplazamiento vertical del vertido de tailing en un punto profundo.

Abajo, en la 4.1.3.f podemos ver las curvas de desplazamiento vertical experimentado por el vertido tanto en margas como en tailing vertidos. Se puede observar de nuevo como el desplazamiento es menor con la profundidad y como para una misma profundidad las margas experimentan menos desplazamiento que los tailings. De estas gráficas podemos delimitar aproximadamente tres zonas donde el desplazamiento vertical varía, de modo que obtendríamos una primera franja de 1,50 metros a la que podemos asignar un valor estimado de compactación del 95% PM, una segunda franja de 3 metros a la que podemos asignar un valor estimado de compactación del 80% PM y por último para espesores superiores a 3 metros asignamos un valor estimado de compactación del 65% PM.

Figura 4.1.3.f.- Curvas de desplazamiento vertical en margas y tailing vertidos y zonación de compactaciones.

A partir de los datos obtenidos del anterior análisis se ha elegido un perfil tipo norte-sur de la instalación de estériles, realizándose diversos tanteos con los diferentes grados de compactación del tailing seco y diferentes ángulos de talud de frente de vertido.

Los parámetros de cohesión y fricción serán en cada caso acordes al grado de compactación considerado, según las conclusiones obtenidas del análisis anterior. La **Tabla 4.1.3.I** muestra los parámetros estimados según el grado de compactación.

COMPACTACIÓN (% Proctor Modificado)	COHESIÓN (kN/m ²)	FRICCIÓN (°)	ESPESOR MÁXIMO DE TONGADA (m)
65%	0,50	25	1,50
80%	0,50	30	3,00
95%	0,50	36	>3,00

Tabla 4.1.3.I.- Grado de compactación, parámetros resistentes y espesores de tongadas.

El análisis se ha realizado para todos los casos sin tener en cuenta la aceleración sísmica puesto que se ha considerado una situación temporal y el talud de vertido será provisional.

En la **Figura 4.1.3.g** se muestra un ejemplo de una de las salidas gráficas del análisis realizado con SLIDE. Así mismo, en la **Tabla 4.1.3.II** se resumen los factores de seguridad obtenidos según el grado de compactación y la inclinación del talud en cada caso.

Figura 4.1.3.g.- Ángulo de talud 63º-compactación 95% PM.

Angulo de talud	Grados de compactación PM		
	95% PM	80% PM	65% PM
63	0.43	-	-
38	0.96	-	-
31	1.19	0.95	-
28	-	1.13	0.92
23	-	-	1.09
21	-	-	1.25

Tabla 4.1.3.II.- Resumen factores de seguridad según grado de compactación y ángulo de vertido.

De estos análisis anteriores se puede concluir:

- ✓ Se puede observar desplazamiento en toda la profundidad de tailing vertido, disminuyendo éste con la profundidad.
- ✓ Se han estimado grados de compactación en función del desplazamiento sufrido por el vertido, pudiéndose considerar que realizando un vertido en tongadas de máximo 1,50 metros, el grado de compactación alcanzado será del 95 % PM, del 80% PM si las tongadas son de 3 metros máximo y del 65% PM si las tongadas son superiores a 3 metros.
- ✓ Los valores de compactación obtenidos en este análisis coinciden con aquellos de otras explotaciones mineras donde se realiza este vertido de tailing en seco, de modo que podemos asumir la validez de este análisis.
- ✓ Según el análisis de estabilidad existen tres posibles opciones operativas en lo referente al espesor de las tongadas, con las que se obtienen como mínimo, factores de seguridad de 1,1 en condiciones estáticas:
 - a) Ejecutar tongadas de un espesor máximo de 1,50 metros, compactadas con bulldozer consiguiendo un ángulo de vertido máximo de 31 grados. De este modo el grado de compactación alcanzado debería ser del 95% PM.

- b) Ejecutar tongadas de un espesor máximo de 3 metros, compactadas con bulldozer consiguiendo un ángulo de vertido máximo de 28 grados. De este modo el grado de compactación alcanzado debería ser del 80% PM.
- c) Ejecutar tongadas de 3 metros de espesor en adelante, compactadas con bulldozer consiguiendo un ángulo de vertido máximo de 21 grados. De este modo el grado de compactación alcanzado debería ser del 65% PM.
- ✓ Un vertido con un ángulo más forzado implicará la posibilidad de encapsular más superficie del residuo vertido por lo que al minimizar el área de exposición también disminuirá el volumen de agua de contacto generada en la instalación. Aumentará también el área transitable. Por tanto, probablemente, la opción más viable sería la correspondiente a realizar un vertido en capas de unos 1,50 metros de espesor, teniendo en cuenta además que durante la operativa actual con este material con la presencia constante de un bulldozer en la zona de vertido se consiguen tongadas extendidas de espesores incluso menores a este metro y medio.
- ✓ Otros aspectos operativos están relacionados con que ocasionalmente los filtros necesitaran mantenimiento y el tailing no será seco. Estos tailings más húmedos deberían verterse en el lado este de la instalación, tan lejos como sea posible de la berma barrera. En verano y en función de los volúmenes, estos tailings más húmedos se podrían mezclar con los secos para homogeneizar la humedad y así evitar zonas con niveles más blandos.
- ✓ El vertido debe programarse para asegurar maximizar el área encapsulada antes del invierno, en acuerdo con el diseño original que contemplaba el vertido de tailing seco en todas las zonas y su encapsulado en celdas.

Este innovador análisis, repercute de forma significativamente positiva en el ahorro económico del tratamiento de aguas de contacto dentro de la instalación y facilitó la operación con este residuo de nuevas características dentro del complejo minero.

4.2 ANÁLISIS COMPARATIVO DE DIVERSAS TÉCNICAS DE EVALUACIÓN DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Para el desarrollo de la actividad minera en la mina de Las Cruces ha resultado de gran utilidad el estudio de roturas acontecidas en materiales de características geotécnicas similares y en los que también se ha producido un fallo por rotura progresiva. Asimismo la elección del correcto método de análisis una vez analizados los mecanismos de rotura acontecidos y la comparativa entre los métodos existentes, ha mejorado sustancialmente el entendimiento de comportamiento de las escombreras del complejo minero.

4.2.1 EJEMPLOS DE PROBLEMAS PREVIOS EN MATERIALES COHESIVOS

A continuación, se sintetizan las cuestiones más importantes relativas a la rotura de la presa de Carsington en Inglaterra en 1984 y la rotura de la presa de lodos de la mina de Aznalcollar, Sevilla acontecida en 1998. En ambos casos se produjo un mecanismo de rotura progresiva, al igual que ocurrió en las Escombreras Sur y Norte de la mina de Las Cruces. Se destacarán también los factores comunes que han incluido en cada uno de estos casos, especialmente en

el caso de Aznalcóllar, que se ubica en la misma formación margosa que la mina de Las Cruces situándose a escasos 10 km de la misma.

a) Rotura de la presa de Carsington, Inglaterra

La rotura de la presa de Carsington se produjo en mayo del año 1984, justo cuando se estaban alcanzando los niveles finales de diseño. Se trata de una presa encajada en una zona de valle, constituida por un núcleo de arcilla con una extensión aguas arriba que se denominó “bota”, y unos espaldones compuestos por lutitas con niveles intercalados de limonitas y lutitas trituradas que hacían las veces de drenes. La construcción comenzó en mayo de 1982 y casi estaba culminada en el mismo mes de 1984, lo que proporciona una idea de la rapidez con la que se realizó.

La **Figura 4.2.1.a** muestra la geometría del diseño inicial de esta presa de Carsington.

Figura 4.2.1.a.- Geometría de diseño de la presa de Carsington.
(Skempton, A.W and Vaughan, P.R., 1993)

El deslizamiento comenzó afectando a una de las zonas laterales y se extendió progresivamente en un movimiento de tijera hacia el centro de la presa, conformando una longitud final de unos 500 metros, como se puede apreciar en la **Figura 4.2.1.b**.

Figura 4.2.1.b.- Imagen aérea de la zona deslizada

En la **Figura 4.2.1.c** se puede observar la geología local de la zona.

Figura 4.2.1.c.- Columna litológica local. (Skempton, A.W and Vaughan, P.R., 1993)

Durante la investigación llevada a cabo tras la rotura, se determinó que la rotura se produjo en el nivel de las llamadas arcillas amarillas (yellow clay). Se trata de un nivel de lutitas meteorizadas con unas propiedades resistentes más desfavorables que el resto de la matriz, según se puede ver en la **Tabla 4.2.1.I**.

Property		Yellow Clay (a ₂ and b ₁)	Grey clay (b ₃)	Brecciated mudstone (b ₄)	Mudstone (b ₅)
Water content w: %		38	27	18	14*
Liquid limit w _L : %		75	63	43	44
Plastic limit w _p : %		32	31	22	23
Plasticity index (PI): %		43	32	21	21
Clay fraction (CF): %		62	47	32	33
Activity (PI/CF)		0.69	0.68	0.65	0.64
Peak strength (intact)	c _p ['] : kPa	10	15	15	18*
	Φ _p [']	20°	22°	24°	27°*
Residual strength	c _R ['] : kPa	0			
	Φ _R [']	12°			

Tabla 4.2.1.I.- Propiedades del terreno de cimiento. (Skempton, A.W and Vaughan, P.R., 1993)

La rotura comenzó en uno de los laterales de la presa, dónde la altura era menor y había menor cantidad de relleno artificial del propio dique. El efecto que generó esta descompresión lateral, con la subsecuente pérdida de cohesión, desencadenó el avance de la rotura a la zona más céntrica de la presa. De este modo Skempton y Vaughan consideraron oportuno analizar dos perfiles típicos, uno en la zona donde se inició la rotura y el otro en la zona del centro de la presa. Los análisis llevados a cabo mediante equilibrio límite, arrojaron diversos factores de seguridad para las asunciones realizadas, pudiendo establecer una reducción porcentual del factor de seguridad a medida que las hipótesis eran más desfavorables, según puede observarse en las **Tablas 4.2.1.II y 4.2.1.III**.

Condition	Core		Yellow Clay		Factor of safety	Reduction: %	Combined reduction: %
	c: kPa	Φ'	c: kPa	Φ'			
Peak, intact	15	21°	10	20°	$F_1 = 1.41$		
Peak, with shears	6	20°	6	18°	$F_2 = 1.21$	$\frac{F_1 - F_2}{F_1} = 14$	
At failure	1.5	19°	0	16°	$F_3 = 1.00$	$\frac{F_2 - F_3}{F_2} = 17$	$\frac{F_1 - F_3}{F_1} = 29$
Residual	0	13°	0	12°	$F_R = 0.71$		

Tabla 4.2.1.II.- Resumen de parámetros asignados en la zona inicial de la rotura.
(Skempton, A.W and Vaughan, P.R., 1993)

Condition	Core		Zone I		Zone II		Factor of safety
	c_p' : kPa	Φ_p'	c_p' : kPa	Φ_p'	c_p' : kPa	Φ_p'	
Peak, intact	15	21°	10	22°	17	26°	$F_1 = 1.60$
Peak, with structure*	6	20°	10	22°	13.5	24°	$F_2 = 1.44$
Before load transfer†	0	19°	0	19.6	0	19.6	$F_3 = 1.09$
At failure							$F_4 = 1.00$
Residual	0	13°	0	14°	0	15°	$F_R = 0.77$

Tabla 4.2.1.III.- Resumen de parámetros asignados en la zona central de la rotura.
(Skempton, A.W and Vaughan, P.R., 1993)

Una vez analizada la información disponible sobre la rotura de la presa de Carsington, el menor factor de seguridad que obtuvieron fue de 1.1, insuficiente para reproducir el fallo global ocurrido, de modo que los análisis bidimensionales no fueron capaces de reproducir la rotura puesto que no pueden tener en cuenta el efecto de las tensiones laterales provocadas por el inicio del desplazamiento y que debía estar conectado con la presencia de alguna superficie de discontinuidad, como pudieron ser los depósitos aluviales existentes en la zona en contacto con el nivel débil de arcillas amarillas o bien el propio contacto de la presa con el terreno natural. Sin duda en la zona central probablemente el desplazamiento no hubiera ocurrido sin el efecto de este desconfinamiento lateral, como indica el factor de seguridad menor obtenido en esta zona que no llega a estar por debajo de 1. Se puede concluir por tanto que un análisis de equilibrio límite difícilmente puede reproducir un mecanismo de rotura progresiva, que sí se puede conseguir mediante el uso de métodos numéricos.

Este caso fue el primero publicado en el que se hizo una comparativa entre equilibrio límite y métodos numéricos, que fue posible gracias a los avances informáticos desarrollados durante la década de los 80 e inicios de los 90.

b) Rotura de la presa de Aznalcóllar, España

En abril de 1998 se produjo la rotura de la presa de lodos de la mina de Aznalcóllar, que dejó escapar gran cantidad de lodos piríticos con un alto potencial contaminante. Por la proximidad del Río Agrio, afluente del Guadalimar, el vertido se extendió rápidamente llegando al parque nacional de Doñana y provocando el hasta el momento, el mayor desastre ecológico en la reciente historia de España.

Los lodos quedaban confinados mediante la construcción de un dique de roca que era impermeabilizado de forma interna por una capa de arcillas rojas impermeables. La balsa de lodos se construyó sobre el terreno natural existente, constituido por un sustrato de margas azules del Guadalquivir. La rotura se produjo en la zona sur de la balsa, que fue construida según la tipología "downstream".

Según las observaciones en campo y los ensayos realizados tras la rotura, se pudo determinar la posición de la superficie de rotura. Se trataba de una rotura translacional de un bloque compuesto por el dique de la balsa y parte del sustrato subyacente de margas. El plano de despegue de la rotura es una superficie pseudo-horizontal a unos 10 metros de profundidad respecto del terreno natural. Este se combinó con unas juntas pseudo-verticales complementarias entre sí que desplazaron finalmente el bloque en cuestión, tal como puede observarse en la **Figura 4.2.1.d**.

Figura 4.2.1.d.- Sección transversal con reconstrucción de la superficie de rotura.
(Alonso, E.E. and Gens, A., 2006)

Diversos análisis retrospectivos, tomando como punto de inicio la revisión de los parámetros e hipótesis de diseño de la balsa, permitieron acotar el mecanismo de rotura acontecido.

Análisis del diseño constructivo original de la balsa

Se analizó mediante un modelo de rotura circular convencional mediante Morgenstern and Price (61) (Morgenstern, N.R and Price, V.E. 1965) suponiendo un sustrato homogéneo de margas, con unos parámetros resistentes proporcionados por ensayos triaxiales CU, donde el ángulo de rozamiento medio se estableció en 25 grados. El nivel freático se estableció como un nivel estático que dibujaba una línea desde un nivel completamente saturado en los tailings hasta una situación totalmente drenada al pie del dique de roca, hipótesis que a priori se consideró conservadora. Con estas premisas el factor de seguridad se situaba en 1.3, por encima del 1.2 dinámico que establece la ITC minera y por lo tanto se consideró válido.

Análisis retrospectivo de equilibrio límite

Alonso y Gens, realizaron un análisis mediante el programa de elementos finitos SLOPE/W. Inicialmente con un ángulo de fricción en las margas de 17 grados, lo que situaba el factor de seguridad en 1.007, primer indicio de que se trataba de una rotura de tipo progresivo. Se consideró así mismo una elevada presión de poro en el sustrato que fue medida por medio de piezómetros instalados tras la rotura. Este análisis arrojó una tipología de la rotura circular, lo

que no casaba muy bien con la geometría de la rotura en campo, de modo que introdujeron planos con resistencia reducida en profundidad para forzar la rotura por esta superficie.

Este tipo de análisis, aunque no resulta el más adecuado para un tipo de rotura progresiva, sí que vislumbró que era necesaria la presencia de algún plano de propiedades resistentes menores que el resto de la matriz margosa para que la rotura ocurriese.

Análisis retrospectivo mediante elementos finitos

De forma simultánea Alonso y Gens, llevaron a cabo un análisis retrospectivo de la rotura mediante el programa de elementos finitos PLAXIS, teniendo en cuenta dos hipótesis. En la primera de ellas consideraron unas margas homogéneas con unos parámetros resistentes de pico, de manera que nunca se llegaba a producir una plastificación de la superficie de rotura. De este modo, deberían existir superficies de baja resistencia dónde las deformaciones puedan ser excesivas y se superase la resistencia al corte en toda la superficie, produciéndose la rotura. Esto les llevó a plantear una segunda hipótesis en la que introdujeron un plano a la profundidad del plano de rotura, de baja resistencia, con fricción comprendida entre 21 y 25 grados y cohesión de 1 a 15 KPa. De este modo existían dos grupos de parámetros, unos más resistentes para la primera fase del análisis y otros menores para continuar con el análisis. El análisis arrojó una superficie de rotura circular que a pesar de su geometría coincidía en profundidad con la rotura ocurrida. Asimismo se simularon las presiones de poro previas a la rotura, resultando estas excesivas bajo los tailings dado su alto peso, y la baja permeabilidad de las margas que no permiten una rápida disipación de presiones intersticiales, con un incremento de tensiones asociado.

En la **Figura 4.2.1.e** se muestran las isolíneas de resistencia al corte en la superficie de rotura de la balsa.

Figura 4.2.1.e.- Contorno de resistencia al corte en la superficie de rotura, calculada mediante elementos finitos. (Alonso, E.E. and Gens, A., 2006)

Concluyeron que considerando unas margas de propiedades homogéneas, la superficie de rotura no se producía, pero introduciendo una reducción en la resistencia de las mismas, las deformaciones excesivas debían distribuirse incrementando el espesor de una superficie de rotura que coincide con la ocurrida en la realidad.

Sin duda una de las cuestiones claves presentes en los análisis retrospectivos es la presencia de planos de propiedades resistentes residuales, que no fueron considerados en los análisis realizados para el diseño inicial de la presa, debido a que en el momento no fueron detectados. Sin incluir estos planos en los análisis iniciales, el tipo de rotura que se predecía

era circular que se aleja de la rotura producida en la realidad. Uno de estos planos constituyó la superficie de despegue de la rotura acontecida, aunque no solamente por sus propiedades residuales sino también por la orientación que presentan, con un buzamiento aproximado de 3 grados hacia el sureste, que determinó la rotura en la zona sur de la balsa y no así en la zona norte. Los parámetros resistentes asumidos para estos planos son de una cohesión nula y un ángulo de fricción de 17 grados.

La otra cuestión crítica es el régimen de presiones de poro existentes en el sustrato margoso y que no fue bien modelizado en los análisis iniciales, considerando un nivel estático que no se ajusta al real detectado por los sensores instalados y que era mucho más desfavorable, según puede verse en la comparativa realizada en la **Figura 4.2.1.f** (Alonso, E.E. and Gens, A., 2006).

Figura 4.2.1.f.- Nivel freático considerado en la fase de diseño y estimación de las presiones de poro existentes en el plano de rotura. (Alonso, E.E. and Gens, A., 2006)

Las consideraciones tomadas en cuenta en el análisis preliminar de diseño de la balsa parecen no fueron las más adecuadas para modelizar un tipo de rotura progresiva, de modo que los factores de seguridad resultaban aceptables inicialmente. Un análisis mediante métodos numéricos que hubiera incluido un nivel de resistencia residual, habría permitido la simulación del tipo de rotura que finalmente ocurrió.

4.2.2 PUNTOS COMUNES ENTRE LOS EVENTOS PREVIOS

En los casos descritos anteriormente existen sin duda diversos puntos en común que hacen que las roturas ocurridas sean muy similares entre sí. El análisis de estas cuestiones resulta de gran utilidad para la aplicación de mejoras en futuros diseños y operativas en las escombreras de CLC.

A continuación se analizan las cuestiones más relevantes referentes al tipo de roturas acontecidas en las diversas ubicaciones expuestas, así como las diferencias entre los diversos métodos de análisis utilizados para modelizar estos eventos.

a) Rotura progresiva

En todos los casos anteriormente descritos, actuó un mecanismo de rotura progresiva (62) (Burland, J. B., 1977). Este tipo de rotura ocurre solamente en un 20% de los casos y especialmente en arcillas sobre-consolidadas, como es el caso de la mina de Las Cruces y Aznalcóllar. Estos materiales son muy susceptibles a experimentar procesos de reblandecimiento desarrollando zonas de debilidad donde la resistencia baja drásticamente pasando de parámetros resistentes de pico a residuales.

La rotura progresiva, según se ha podido comprobar en la mina de Las Cruces, presenta siempre indicios semanas antes de su ocurrencia, si bien es cierto que no es sencillo correlacionar algunos de sus síntomas. Esto puede deberse a que la acumulación de deformación excesiva que lleva a la pérdida de resistencia al corte en la zona afectada, no ocurre de forma simultánea en toda la superficie de rotura, si no que va extendiéndose por la misma a medida que las tensiones van pasando a través de los diferentes elementos una vez que estos fallan por superación de la resistencia la corte de forma individual. Esto en campo se ha traducido en la visualización de grietas en cabecera de los taludes, pero sin detectarse al mismo tiempo señales significativas de inestabilidad al pie, hasta que la rotura es prácticamente inminente.

Este fenómeno se ha podido observar también en Carsington, donde los puntos de medición topográfica sufrieron más desplazamiento de forma inicial en la parte superior de la presa, mientras que al pie los signos de desplazamiento no eran tan evidentes.

b) Parámetros resistentes

Lo más relevante a destacar referente a los parámetros resistentes presentes en los materiales afectados por las roturas anteriores, es la gran diferencia que existe entre sus valores en resistencia pico y residual. En todos los casos anteriores se pudo determinar que las roturas se produjeron a favor de niveles o planos de resistencia residual. Estos niveles pueden pasar de tener una cohesión y fricción media en pico de 20 kPa e 23 grados respectivamente, a presentar una cohesión de 0 kPa y entre 12 y 8 grados de ángulo de fricción.

Este efecto es característico de las margas sobre-consolidadas, dado que a lo largo de su historia han experimentado cargas que han podido provocar desplazamientos (ver **Figura 4.2.2.a**) a favor de las estructuras de sedimentación existentes, pudiéndose haber producido deformaciones que implican una plastificación de estos niveles, superando su resistencia pico y quedando la resistencia residual. En las margas de la mina de Las Cruces se ha estudiado viene este fenómeno mediante la realización de multitud de ensayos de compresión simple con medidas de deformación en la post-rotura, como ya se ha descrito anteriormente.

Figura 4.2.2.a.- Desplazamiento observado en plano de estratificación.

En el caso de la mina de Las Cruces los planos residuales existentes en las margas, gracias a la gran excavación que supone la corta, han sido bien acotados desde los inicios y detectados en los numerosos inclinómetros repartidos a lo largo de todo el recinto minero. Estos planos se pueden definir como frágiles, de modo que una pequeña deformación hace que la resistencia pase de pico a residual de forma muy rápida. De este modo, en zonas donde inicialmente se podría suponer una resistencia uniforme para toda la matriz de margas con parámetros pico, en realidad existen zonas débiles.

c) Influencias de estructuras

La influencia de las estructuras ha quedado patente en el análisis de las diversas roturas tratadas en esta tesis.

Así por ejemplo cuando se analiza la rotura de Azancóllar, se cita la siguiente frase: "El plano de despegue de la rotura es una superficie pseudo-horizontal a unos 10 metros de profundidad respecto del terreno natural. Este se combinó con unas juntas pseudo-verticales complementarias entre sí que desplazaron finalmente el bloque en cuestión."

En la mina de Las Cruces se conocen bien estas estructuras que se pueden ver y medir en los bancos de corta. En la **Figura 4.2.2.b** se pueden ver algunos ejemplos.

Figura 4.2.2.b.- Planos pseudo-verticales en margas.

En la Escombrera Sur de la mina de Las Cruces, se conocía la existencia de una superficie de debilidad en el contacto entre la fase de nuevo vertido de la escombrera y la antigua, que conformaba un talud de 30 grados en cuyo pie se dejó una franja de material sin cajar.

Así mismo en el caso de Carsington, fue precisamente una superficie de discontinuidad en uno de los laterales de la presa la que desencadenó el desplazamiento.

En todos estos casos las superficies de discontinuidad o estructuras, ya sean de naturaleza artificial o no, conducen a una pérdida de cohesión en las mismas que las convierten en planos débiles, provocando una pérdida de confinamiento lateral y contribuyendo sin duda a la ocurrencia de la rotura.

d) Comparativa entre equilibrio límite y elementos finitos

Cómo hemos podido observar de los casos anteriormente expuestos, en todos ellos las roturas se han producido por un mecanismo de rotura progresiva. Este tipo de mecanismo es difícil de reproducir con un programa de equilibrio límite.

En todos los casos anteriores los factores de seguridad obtenidos mediante un análisis de equilibrio límite están en torno al 1.4 asumiendo resistencias de pico, factor que se considera más que aceptable para estar del lado de la seguridad, suponiendo un pequeño porcentaje de que se produzca un fallo geotécnico.

Por otra parte resulta factible introducir un nivel débil en este tipo de análisis, con propiedades resistentes residuales, de modo que forzaremos al programa a pasar la superficie de rotura por este nivel, pero en cualquier caso, la geometría de la rotura la estamos induciendo directamente. De este modo se obtiene una reducción en el factor de seguridad en torno al 28% quedando este en 1.0, que prácticamente asegura el desarrollo de una superficie fallo geotécnico.

Los métodos numéricos (tenso-deformacionales) para el análisis de estabilidad de taludes, resultan sin duda más acertados para modelizar roturas de tipo progresivo, ya sea por diferencias finitas o elementos finitos. Este tipo de programa es capaz de modelizar como una pequeña cantidad de asiento puede provocar deformaciones excesivas que se concentran en elementos individuales donde los parámetros resistentes inicialmente de pico pasan a residuales. Cuando se supera la resistencia al corte en un elemento, las tensiones son asumidas por el siguiente elemento, que sufre el mismo proceso, propagándose este efecto por todos los elementos de la superficie de rotura hasta que finalmente se produce la rotura global, cuando en todos los elementos se ha superado la resistencia al corte del terreno. La superficie de rotura por tanto se define de forma automática por el programa a diferencia que ocurre con un análisis de equilibrio límite donde la superficie de rotura debe predeterminarse, debido a que este tipo de programa no es capaz de reproducir el estado tenso-deformacional de cada elemento que se define en el análisis. La superficie de rotura por tanto se identifica mediante los indicadores de plasticidad de los elementos discretos. Estos indicadores de plasticidad suponen que los esfuerzos inducidos satisfacen el criterio de fluencia impuesto. Este tipo de indicadores normalmente denota que hay algún tipo de flujo plástico teniendo lugar, pero también es posible que individualmente algunos elementos simplemente se sitúen dentro de esta superficie de fluencia (esto sucede a veces al comienzo de la simulación pero subsecuentes procesos de redistribución tensional descargan los elementos que se encuentran en la curva de falla, haciendo que estos dejen de estarlo durante el proceso de cálculo) sin que haya un flujo plástico. Por tanto para identificar una potencial superficie de rotura en los programas de análisis tenso-deformacional, hay que imponer cierto juicio geotécnico e interpretación de resultados para identificar si se está generando algún tipo de inestabilidad.

Los métodos de equilibrio límite utilizan el concepto de los materiales elasto-plástico perfectos. En cambio ignora la relación entre la tensión y deformación que es una parte esencial de la mecánica del medio continuo deformable, hecho que si tienen en cuenta los métodos tenso-deformacionales (ya sean métodos de elementos finitos o diferencias finitas, con reducción de la resistencia al corte). A partir del modelo constitutivo que se asigne a cada uno de los elementos, se generan indicadores de plasticidad que darán indicios de la potencial superficie de rotura, sin que esta tenga que estar predeterminada previamente como en el método de equilibrio límite.

Otra de las limitaciones que presenta SLIDE está asociada al efecto que producen las estructuras en los análisis. En concreto en el análisis retrospectivo de la rotura de la Escombrera Sur, ninguno de los círculos de rotura generados por el programa pasaban cerca del contacto entre la zona de vertido antigua y nueva de la escombrera. Esto quiere decir que el análisis no tomó en cuenta esta estructura, sin embargo en el análisis retrospectivo

realizado con FLAC 2D se puede observar cómo se genera esta superficie de forma automática. En la práctica sabemos que la existencia de esta estructura fue determinante en la rotura. En **Figura 4.2.2.c** se puede hacer una comparativa de este hecho.

Figura 4.2.2.c.- Discontinuidad en SLIDE y en FLAC-2D.

Utilizando el programa SLIDE a veces hay que realizar ciertas asunciones que puede que se correspondan o no con la realidad. El ejemplo vuelve a estar en el análisis retrospectivo de Escombrera Sur. Para provocar que el coeficiente se sitúe por debajo de 1 se tuvo que recurrir a aumentar el coeficiente B-bar hasta un valor de 1.1, intentando simular unas presiones de poro en el cimiento muy elevadas que produjeran finalmente la rotura. La realidad es que según la instrumentación instalada en la zona el B-bar nunca estuvo por encima de 1, de modo que este tanteo parece no se adaptaba al régimen de presiones existentes.

En los análisis de la rotura de Aznalcóllar y Carsington, tenemos situaciones similares a estas. En Aznalcóllar por ejemplo el análisis con equilibrio límite no reproduce el efecto ocasionado por los planos de discontinuidad pseudo-verticales y en el caso de Carsington el análisis no contempló el efecto de pérdida de confinación lateral donde comenzó la rotura a causa de la existencia de una discontinuidad.

4.3 CLAVES PARA LA ESTABILIDAD DE ESTRUCTURAS

Tras los análisis realizados y como se ha comprobado a lo largo de los años de operación en la mina de Las Cruces, se puede determinar que la estabilidad de las escombreras pasa por el esmero en la preparación de la zona de vertido que constituirá el cimiento de la propia escombrera, así como la excelencia en la construcción de las tongadas que las constituyen.

4.3.1 PRESIÓN DE PORO DEL CIMIENTO

En la mina de Las Cruces, se ha prestado especial atención a las condiciones del terreno de cimiento de las escombreras, motivado esto por el estudio de la rotura de la presa de Aznalcóllar donde una de las causas principales fue la elevada presión de poro existente.

Desde la fase inicial de diseño se construyó una escombrera piloto para instrumentarla y poder calibrar así los valores de presiones de poro límites y el coeficiente B-bar. Esta calibración se llevó a cabo usando un modelo con acoplamiento hidromecánico en FLAC 2D.

El comportamiento de estos materiales se predijeron mediante la construcción de esta escombrera piloto, construida con margas derivadas de la excavación. Se instaló instrumentación para monitorizar la reacción del terreno al vertido.

El objetivo del análisis en FLAC 2D fue calibrar y validar los valores de presiones de poro proporcionados por la instrumentación instalada, así como predecir la evolución a futuro de las presiones de poro y presiones totales, en el área donde se ubica la escombrera.

Durante el proceso de carga, se observaron unos valores máximos del B-bar de Skempton de 0.83, que se veían más afectados durante la construcción de la escombrera y en particular en función del ratio de vertido.

En la actualidad se controla no exceder ese valor de B-bar de 0.83, en las escombreras mediante el monitoreo de las mismas con células de presión total y piezómetros de cuerda vibrante instalados en la misma ubicación para que resulte totalmente representativo.

Figura 4.3.1.a.- Sensores mostrando la evolución de las presiones de poro.

Figura 4.3.1.b.- Presión de poro tras la construcción de la escombrera.

4.3.2 PLANOS DE ESTRATIFICACIÓN EN MARGAS

Uno de los problemas más importantes que presentan las margas son la presencia de planos de estratificación que presentan parámetros residuales.

En el año 2015, se realizó un análisis de sensibilidad referente a la estabilidad de las escombreras, para comprobar la variación de los factores de seguridad globales en función de la profundidad de los planos de estratificación en el cimientado de margas, tomando como ejemplo la Escombrera Sur de margas.

Durante los 10 años de excavación de la corta minera y construcción de las escombreras se han podido acotar los planos de estratificación por los siguientes medios:

1. Cartografía de bancos de excavación de la corta en margas.
2. Planos definidos en los inclinómetros instalados en las escombreras y en la corta.

Figura 4.3.2.a.- Planos de estratificación en los bancos de corta.

En la Escombrera Sur los inclinómetros desvelan un plano a unos 15 metros de profundidad respecto del terreno natural, aunque en los bancos de corta se puede observar que existen planos incluso más superficiales. El análisis de sensibilidad demuestra una relación clara entre profundidad de los planos y el coeficiente de seguridad global, haciendo este menor cuanto más superficial el plano incluido en el análisis. Ver las siguientes figuras.

Figura 4.3.2.b.- Plano de estratificación ubicado a 21 m de profundidad. FS=1.20.

Figura 4.3.2.c.- Plano de estratificación ubicado a 19 m de profundidad FS=1.12.

Figura 4.3.2.d.- Plano de estratificación ubicado a 17 m de profundidad. FS=0.99.

A su vez es determinante la combinación de estos planos junto con la topografía del terreno natural. Los planos de estratificación tienen una orientación este-oeste, buzando unos 3 grados al sur, por lo cual los taludes menos favorables con aquellos con orientación sur, a favor de la estratificación.

4.3.3 COMPACTACIÓN

Como ya se ha comentado en el apartado 3.1.3, los parámetros resistentes en los rellenos de margas dependen del grado de compactación y de ese modo se comprobó mediante el análisis detallado en ese apartado.

Cabe destacar, para resaltar una vez más la importancia de esta cuestión en la mina de Las Cruces, la gran cantidad de ensayos que llevan a cabo para el control de la compactación in situ. Prueba de ello es la siguiente imagen donde se pueden ver la nube de todos los puntos ensayados en la bermá barrera de la Escombrera Norte.

Figura 4.3.3.a.- Ubicaciones de ensayos de comprobación de compactación in situ.

4.4 SOLUCIONES IMPLEMENTADAS EN LAS ESCOMBRERAS DE LA MINA DE LAS CRUCES

Las medidas adoptadas para remediar las roturas ocurridas en la mina de Las Cruces han pasado por realizar cambios en la geometría de los taludes afectados en orden de suavizar el ángulo global de los taludes hasta hacerlos estables. Para ello se realizaron análisis de estabilidad de las nuevas geometrías comprobando que los factores de seguridad son los adecuados. Estas medidas a día de hoy llevan implementadas más de ocho años en el caso de la Escombrera Norte, IET, y más de dos años en el caso de la Escombrera Sur, sin la aparición de nuevos signos de inestabilidad, lo que indica que las medidas tomadas para estabilizar estos taludes fueron las adecuadas.

A continuación se detallan las acciones realizadas para estabilizar los taludes afectados en las Escombreras Norte y Sur.

Escombrera Norte. IET

Se decidió retirar tierras de la cabecera de la escombrera (hasta la cota +73 en El Esparragal y hasta la cota +70 en la zona de cresta de la rotura). Este movimiento supone unos 2,3 Mm³.

Asimismo se decidió proceder al acopio de tierras al pie de la berma barrera, tanto en la zona ya acondicionada para recibir en el futuro los estériles de planta como al sur de esta área, tras su desbroce y retirada de tierra vegetal.

Sobre el modelo de cálculo anterior se ha reproducido la re-excavación iniciada hasta la cota +73 en la zona de El Esparragal desde la grieta principal de rotura hacia el norte y este, y hasta la cota +70 desde la mencionada grieta hacia el oeste, en la zona ya movilizada e inestable.

Como puede apreciarse en la **Figura 4.4.a** esta descarga de tierras en coronación genera un incremento del factor de seguridad del 10 %, es decir lo eleva hasta 1,16.

Figura 4.4.a.- Efecto que produce la descarga de tierras en la coronación de la Escombrera Norte.

A la vez que se ha iniciado la descarga de tierras en la zona de coronación de la Escombrera Norte, se procedió a cargar tierras al pie de la berma-barrera en la zona de la escombrera inicialmente prevista para acoger los estériles de planta (tailings o EIT).

Con objeto de realizar una primera cuantificación que esta carga de tierras ejerce, se han modelizado tres alturas diferentes:

- ✓ 5 m
- ✓ 7,5 m
- ✓ 10 m.

Las **Figuras 4.4.b, 4.4.c y 4.4.d**, muestran el resultado de estos cálculos sobre la geometría y propiedades del terreno originales.

Puede apreciarse como la carga al pie de la berma-barrera de la escombrera de una altura de tierras de 5 m incrementa el factor de seguridad otro 10 % de forma que este se sitúa en 1,22.

Si esta altura de tierras se eleva en 2,5 m adicionales, es decir, hasta 7,5 m, la influencia es despreciable. Sin embargo cuando la altura de tierras acumulada al pie alcanza un valor de 10 m, el factor de seguridad se incrementa una décima, alcanzando un valor de 1,3.

Figura 4.4.b.- Efecto de una carga de tierras al pie de la berma-barrera de 5 m de altura.

Figura 4.4.c.- Efecto de una carga de tierras al pie de la berma-barrera de 7,5 m de altura.

Figura 4.4.d.- Efecto de una carga de tierras al pie de la berma-barrera de 10 m de altura.

Escombrera Sur

Se diseñó un contrafuerte de tierras por el que discurre elevada la nueva pista perimetral. Este contrafuerte ocupa parcialmente el terreno alrededor de la escombrera, dejando un talud de suave inclinación. Esta medida ya ha sido utilizada en CLC en otras ocasiones, tanto en la Escombrera Norte como en la propia Escombrera Sur. Debido a los mencionados condicionantes que afectan tanto a la vía pecuaria como a las distintas zonas de policía y dominio del arroyo Garnacha, se diseñaron dos contrafuertes de tierras de geometrías diferentes para los taludes Suroeste y Sureste. A continuación se describen ambos contrafuertes:

- ✓ Contrafuerte del talud Suroeste: estará conformado un contrafuerte de 20 m de altura con una anchura en coronación de 100 m. Los 5 m inferiores del tacón de tierras poseerán una pendiente de 6H/1V, mientras que los 15 m superiores se dispondrán al 2H/1V. Esto provoca una extensión de la huella de la escombrera de 57 m sobre la huella original antes de la rotura, de los que los 30 m exteriores correspondientes a la anchura total de la vía pecuaria están con la pendiente suave del 6H/1V.
- ✓ Contrafuerte del talud Sureste: estará conformado un contrafuerte de 25 m de altura con una anchura en coronación de 90 m. Los 5 m inferiores del tacón de tierras poseerán una pendiente de 6H/1V, mientras que los 20 m superiores se dispondrán al 2,5H/1V. Esto provoca una extensión de la huella de la escombrera de 44 m sobre la huella original antes de la rotura, de los que los 30 m exteriores correspondientes a la anchura total de la vía pecuaria están con la pendiente suave del 6H/1V.

En la **Figura 4.4.e** se incluyen sendos esquemas conceptuales de las dos tipologías de contrafuerte tanto en el talud Suroeste como en el talud Sureste.

Figura 4.4.e.- Esquema conceptual de las dos tipologías de contrafuerte propuestas.

En ambos casos los contrafuertes se construirán con margas inertes compactadas al 90 % de su Proctor Modificado y posteriormente se cubrirán con tierra vegetal.

Las medidas de remediación se completan con una descarga de tierras de 9 m de altura dentro de la propia masa deslizada.

Los cálculos justificativos realizados para cuantificar la solución y el factor de seguridad que se deriva de la nueva re-distribución de pesos, están basados en los análisis retrospectivos de la inestabilidad realizada tanto en SLIDE como en FLAC. A continuación se muestran las salidas gráficas de los análisis realizados:

Análisis SLIDE:

Figura 4.4.f.- Análisis de estabilidad de la solución de estabilización para el talud Sureste (condiciones estáticas)

Figura 4.4.g.- Análisis de estabilidad de la solución de estabilización para el talud Suroeste (condiciones estáticas)

Los factores de seguridad en condiciones estáticas que se obtienen con SLIDE son:

- ✓ Talud Sureste, el factor de seguridad de la masa deslizada es de 1,471, mientras que el contrafuerte queda con un factor de seguridad de 1,774.
- ✓ Talud Suroeste, el factor de seguridad de la masa deslizada es de 1,495, mientras que el contrafuerte queda con un factor de seguridad de 1,774.

Estos factores de seguridad de 1,5 son muy satisfactorios y garantizan la efectividad de la solución propuesta.

Análisis FLAC 2D:

En esta nueva fase constructiva, producto de la ejecución del tacón de contención, se lleva a cabo la reducción de las propiedades resistentes, obteniéndose un valor del Factor de Seguridad de 1,22. En la **Figura 4.4.h** se muestra la condición de los elementos una vez llevada a cabo la reducción. La realización del tacón de contención supone que se debe llevar a cabo una mayor reducción de las propiedades resistentes, plastificando en la condición final un mayor número de elementos, tal como se observa con detalle en la **Figura 4.4.i**.

Tal como se observa en detalle en la **Figura 4.4.j**, las plastificaciones se producen en gran parte del relleno en la zona de ampliación de la Escombrera Sur, junto con las registradas en la zona del plano de discontinuidad.

Figura 4.4.h.- Indicadores de plastificación – Factor de Seguridad

Figura 4.4.i.- Detalle de los indicadores de plastificación – Factor de Seguridad

Figura 4.4.j.- Superficie potencial de falla asociada a los indicadores de plastificación – Factor de Seguridad.

4.5 RESTAURACIÓN Y DRENAJE SUPERFICIAL DE ESCOMBRERAS

En el conjunto minero se han definido un conjunto de medidas ambientales establecidas en la Declaración de Impacto Ambiental, así como en el Estudio de Impacto Ambiental del Proyecto Minero “Las Cruces”, relativas a las escombreras.

Con objeto de prevenir los riesgos ambientales que pudieran derivarse de la gestión, almacenamiento y eliminación de los residuos mineros, serán de aplicación las siguientes medidas, teniendo en cuenta que con carácter general los depósitos de los residuos mineros se efectuarán en escombreras cuya altura final (escombreras permanentes), de acuerdo con el EIA, será inferior a 40-45 m. sobre la superficie actual del terreno, con pendientes suaves que no superan un talud de 4(H) : 1(V) y de forma irregular para que su topografía sea similar a la natural de la zona situada a unos 500 m. al noroeste del Proyecto.

Los depósitos temporales o permanentes de estériles inertes de recubrimiento se efectuarán de forma que, tanto en el borde de coronación de las escombreras como en las bermas laterales, se dispondrán cunetas de guarda transversales revestidas que desagüen en drenajes longitudinales también revestidos, de modo que las aguas de escorrentía sean adecuadamente canalizadas, minimizando su poder erosivo. Estas aguas serán sometidas a sistemas de decantación de sedimentos antes de su incorporación al sistema de drenaje superficial, cuyos diseños en detalle y plan de mantenimiento durante las fases de construcción y operación se incorporarán a los proyectos constructivos.

Se ha establecido así mismo un Plan de Abandono y Clausura, que formará parte del Programa de Restauración y estará en estrecha relación con el Plan de Vigilancia y Control Medio Ambiental. Los objetivos del Proyecto Definitivo de Abandono y Clausura en este caso, son la estabilización del depósito para garantizar a largo plazo su seguridad estructural. Ello incluye:

- ✓ Estabilidad geotécnica.
- ✓ Protección contra la erosión.
- ✓ Sistema de drenaje.

Este Plan se seguirá durante un periodo mínimo de cinco años, a partir del cual se podrá solicitar la “Autorización de Abandono Definitivo” de la instalación, a la Autoridad Minera Competente.

Entre las medidas adoptadas para dar soporte a los tres puntos anteriores, está el recubrimiento con tierra vegetal de las escombreras de margas, así como de los sellos de las escombreras de no inertes. En las **Figuras 4.5.a y 4.5.b** se puede ver una escombrera en fase de recubrimiento con tierra vegetal y una totalmente restaurada y revegetada.

Figura 4.5.a.- Escombrera en proceso de restauración.

Figura 4.5.b.- Escombrera restaurada.

Para el cálculo de los drenajes ha procedido a la determinación de los parámetros físicos representativos de cada cuenca a partir de la cartografía disponible. Se aplicó el método hidrometeorológico conocido como “método racional” (63) (Ministerio de Fomento) para calcular los caudales máximos de avenidas para periodos de retorno de 2, 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

En la **Tabla 4.5.I** se incluye un resumen del dimensionamiento realizado para las distintas cunetas que integran el sistema de drenaje superficial de la Escombrera Sur de inertes del Proyecto Minero Las Cruces.

ESCOMBRERA	CUNETA PERIMETRAL DE PIE	CUNETA PERIMETRAL EN CORONACIÓN	BAJANTES
ESCOMBRERA SUR	Trapezoidal, paredes 1H/1V, 1,00 m de ancho en base y 0,90 m profundidad mínima	Triangular, 1,20 m ancho en coronación y 0,60 m profundidad mínima	Rectangular, 0,50 m de ancho de base y 0,25 m profundidad mínima

Tabla 4.5.I.- Cuadro Resumen del dimensionamiento del drenaje superficial de las escombreras

5 CONCLUSIONES

El residuo predominante en la mina de Las Cruces es la marga. Esta formación está constituida desde el punto de vista geotécnico, por unas arcillas sobreconsolidadas y es por tanto muy susceptible a presentar fenómenos de rotura progresiva. Adicionalmente, este tipo de materiales responden a modelos de reblandecimiento con un amplio ratio entre sus parámetros en condiciones residuales y de pico, a partir de una cierta deformación. Ambas circunstancias se han puesto de manifiesto en la mina en dos ocasiones. Una primera, en la escombrera Norte durante el 2008, y otra segunda, en la escombrera Sur, esta vez en el 2015. En estas dos ocasiones se produjeron sendas roturas, que por fortuna no tuvieron repercusiones importantes.

En la presente tesis, se ha realizado una comparativa entre las roturas acontecidas en la mina de Las Cruces y las ocurridas en la presa de Aznalcóllar (1998), muy cercana a la mina, y en la presa de Carsington, en Inglaterra (1984). Esta comparativa ha servido para demostrar que los programas basados en métodos numéricos, en detrimento de otros métodos de análisis, se consideran los más adecuados para la modelización de roturas de tipo progresivo, consiguiendo con ello implementar en el complejo minero de estudio, las mejores técnicas disponibles.

Tras el estudio detallado de los eventos mencionados y tras la acumulación de gran cantidad de datos derivados de la ejecución de ensayos in situ, ensayos en laboratorio, experiencias en campo, prospección, etc; se pueden establecer metodologías para el diseño y construcción de estructuras de residuos estables en un complejo minero operativo con materiales de este tipo, que se apoyan sobre materiales sobreconsolidados y altamente impermeable. Dichas metodologías deben enfocarse en establecer un control principalmente, sobre los tres siguientes aspectos:

A) La influencia de la compactación en la resistencia al corte de las margas vertidas.

Los parámetros resistentes de las margas vertidas, están ligados a su grado de compactación según se ha demostrado en esta tesis y respaldado por multitud de ensayos realizados. El control de la compactación in situ en las escombreras, por tanto, es esencial. Esto se puede conseguir estableciendo una sistemática basada en el conocimiento de las características del material de vertido remoldeado y compactado y, sobre todo, en el control de la compactación mediante la realización de calicatas y puntos de control de humedad y densidad in situ.

Según la experiencia adquirida durante la construcción de las escombreras, se pueden implementar las siguientes acciones para controlar la compactación:

- ✓ Establecer en diseño un espesor de tongada y un grado de compactación, en función de los valores derivados de los ensayos de referencia Proctor Modificado, sobre material remoldeado.

- ✓ Ejecución de calicatas, con profundidades acordes a las establecidas en el diseño para cada tongada, para comprobación y delimitación de compactación en las mismas.
- ✓ Creación de una sistemática de ensayos in situ para control de compactación, realizando una comprobación de la misma mediante la medición de la densidad y humedad in situ cada 10.000 m³ de margas vertidas. Es recomendable ensayar todas las tongadas vertidas. Si algún punto ensayado no cumple con la densidad y humedad del ensayo de referencia para un grado de compactación definido se ensayarán tres puntos que rodeen al mismo, de los cuales todos los puntos deben cumplir con los valores de humedad y densidad establecidos. De no ser así se repetirá el mismo procedimiento. En algunos casos se puede requerir de una recompactación en la zona en cuestión.

B) El coeficiente B-bar y la presión de poro existente en el material de cimientado de las escombreras.

Según se ha comprobado en el estudio de todos los casos de rotura expuestos en esta tesis, uno de los factores contribuyentes más determinantes ha sido el exceso de presiones intersticiales en el terreno sobre el que se apoya la escombrera. En este tipo de materiales tan impermeables, la disipación de presiones de poro se produce de forma muy lenta en el tiempo, de modo que controlar que controlar el régimen de presiones cobra mucha importancia.

Para este fin en la mina de Las Cruces se han implementado las siguientes acciones que pueden ser de utilidad en otras minas u obras civiles enclavadas en este tipo de materiales:

- ✓ Disponer de una escombrera piloto instrumentada con sensores de cuerda vibrante y células de presión total para conocer las presiones de poro antes del comienzo de la construcción, y ver el incremento que se produce en relación a la carga total debida al acopio de tierras. De este modo se podrá fijar un coeficiente B-bar máximo con el que diseñar las estructuras de tierra, y que no deberá excederse durante la construcción de la escombrera, proporcionando un criterio muy valioso de control.
- ✓ Establecer una planificación de vertido a largo plazo que permita mantener los niveles de B-bar por debajo del valor máximo de referencia establecido por el método mencionado en el punto anterior. En este sentido la geotecnia puede proporcionar criterios operacionales muy valiosos para garantizar la estabilidad, indicando las velocidades más adecuadas de vertido en cada caso.
- ✓ Instrumentar las escombreras en construcción con sensores de cuerda vibrante y, en menor medida mediante células de presión total, e implementar una sistemática de toma de medidas.
- ✓ Establecer en el Plan de Vigilancia geotécnico unos rangos admisibles de aumento de presiones intersticiales y unos protocolos de actuación ligados a ellos. Esto puede suponer modificaciones en el plan de vertido a corto plazo.
- ✓ Retroalimentar los modelos creados para el análisis de estabilidad de las escombreras con los datos de este tipo de instrumentación.

C) El desarrollo de mecanismos de rotura progresiva en planos de estratificación existentes.

Los planos de estratificación, así como otros posibles niveles con propiedades residuales, han jugado un papel esencial en las roturas analizadas en esta tesis. En orden de controlar dichos planos se pueden realizar las siguientes acciones:

- ✓ Instalar inclinómetros en las escombreras profundizando unos 25 metros en el terreno natural de cimentación. De este modo se podrán controlar los desplazamientos a favor de estos planos de estratificación y ubicando estos con precisión, en profundidad. Esto es muy importante toda vez que planos de rotura progresiva más profundos, proporcionan factores de seguridad más elevados, haciendo más improbable la rotura.
- ✓ Cartografiar los planos de estratificación cuando sea posible. En el caso de Las Cruces, esta cartografía se realiza de forma sistemática en los taludes excavados en la corta minera. De no tener esta circunstancia podría ser recomendable efectuar este mapeo en los cajeros que puedan establecerse en los diseños, o en catas excavadas a tal efecto.
- ✓ Establecer en el Plan de Vigilancia geotécnico unos rangos admisibles de aumento de desplazamiento en planos y unos protocolos de actuación ligados a ellos.
- ✓ Retroalimentar los modelos creados para el análisis de estabilidad de las escombreras con los datos proporcionados por este tipo de instrumentación.
- ✓ Tener en cuenta la topografía natural del terreno tanto en cuestiones operativas como en los análisis, ya que puede provocar que los planos de estratificación se queden más someros, facilitando así la ocurrencia de una potencial rotura. En este sentido es muy desfavorable que la pendiente natural del terreno posea la misma orientación que los planos de estratificación, descalzando estos, y favoreciendo fuertemente posibles inestabilidades.

Otras cuestiones a tener en cuenta pueden ser las siguientes:

- ✓ La realización de ensayos durante la ejecución de las escombreras para determinar cómo se encuentran los materiales in situ y poder rehacer los análisis con unos parámetros más precisos que los tenidos en cuenta a la hora del diseño se ha hecho primordial, por ejemplo, en el caso de la IET e IEM de la Escombrera Norte, que son, por su naturaleza, las dos instalaciones más críticas en la mina.
- ✓ Aprovechar la impermeabilidad de las margas para hacer sellos para otros residuos más contaminantes presentes en la mina. Para demostrar la funcionalidad de las margas como barrera geológica natural se ha realizado un estudio específico, recogido en la tesis, utilizando muestras de diferente profundidad en la corta y con diferentes grados de compactación, determinando en una célula triaxial, la permeabilidad del material remoldeado.
- ✓ La restauración de las escombreras es esencial para cumplir con la legislación y cuidar el impacto con el medio ambiente colindante. Las principales medidas implementadas en las escombreras de la mina de Las Cruces, han sido la restauración con tierra vegetal, diseño y drenajes acordes a los requerimientos de la Declaración de Impacto Ambiental e instrumentación y monitoreo de las estructuras de residuos para asegurar su estabilidad a largo plazo.

De forma paralela a las cuestiones relevantes para ejecutar escombreras estables y a las lecciones aprendidas de las roturas acaecidas, en esta tesis una de las cuestiones más relevante ha sido demostrar la correlación entre el aumento de resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad con la profundidad de las margas, soportado por numerosos ensayos realizados a lo largo de la vida de la mina. Dichas correlaciones matemáticas pueden resultar de interés y utilidad para su uso en futuras minas operativas y en obras civiles, en materiales similares.

Finalmente, durante la operación minera se han producido ciertos cambios en las condiciones de los tailings procedentes de planta, principalmente en lo relativo a su humedad, que han obligado a cambiar la operativa en la instalación dónde se almacenan estos residuos. Para optimizar esta operativa se ha recurrido a realizar un análisis combinando el uso de software de equilibrio límite y diferencias finitas, que ha permitido realizar un innovador análisis para optimizar la operación con tailings derivados de un tipo nuevo de filtrado implementado en la planta hidrometalúrgica. Lo interesante de este análisis reside en la comparativa que se ha realizado entre comportamientos, una vez vertidos, de dos materiales presentes en la mina: las margas, cuyas características y comportamiento una vez vertidas es sobradamente conocido tras años de operativa minera con ellas y los tailings. Con este análisis se pudieron establecer diversas opciones de vertido estable, minimizando la generación de aguas de contacto en la instalación suponiendo un importante ahorro económico para el complejo minero. Es el ejemplo de cómo un enfoque geotécnico en un problema de operativa minera, ha sido capaz de optimizar la operativa y suponer una ventaja económica.

6 LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

En orden de ampliar y enriquecer el trabajo realizado se proponen como líneas de futura investigación los siguientes aspectos:

- ✓ La correlación entre el módulo elástico y la resistencia a compresión simple de las margas con la profundidad debe seguir un patrón constante y susceptible de proporcionar una correlación matemática, en otras localizaciones geográficas, de forma similar a como se ha realizado en esta tesis con la correlaciones de la resistencia a compresión simple y el módulo elástico con la profundidad en las margas. Se considera interesante, por tanto, investigar datos disponibles de otros proyectos realizados en este tipo de materiales para realizar un tratamiento conjunto de todos los datos para poder afinar más aun las correlaciones matemáticas que serán de utilidad para futuras operaciones en margas sobre consolidadas.
- ✓ En esta tesis se han comparado los métodos de equilibrio límite y los métodos tenso-deformacionales para el estudio de estabilidad de taludes. Tomando esta comparativa como punto de partida, se considera interesante incluir los análisis tenso-deformacionales en 3D. Realizar un análisis retrospectivo de las roturas acontecidas en la escombreras norte y sur de la mina de Las Cruces, con el fin de optimizar el conocimiento actual y sobre todo comprobar la idoneidad del uso de este tipo de métodos en una mina operativa donde el exigente ritmo de la producción debe casar con los tiempos necesarios para realizar los análisis de estabilidad y que a priori considerando métodos en 3D podrían suponer una ralentización de este proceso. El objetivo principal por lo tanto sería buscar el método óptimo de análisis que mejor se adapte a la operación, asegurando la estabilidad de las estructuras a corto y largo plazo.
- ✓ Investigar la implementación de sistemas de monitoreo geotécnico novedosas como pueden ser el escaneo topográfico de los taludes de escombreras o el uso de drones para la detección temprana de signos de inestabilidad en zonas de difícil acceso. El uso de drones además puede suponer un ahorro considerable de tiempo a la hora de revisar signos de inestabilidad en aéreas de envergadura considerable, que suele ser la tónica general en operaciones mineras y grandes obras civiles.
- ✓ Analizar otras roturas de tipo progresivo acontecidas en otras localizaciones y realizar un análisis estadístico de la probabilidad de ocurrencia de este tipo de rotura. Esta tipología de rotura se estima que ocurre en un porcentaje bajo de casos, pero resultaría de utilidad acotar mejor este porcentaje. Asimismo se considera de utilidad estudiar los síntomas que se presentan antes de la ocurrencia de una rotura progresiva, en diversas localizaciones, para posiblemente elaborar un procedimiento para la identificación y detección temprana de una potencial rotura. Este último paso se podría añadir como información muy útil, dentro de las metodologías planteadas en esta tesis para la construcción de escombreras estables.

7 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

103103:1994, UNE. *Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande.* 1994.

103104:1993, UNE. *Determinación del límite plástico.* 1993.

103200:1993, UNE. *Determinación de carbonatos en los suelos.* 1993.

103300:1993, UNE. *Determinación de la humedad de un suelo mediante secado en estufa.* AENOR. 1993.

103301:1994, UNE. *Determinación de la densidad de un suelo. Método de la balanza hidrostática.* 1994.

103400:1993, UNE. *Ensayo de rotura a compresión simple en probetas de suelo.* 1993.

103401:1998, UNE. *Determinación de los parámetros resistentes al esfuerzo cortante de una muestra de suelo en la caja de corte directo. [ed.] AENOR.* 1998.

103500:1994, UNE. *Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor Normal.* 1994.

103501:1994, UNE. *Geotecnia. Ensayo de compactación. Proctor Modificado.* 1994.

103801-1:1994, UNE. *Geotecnia. Prueba de penetración dinámica superpesada.* 1994.

1481/2001, REAL DECRETO. 2001. *Eliminación de residuos mediante depósito en vertedero.*

22950-1:1990, UNE. *Propiedades mecánicas de las rocas. Ensayos para la determinación de la resistencia.*

3080/D3080M, ASTM. *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.*

3877, ASTM. *Standard Test Methods for One-Dimensional Expansion, Shrinkage and Uplift Pressure of Soil-Lime Mixtures.*

7327:75, UNE. *Preparación de muestra para los Ensayos en suelos.* 1975.

7368:1977, UNE. *Determinación con agua oxigenada del contenido de materia orgánica en los suelos.*

7376:1975, UNE. *Granulometría de suelos por tamizado.* 1995.

AGRA. Julio de 2000. *Estudio de gestión de estériles de tratamiento de Las Cruces.*

Alonso, E.E. and Gens, A. 3. 2006. *Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties.* *Geotechnique*, Vol. 56, págs. 165-183.

ASTM D-387/80.

Atterberg, A. 1911. *Über die physikalische Bodenuntersuchung, and über die Plastizität der Tone.* Internationale Mgen für Bodenkunde, Vol. 1.

Ayala-Carcedo, F.J. 2004. *La rotura de la balsa de residuos mineros de Aznalcóllar (España) de 1998 y el desastre ecológico consecuente del río Guadiamar: causas, efectos y lecciones.* 115 (4), págs. 711-730.

Baquero, J.C., y otros. 2016. *Groundwater Management in Mining: The Drainage and Reinjection System in Cobre Las Cruces.*

Burland, J. B., Longworth, T. I. & Moore, J. F. A. 4. 1977. *A study of ground movement and progressive failure caused by a deep excavation in Oxford clay.* 27, No. 4, Géotechnique, Vol. 27, págs. 557–591.

CLC. 2010. **HCP Ground Control.**

Coulomb, C.A. *Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs, a la architecture.* s.l. : Mem.Acad.Roy-Div.Sav, 1776. págs. 343-387.

Cundall, P.A. 1990. *Numerical Modelling of Jointed and Faulted Rock.* Mechanics of Jointed and Faulted Rock. Rotterdam : A.A. Balkema, págs. 11-18.

D2487, ASTM Standard. s.n. 2000. *"Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)".* [ed.] ASTM International. West Conshohocken, PA .

Decreto 281/2002, de 12 de noviembre, por el que se regula el régimen de autorización y control de los depósitos de efluentes líquidos o de lodos procedentes de actividades industriales, mineras y agrarias.

Delgado, A. et. al. España : s.n. 2017. *La Faja Pirítica Ibérica en época de Augusto.* Gerión, Vol. 35, págs. 895-924.

Fomento, Ministerio de. Instrucción 5.2-IC de drenaje superficial.

Galera, J.M. y Velasco. P. 2002. *Comparativa entre los métodos de equilibrio límite y los análisis tensodeformacionales. Análisis de estabilidad de taludes,* Ingeopres.

Griffiths, D.V. and Lane, P.A. 1999. *Slope Stability Analysis by Finite Elements.*

Group, Itasca Consulting. *Fast Lagrangian Analysis of Continua. FLAC 2D Manual. Constitutive Models: Theory and Implementation. Strain-Hardening/Softening Model.*

Guía para el diseño y construcción de escombreras de estériles mineros. DIRECCIÓN GENERAL DE INDUSTRIA, ENERGÍA Y MINAS, DE LA CONSEJERÍA DE EMPLEO Y DESARROLLO TECNOLÓGICO, JUNTA DE ANDALUCIA.

Hoek E, Brown E.T. 1980. *"The Hoek-Brown failure criterion".* 15th Canadian Rock Mechanics Symposium.

Hoek, E and Brown, E.T.1988. *The Hoek- Brown failure criterion.*

HOJAS MAGNA de Sevilla y Alcalá del Río.

ICOLD, 1994. *Tailings dams design of drainage.*

Itasca. *Concepto del modelo Strain-Softening.*

ITC 08-02-01 “Depósitos de lodos en procesos de tratamiento de industrias extractivas” del capítulo XII del Reglamento de Normas Básicas de Seguridad Minera para depósitos de lodos proceso de tratamiento de industrias extractivas.

Janbu, N.1973. *Slope Stability Computations.* NY:40 P [ed.] RC Hirschfeld and SJ Poulos.

Laín,R y Ramírez, P. 2016. *Rotura de la extensión de la Escombrera Sur, Proyecto Minero Las Cruces.*

Ley 22/1973, de 21 de julio, de Minas y su Reglamento.

NLT-111:1987. *Índice CBR en el laboratorio.*

Oliveira, J.T. Pre-Mesozoic Geology of Iberia. [aut. libro] R.D., Martinez García, E. Dallmeyer. [ed.] Springer- Verlag. 1994. *Esquema zona Sur Portuguesa.* págs. 334-347.

Ortuño, F., Villa, J. y Revilla, H. 2015. *Ensayos para la caracterización hidrogeológica de macizos rocosos de baja permeabilidad. ISRM Regional Symposium - 8th South American Congress on Rock Mechanics . Buenos Aires, Argentina : s.n., 15-18.*

Ovejero-Zappino, Luis Vega Cano y Gobain. 370. Septiembre de 2007. *Cobre Las Cruces. Un nuevo complejo minero-hidrometalúrgico en desarrollo en la Faja Pirítica Ibérica, Industria y Minería.*

Oyarzun, R. Higuera, P. y Lillo, J. 2011. *Minería Ambiental. Una introducción a los impactos y su remediación.*

Propuesta de Directiva del Parlamento Europeo y del Consejo sobre la gestión de los residuos de las industrias extractivas. COM, Comisión de las Comunidades Europeas. 2003. pág. 319 final.

R., N. y Price, V. Eo. 1, 1965. "The analysis of the stability of general slip surfaces", *Geotechnique*, Vol. 15, págs. 79–93.

RD 863/1985, Capítulo VIII, de 2 de abril, por el que se aprueba el Reglamento General de Normas Básicas de Seguridad Minera.

Real Decreto 975/2009, de 12 de junio, sobre gestión de los residuos de las industrias extractivas y de protección y rehabilitación del espacio afectado por actividades mineras, y su posterior modificación.

REAL DECRETO. 975/2009. 2009. *Gestión de recursos mineros.*

Rodríguez, M.D., y otros. 2015. *Geotechnical considerations for the evaluation of the stability of cohesive rock derived residues at Cobre Las Cruces mine, Sevilla, Spain. International symposium on slope stability in open pit mining and civil engineering. s.l., : The Southern African Institute of Mining and Metallurgy, 12-14.*

S.Cooper., y otros. s.n. 2011. *The role of bedding planes in Guadalquivir Blue Marls on the slope stability in Cobre Las Cruces open pit. International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering. Vancouver.*

Skempton, A.W and Vaughan, P.R. 1. 1993. *The failure of Carsington dam. Géotechnique , Vol. 43, págs. 151-173.*

Skempton, A.W. 1954. *The pore pressure coefficients A and B, Géotechnique, Vol. 4 , pp. 143-147*

SLIDE – 2D Limit Equilibrium Slope Stability Analysis. [Rocscience.com] Toronto, Canada : s.n.

Slide V.6.0 Tutorial Manual. Excess Pore Pressure (B-Bar method) Tutorial. Toronto, Canadá : Rocscience.

Terzaghi, K.1944. *Theoretical soli mechanics.*

UNE 7370/75. *Contenido de sulfatos solubles en suelos.*

UNE 7392/75. *Consolidación unidimensional de una muestra de terreno.*

Vera, J.A. 2004. *Geología de España. [ed.] IGME.*