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

PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS ESTÉRILES
MINEROS DE LA MINA DE RIOTINTO, HUELVA - ESPAÑA

TESIS DOCTORAL

ELIANA MARTÍNEZ ROJAS

Ingeniera Civil

MADRID, 2017

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS, DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y
MORFOLOGÍA DEL TERRENO**

**PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS ESTÉRILES
MINEROS DE LA MINA DE RIOTINTO, HUELVA - ESPAÑA**

TESIS DOCTORAL

ELIANA MARTÍNEZ ROJAS

Ingeniera Civil

Directores de la tesis:

D. ANTONIO SORIANO PEÑA

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

D. CARLOS HERNÁN PATIÑO NIETO

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

MADRID, 2017

Título de la Tesis:

PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS ESTÉRILES MINEROS DE LA MINA DE RIOTINTO, HUELVA - ESPAÑA

Autor: Eliana Martínez Rojas

Directores: Antonio Soriano Peña

Carlos Hernán Patiño Nieto

Tribunal nombrado por el Magnífico y Excelentísimo Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día..... de..... de.....

TRIBUNAL CALIFICADOR

Presidente: Dr. D.

Vocal 1º: Dr. D.

Vocal 2º: Dr. D.

Vocal 3º: Dr. D.

Secretario: Dr. D.

Realizado el acto de defensa y lectura de la tesis el día.... de..... de
..... en Madrid, los miembros del Tribunal acuerdan otorgar la calificación de:

.....
.....

A mis padres, hermanos y sobrinos.

AGRADECIMIENTOS

A **Dios** por su voluntad y bendición.

A mis Directores de Tesis: D. Antonio Soriano Peña y D. Hernán Patiño Nieto. Prof. Soriano, gracias por su voto de confianza al haber aceptado ser el director de esta tesis, por la orientación científica y por sus acertadas observaciones y sugerencias. Hernán, gracias por ser mi maestro, mi amigo, mi familia y mi luz en este proyecto de vida; tu ejemplo de disciplina, trabajo y esfuerzo fueron vitales para la realización de esta investigación; gracias por el incontable número de horas de enseñanza y dedicación, por tu calidad humana y por inculcar en mí un profundo sentido de pertenencia con la profesión.

A D. Claudio Olalla por su disposición permanente e incondicional.

A todos los profesores del programa doctoral por sus valiosas enseñanzas.

A D. Jesús González y D. Rubén Galindo por su colaboración desinteresada, su cercanía y su claro ejemplo de dedicación, responsabilidad y pasión por la Geotecnia.

A Dña. Concepción García Viñuela, Directora de la Biblioteca de la ETSICCP, por su colaboración en la consecución de un buen número de referencias bibliográficas.

A la Fundación José Entrecanales Ibarra por la ayuda económica recibida durante la realización de esta tesis doctoral.

Al Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) y de manera especial a Dña. Áurea Perucho y D. Jose Estaire por su diligente colaboración en la determinación de las propiedades mineralógicas de los materiales objeto de estudio en esta investigación.

A los integrantes del Tribunal calificador, por haber aceptado su postulación.

Al motor de mi vida, mis padres. Quienes inculcaron en mí desde pequeña valores como la obediencia, el respeto, la responsabilidad y la perseverancia, los cuales me han permitido alcanzar cada meta propuesta.

A mis hermanos y sobrinos, por su inmenso amor y respaldo en esta etapa de mi vida, gracias por su confianza y fortaleza. A Rosi, por su entrañable cariño y ser mi familia de acogida en España.

A D. Valentín Bella por su diligencia y grata compañía.

A mis compañeros del Laboratorio de Geotecnia de la ETSICCP, por haber creado un ambiente de trabajo en el que primaba el respeto, la prudencia y la solidaridad.

A mis compañeros de doctorado: Miriam, Mariangel, Sara, Mónica, Patricia, José Luis, Sergio y Nestor, por su constante estímulo y comprensión en los momentos más difíciles de la investigación.

A mis amigos, Leticia, Juan, Diana y Catalina, quienes hicieron más fácil mi estadía lejos de casa. A mis amigos que me acompañaron desde la distancia, Angélica, Neidy, Diana, Tania, Francisco, Lina, Milady, Manuel, Pablo, en quienes encontré siempre una voz de aliento para continuar mi camino.

RESUMEN

Seguramente, en el mundo la industria que más volumen de residuos produce es la minera y por tanto, ha dado origen a un número no determinado de presas construidas por métodos hidráulicos y sin ningún tipo de compactación, lo cual las hace muy vulnerables a presentar algún tipo de fallo.

La literatura reporta muchos casos de rotura de presas construidas con residuos mineros; en el caso de la rotura ocurrida en la presa El Fraile en España en 1998, se resaltan las publicaciones realizadas por Olalla y Cuéllar (2001), Moya (2001) y Alonso y Gens (2006). Se hace énfasis respecto a que la información relacionada con la determinación de las propiedades geotécnicas de residuos mineros es prácticamente nula.

En España, las minas de Riotinto concentran, seguramente, los más importantes yacimientos de oro, cobre y plata, lo cual justifica la dependencia económica de los habitantes de la región desde principios de la humanidad; se tiene conocimiento respecto a que fueron estos yacimientos los que, a partir del año 2000 a.c., atrajeron a los primeros pobladores de la región.

La explotación de las minas de Riotinto fue suspendida en el año 2001, pero en el año 2007 la empresa EMED TARTESSUS se interesó por la modernización y la reapertura de la explotación de las minas y por tanto, inició los trámites ante la Consejería del Medio Ambiente para obtener el visto bueno para el nuevo proyecto minero.

En Febrero de 2014 la Consejería del Medio Ambiente avaló la reapertura de la mina de Riotinto, pero en el dictamen incluyó condiciones de carácter ambiental y geotécnico de obligatorio cumplimiento, entre las que se encuentran la restauración de las escombreras y el estudio de la estabilidad de las presas de estériles en condiciones dinámicas.

Teniendo en cuenta lo anterior, paralelamente con el trámite medio ambiental, en el período comprendido entre diciembre de 2012 y mayo de 2014 se realizó, mediante convenio suscrito entre la Fundación Agustín de Betancourt y la entidad EPTISA Servicios de Ingeniería, la fase experimental relacionada con el estudio del comportamiento geotécnico de algunos estériles de Riotinto, la cual es la base fundamental de la presente tesis. Los estériles seleccionados para ser estudiados se identifican como: Arenas Cerro Salomón (ACS), Lodos de alta densidad (LAD) y Lamas Cobre (LC)

Para cumplir con el objetivo, de la mencionada fase experimental, se realizaron, con cada uno de los materiales relacionados anteriormente, ensayos rutinarios de identificación y clasificación y además, las pruebas especiales relacionadas a continuación: triaxiales CU, corte simple cíclico, columna resonante, triaxiales cíclicos y permeabilidad en cámara triaxial. A los resultados experimentales se les realizó un detallado análisis tanto cualitativo como cuantitativo.

A fin de facilitar la visualización del análisis cuantitativo en la tesis se incluye, además de una detallada descripción de los aspectos más importantes observados, una serie de gráficas que contienen las siguientes tendencias de variación:

- Módulo de rigidez (G), presión intersticial normalizada (u/σ'_c) o (u/σ'_{ov}), deformaciones cíclicas (γ_c) o (ϵ_c), deformaciones permanentes (γ_p) o (ϵ_p) y razón de amortiguamiento (D), todos/as, en función del número de ciclos (N) y para diferentes presiones efectivas de consolidación (σ'_c o σ'_{ov}) y diferentes relaciones de tensiones cíclicas (τ_c/σ'_{ov} y σ_{vc}/σ'_c).
- Módulo de rigidez en función de frecuencia de resonancia (Fr), para diferentes (σ'_c) y diferentes excitaciones torsionales (E_t).
- (Fr), (E_t), (G) y (D) todos/as, en función de la deformación angular (γ), para diferentes (σ'_c).
- A partir del modelo hiperbólico (G), (G) normalizado respecto a ($G_{m\acute{a}x.}$) y ($1/G$), en todos los casos, en función de (γ), para diferentes (σ'_c).
- La permeabilidad (k) en función del gradiente hidráulico (i) y de la presión media efectiva de confinamiento (σ'_{cm}), para diferentes (σ'_c) y diferentes cabezas de presión (ΔP_c).

El análisis cuantitativo indica que mediante la combinación de regresiones lineales, potenciales, exponenciales y logarítmicas, según sea el caso, es posible proponer funciones empíricas entre los factores relacionados a continuación:

- (G) en función de la (Fr), para diferentes (σ'_c) y (E_t).
- (G) en función de (σ'_c) y (γ).
- (D) en función de (σ'_c) y (γ).
- A partir del modelo hiperbólico, ($G_{m\acute{a}x.}$) y ($\gamma_{ref.}$) en función de (σ'_c).
- A partir del modelo hiperbólico, (G) en función de (σ'_c) y (γ).
- (k) en función del (i) y la (σ'_{cm}).
- (k) en función de ($\Delta P_c/\sigma'_c$) y la (σ'_{cm}).
- Además, es posible, mediante la combinación de funciones empíricas, obtener la trayectoria de la degradación del módulo de rigidez en función de la deformación cíclica dentro de un rango comprendido entre 1×10^{-5} y 1×10^{-1} .

ABSTRACT

There is no doubt that on a worldwide basis the mining industry is the largest producer of residues and it has therefore been responsible for the construction of an undetermined number of dams built with hydraulic procedures (tailing dams) and with no type of compaction whatsoever, making them susceptible to potential failures.

Many cases have been reported in the literature of failures of dams built with mining residues; when referring to the failure of the *El Fraile* Dam in Spain, mention should be made of the papers presented by Olalla and Cuéllar (2001), Moya (2001), and Alonso and Gens (2006). Special emphasis is made on the fact that the information related to the determination of the geotechnical properties of the mining residues is practically non-existing.

In Spain, the mines of *Riotinto* concentrate, probably, the most important deposits of gold, copper and silver, justifying the economic dependence of the inhabitants of the region on such industry since the beginning of mankind. It has been found out that these deposits attracted the first settlers of the area since year 2000 BC.

The exploitation of the *Riotinto* mines was suspended in year 2001, although in year 2007 the corporation EMED TARTESUS became interested in the modernization and reopening of the exploitation of the mines and it therefore started the procedures before the *Consejería del Medio Ambiente* (environmental agency) to obtain the approval for the new mining project.

In February, 2014 the *Consejería del Medio Ambiente* endorsed the reopening of the *Riotinto* mine but in its judgement, it included conditions of environmental and technical nature of compulsory performance, among which mention can be made of the rehabilitation of the debris pilings and the study of the stability of the tailing dams under dynamic conditions.

Taking the above into account and in parallel with the environmental conditions, in the period covering from December 2012 to May 2014, through an agreement subscribed between the *Fundación Agustín de Betancourt* foundation and the entity *EPTISA Servicios de Ingeniería*, execution was made of the experimental phase related to the analysis of the geotechnical behavior of some of the tailings produced by *Riotinto*, which constitutes the fundamental basis of the thesis submitted herein. The tailings selected to be studied have been identified as *Cerro Salomón* sands (ACS), high-density sludge (LAD), and copper loam (LC).

To comply with the objectives set for such experimental phase, each of the materials selected above were subjected to routine tests of identification and classification and, in addition, to the following special tests: CU-triaxial compression, simple cyclic shear, resonant column, cyclic triaxial compression, and permeability in the triaxial chamber. A qualitative and quantitative analysis was performed on the experimental results thus obtained.

To be able to expedite visualization of the quantitative analysis this thesis also includes a detailed description of the most important aspects observed as well as a series of graphs containing, among others, the following variation trends:

- Modulus of rigidity (G), normalized pore water pressure (u/σ'_c) or (u/σ'_{ov}), cyclic strains (γ_c) or (ϵ_c), permanent deformations (γ_p) or (ϵ_p), and damping ratio (D), all of them as a function of the number of cycles (N) and for different effective consolidation pressures (σ'_c or σ'_{ov}) and various rates of cyclic stresses (τ_c/σ'_{ov} and σ_{vc}/σ'_c).
- Modulus or rigidity as a function of the resonance frequency (Fr), for different values of σ'_c and for various torsional excitations (E_t).
- (Fr), (E_t), (G) and (D), all of them as a function of the angular deformation (γ) and for different values of σ'_c .
- Based on a hyperbolic model (G), (G) normalized with respect to ($G_{\max.}$) and ($1/G$), in all cases as a function of (γ), for different values of (σ'_c).
- The coefficient of permeability (k) in terms of the hydraulic gradient (i) and of the mean effective confinement pressure (σ'_{cm}), for different values of (σ'_c) and various pressure heads (ΔP_c).

The quantitative analysis indicates that through the combination of linear, potential, exponential and logarithmic regressions, as applicable, it is possible to propose empirical functions among the factors listed as follows:

- (G) as a function of (Fr), for different values of (σ'_c) and of (E_t).
- (G) as a function of (σ'_c) and (γ).
- (D) as a function of (σ'_c) and (γ).
- Based on the hyperbolic model, ($G_{\max.}$) and ($\gamma_{ref.}$) as a function of (σ'_c).
- Based on the hyperbolic model, (G) as a function of (σ'_c) and (γ).
- (k) as a function of (i) and (σ'_{cm}).
- (k) as a function of ($\Delta P_c/\sigma'_c$) and (σ'_{cm}).
- In addition, it is possible, through the combination of empirical functions, to obtain the path of degrading of the modulus of rigidity as a function of the cyclic deformation within a range varying from 1×10^{-5} and 1×10^{-1} .

ÍNDICE GENERAL

1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS.....	2
3. PROPAGACIÓN DE ONDAS EN UN MEDIO ELÁSTICO	3
3.1. Notación del estado de tensiones, deformaciones y relaciones tensión-deformación	3
3.1.1. Notación del estado de tensiones.....	3
3.1.2. Notación del estado de deformaciones	4
3.1.3. Relaciones tensión – deformación.....	5
3.2. Propagación de ondas de cuerpo en un medio elástico infinito	6
3.2.1. Ecuaciones de movimiento.....	6
3.2.2. Ondas longitudinales	8
3.2.3. Ondas transversales.....	9
3.3. Propagación de ondas de superficie en un semi-espacio elástico	11
3.3.1. Ondas Rayleigh	12
3.3.2. Ondas Love	14
4. MÉTODOS PARA LA EVALUACIÓN DE PARÁMETROS DINÁMICOS DE SUELOS.....	16
4.1. Ensayos de campo.....	17
4.1.1. Sísmica de Reflexión.....	17
4.1.2. Sísmica de Refracción.....	19
4.1.3. Ensayo de vibración de estado estacionario	22
4.1.4. Análisis espectral de ondas superficiales	24
4.1.5. Placa de carga cíclica.....	24
4.1.6. Ensayos “Uphole” y “Downhole”	25
4.1.7. Ensayo “Crosshole”	27
4.1.8. Ensayo del cono sísmico	28
4.1.9. Ensayo de penetración estándar (SPT).....	28
4.1.10. Ensayo dilatómetro Marchetti (DMT)	29
4.1.11. Ensayo presiométrico	31
4.1.12. Prueba de resonancia vertical	31

4.1.13.	Prueba de resonancia horizontal	34
4.2.	Ensayos de laboratorio	35
4.2.1.	Ensayo de pulso ultrasónico.....	36
4.2.2.	Ensayo piezoeléctrico “Bender element”	38
4.2.3.	Ensayo de columna resonante	39
4.2.4.	Ensayo Triaxial cíclico	42
4.2.5.	Ensayo de corte simple cíclico	48
4.2.6.	Ensayo de corte torsional cíclico	50
4.2.7.	Péndulo de torsión.....	51
4.2.8.	Cámara holandesa modificada.....	52
4.3.	Modelización física.....	55
4.3.1.	Ensayo de mesa vibratoria	55
4.3.2.	Modelación física en Centrífuga	56
4.4.	Correlaciones empíricas para el módulo de corte y la razón de amortiguamiento	57
4.4.1.	Módulo de corte en arenas.....	57
4.4.2.	Razón de amortiguamiento en arenas.....	62
5.	PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS SUELOS	65
5.1.	Flujo de agua en un medio poroso.....	65
5.2.	Ley de Darcy	66
5.3.	Determinación del coeficiente de permeabilidad.....	67
5.3.1.	Ensayos de campo	67
5.3.2.	Ensayos de laboratorio.....	70
5.3.3.	Correlaciones empíricas.....	73
5.4.	Factores que afectan el coeficiente de permeabilidad	76
6.	ESTADO DEL ARTE	79
6.1.	Módulo de rigidez al cortante	81
6.1.1.	Influencia del nivel de deformación	83
6.1.2.	Influencia de la presión de confinamiento	83
6.1.3.	Influencia del índice de poros	86
6.1.4.	Influencia del número de ciclos de carga	86
6.1.5.	Influencia de la densidad relativa	87

6.1.6.	Influencia de la granulometría	87
6.1.7.	Influencia de la saturación	89
6.1.8.	Influencia del método de preparación de la muestra	89
6.1.9.	Influencia del estado de tensiones iniciales	90
6.1.10.	Influencia de la historia de carga cíclica	91
6.1.11.	Influencia de la velocidad de deformación o frecuencia	93
6.1.12.	Influencia del envejecimiento	94
6.2.	Razón de amortiguamiento	94
6.2.1.	Influencia de la amplitud de la deformación angular	96
6.2.2.	Influencia de la presión de confinamiento	96
6.2.3.	Influencia del número de ciclos de carga	87
6.2.4.	Influencia del estado de tensiones iniciales	98
6.2.5.	Influencia del índice de poros	98
6.2.6.	Influencia de la granulometría	99
6.3.	Generación de presión intersticial	99
6.4.	Resistencia de las arenas bajo carga cíclica	101
6.4.1.	Influencia de una tensión de corte inicial estática	102
6.4.2.	Influencia del tipo de consolidación	106
6.4.3.	Influencia del método de preparación de las muestras	107
6.4.4.	Influencia del contenido de finos	108
7.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	109
7.1.	Descripción de los materiales	109
7.2.	Ensayos realizados	112
7.2.1.	Ensayos de identificación y clasificación	113
7.2.2.	Pruebas Triaxiales CU	114
7.2.3.	Corte simple cíclico	114
7.2.4.	Triaxial cíclico	116
7.2.5.	Columna resonante y vibración libre	118
7.2.6.	Permeabilidad en célula triaxial	120
7.3.	Equipamiento utilizado	122
7.3.1.	Equipo triaxial convencional	122
7.3.2.	Corte simple cíclico	124

7.3.3.	Triaxial dinámico.....	125
7.3.4.	Columna resonante	126
7.3.5.	Permeámetro de pared flexible	128
7.4.	Fabricación y montaje de probetas	129
7.4.1.	Pruebas Triaxiales CU.....	131
7.4.2.	Corte simple cíclico	133
7.4.3.	Triaxial cíclico	134
7.4.4.	Columna resonante	134
7.4.5.	Permeabilidad en célula triaxial.....	138
8.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	138
8.1.	Propiedades índice	139
8.2.	Ensayos triaxiales CU	141
8.2.1.	Comportamiento tensión – deformación y generación de presiones intersticiales.....	141
8.2.2.	Parámetros de resistencia al corte	144
8.2.3.	Variación de los parámetros de resistencia en función del nivel de deformación.....	147
8.2.4.	Trayectorias de tensiones y envolventes de resistencia.....	148
8.3.	Corte Simple Cíclico.....	150
8.3.1.	Comportamiento tensión-deformación.....	152
8.3.2.	Generación de presiones intersticiales.....	157
8.3.3.	Módulo de rigidez y amortiguamiento.....	160
8.3.4.	Deformaciones cíclicas y permanentes	164
8.3.5.	Rotura súbita	167
8.4.	Triaxiales Cíclicos	169
8.4.1.	Comportamiento tensión – deformación y trayectorias de tensiones	171
8.4.2.	Generación de presiones intersticiales.....	179
8.4.3.	Módulo de rigidez	182
8.4.4.	Deformaciones cíclicas y permanentes	185
8.4.5.	Razón de Amortiguamiento	188
8.5.	Columna resonante.....	188
8.5.1.	Frecuencia de resonancia y módulo de corte.....	189

8.5.2.	Frecuencia de resonancia y deformación angular	190
8.5.3.	Módulo de corte vs deformación angular.....	192
8.5.4.	Influencia de σ'_c en el módulo de corte.....	195
8.5.5.	Metodología para el cálculo de G en función de Fr	196
8.5.6.	Aplicación del Modelo hiperbólico a la relación G - γ	198
8.5.7.	Razón de amortiguamiento D_{hpm} y D_{vfd}	203
8.6.	Degradación del Módulo de rigidez.....	206
8.7.	Permeabilidad en cámara triaxial	211
8.7.1.	Coeficiente de permeabilidad	212
8.7.2.	Influencia del gradiente hidráulico	213
8.7.3.	Influencia de la presión media efectiva de confinamiento	214
8.7.4.	Funciones empíricas	215
9.	CONCLUSIONES	222
9.1.	Propiedades índice	222
9.2.	Triaxiales estáticos CU	222
9.3.	Corte simple cíclico	223
9.4.	Triaxiales cíclicos	224
9.5.	Columna resonante.....	225
9.6.	Degradación del Módulo de rigidez.....	226
9.7.	Permeabilidad en cámara triaxial	226
10.	FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....	227
11.	BIBLIOGRAFÍA	228

APÉNDICE A

RESUMEN DE RESULTADOS

PRUEBAS DE COLUMNA RESONANTE, CORTE SIMPLE CÍCLICO Y TRIAXIAL DINÁMICO.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3-1 Valores típicos de V_p y V_s	11
Tabla 4-1 Rangos de operación de los diferentes ensayos de laboratorio útiles en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos.....	16
Tabla 4-2 Rangos de operación de las diferentes pruebas de campo útiles en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos.....	17
Tabla 4-3 Valores del coeficiente C_s en función de L/B	33
Tabla 6-1 Rangos de deformación en los que presentan diferentes fenómenos. Modificado de Ishihara (1996)	80
Tabla 7-1 Ensayos de laboratorio realizados	113
Tabla 7-2 Condiciones generales de las pruebas triaxiales CU	114
Tabla 7-3 Condiciones generales de las pruebas de corte simple cíclico	115
Tabla 7-4 Condiciones generales de las pruebas triaxiales cíclicas.....	117
Tabla 7-5 Condiciones generales de las pruebas de columna resonante	118
Tabla 7-6 Condiciones generales de las pruebas de vibración libre	119
Tabla 7-7 Condiciones generales de las pruebas de permeabilidad	121
Tabla 7-8 Gradientes hidráulicos máximos recomendados por la norma ASTM D 5084	122
Tabla 7-9 Relación de densidades secas con las que se fabricaron las probetas	130
Tabla 8-1 Propiedades índice de los materiales ensayados	139
Tabla 8-2 Contenido de óxidos y elementos mayoritarios.....	140
Tabla 8-3 Contenido de la fase mineral.....	140
Tabla 8-4 Resumen de los resultados de las pruebas triaxiales CU	147
Tabla 8-5 Resultados de los ensayos de corte simple cíclico para las ACS	151
Tabla 8-6 Resultados de los ensayos de corte simple cíclico para los LAD.....	151
Tabla 8-7 Resultados de los ensayos de corte simple cíclico para las LC	152
Tabla 8-8 Resultados de los ensayos triaxiales cíclicos de las ACS.....	170
Tabla 8-9 Resultados de los ensayos triaxiales cíclicos de los LAD	170
Tabla 8-10 Resultados de los ensayos triaxiales cíclicos de las LC.....	171
Tabla 8-11 Valores de G_{medio} para diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$, ACS.	183
Tabla 8-12 Valores de G_{medio} para diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$, LAD	184

Tabla 8-13 Valores de G_{medio} para diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$, LC....	185
Tabla 8-14 Constantes empíricas que correlacionan Fr y γ , para diferentes presiones efectivas de confinamiento	192
Tabla 8-15 Constantes empíricas que correlacionan G y γ , para diferentes presiones efectivas de consolidación	194
Tabla 8-16 Constantes empíricas que correlacionan G y σ'_c , para diferentes niveles de deformación angular.....	196
Tabla 8-17 Constantes empíricas S , T , U , V y M de las expresiones [8.7] y [8.2]	197
Tabla 8-18 Valores de G_0 en MPa.....	199
Tabla 8-19 Valores de γ_{ref} en %.....	199
Tabla 8-20 Valores de las constantes X y Y	200
Tabla 8-21 Valores de las constantes A_1 y B_1	201
Tabla 8-22 Constantes empíricas C_1 y D_1 para los diferentes materiales	204
Tabla 8-23 Constantes empíricas O_1 , P_1 , Q_1 y R_1 para los diferentes materiales	206
Tabla 8-24 Valores de las constantes empíricas A_2 y B_2	208
Tabla 8-25 Valores de las constantes empíricas de las funciones [8.15] y [8.33]	210
Tabla 8-26 Resultados de las 48 pruebas de permeabilidad en célula triaxial...	212
Tabla 8-27 Valores de la constantes empíricas A_3 y B_3 y de los coeficientes de correlación.....	215
Tabla 8-28 Valores de las constantes empíricas C_3 y D_3 y de los coeficientes de correlación.....	217
Tabla 8-29 Valores de las constantes E_3 , F_3 , H_3 y I_3	218
Tabla 8-30 Valores de las constantes empíricas A_4 y B_4 y de los coeficientes de correlación.....	219
Tabla 8-31 Valores permeabilidad calculados a partir de la expresión [8.40]	219
Tabla 8-32 Valores de las constantes empíricas C_4 y D_4 , y de los coeficientes de correlación.....	220
Tabla 8-33 Valores de las constantes empíricas E_4 , F_4 , H_4 e I_4	221

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 Notación de tensiones actuantes sobre un elemento de suelo de dimensiones dx , dy y dz	3
Figura 3.2 Elemento infinitesimal cuadrado sometido a deformación plana.....	4
Figura 3.3 Condiciones de tensión en la dirección X de un cubo infinitesimal	7
Figura 3.4 Movimiento inducido por una onda plana que se propaga en la dirección X.....	12
Figura 3.5 Variación de las velocidades de propagación de las ondas Rayleigh y las ondas de cuerpo, respecto a la relación de Poisson (ν). (Richart, 1962).....	13
Figura 3.6 Relación de amplitudes - profundidad normalizada, en función de la longitud de la onda Rayleigh. (Richard et al., 1970).....	14
Figura 3.7. Depósito superficial blando que sobreyace un semi-espacio elástico	15
Figura 3.8. Variación de la amplitud de desplazamiento de las partículas afectadas por ondas Love, respecto a la profundidad	16
Figura 4.1 A la izquierda, refracción de una onda a través de una interface; a la derecha, ángulo crítico de incidencia diferenciando la reflexión de la refracción (Ishihara, 1996)	18
Figura 4.2 Trayectoria de la propagación de ondas de reflexión y refracción (Richart et al., 1970).....	18
Figura 4.3 Métodos para generar ondas elásticas: (a) explosión superficial; (b) impacto vertical sobre una placa metálica; (c) impacto horizontal (Kramer, 1996)	19
Figura 4.4 Esquema del ensayo de sísmica de refracción (Kramer, 1996)	20
Figura 4.5. Interpretación de la prueba de refracción sísmica (Kramer, 1996).....	20
Figura 4.6 Recorrido de las ondas refractadas (Ishihara, 1996).....	21
Figura 4.7 Esquema del ensayo de vibración de estado estacionario.....	23
Figura 4.8 A la izquierda, resultados de una prueba de placa de carga cíclica; a la derecha, variación del rebote elástico en función de la carga axial.....	25
Figura 4.9 Esquema del ensayo sísmico “up-hole” y “down-hole”	26
Figura 4.10 Registros típicos obtenidos a través de los ensayos sísmicos “up-hole” y “down-hole”	26
Figura 4.11 Perfil de velocidades. Los resultados corresponden a una prueba “down-hole” realizada en la bahía de San Francisco. (Kramer, 1996)	27

Figura 4.12 Disposición de los sondeos en un ensayo sísmico “Crosshole”	27
Figura 4.13 Registro típico obtenido a través de la prueba sísmica “Crosshole”. 28	
Figura 4.14 Relación entre la razón de tensión cíclica que causa licuefacción y el número de golpes corregido, $(N1)_{60}$. (Seed et al., 1975).....	29
Figura 4.15 Vistas frontal y lateral del dilatómetro desarrollado en Italia por el Profesor Marchetti	30
Figura 4.16 Esquema del montaje para la realización de la prueba de resonancia vertical.....	32
Figura 4.17 Curva de respuesta de frecuencia del conjunto vibrador – placa – suelo.....	32
Figura 4.18 Tendencia de variación de la amplitud en función de la frecuencia. (Prakash, 1976).....	34
Figura 4.19 Equipo para el ensayo de pulso ultrasónico	36
Figura 4.20 Principio de funcionamiento de los “Bender Elements”	38
Figura 4.21 Esquema ilustrativo del funcionamiento de la columna resonante	40
Figura 4.22 Curva de respuesta en un ensayo de columna resonante	42
Figura 4.23 Esquema del funcionamiento de un triaxial cíclico	43
Figura 4.24 Estado tensional en pruebas triaxiales cíclicas servocontroladas.....	44
Figura 4.25 Estado tensional en pruebas triaxiales cíclicas servocontroladas.....	45
Figura 4.26 Estado tensional en ensayos triaxiales cíclicos convencionales, consolidados isotrópicamente	46
Figura 4.27 Estado tensional en ensayos triaxiales cíclicos convencionales, consolidados anisotrópicamente	46
Figura 4.28 A la izquierda, variación de la tensión axial en función de la deformación axial; a la derecha, variación de la deformación axial en función del número de ciclos	47
Figura 4.29 Idealización para la evaluación de E_{eq} y ζ	47
Figura 4.30 Esquema del funcionamiento del corte simple cíclico doblemente servocontrolado.....	48
Figura 4.31 (a) Condiciones de tensión y deformación impuestas por el equipo durante la prueba cíclica en régimen elástico; (b) Círculos de Mohr que ilustran la ubicación de los polos y la rotación de los ejes en los que actúan las tensiones principales; (c) recorrido de tensiones.....	49

Figura 4.32 A la izquierda, variación de la tensión tangencial en función de la deformación tangencial. A la derecha, variación de la deformación tangencial en función del número de ciclos	50
Figura 4.33 A la izquierda, esquema del funcionamiento del péndulo de torsión; a la derecha, esquema de los registros gráficos obtenidos con el diseño original del péndulo de torsión.....	51
Figura 4.34 Tendencias de variación del módulo de rigidez (G) en función de la presión de confinamiento y la distorsión angular.....	52
Figura 4.35 Esquema del funcionamiento de la cámara holandesa modificada por Zeevaert (1988).....	53
Figura 4.36 A la izquierda, variación de la deformación axial en función del tiempo, en una prueba con incremento de presión de cámara; a la derecha, variación de la deformación axial en función del tiempo, en una prueba con alivio de presión de cámara	54
Figura 4.37 Ensayo de un muro de contención mediante mesa vibratoria (Sherif et al., 1982)	56
Figura 4.38 Sección transversal de una Centrifuga geotécnica (O' Reilly, 1991).	57
Figura 4.39 Variación de la relación $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ vs deformación angular (Iwasaki et al., 1978)	61
Figura 4.40 Exponente $m(\gamma)$ vs deformación angular (Iwasaki et al., 1978)	61
Figura 4.41 Relación entre el exponente n y la deformación de corte de varias arenas (Tatsuoka et al., 1978).....	64
Figura 5.1 Ensayo de permeabilidad Lefranc a nivel constante (http://hidrología.usal.es).....	68
Figura 5.2 Ensayo de permeabilidad Lefranc a nivel variable (http://hidrología.usal.es).....	69
Figura 5.3 Esquema de la prueba de bombeo para un estrato permeable no confinado.....	70
Figura 5.4 Celda de consolidación tipo Rowe	72
Figura 5.5 Tendencias de variación de $e - kv$, para diferentes valores de $Ip+CF$.	74
Figura 5.6 A la izquierda, relación entre el coeficiente de permeabilidad y el gradiente hidráulico; a la derecha, relación entre el coeficiente de permeabilidad y	

las tensiones efectivas aplicadas en el extremo superior de la muestra (Carpenter y Stephenson, 1986)	77
Figura 5.7 Relación entre la permeabilidad y la presión efectiva (Olalla y Cuéllar, 1998)	78
Figura 6.1 Relación tensión – deformación	81
Figura 6.2 Curva típica de reducción del módulo de corte normalizado (Menq, 2003)	82
Figura 6.3 Variación del módulo de corte con el incremento de la deformación de corte (Kuribayashi et al., 1975).....	83
Figura 6.4 Variación del módulo de corte en función de la tensión efectiva media de confinamiento, para la arena de Toyoura en condición seca y saturada, (Kuribayashi et al., 1975)	84
Figura 6.5 Módulo de corte Vs tensión efectiva media de confinamiento, para la arena de Toyoura (Iwasaki et al., 1978)	84
Figura 6.6 Variación del módulo de corte G_0 vs e (Kokusho, 1980)	85
Figura 6.7 Influencia de σ'_0 en la curva de reducción de módulo, $G/G_{m\acute{a}x}$. A la izquierda, para suelos no plásticos; a la derecha, para suelos plásticos, (Ishibashi, 1992)	85
Figura 6.8 Módulo de corte Vs número de ciclos de carga (Alarcón-Guzmán et al., 1989)	86
Figura 6.9 Variación de V_s y del módulo de rigidez, respecto al índice de poros y la presión de confinamiento, para arenas secas de grano redondo y angular (Hardin y Richart, 1963)	87
Figura 6.10 A la izquierda, $G_{m\acute{a}x}$. vs Coeficiente de uniformidad, C_u ; a la derecha, $G_{m\acute{a}x}$. vs tamaño medio de grano (D_{50}) para una presión efectiva de confinamiento $\sigma'_0 = 30 \text{ psi} \approx 207 \text{ kPa}$ (Chang y Ko, 1982)	88
Figura 6.11 Representación esquemática de la interpretación del módulo de corte en un ensayo de carga cíclica (Alarcón-Guzmán et al., 1989)	90
Figura 6.12 Tendencias de variación del módulo de rigidez en función del número de ciclos para diferentes combinaciones $(\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_o/\sigma'_{ov})$	91
Figura 6.13 Efecto de la historia de deformación cíclica sobre el módulo de corte (Alarcón-Guzmán et al., 1989)	92

Figura 6.14 Desarrollo de una meseta en la curva $G - \gamma$ debida al preesfuerzo dinámico en el equipo de columna resonante; ensayos realizados sobre arenas finas secas con $N_{m\acute{a}x.} = 3 \times 10^6$ ciclos, $p=200$ kPa y densidad relativa $ID=0.64$ (Wichtmann y Triantafyllidis, 2004)	93
Figura 6.15 Curva típica de incremento del amortiguamiento con el nivel de deformación (Menq, 2003)	95
Figura 6.16 Coeficiente de amortiguamiento histerético vs amplitud de deformación de corte, para la arena de Toyoura en condición seca y saturada (Kuribayashi et al., 1975)	96
Figura 6.17 Variación de la razón de amortiguamiento con la presión de confinamiento (Laird, 1994).....	97
Figura 6.18 Variación del módulo de corte y de la razón de amortiguamiento, en función del número de ciclos de carga, para la arena virgen de Quiou (Lo Presti et al., 1997)	97
Figura 6.19 Tendencias de variación del amortiguamiento en función del número de ciclos para diferentes combinaciones $(\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov})$	98
Figura 6.20 A la izquierda, deformación de corte y presión intersticial vs tiempo. A la derecha, tensión de corte vs tensión efectiva de confinamiento (Alarcón-Guzmán et al., 1988).....	99
Figura 6.21 Tendencias de variación de las presiones intersticiales en función del número de ciclos para diferentes combinaciones $(\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov})$	100
Figura 6.22 Recorridos de tensiones efectivas de pruebas triaxiales cíclicas sobre especímenes contractivos: a) caso de inversión de tensiones de corte con $\tau_p = \tau_s + \tau_{cy} < S_{us}$; b) caso de inversión de tensiones con $\tau_p = \tau_s + \tau_{cy} > S_{us}$ (Mohamad y Dobry, 1986).....	103
Figura 6.23 Recorrido de tensiones efectivas de pruebas triaxiales cíclicas sobre especímenes contractivos; caso de no inversión de tensiones con $\tau_p = \tau_s + \tau_{cy} > S_{us}$ (Mohamad y Dobry, 1986).....	103
Figura 6.24 Diferentes tipos de rotura dependiente de la combinación de tensiones tangenciales estática y cíclicas $(\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov})$	104
Figura 6.25. Esquema de los patrones de carga torsional cíclica: a) inversión de tensiones; b) condición intermedia; c) no inversión (Chiaro et al., 2012).	105

Figura 6.26 Comportamiento típico de licuefacción cíclica (Chiaro, G. et al. 2012)	105
Figura 6.27 Comportamiento típico de licuefacción de flujo rápida (Chiaro et al., 2012)	105
Figura 6.28 Comportamiento típico de falla por deformación residual (Chiaro et al., 2012)	106
Figura 6.29 Patrones de deformación y mecanismos de rotura. A la izquierda, flujo limitado seguido por movilidad cíclica; a la derecha, flujo limitado seguido por acumulación de deformación (Sze y Yang, 2014)	108
Figura 7.1 Ubicación geográfica de las minas de Riotinto en la zona centro oriental de la provincia de Huelva	110
Figura 7.2 Ubicación de las zonas donde han sido depositados los residuos provenientes de las minas de Riotinto y perfil tipo de colocación en las presas	110
Figura 7.3 Detalle del sitio donde se tomó la muestra de la arena Cerro Salomón	111
Figura 7.4 Lodos de alta densidad provenientes de las escombreras de las minas de Riotinto	111
Figura 7.5 A la izquierda, panorámica de la zona donde están depositadas las Lamas Cobre. A la derecha, detalle del sitio donde se tomó la muestra.	111
Figura 7.6 Aspecto de las muestras en estado natural. A la izquierda, ACS y a la derecha, LC.	112
Figura 7.7 Aspecto de los LAD. A la izquierda, en estado natural y, a la derecha, después de homogeneizados.	112
Figura 7.8 Definición de términos frecuentemente utilizados en esta investigación	116
Figura 7.9 Esquema de la distribución de presiones efectivas en la probeta	120
Figura 7.10 Sistema triaxial para ensayar probetas hasta de 4" de diámetro	123
Figura 7.11 Equipo de corte simple cíclico fabricado por la compañía Wykeham Farrance de Inglaterra	124
Figura 7.12 Triaxial cíclico fabricado por la compañía Wykeham Farrance de Inglaterra	126
Figura 7.13 Equipo de columna resonante fabricado por la Compañía Controls de Italia	127

Figura 7.14 Esquema del equipo de permeabilidad de frontera flexible.....	129
Figura 7.15 Elementos necesarios para la fabricación de las probetas de 5 cm de diámetro: 1) molde tripartido; 2) abrazaderas; 3) guías cilíndricas, collarines o extensores de molde; 4) cilindros metálicos o pistones; 5) cilindro hueco bipartido	130
Figura 7.16 Compactación dinámica del material y detalle del conjunto molde – muestra	131
Figura 7.17 Compactación final mediante carga axial, extracción de la muestra y remoción de accesorios	132
Figura 7.18 Saturación del sistema de drenaje inferior	132
Figura 7.19 Disposición de la muestra de suelo sobre la base inferior del equipo e instalación de la célula triaxial	132
Figura 7.20 Secuencia de la colocación de las probetas en el equipo de corte simple cíclico	133
Figura 7.21 Disposición de “O-Rings” y anillos de confinamiento y colocación de la guía de la cabeza de carga	134
Figura 7.22 Fabricación de muestras cilíndricas mediante molde tripartido y compactación dinámica.....	135
Figura 7.23 Detalle de la compactación de la última capa para garantizar la densidad predefinida	135
Figura 7.24 Detalle del montaje de la cabeza excitadora sobre la muestra	136
Figura 7.25 Inundación de la probeta y sujeción de la membrana de látex a la base y a la cabeza móvil mediante “o-rings”	136
Figura 7.26 Remoción de todos los accesorios utilizados y detalle del montaje de la célula triaxial interior y del sistema excitador.....	137
Figura 7.27 Instalación y conexionado de todos los transductores y montaje de la célula triaxial exterior.....	137
Figura 8.1 Comportamiento tensión – deformación y generación de presión intersticial en las ACS	141
Figura 8.2 Comportamiento tensión – deformación y generación de presión intersticial en los LAD.....	142
Figura 8.3 Comportamiento tensión – deformación y generación de presión intersticial en los materiales arcillosos LC.....	143

Figura 8.4 Variación de la relación de tensiones principales, σ'_1/σ'_3 , en función de la deformación axial, ε , para los materiales ACS, LAD y LC	145
Figura 8.5 Líneas de resistencia intrínseca de las ACS mediante los criterios del máximo esfuerzo desviador $(\sigma'_1-\sigma'_3)_{\text{máx}}$ y la máxima relación de tensiones principales $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$	145
Figura 8.6 Líneas de resistencia intrínsecas de los LAD mediante los criterios del máximo esfuerzo desviador $(\sigma'_1-\sigma'_3)_{\text{máx}}$ y la máxima relación de tensiones principales $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$	146
Figura 8.7 Líneas de resistencia intrínsecas de las LC mediante los criterios del máximo esfuerzo desviador $(\sigma'_1-\sigma'_3)_{\text{máx}}$ y la máxima relación de tensiones principales $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$	146
Figura 8.8 Variación de los parámetros de resistencia c' y ϕ en función de la deformación axial, obtenidos a partir de ensayos triaxiales CU para los materiales ACS y LAD	147
Figura 8.9 Variación de los parámetros de resistencia c' y ϕ' en función de la deformación axial, obtenidos a partir de ensayos triaxiales CU para las LC	148
Figura 8.10 Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q'$ y envolventes de resistencia de las ACS	148
Figura 8.11 Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q'$ y envolventes de resistencia de los LAD.....	149
Figura 8.12 Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q'$ y envolventes de resistencia de las LC	150
Figura 8.13 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_{ov}= 50$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}	152
Figura 8.14 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_{ov}= 100$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}	153
Figura 8.15 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_{ov}= 150$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}	153
Figura 8.16 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_{ov}= 50$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}	154
Figura 8.17 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_{ov}= 100$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}	154

Figura 8.18 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_{ov} = 150$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}	154
Figura 8.19 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_{ov} = 50$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}	156
Figura 8.20 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_{ov} = 100$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}	156
Figura 8.21 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_{ov} = 150$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}	156
Figura 8.22 Tendencias de variación de u/σ'_{ov} en función de N, para las ACS. .	157
Figura 8.23 Tendencias de variación de u/σ'_{ov} en función de N, para los LAD. .	158
Figura 8.24 Tendencias de variación de u/σ'_{ov} en función de N, para las LC.....	159
Figura 8.25 Tendencias de variación de G y D en función de N, para las ACS.	161
Figura 8.26 Tendencias de variación de G y D en función de N, para los LAD..	162
Figura 8.27 Tendencias de variación de G en función de N, para las LC	163
Figura 8.28 Tendencias de variación de γ_c y γ_p en función de N, para las ACS .	164
Figura 8.29 Tendencias de variación de γ_c y γ_p en función de N, para los LAD..	165
Figura 8.30 Tendencias de variación de γ_c y γ_p en función de N, para las LC	167
Figura 8.31 Número de ciclos necesario para causar la rotura súbita, en función de la presión efectiva de consolidación y para diferentes relaciones de tensiones cíclicas. ACS	168
Figura 8.32 Número de ciclos necesario para causar la rotura súbita, en función de la presión efectiva de consolidación y para diferentes relaciones de tensiones cíclicas. LAD.....	168
Figura 8.33 Número de ciclos necesario para causar la rotura súbita, en función de la presión efectiva de consolidación y para diferentes relaciones de tensiones cíclicas. LC	169
Figura 8.34 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_c = 50$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c	171
Figura 8.35 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las ACS para $\sigma'_c = 50$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c	172
Figura 8.36 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c	172

Figura 8.37 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las ACS para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	172
Figura 8.38 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	173
Figura 8.39 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las ACS para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	174
Figura 8.40 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_c = 50$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	175
Figura 8.41 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de los LAD para $\sigma'_c=50$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	175
Figura 8.42 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	176
Figura 8.43 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de los LAD para $\sigma'_c=100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	176
Figura 8.44 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	177
Figura 8.45 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de los LAD para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	177
Figura 8.46 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_c= 50$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	178
Figura 8.47 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	178
Figura 8.48 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	178
Figura 8.49 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las LC para $\sigma'_c = 50$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	178
Figura 8.50 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las LC para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	179
Figura 8.51 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las LC para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c	179
Figura 8.52 Tendencias de variación de u/σ'_c en función de N, para las ACS ...	179

Figura 8.53 Tendencias de variación de u/σ'_c en función de N, para los LAD....	181
Figura 8.54 Tendencias de variación de u/σ'_c en función de N, para las LC	182
Figura 8.55 Tendencias de variación de G en función de N, para las ACS.....	182
Figura 8.56 Tendencias de variación de G en función de N, para los LAD	184
Figura 8.57 Tendencias de variación de G en función de N, para las LC	185
Figura 8.58 Tendencias de variación de ε_p y ε_c en función de N, para las ACS .	186
Figura 8.59 Tendencias de variación de ε_p y ε_c en función de N, para los LAD..	187
Figura 8.60 Tendencias de variación de ε_p y ε_c en función de N, para las LC	188
Figura 8.61 Tendencia de variación del módulo de corte en función de la frecuencia de resonancia, para los materiales ACS, LAD y LC.....	189
Figura 8.62 Tendencias de variación de la frecuencia de resonancia en función de la deformación angular, para los materiales ACS, LAD y LC	191
Figura 8.63 Variación de las constantes empíricas Q y R en función de la presión efectiva de confinamiento, para el material LAD	191
Figura 8.64 Tendencias de variación de la deformación angular en función del nivel de excitación torsional, para diferentes presiones efectivas de consolidación y tipos de material	192
Figura 8.65 Tendencias de variación del módulo de corte en función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de consolidación y tipos de material.....	193
Figura 8.66 Variación de las constantes empíricas A y B en función de la presión efectiva de consolidación, para el material LAD	194
Figura 8.67 Tendencias de variación del módulo de corte en función de la presión efectiva de consolidación, para diferentes niveles de deformación angular y tipos de material.....	195
Figura 8.68 Variación de las constantes empíricas K y L en función de la deformación angular, para el material LAD	196
Figura 8.69 Tendencias de variación teóricas y experimentales del módulo de corte en función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de consolidación y tipo de material	198
Figura 8.70 Tendencias de variación del valor inverso de G en función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de consolidación y tipo de material.....	199

Figura 8.71 Deformación de referencia. A la izquierda, materiales arenosos ACS y LAD; a la derecha, material arcilloso LC	200
Figura 8.72 Valores de G_o vs. σ'_c	201
Figura 8.73. Gráfico log-log de G_o/p_o vs σ'_c/p_o	201
Figura 8.74 Relaciones $G/G_{m\acute{a}x}$ vs. γ para los materiales ACS, LAD y LC.....	202
Figura 8.75 Tendencia de variación de la razón de amortiguamiento D_{hpm} en función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de confinamiento	203
Figura 8.76 Razón de amortiguamiento D_{fvd} vs. Razón de amortiguamiento D_{hpm} , para diferentes valores de σ'_c y tipos de material.....	203
Figura 8.77 Tendencia de variación de la razón de amortiguamiento D_{hpm} en función de la presión efectiva de consolidación, para diferentes niveles de deformación angular.....	205
Figura 8.78 Tendencia de variación de las constantes empíricas N_1 y M_1 en función de la deformación angular, para los materiales ACS, LAD y LC.....	205
Figura 8.79 Comparación entre los resultados teóricos y experimentales de D_{hpm} en función de la deformación angular, para los materiales ACS, LAD y LC.....	206
Figura 8.80 Valores máximos, mínimos y medios del módulo de rigidez para diferentes niveles de deformación cíclica.....	207
Figura 8.81 Tendencia de variación del módulo de rigidez para diferentes niveles de deformación cíclica.....	207
Figura 8.82 Tendencia de variación del módulo de rigidez en función de la presión efectiva de consolidación, para diferentes niveles de deformación cíclica.....	209
Figura 8.83 Tendencia de variación de las constante C_2 y D_2 , en función de la deformación cíclica, para los tres materiales.....	209
Figura 8.84 Curvas de degradación del módulo de rigidez, en función de la deformación cíclica.....	210
Figura 8.85 Tendencias de variación de la permeabilidad en función del gradiente hidráulico, para los materiales ACS, LAD y LC	213
Figura 8.86 Tendencias de variación de la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento, para los materiales ACS, LAD y LC	214
Figura 8.87 Tendencias de variación de la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento, para los materiales ACS, LAD y LC	214

Figura 8.88 Tendencias de variación de la permeabilidad en función de $\Delta P_c/\sigma'_c$, para diferentes valores de la presión media efectiva de confinamiento	216
Figura 8.89 Variación de las constantes empíricas C_3 y D_3 en función de σ'_{cm} ..	217
Figura 8.90 Tendencias experimentales y teóricas de variación de la permeabilidad en función de $\Delta P_c/\sigma'_c$, para diferentes valores de σ'_c	218
Figura 8.91 Permeabilidad vs presión media efectiva de confinamiento, para diferentes gradientes hidráulicos.....	220
Figura 8.92 Tendencia de variación de las constantes C_4 y D_4 con el gradiente hidráulico	221
Figura 8.93 Tendencias experimentales y teóricas de variación de la permeabilidad en función del gradiente hidráulico para diferentes valores de σ'_c	221

1. INTRODUCCIÓN

Teniendo en cuenta que tanto Azam y Li (2010) como el boletín 121 de la Comisión Internacional de Grandes Presas ICOLD (2001) reportan un número importante de casos de rotura de presas construidas con residuos mineros y que seguramente la industria minera es la que más volumen de residuos produce en el mundo, surge la necesidad de profundizar en el conocimiento del comportamiento geotécnico de estos depósitos antrópicos, dispuestos formando presas, incluso de gran altura. El hecho de que sean construidas por métodos hidráulicos y sin ningún tipo de compactación, las hace muy vulnerables a presentar algún tipo de fallo.

La literatura especializada reporta muchos casos de rotura de presas construidas con residuos mineros en el mundo y de manera particular, en el caso de España hace referencia a la ocurrida en 1998 en la presa Aznalcóllar. Se hace énfasis respecto a que la información relacionada con la determinación de las propiedades geotécnicas de residuos mineros es prácticamente nula.

Un inventario realizado en España indica que existen del orden de 50 instalaciones de residuos mineros clausuradas o abandonadas en Andalucía, Cantabria, Castilla la Mancha, Castilla León, Extremadura, Navarra, País Vasco y Murcia, las cuales causan problemas medioambientales de importancia y además podrían convertirse en una amenaza para la salud de las personas emplazadas cercanamente a presas y escombreras de residuos mineros.

Además de los proyectos mineros abandonados o clausurados, existen en España numerosos que están activos; entre los que se destaca las minas de Riotinto, debido a que en éstas se concentran los más importantes yacimientos de oro, cobre y plata. La explotación de las minas de Riotinto fue suspendida en el año 2001, pero en el 2014 la Consejería del Medio Ambiente avaló la reapertura de las minas. En el dictamen incluyó condiciones de carácter ambiental y geotécnico de obligatorio cumplimiento, entre las que se encuentran la restauración de las escombreras y el estudio de la estabilidad de las presas de estériles en condiciones dinámicas.

Teniendo en cuenta lo anterior, mediante un convenio suscrito entre la Fundación Agustín de Betancourt y la entidad EPTISA Servicios de Ingeniería, se realizó un estudio relacionados con el comportamiento geotécnico de los residuos más abundantes procedentes de la mina de Riotinto. La fase experimental relacionada con el mencionado estudio, es la base fundamental de la presente tesis en la que se evalúa el comportamiento geotécnico de los estériles distinguidos en las escombreras con los nombres de Arenas Cerro Salomón (ACS), Lodos de alta densidad (LAD) y Lamas Cobre (LC).

Para cumplir con el objetivo, de la mencionada fase experimental, se realizaron, con cada uno de los tres materiales, ensayos rutinarios de identificación y clasificación y además, pruebas especiales como triaxiales CU, corte simple cíclico, columna resonante, triaxiales cíclicos y permeabilidad en cámara triaxial.

Esta tesis hace parte de la línea de investigación relacionada con el comportamiento dinámico de los suelos, activa en el Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (ETSICCP) de la Universidad Politécnica de Madrid (UPM) desde 1992. Antecedentes a esta tesis las realizadas por Olalla (1992), Estaire (2004), Patiño (2009), Galindo (2010) y Soriano M. (2015).

La tesis está organizada en 10 capítulos en los que después de esta breve introducción se describen los objetivos; se hace referencia a la propagación de ondas en un medio elástico y a los diferentes métodos de evaluación de parámetros dinámicos de suelos; se presenta un resumen relacionados con las propiedades hidráulicas de los suelos; se incluye una detallada revisión bibliográfica relacionada, principalmente, con el comportamiento dinámico de los medios granulares; se detalla la fase experimental en la que se describen los materiales estudiados, los equipos utilizados y los procedimientos de fabricación y montaje de las probetas en los diferentes equipos, se interpretan a fondo todos los resultados y se proponen algunas funciones empíricas de interés práctico y finalmente, se exponen las conclusiones, se proponen futuras líneas de investigación y se incluye la relación de las fuentes bibliográficas consultadas durante el desarrollo de la tesis.

Se aclara, que tanto en los aspectos teóricos como en el estado del arte, la información contenida es un resumen obtenido a partir de libros de texto, artículos técnicos y tesis doctorales; por tanto, la mayoría de figuras y algunos párrafos son fiel copia de la fuente original consultada.

2. OBJETIVOS

Debido a que el boletín 121 del ICOLD (2001) reporta que entre los factores detonantes de los fallos ocurridos en las presas construidas con estériles mineros, se encuentran el alto grado de saturación de los residuos, el deslizamiento de los taludes, las sollicitaciones dinámicas, la tubificación y la capacidad de carga del material de la cimentación, los objetivos de esta tesis son:

- Profundizar en el conocimiento del comportamiento geotécnico de residuos mineros y en particular, de los más abundantes provenientes de las minas de Riotinto, entre los que se destacan los identificados como Arenas Cerro Salomón (ACS), Lodos de alta densidad (LAD) y Lamas Cobre (LC).
- Evaluar, para los tres materiales investigados, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, mediante triaxiales CU; la respuesta ante sollicitaciones cíclicas a través de pruebas de corte simple cíclico, columna resonante y triaxiales cíclicos y además, la conductividad hidráulica obtenida a partir de ensayos de permeabilidad en cámara triaxial.
- En lo que respecta a los parámetros de resistencia, encontrar las tendencias de variación en función de la deformación axial.

- En relación con la respuesta a solicitaciones dinámicas, estudiar el comportamiento tensión – deformación, hallar las tendencia de variación del módulo de rigidez, el amortiguamiento, las presiones intersticiales y las deformaciones cíclicas y permanentes en función del número de ciclos, para diferentes niveles de presión efectiva de consolidación y tensión cíclica y además, investigar si es posible, proponer funciones empíricas de degradación del módulo de rigidez en función de las deformaciones unitarias, para diferentes niveles de presión efectiva de consolidación y tensión cíclica.
- Estudiar la conductividad hidráulica de los residuos mineros y encontrar las tendencias de variación de la permeabilidad en función del gradiente hidráulico y la presión media efectiva de confinamiento, para diferentes niveles de presión de consolidación y de cabeza de carga y además, investigar si es posible proponer funciones empíricas entre los diferentes factores que intervienen en los ensayos de permeabilidad en célula triaxial.

3. PROPAGACIÓN DE ONDAS EN UN MEDIO ELÁSTICO

La deformación de un cuerpo, debida a una carga aplicada, se extiende gradualmente a lo largo del mismo mediante “ondas de esfuerzo”. La naturaleza de la propagación de dichas ondas es un tema de gran importancia para la ingeniería geotécnica, puesto que permiten la estimación de propiedades del suelo tales como: el módulo de elasticidad, la velocidad de propagación de las ondas y el módulo de corte; además, favorece la interpretación de resultados de investigaciones geofísicas, la formulación numérica de los análisis de respuesta del terreno y la determinación de parámetros de diseño para estructuras sismo resistentes.

3.1. Notación del estado de tensiones, deformaciones y relaciones tensión-deformación

3.1.1. Notación del estado de tensiones

La Figura 3.1 muestra un elemento de suelo de dimensiones dx , dy y dz , con una de sus esquinas en el centro de un sistema de coordenadas cartesianas X , Y y Z .

Figura 3.1 Notación de tensiones actuantes sobre un elemento de suelo de dimensiones dx , dy y dz

Las tensiones normales actuando sobre planos normales a los ejes X, Y y Z, son σ_{xx} , σ_{yy} y σ_{zz} , donde la primera y segunda letra de los subíndices, representan la dirección en la que actúa la tensión y el eje perpendicular al plano en el cual actúa, respectivamente. En el caso de las tensiones tangenciales σ_{yx} , σ_{zx} , σ_{xy} , σ_{zy} , σ_{xz} y σ_{yz} , el significado de los subíndices es el mismo. No obstante, algunos autores prefieren utilizar la notación σ_x , σ_y y σ_z para referirse a las tensiones normales y τ_{yx} , τ_{zx} , τ_{xy} , τ_{zy} , τ_{xz} , τ_{yz} para las tensiones tangenciales.

El equilibrio de momentos en el elemento precisa que:

$$\sigma_{yx} = \sigma_{xy}, \sigma_{zx} = \sigma_{xz}, \text{ y } \sigma_{zy} = \sigma_{yz} \quad [3.1]$$

3.1.2. Notación del estado de deformaciones

La Figura 3.2 muestra un elemento infinitesimal cuadrado, PQRS, de dimensiones dx y dy , ubicado con el vértice P en las coordenadas X_0 , Y_0 . Después de la deformación, el elemento se desplaza, se distorsiona y gira, tomando la forma geométrica indicada por las letras P', Q', R' y S'.

Dada una condición de tensiones, los desplazamientos en las direcciones X e Y, están denotados por u y v . De la Figura 3.2, $\tan \alpha_1 = dv/dx$, y $\tan \alpha_2 = du/dy$. La deformación por corte (ϵ_{xy}) en el plano X, Y es igual a $\alpha_1 + \alpha_2$, pero para pequeñas deformaciones, se puede suponer que los ángulos α_1 y α_2 son iguales a sus tangentes y por tanto, la relación entre la deformación por corte y los desplazamiento en el plano X, Y está dada por: $\epsilon_{xy} = dv/dx + du/dy$.

Figura 3.2 Elemento infinitesimal cuadrado sometido a deformación plana

La rotación del elemento infinitesimal alrededor del eje z (perpendicular al plano del papel), está dada por $\Omega_z = (\alpha_1 - \alpha_2)/2$.

En el caso tridimensional las ecuaciones para las deformaciones y rotaciones en términos de desplazamiento, están dadas por:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{du}{dx} \quad \varepsilon_{yy} = \frac{dv}{dy} \quad \varepsilon_{zz} = \frac{dw}{dz} \quad [3.2]$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{dv}{dx} + \frac{du}{dy} \quad \varepsilon_{yz} = \frac{dw}{dy} + \frac{dv}{dz} \quad \varepsilon_{zx} = \frac{du}{dz} + \frac{dw}{dx} \quad [3.3]$$

$$\Omega_x = \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dy} - \frac{dv}{dz} \right) \quad \Omega_y = \frac{1}{2} \left(\frac{du}{dz} - \frac{dw}{dx} \right) \quad \Omega_z = \frac{1}{2} \left(\frac{dv}{dx} - \frac{du}{dy} \right) \quad [3.4]$$

$$\bar{\Omega} = (\Omega_x, \Omega_y, \Omega_z) \quad [3.5]$$

Donde:

ε_{xx} , ε_{yy} , ε_{zz} , corresponden a deformaciones normales paralelas a los ejes X, Y y Z

ε_{xy} , deformación de corte entre los planos xz y yz

ε_{yz} , deformación de corte entre los planos yx y zx

ε_{zx} , deformación de corte entre los planos zy y xy

$\Omega_x, \Omega_y, \Omega_z$, componentes de rotación alrededor de los ejes X, Y y Z.

3.1.3. Relaciones tensión – deformación

De acuerdo con la Ley de Hooke, las relaciones tensión – deformación se pueden escribir de forma generalizada tal como sigue:

$$\begin{aligned} \sigma_{xx} &= C_{11}\varepsilon_{xx} + C_{12}\varepsilon_{yy} + C_{13}\varepsilon_{zz} + C_{14}\varepsilon_{xy} + C_{15}\varepsilon_{yz} + C_{16}\varepsilon_{zx} \\ \sigma_{yy} &= C_{21}\varepsilon_{xx} + C_{22}\varepsilon_{yy} + C_{23}\varepsilon_{zz} + C_{24}\varepsilon_{xy} + C_{25}\varepsilon_{yz} + C_{26}\varepsilon_{zx} \\ \sigma_{zz} &= C_{31}\varepsilon_{xx} + C_{32}\varepsilon_{yy} + C_{33}\varepsilon_{zz} + C_{34}\varepsilon_{xy} + C_{35}\varepsilon_{yz} + C_{36}\varepsilon_{zx} \\ \sigma_{xy} &= C_{41}\varepsilon_{xx} + C_{42}\varepsilon_{yy} + C_{43}\varepsilon_{zz} + C_{44}\varepsilon_{xy} + C_{45}\varepsilon_{yz} + C_{46}\varepsilon_{zx} \\ \sigma_{yz} &= C_{51}\varepsilon_{xx} + C_{52}\varepsilon_{yy} + C_{53}\varepsilon_{zz} + C_{54}\varepsilon_{xy} + C_{55}\varepsilon_{yz} + C_{56}\varepsilon_{zx} \\ \sigma_{zx} &= C_{61}\varepsilon_{xx} + C_{62}\varepsilon_{yy} + C_{63}\varepsilon_{zz} + C_{64}\varepsilon_{xy} + C_{65}\varepsilon_{yz} + C_{66}\varepsilon_{zx} \end{aligned} \quad [3.6]$$

Donde las 36 c_{ij} corresponden a constantes elásticas del material. Para toda j e i, las c_{ij} son iguales entre sí a las c_{ji} , con lo que se reduce el número de constantes independientes a 21. Además, si el material es isótropo, las constantes son independientes de la dirección y por tanto, se tiene que:

$$C_{12} = C_{21} = C_{13} = C_{31} = C_{23} = C_{32} = \lambda$$

$$C_{44} = C_{55} = C_{66} = \mu = G \quad [3.7]$$

$$C_{11} = C_{22} = C_{33} = \lambda + 2\mu = \lambda + 2G$$

El resto de constantes son iguales a cero (0). Por otra parte, si un material es isótropo y linealmente elástico, la ley de Hooke permite expresar todas las relaciones tensión – deformación en función de las constantes de Lamé, λ y μ :

$$\begin{aligned} \sigma_{xx} &= \lambda \varepsilon' + 2G \varepsilon_{xx} & \sigma_{xy} &= G \varepsilon_{xy} \\ \sigma_{yy} &= \lambda \varepsilon' + 2G \varepsilon_{yy} & \sigma_{yz} &= G \varepsilon_{yz} \\ \sigma_{zz} &= \lambda \varepsilon' + 2G \varepsilon_{zz} & \sigma_{zx} &= G \varepsilon_{zx} \end{aligned} \quad [3.8]$$

Donde:

$$\lambda, \text{ Constante de Lamé:} \quad \lambda = \frac{Ev}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad [3.9]$$

$$G, \text{ Módulo de rigidez:} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [3.10]$$

$$E, \text{ Módulo de elasticidad:} \quad E = \frac{G(3\lambda + 2G)}{\lambda + G} \quad [3.11]$$

$$\varepsilon', \text{ Deformación volumétrica unitaria:} \quad \varepsilon' = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \quad [3.12]$$

ν , Relación de Poisson:

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + G)} \quad [3.13]$$

3.2. Propagación de ondas de cuerpo en un medio elástico infinito

Cuando un medio es solicitado dinámicamente, por ejemplo un depósito de suelo, la perturbación genera ondas longitudinales y ondas transversales. Las ondas longitudinales, también conocidas como ondas primarias, ondas P o de compresión, se caracterizan porque el movimiento de las partículas se produce en la misma dirección de la propagación de la onda; mientras que en las ondas transversales, secundarias, ondas S o de cortante, las partículas se mueven perpendicularmente a la dirección de la propagación de la onda.

3.2.1. Ecuaciones de movimiento

Las ecuaciones tridimensionales de movimiento para un medio elástico pueden ser obtenidas a partir del esquema de la Figura 3.3, estableciendo el equilibrio de fuerzas en las tres direcciones perpendiculares X, Y y Z.

Figura 3.3 Condiciones de tensión en la dirección X de un cubo infinitesimal

Dado el estado de tensiones en la dirección X, indicado en la Figura 3.3, existe un desequilibrio externo de fuerzas que debe ser compensado con las fuerzas de inercia en esa dirección.

Por tanto:

$$\rho dx dy dz \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \left(\sigma_{xx} + \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} dx \right) dy dz - \sigma_{xx} dy dz + \left(\sigma_{xy} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} dy \right) dx dz - \sigma_{xy} dx dz + \left(\sigma_{xz} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} dz \right) dx dy - \sigma_{xz} dx dy$$

Donde ρ es la densidad de masa del medio, y u es la componente del desplazamiento en la dirección X. Simplificando y operando se tiene que:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} \quad [3.14]$$

Similarmente, haciendo sumatoria de fuerzas en las direcciones Y y Z, resultan las siguientes expresiones:

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} \quad [3.15]$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} \quad [3.16]$$

Donde v y w son las componentes de desplazamiento en las direcciones Y y Z, respectivamente.

A partir de la Ley de Hooke y usando las relaciones tensión - deformación y deformación-desplazamiento para un medio continuo, isótropo, homogéneo y elástico, las ecuaciones tridimensionales de movimiento se pueden expresar en términos de desplazamientos. Considerando la ecuación de movimiento [3.14] representativa de la dirección X, se tiene:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial x} (\lambda \cdot \varepsilon' + 2G\varepsilon_{xx}) + \frac{\partial G\varepsilon_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial G\varepsilon_{xz}}{\partial z}$$

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial x} (\lambda \cdot \varepsilon' + 2G\varepsilon_{xx}) + G \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) + G \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right)$$

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \lambda \frac{\partial \varepsilon'}{\partial x} + G \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} \right)$$

Pero,

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} = \frac{\partial \varepsilon'}{\partial x}$$

Entonces,

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon'}{\partial x} + G \nabla^2 u \quad [3.17]$$

Donde ∇^2 , es el operador Laplaciano

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

Siguiendo el mismo procedimiento anterior, las ecuaciones de movimiento en función de los desplazamientos, para las direcciones Y y Z, están dadas por:

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon'}{\partial y} + G \nabla^2 v \quad [3.18]$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \varepsilon'}{\partial z} + G \nabla^2 w \quad [3.19]$$

Las variables u, v y w, corresponden a las deformaciones unitarias en las direcciones X, Y y Z, respectivamente, y ρ es la densidad de masa.

3.2.2. Ondas longitudinales

En el caso de las ondas longitudinales, al reemplazar las relaciones deformación – desplazamiento en las ecuaciones [3.17], [3.18] y [3.19], y diferenciarlas respecto a X, Y y Z, respectivamente, se tiene:

$$\begin{aligned}
\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right) &= (\lambda + G) \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + G \nabla^2 \frac{\partial u}{\partial x} \\
\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial v}{\partial y} \right) &= (\lambda + G) \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + G \nabla^2 \frac{\partial v}{\partial y} \\
\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial z} \right) &= (\lambda + G) \frac{\partial^2}{\partial z^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + G \nabla^2 \frac{\partial w}{\partial z}
\end{aligned} \tag{3.20}$$

Sumando las tres expresiones se tiene que:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) = (\lambda + G) \nabla^2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) + G \nabla^2 \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \tag{3.21}$$

Pero: $\epsilon' = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$ [3.22]

Entonces: $\rho \frac{\partial^2 \epsilon'}{\partial t^2} = (\lambda + G) \nabla^2 \epsilon' + G \nabla^2 \epsilon'$ [3.23]

Factorizando: $\frac{\partial^2 \epsilon'}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho} \nabla^2 \epsilon' = V_p^2 \nabla^2 \epsilon'$ [3.24]

Finalmente, se obtiene la conocida ecuación unidimensional de propagación de ondas longitudinales (V_p), la cual está dada por:

$$V_p^2 = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho} \tag{3.25}$$

Dado el hecho que en la expresión no aparecen rotaciones, pero sí están presentes las deformaciones volumétricas unitarias (ϵ'), estas ondas se conocen como ondas de compresión, no distorsionables o irrotacionales, ondas primarias u ondas P.

3.2.3. Ondas transversales

En el caso de las ondas transversales, las deformaciones volumétricas unitarias (ϵ') se eliminan diferenciando las ecuaciones [3.18] y [3.19] respecto a Z e Y, respectivamente.

$$\rho \frac{\partial^3 v}{\partial z \partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \epsilon'}{\partial y \partial z} + G \nabla^2 \frac{\partial v}{\partial z} \tag{3.26}$$

$$\rho \frac{\partial^3 w}{\partial y \partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial^2 \varepsilon'}{\partial y \partial z} + G \nabla^2 \frac{\partial w}{\partial y} \quad [3.27]$$

Restando [3.27] de [3.26], se elimina ε' y resulta:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = G \nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad [3.28]$$

Pero:
$$\left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = 2\Omega_x \quad [3.29]$$

Entonces:
$$\frac{\partial^2 \Omega_x}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \nabla^2 \Omega_x = V_s^2 \nabla^2 \Omega_x \quad [3.30]$$

Simplificando, la velocidad de propagación de las ondas de corte está dada por:

$$V_s^2 = \frac{G}{\rho} \quad [3.31]$$

Reemplazando y operando de manera similar para las direcciones Y y Z, se tiene:

$$\rho \frac{\partial^2 \Omega_y}{\partial t^2} = V_s^2 \nabla^2 \Omega_y \quad [3.32]$$

$$\rho \frac{\partial^2 \Omega_z}{\partial t^2} = V_s^2 \nabla^2 \Omega_z \quad [3.33]$$

Debido a que en estas expresiones no aparecen deformaciones volumétricas unitarias (ε'), pero si las rotaciones Ω_x , Ω_y y Ω_z , estas ondas se conocen como ondas equivolúmetricas, ondas distorsionables, onda secundarias u ondas S.

Como ya se mencionó anteriormente, el movimiento de las partículas del terreno debido a la propagación de las ondas S está limitado al plano perpendicular a la dirección de propagación de la onda, pero en cualquier dirección normal, lo cual no siempre ocurre ya que pueden moverse siguiendo una dirección preferencial. Este efecto se conoce como polarización de la onda.

Normalmente se acostumbra descomponer la onda S en sus proyecciones horizontal, S_H , y vertical, S_V . La diferencia entre ambas radica en que el movimiento de las partículas en las ondas S_H se produce solamente en un plano horizontal, mientras que en las ondas S_V el movimiento de partículas ocurre en un plano vertical.

Resumiendo, existen únicamente dos tipos de ondas de cuerpo que pueden propagarse a través de un medio infinito elástico con una velocidad de propagación que depende de la rigidez del medio. Respecto al tipo de deformación inducido por la onda, las ondas P no provocan rotaciones en el material y viajan a una velocidad V_p ; las ondas S no implican cambios de volumen y viajan a una velocidad V_s .

Si las expresiones [3.25] y [3.31], halladas para V_p y V_s , se ponen en función de la relación de Poisson, se tiene que:

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad [3.34]$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad [3.35]$$

Ahora, comparado ambas velocidades, se tiene que:

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2-2\nu}{1-2\nu}} \quad [3.36]$$

Donde es fácil notar que la velocidad de las ondas P excede la velocidad de las ondas S en una cantidad que depende de la compresibilidad del medio, lo cual se refleja mediante la relación de Poisson. Por ejemplo, para una relación de Poisson típica de 0.3, la relación $V_p/V_s = 1.87$. En la Tabla 3.1 se indican algunos valores de V_p y V_s representativos de varios tipos de suelos y rocas.

Tabla 3-1 Valores típicos de V_p y V_s

Tipo de suelo	Velocidad de ondas de compresión V_p (m/s)	Velocidad de ondas de corte V_s (m/s)
Arena fina	300	90 – 150
Arena densa	460	230
Grava	762	180 – 215
Arcilla húmeda	1220 – 1370	150
Granito	3960 – 5490	2130 – 3350
Arenisca	1370 – 3960	610 - 2130

3.3. Propagación de ondas de superficie en un semi-espacio elástico

Debido a que la tierra no puede concebirse como un cuerpo infinito, ésta debe ser idealizada como un medio semi-infinito, isótropo, homogéneo y con una superficie plana, en el que además de las ondas de cuerpo descritas anteriormente, se propagan las ondas de superficie; estas últimas, consideradas de especial importancia para la ingeniería sísmica y la geodinámica de suelos. Las ondas de superficie comúnmente conocidas, son las Ondas Rayleigh y las Ondas Love.

3.3.1. Ondas Rayleigh

Las Ondas Rayleigh, investigadas por primera vez por Lord Rayleigh (1885), se mueven cerca de la superficie de un semi-espacio elástico describiendo elipses. Su definición es posible mediante el esquema de la Figura 3.4, en el que se observa una onda plana viajando en la dirección X, al mismo tiempo que se evidencia un movimiento de partículas nulo en la dirección Y. La dirección Z se toma como positiva hacia abajo, y por tanto el movimiento de partículas tiene lugar en el plano X-Z.

Figura 3.4 Movimiento inducido por una onda plana que se propaga en la dirección X

Este tipo de ondas se caracteriza porque su amplitud de perturbación se atenúa rápidamente con la profundidad y su velocidad de propagación V_R (la cual es función de la relación de Poisson) es ligeramente menor que la de las ondas de cortante V_S .

La ecuación que relaciona la velocidad de propagación de las Ondas Rayleigh con las velocidades de propagación de las ondas P y las ondas S, está dada por:

$$K_{R_s}^6 - 8K_{R_s}^4 + (24 - 16\alpha^2)K_{R_s}^2 + 16(\alpha^2 - 1) = 0 \quad [3.37]$$

Donde por definición: $K_{R_s} = \frac{V_R}{V_S} = \frac{V_R}{\alpha V_P}$

V_R = Velocidad de onda Rayleigh,

V_S = Velocidad de onda S,

V_P = Velocidad de onda P,

$$\alpha = \frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{G}{\lambda + 2G}} ; \alpha = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2 - 2\nu}}$$

La ecuación [3.37] tiene términos cúbicos pero con solución real para varios valores del coeficiente de Poisson (ν). La Figura 3.5 muestra la variación de la velocidad de propagación de las ondas P, las ondas S y las ondas Rayleigh (normalizadas respecto a V_s), en función del coeficiente de Poisson. A partir de esta lustración, se verifica que V_R es siempre menor que V_s .

Figura 3.5 Variación de las velocidades de propagación de las ondas Rayleigh y las ondas de cuerpo, respecto a la relación de Poisson (ν). (Richart, 1962)

En relación con los desplazamientos, Rayleigh propuso expresiones que permiten evaluar el desplazamiento horizontal (u) y el desplazamiento vertical (w). Si se considera (u) positivo en la dirección de propagación de la onda y (w) positivo hacia arriba, las expresiones son las siguientes:

$$u = \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_R} \right) \left[\frac{2K_{Rs}^2}{\sqrt{1-K_{Rp}^2}} \exp \left(-2\pi \sqrt{1-K_{Rs}^2} \frac{z}{L_R} \right) \right] + \sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_R} \right) \left[\frac{1}{\sqrt{1-K_{Rp}^2}} \exp \left(-2\pi \sqrt{1-K_{Rp}^2} \frac{z}{L_R} \right) \right] \quad [3.38]$$

$$w = \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_R} \right) \left[\frac{2}{2-K_{Rp}^2} \exp \left(-2\pi \sqrt{1-K_{Rs}^2} \frac{z}{L_R} \right) \right] + \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{x}{L_R} \right) \left[-\exp \left(-2\pi \sqrt{1-K_{Rp}^2} \frac{z}{L_R} \right) \right] \quad [3.39]$$

Donde:

t = Tiempo

T = Período

L_R = Longitud de onda Rayleigh

X = Distancia horizontal

Z = Profundidad

Los desplazamientos horizontales y verticales obtenidos con estas expresiones se ilustran para diferentes valores del coeficiente de Poisson en la Figura 3.6. Dichos desplazamientos se encuentran fuera de fase 90° , es decir cuando los desplazamientos horizontales son nulos, los desplazamientos verticales alcanzan su valor máximo (o mínimo) y viceversa.

Figura 3.6 Relación de amplitudes - profundidad normalizada, en función de la longitud de la onda Rayleigh. (Richard et al., 1970)

3.3.2. Ondas Love

En un semi-espacio elástico y homogéneo solamente pueden existir ondas S, ondas P y ondas Rayleigh. Sin embargo, si el semi-espacio subyace una capa de material donde las velocidades de las ondas de cuerpo son más bajas, las ondas Love se pueden desarrollar en la interface de ambos medios. Las ondas Love son más lentas que las ondas de cuerpo, pero más rápidas que las ondas Rayleigh.

En términos generales, las ondas Love son de período largo y se comportan de manera similar a las ondas Rayleigh; no obstante, su origen se debe a la interferencia constructiva de ondas S_H , las cuales son atrapadas por múltiples reflexiones dentro de la capa superficial (depósito más blando sobre el semi-espacio elástico), Figura 3.7. Al igual que las ondas S_H , estas ondas son polarizadas horizontalmente, por tanto no son registradas por sensores verticales.

Figura 3.7. Depósito superficial blando que sobreyace un semi-espacio elástico

La Figura 3.7 representa un depósito superficial homogéneo de espesor H, el cual se sustenta sobre un semi-espacio elástico homogéneo. Bajo estas condiciones, las ondas Love se propagan en la dirección +X, y las partículas del depósito blando superficial solamente podrán moverse en la dirección Y (normalmente al plano del papel), debido a que se encuentran polarizadas horizontalmente.

De acuerdo con Aki y Richard (1980), los desplazamientos en el plano X-Z pueden ser evaluados mediante las expresiones [3.40] y [3.41], para $Z \geq H$.

$$v(x,z,t) = 2A_1 \cos \left[\omega \left(\frac{1}{V_{S1}^2} - \frac{1}{V_L^2} \right)^{1/2} z \right] e^{i(k_L x - \omega t)} \quad \text{Para } 0 \leq z \leq H \quad [3.40]$$

$$v(x,z,t) = 2A_1 \cos \left[\omega \left(\frac{1}{V_{S1}^2} - \frac{1}{V_L^2} \right)^{1/2} H \right] \exp \left[-\omega \left(\frac{1}{V_L^2} - \frac{1}{V_{S2}^2} \right)^{1/2} (z - H) \right] e^{i(k_L x - \omega t)} \quad [3.41]$$

Donde:

V_{S1} : Velocidad de propagación de ondas S en el depósito superficial,

V_{S2} : Velocidad de propagación de ondas S en el semi-espacio elástico,

V_L : Velocidad de propagación de ondas Love.

La Figura 3.8 muestra la tendencia de variación de las amplitudes de los desplazamientos respecto a la profundidad. En el caso del depósito superficial, la variación es sinusoidal con la profundidad, mientras que en el semi-espacio elástico decae exponencialmente. Finalmente, la velocidad de las ondas Love puede ser evaluada a partir de la solución de la siguiente expresión:

$$\tan \omega \left[H \left(\frac{1}{V_{S1}^2} - \frac{1}{V_L^2} \right)^{1/2} \right] = \frac{G_2 \sqrt{\left(\frac{1}{V_L^2} - \frac{1}{V_{S2}^2} \right)}}{G_1 \sqrt{\left(\frac{1}{V_{S1}^2} - \frac{1}{V_L^2} \right)}} \quad [3.42]$$

Figura 3.8. Variación de la amplitud de desplazamiento de las partículas afectadas por ondas Love, respecto a la profundidad

4. MÉTODOS PARA LA EVALUACIÓN DE PARÁMETROS DINÁMICOS DE SUELOS

Las propiedades del suelo que influyen en los fenómenos de pequeñas deformaciones incluyen la rigidez, el amortiguamiento, la relación de Poisson y la densidad. Sin embargo, las características más importantes de los suelos cargados cíclicamente son:

- El módulo dinámico de rigidez al cortante (**G**)
- El módulo dinámico de elasticidad (**E**), y
- La razón de amortiguamiento (**ζ**)

La evaluación de las propiedades dinámicas es posible mediante una serie de técnicas de laboratorio y ensayos de campo, que se ajustan a rangos de deformación específicos, frecuencias de operación y velocidades de deformación tangencial, tal como se indica en las Tablas 4-1 y 4-2. Sin embargo, y como primera aproximación, algunos de estos parámetros se pueden estimar a partir de correlaciones con propiedades índice de fácil determinación, sin que esta metodología sustituya la realización de pruebas de campo y/o laboratorio.

Algunos ensayos han sido desarrollados específicamente para medir propiedades dinámicas de suelos, mientras que otros corresponden a versiones modificadas de ensayos comúnmente utilizados en la mecánica de suelos tradicional.

Tabla 4-1 Rangos de operación de los diferentes ensayos de laboratorio útiles en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos

Ensayo de laboratorio	Rango de frecuencia (F) en Hertz	Rango de deformación tangencial (γ) en %	Rango de velocidad de deformación tangencial en γ /Seg
Triaxial cíclico	0.2 – 5	10^{-2} – 5	0.8×10^{-4} – 1
Corte simple cíclico	0.2 – 5	10^{-2} – 5	0.8×10^{-4} – 1
Torsión cíclica	0.2 – 5	10^{-2} – 5	0.8×10^{-4} – 1
Columna resonante	50 -200	10^{-4} – 10^{-2}	2×10^{-4} – 8×10^{-2}

Tabla 4-2 Rangos de operación de las diferentes pruebas de campo útiles en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos

Prueba de campo	Rango de frecuencia (F) en Hertz	Rango de deformación tangencial (γ) en %	Rango de velocidad de deformación tangencial en γ/Seg
Refracción sísmica	20 – 100	$10^{-4} - 10^{-3}$	$0.8 \times 10^{-4} - 0.4 \times 10^{-2}$
Cross – Hole Down – Hole Up – Hole	20 – 100	$10^{-4} - 10^{-3}$	$0.8 \times 10^{-4} - 0.4 \times 10^{-2}$
Vibración forzada en bloques o placas	<50	$10^{-3} - 10^{-1}$	$<2 \times 10^{-3} - < 2 \times 10^1$
Presiómetro dinámico		$10^{-2} - 10^{-1}$	

4.1. Ensayos de campo

Los ensayos de campo permiten la evaluación “in situ” de las propiedades del suelo, es decir, en su condición natural, donde el efecto complejo del estado de tensiones y de las condiciones químicas, térmicas y estructurales, se ve reflejado en las propiedades medidas. Una de las mayores ventajas de los ensayos de campo respecto a las pruebas de laboratorio es que no requieren muestreo y, en consecuencia, la incertidumbre asociada a la alteración que sufre la muestra no tiene lugar. No obstante, este tipo de pruebas presenta ciertas limitaciones a las cuales se hará referencia más adelante.

En el caso de algunas técnicas que miden la respuesta de volúmenes de suelo relativamente grandes, al prescindir del muestreo se minimiza la posibilidad de basar la evaluación de propiedades en muestras pequeñas no representativas. Por otra parte, muchos ensayos de campo no permiten la medición directa de ciertas propiedades del suelo, sino que se debe recurrir a análisis teóricos o a correlaciones empíricas para su estimación.

A continuación se describen brevemente las técnicas más empleadas para obtener en campo la respuesta del terreno.

4.1.1. Sísmica de Reflexión

Cuando una onda de cuerpo pasa a través de la interface de dos medios de diferente rigidez, la dirección de su propagación se desvía de acuerdo con la ley de Snell. Si el ángulo de incidencia ψ_1 es más pequeño que un ángulo crítico ψ_c , la onda se refracta y se propaga en el segundo medio (donde se asume que la onda viaja más rápidamente) con un ángulo ψ_2 , el cual es más grande que el ángulo de incidencia inicial, Figura 4.1 (a la izquierda). Si por el contrario, la onda incidente choca en el segundo medio con un ángulo ψ_R mayor que ψ_c , la onda es reflejada dentro del primer medio con el mismo ángulo ψ_R con el que incide, Figura 4.1 (a la derecha).

Figura 4.1 A la izquierda, refracción de una onda a través de una interface; a la derecha, ángulo crítico de incidencia diferenciando la reflexión de la refracción (Ishihara, 1996)

La sismica de reflexión se aprovecha de la reflexión de las ondas P (ondas longitudinales o de compresión), ya que al ser las primeras en llegar su identificación resulta más fácil en un punto de monitoreo situado sobre la superficie del terreno. La Figura 4.2 representa un estudio de reflexión en el que se monitorea el tiempo de llegada, t_d , de una onda P, a través de un camino directo desde la fuente A hasta los puntos B', C' y D'.

Figura 4.2 Trayectoria de la propagación de ondas de reflexión y refracción (Richart et al., 1970)

Este tipo de onda se conoce como “onda directa”, y la velocidad con la que se propaga en la capa superficial está dada por la expresión:

$$V_1 = \frac{x}{t_d} \quad [4.1]$$

Donde X es la distancia entre los puntos A y B', C' o D'.

Como se observa en la Figura 4.2, parte de la energía de impulso sigue una trayectoria directa, mientras otra porción, sigue un camino compuesto por el rayo que va desde la fuente A hasta los puntos B, C o D, en la interface, y de ahí nuevamente a la superficie a los puntos B', C' o D'. El tiempo de viaje t_r a lo largo de este recorrido se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t_r = \frac{\sqrt{x^2 + 4H^2}}{V_1} \quad [4.2]$$

Donde H es el espesor de la capa superficial.

Una vez conocidos V_1 y t_r del cálculo de la onda directa, el espesor del estrato superficial puede ser evaluado como:

$$H = \frac{1}{2} \sqrt{t_r^2 V_1^2 - x^2} \quad [4.3]$$

Una de las limitaciones de este método radica en que las ondas P reflejadas, siempre llegan después de que la onda directa haya alcanzado el receptor. Por tanto, es difícil distinguir con claridad el tiempo de llegada exacto de la onda reflejada. No obstante, pese a las limitaciones del método, la reflexión es muy útil en la investigación de estratigrafías muy profundas, el reconocimiento de depósitos marinos y la identificación de capas de suelo superficiales.

4.1.2. Sísmica de Refracción

La refracción es el procedimiento más simple y convencionalmente más usado en la definición de perfiles de suelos y rocas sobre amplias áreas. El método consiste en aplicar un impacto o energía explosiva (Figura 4.3) sobre la superficie del terreno y capturar el frente de su propagación en un punto cualquiera alejado de la fuente. Posteriormente, se calcula la velocidad de propagación de ondas elásticas a partir de la distancia y el tiempo de llegada de las mismas.

Figura 4.3 Métodos para generar ondas elásticas: (a) explosión superficial; (b) impacto vertical sobre una placa metálica; (c) impacto horizontal (Kramer, 1996)

Tal como se observa en la Figura 4.4, la prueba de refracción sísmica consiste en la disposición alineada de geófonos sobre la superficie del terreno, separados por una distancia constante que varía entre 1 y 15 metros. La distancia entre el punto de disparo y el primer geófono, debe ser igual a la prefijada entre geófonos.

Figura 4.4 Esquema del ensayo de sismica de refracción (Kramer, 1996)

Mediante el equipo de captura de datos, el cual amplifica y acondiciona las señales, se registra el tiempo de llegada de la señal a cada uno de los geófonos, respecto al tiempo cero o de disparo, en el que se genera la onda. Con la anterior información, se dibuja la curva distancia – tiempo de llegada, Figura 4.5, colocando en la escala horizontal la distancia entre geófonos y en la escala vertical el tiempo de llegada de la señal. Al unir las parejas de valores x , t , Figura 4.5, se obtienen una serie de líneas rectas cuyas pendientes están relacionadas con las velocidades de propagación de onda en cada uno de los estratos; las ordenadas de las intersecciones de las líneas corresponden a cambios de velocidad y las abscisas de las mismas intersecciones están directamente relacionadas con los espesores de los diferentes estratos por los que se propagó la onda.

Figura 4.5. Interpretación de la prueba de refracción sísmica (Kramer, 1996)

Para que la refracción se produzca, el método requiere que el perfil de suelo esté conformado por una capa blanda superficial, subyacente por un depósito de suelo más rígido o roca en el cual las ondas sean refractadas. De este modo, cuando se provoca una excitación en el punto A, Figura 4.6, se generan una serie de ondas que se propagan en todas las direcciones. De todas ellas, las más importantes son las ondas directas, que viajan sobre la superficie hasta llegar al punto C', y las ondas refractadas, cuyo recorrido pasa por B, viajan a través de la interface hasta C y suben nuevamente a C'.

Figura 4.6 Recorrido de las ondas refractadas (Ishihara, 1996)

Las ondas directas son detectadas por el geófono más cercano y su tiempo de llegada (t_1) está dado por la expresión [4.4].

$$t_1 = \frac{x}{V_1} \quad [4.4]$$

Donde:

t_1 es el tiempo que tarda en viajar la onda entre el punto de generación y el geófono más cercano,

x es la distancia entre el punto de generación de la onda y el geófono más cercano y

V_1 es la velocidad de propagación de la onda en el estrato N° 1.

Cuando el tren de ondas se profundiza hasta la interface formada por dos estratos de propiedades diferentes, las ondas se refractan siguiendo la ley de Snell. En este caso el tiempo necesario para que la onda llegue al geófono N° 2 se puede evaluar mediante la siguiente expresión.

$$t_2 = \frac{x}{V_2} + \frac{2H_1\sqrt{V_2^2 - V_1^2}}{V_1V_2} \quad [4.5]$$

Si se expresa gráficamente la ecuación [4.5], se obtiene una línea recta con una pendiente de $1/V_2$ y un intercepto con el eje Y (tiempo de llegada) igual a:

$$t_1 = 2H_1\sqrt{1/V_1^2 - 1/V_2^2} \quad [4.6]$$

Despejando se tiene que:

$$H_1 = \frac{x_{c1}}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}; \quad [4.7]$$

Según Ballard y McLean, (1975) los espesores H_2 y H_3 se pueden evaluar mediante las expresiones [4.8] y [4.9].

$$H_2 = \frac{5}{6}H_1 + \frac{x_{c2}}{2} \sqrt{\frac{V_3 - V_2}{V_3 + V_2}} \quad [4.8]$$

$$H_3 = \frac{1}{6}H_1 + \frac{3}{4}H_2 + \frac{x_{c3}}{2} \sqrt{\frac{V_4 - V_3}{V_4 + V_3}} \quad [4.9]$$

Donde:

H_1, H_2 y H_3 = espesores de los estratos

x_1, x_2 y x_3 = abscisas de los cambios de pendiente

V_1, V_2 y V_3 = velocidades de propagación de onda

Los conceptos del estudio de refracción son válidos tanto para la propagación de las ondas de corte (S) como para las ondas longitudinales (P) puesto que, independientemente del medio de excitación empleado, los receptores siempre captan ambos tipos de ondas y un ruido añadido de origen desconocido.

Sin embargo, normalmente es difícil determinar el tiempo exacto de llegada de la onda reflejada asociada a la propagación de las ondas S, debido a que estas llegan siempre después de las ondas P. Bajo estas circunstancias, es más fácil identificar el tiempo de viaje de las ondas longitudinales ya que son las primeras en alcanzar el punto receptor. De ahí que el estudio de refracción se aplique generalmente a la propagación de las ondas longitudinales.

4.1.3. Ensayo de vibración de estado estacionario

El ensayo de vibración de estado estacionario, ilustrado en la Figura 4.7, consiste en solicitar dinámicamente una placa de acero colocada sobre la superficie del terreno, la cual genera ondas tipo Rayleigh de frecuencia (F) conocida. Con la ayuda de varios geófonos G_1, G_2, G_3, G_4 , etc., hincados en el terreno, se evalúa la longitud de la onda generada por la vibración de la placa de acero. Para tal disposición de geófonos, entre el registro N° 1 y el N° 2 hay un desfase igual a θ , entre el registro N° 1 y el N° 3 hay un desfase de 180° , mientras que los registros N° 1 y N° 4 están en fase.

Figura 4.7 Esquema del ensayo de vibración de estado estacionario

Durante la ejecución de la prueba el geófono G_3 se separa del G_1 hasta garantizar que el desfase sea igual a 180° . Posteriormente se verifica que el G_2 tenga un desfase de 90° y que el G_4 esté en fase. De esta manera se evalúa la longitud de onda (L), como la separación entre los geófonos G_1 y G_4 .

Con base en la longitud de onda evaluada en campo, se calcula la velocidad de propagación de onda Rayleigh mediante la expresión:

$$V_r = L \times F \quad [4.10]$$

Donde:

V_r = velocidad de propagación de las ondas Rayleigh

L = longitud de onda obtenida en campo

F = frecuencia del vibrador.

Como ya se ha mencionado antes, la velocidad de propagación de las ondas Rayleigh es aproximadamente igual a la velocidad de propagación de las ondas de cortante (V_s); por tanto, el módulo de rigidez al cortante (G), puede ser evaluado mediante la expresión:

$$G = V_r^2 \times \rho \quad [4.11]$$

Donde:

G = módulo de rigidez al cortante

V_r = velocidad de propagación de las ondas Rayleigh

ρ = masa específica

4.1.4. Análisis espectral de ondas superficiales

El análisis espectral de ondas de superficie constituye uno de los avances más significativos en la exploración sísmica de superficie, cuya finalidad es la medición e interpretación de las curvas de dispersión (gráfica de la velocidad de propagación de las ondas Rayleigh vs la frecuencia o longitud de onda).

El ensayo es posible mediante el uso de equipos de adquisición de datos y procesadores de señal que permiten obtener una curva de dispersión a partir de una carga de ruido aleatoria o impulsiva. El ensayo implica la colocación de dos receptores verticales sobre la superficie del terreno, alineados con una fuente de ruido aleatorio o impulsivo. La salida de ambos receptores es captada y transformada al dominio de la frecuencia, empleando para ello la transformada rápida de Fourier. A continuación, se calcula la diferencia de fase para cada frecuencia y con ella el tiempo de viaje entre receptores.

$$\Delta t(f) = \frac{\phi(f)}{2\pi f} \quad [4.12]$$

Como la distancia entre receptores se conoce, la velocidad de fase de las ondas Rayleigh y la longitud de onda, se pueden calcular como función de la frecuencia:

$$V_R(f) = \frac{\Delta d}{\Delta t(f)} \quad [4.13]$$

$$\lambda_R(f) = \frac{V_R(f)}{f} \quad [4.14]$$

Donde:

Δd = distancia entre receptores

Δt = tiempo de viaje entre receptores

f = frecuencia de la carga

Del análisis espectral de ondas superficiales se pueden destacar un buen número de ventajas respecto a otros ensayos de campo. Es de rápida ejecución, no requiere sondeos, puede detectar capas de baja velocidad y se puede realizar a profundidades mayores a 100 m.

Particularmente, el ensayo es útil en sitios donde la perforación y el muestreo son difíciles; dentro de los materiales que responden de manera satisfactoria a la técnica se encuentran los depósitos de gravas, depósitos de flujos de detritus y vertederos.

4.1.5. Placa de carga cíclica

El equipo utilizado para este tipo de ensayo es similar al utilizado para la realización de la prueba de placa estática, la cual está estandarizada mediante normas internacionales. La placa usada para el ensayo suele ser de acero, tiene un espesor de 25 mm y el diámetro puede variar de 150 mm a 762 mm. Para llevar a cabo la prueba es necesario excavar a la profundidad deseada. A continuación, se coloca la placa en el centro de la excavación, se aplican una serie de ciclos de carga y descarga axial y se registran las deformaciones axiales en ambos casos. Además, se evalúa el rebote elástico y con la información de la prueba se elaboran gráficas como las mostradas en la Figura 4.8.

Figura 4.8 A la izquierda, resultados de una prueba de placa de carga cíclica; a la derecha, variación del rebote elástico en función de la carga axial

Mediante la expresión [4.15] se evalúa un módulo de reacción (C_u) en función de la intensidad de la carga axial (P) y del rebote elástico (S_e).

$$C_u = \frac{P}{S_e} \quad [4.15]$$

De acuerdo con la Figura 4.8, la prueba puede ser clasificada más como una secuencia de pruebas de placa estática, ya que no hay control de frecuencia ni amplitud.

4.1.6. Ensayos “Uphole” y “Downhole”

Los ensayos “Uphole” y “Downhole” tienen por objeto la monitorización de la propagación vertical de ondas longitudinales y de corte en depósitos de suelos, las cuales son generadas en un punto llamado emisor y registradas en otro llamado receptor (Figura 4.9). La prueba se realiza a través de un sondeo y tiene dos modalidades de ejecución, a saber:

- El emisor se coloca dentro del sondeo y el receptor en superficie, por tanto, la onda viaja de abajo hacia arriba. En este caso la prueba se conoce con el nombre de “Up-Hole”

- b) El emisor se coloca en superficie y el receptor dentro del sondeo, por tanto, la onda viaja de arriba hacia abajo. En este caso la prueba se conoce con el nombre de “Down-Hole”

En el método “Uphole”, el uso de explosivos permite la generación simultánea de ondas longitudinales y de corte, cuya llegada es monitorizada por varios receptores dispuestos en la superficie del terreno. La identificación de la llegada de la señal de las ondas de corte es una tarea que puede resultar incómoda o difícil, en función de la rigidez del depósito. Así, en el caso de depósitos de suelo de rigidez baja a media, donde las ondas P viajan lo suficientemente más rápido que las ondas S, es posible distinguir en el registro la posterior llegada de las ondas S. Por el contrario, en el caso de suelos rígidos y rocas, la diferencia en la velocidad de propagación de estas dos ondas no es tan evidente y en consecuencia la identificación de la llegada de las ondas S resulta compleja.

Figura 4.9 Esquema del ensayo sísmico “up-hole” y “down-hole”

En el caso del ensayo “downhole”, la fuente generadora de ondas consiste en una placa de madera empotrada en la superficie del terreno, la cual se golpea manualmente con un martillo. Si la placa se golpea horizontalmente, se generan ondas S polarizadas en la dirección horizontal, mientras que si el golpe es en la dirección vertical o se deja caer un peso sobre la placa, el resultado son ondas longitudinales P. La prueba está estandarizada respecto al diámetro del sondeo, el tipo de revestimiento, la ubicación del emisor y el receptor, y el peso del elemento que genera la onda. La Figura 4.10, muestra registros típicos obtenidos a través de equipos diseñados para capturar y acondicionar la señal.

Figura 4.10 Registros típicos obtenidos a través de los ensayos sísmicos “up-hole” y “down-hole”

Debido a que el emisor o el receptor emplazado dentro del sondeo, se puede ubicar a diferentes profundidades, es posible obtener un perfil de velocidades como el indicado en la Figura 4.11. Al trazar líneas rectas uniendo los puntos de datos, la velocidad de propagación y el espesor de las capas de suelo pueden ser calculados.

Figura 4.11 Perfil de velocidades. Los resultados corresponden a una prueba “down-hole” realizada en la bahía de San Francisco. (Kramer, 1996)

4.1.7. Ensayo “Crosshole”

El ensayo “crosshole” consiste en la generación de una onda de corte o de compresión desde el interior de un sondeo, la cual se propaga en la dirección horizontal y es captada por receptores localizados en otro sondeo alineado con el sondeo emisor de la señal. La prueba requiere como mínimo la ejecución de dos sondeos, Figura 4.12, aunque también se puede realizar mediante tres o más sondeos, dispuestos de forma alineada con el sondeo donde se ubica el elemento emisor o radialmente con respecto a éste.

Figura 4.12 Disposición de los sondeos en un ensayo sísmico “Crosshole”

Al igual que en los ensayos “Up Hole” y “Down Hole”, los niveles de deformación generados mediante esta técnica son pequeños y están comprendidos entre $10^{-1}\%$ y $10^{-3}\%$. Por tanto, los módulos de rigidez al cortante (G) que se evalúan son máximos y se les puede calificar como de “elásticos”.

A fin de evaluar la velocidad de propagación las ondas de compresión y de corte, es necesaria la medición del tiempo que requieren las ondas para viajar desde el emisor hasta los diferentes receptores instalados a diferentes profundidades en los sondeos. La Figura 4.13 muestra el registro típico obtenido en este tipo de ensayo.

Figura 4.13 Registro típico obtenido a través de la prueba sísmica “Crosshole”

4.1.8. Ensayo del cono sísmico

El ensayo del cono sísmico es muy similar al ensayo sísmico “Down-Hole”, excepto que no requiere la realización del sondeo. La prueba se hace con un cono convencional, instrumentado con un geófono o un acelerómetro, capaz de detectar las ondas generadas en la superficie. Conocido el tiempo de viaje desde la superficie hasta el punto de medición, es posible calcular la velocidad de propagación de las ondas.

El hincado del cono se detiene a diferentes profundidades para enviar, desde la superficie, impulsos que son posteriormente captados por el sensor instalado en el interior del mismo. Por su eficiencia, actualmente esta prueba tiende a ser más usada que las de tipo “Down-Hole” y “Up-Hole”. Incluso ya se hacen ensayos similares a los “Cross-Hole”, pero utilizando dos conos sísmicos.

4.1.9. Ensayo de penetración estándar (SPT)

El ensayo de penetración estándar (SPT) es el procedimiento “in situ” más antiguo y, comúnmente, más usado para obtener información geotécnica del subsuelo. En el campo de la dinámica de suelos, se trata de un método indirecto para conocer el potencial de licuefacción.

A partir de la Figura 4.14, en función del número de golpes corregido $(N_1)_{60}$, obtenido a través de la prueba de penetración estándar, y la relación de tensión cíclica $(CSR)_{M=7.5}$, se puede inferir si un depósito constituido por arena fina, es susceptible a ser afectado por el fenómeno de licuefacción. La expresión que permite el cálculo del número de golpes corregido $(N_1)_{60}$, está dada por:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N \frac{E_m}{0.60 E_{ff}} \quad [4.16]$$

Donde:

N_m = número de golpes de la prueba de penetración estándar

C_N = factor de corrección en función de σ'_{ov}

E_m = energía aplicada durante la prueba

E_{ff} = energía teórica para martillo de caída libre.

Figura 4.14 Relación entre la razón de tensión cíclica que causa licuefacción y el número de golpes corregido, $(N_1)_{60}$. (Seed et al., 1975)

4.1.10. Ensayo dilatométrico Marchetti (DMT)

El ensayo dilatométrico Marchetti, es considerado como uno de los ensayos “in situ” más rápidos y precisos para evaluar algunos parámetros geotécnicos; la prueba se realiza mediante el hincado a presión de una cuchilla que contiene una membrana metálica flexible, de 60 milímetros de diámetro, Figura 4.15, la cual se expande al aplicar gas a presión desde superficie.

Simultáneamente con el proceso de hincado, el cual se suspende cada 15 centímetros, se registran dos lecturas en los manómetros de precisión: la primera corresponde a la presión p_0 , necesaria para deformar 0.05 mm el centro de la membrana, y una segunda lectura de presión, p_1 , cuando la deformación de la membrana sea igual a 1.1 mm. Estas lecturas, junto con la presión hidrostática u_0 y la tensión efectiva vertical σ'_{ov} , son usadas en el cálculo de las expresiones [4.17], [4.18] y [4.19]. En la expresión [4.19], para una membrana de 60 mm de diámetro y 1.1 mm de deflexión, α es igual 34.7.

Figura 4.15 Vistas frontal y lateral del dilatómetro desarrollado en Italia por el Profesor Marchetti

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_1 - u_0} \quad [4.17]$$

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{ov}} \quad [4.18]$$

$$E_D = \alpha(p_1 - p_0) \quad [4.19]$$

Donde:

I_D = índice de material

K_D = índice de tensión horizontal

E_D = módulo del dilatómetro

Hryciw R. (1990) correlaciona los parámetros obtenidos con el dilatómetro, con el módulo de rigidez al cortante mediante la expresión [4.20]. Según Hryciw, la expresión es válida para arenas, limos y arcillas.

$$G_{m\acute{a}x} = \left[\frac{530}{\left(\frac{\sigma'_v}{P_a} \right)^{0.25}} \right] \left[\frac{\left(\frac{\gamma_D}{\gamma_w} \right) - 1}{2.7 - \left(\frac{\gamma_D}{\gamma_w} \right)} \right] K_0^{0.25} (\sigma'_v P_a)^{0.5} \quad [4.20]$$

Donde:

$G_{m\acute{a}x}$ = m3dulo de rigidez m3ximo

σ'_v = tensi3n efectiva vertical

P_a = presi3n atmosf3rica

γ_D = peso unitario total determinado por el DMT

γ_w = peso unitario del agua

K_0 = coeficiente de reposo de tierras

4.1.11. Ensayo presiom3trico

El ensayo presiom3trico es el 3nico ensayo de campo capaz de medir el comportamiento tensi3n – deformaci3n del terreno, as3 como tambi3n su resistencia. Se trata de un ensayo de carga del suelo en el que, con la ayuda de una sonda cil3ndrica recubierta por una membrana flexible, se aplica una presi3n uniforme a las paredes de una perforaci3n previamente realizada.

El fundamento te3rico de la prueba consiste en dilatar, radialmente dentro del terreno una sonda cil3ndrica y determinar la relaci3n entre la presi3n aplicada sobre el suelo y el desplazamiento de la pared de la sonda. Los datos capturados (presi3n y volumen) en el ensayo deben ser corregidos a fin de eliminar errores relacionados con el efecto de membrana y diferencias de elevaci3n, entre otros. Con la informaci3n, se genera una curva presi3n – volumen que bajo el fundamento te3rico de la expansi3n de una cavidad, puede ser usada para determinar el comportamiento tensi3n – deformaci3n.

4.1.12. Prueba de resonancia vertical

La prueba de resonancia vertical consiste en colocar un excitador vertical sobre una base de hormig3n, tal como se indica en la Figura 4.16, el cual genera vibraciones a diferentes frecuencias, para las cuales se eval3an las amplitudes del desplazamiento de la placa (Prakash, 1981).

Figura 4.16 Esquema del montaje para la realización de la prueba de resonancia vertical

Con los resultados de campo se elaboran gráficas como la mostrada en la Figura 4.17, mediante la cual se obtiene la frecuencia de resonancia (f_r). La expresión [4.21] permite el cálculo de la fracción de amortiguamiento del conjunto vibrador - placa - suelo.

Figura 4.17 Curva de respuesta de frecuencia del conjunto vibrador – placa – suelo

$$\zeta = \frac{\Delta f}{2f_r} \quad [4.21]$$

A fin de evaluar la amplitud de vibración de la placa, ésta se instrumenta con acelerómetros que permiten medir la aceleración vertical generada por la vibración. Utilizando la teoría del semiespacio elástico se puede obtener la amplitud de vibración (A_z) del conjunto vibrador – placa – suelo, mediante la siguiente expresión.

$$A_z = \frac{a_z}{4\pi^2 f^2} \quad [4.22]$$

Donde:

a_z = aceleración vertical en mm/seg²

f = frecuencia en Hertz

Según Barkan (1962) el coeficiente de compresión elástica (C_u) está dado por la expresión:

$$C_u = \frac{4\pi^2 f_r^2 M}{A_b} \quad [4.23]$$

Donde:

f_r = frecuencia de resonancia en Hertz

M = masa de la placa y el vibrador

A_b = área de contacto placa – suelo

El coeficiente de compresión elástica (C_u), se puede relacionar con el módulo equivalente de Young ($E_{equ.}$) a través de la expresión:

$$C_u = \frac{E_{equ}}{(1-\nu^2)} \frac{C_s}{\sqrt{BL}} \quad [4.24]$$

Donde:

ν = relación de Poisson.

B = anchura del área de contacto placa – suelo.

L = longitud del área de contacto placa – suelo.

C_s = coeficiente en función de L/B .

En la Tabla 4-3 se incluyen los valores que toma C_s en función de la relación L/B .

Tabla 4-3 Valores del coeficiente C_s en función de L/B

L/B	0.1	1.5	2.0	3.0	5.0	10.0
C_s	1.06	1.07	1.09	1.13	1.22	1.41

La Figura 4.18 contiene las tendencias de variación de la amplitud de deformación en función de la frecuencia. Estas trayectorias se han obtenido a partir de pruebas de resonancia vertical, realizadas en 1976 por Prakash.

Figura 4.18 Tendencia de variación de la amplitud en función de la frecuencia. (Prakash, 1976)

4.1.13. Prueba de resonancia horizontal

Esta prueba es similar a la de resonancia vertical. La diferencia radica en la orientación de los acelerómetros, los cuales se colocan con sus ejes dispuestos en sentido horizontal. En este caso, la amplitud del movimiento horizontal (A_h) se evalúa como:

$$A_h = \frac{a_h}{4\pi^2 f^2} \quad [4.25]$$

Donde:

a_h = aceleración horizontal en mm/seg²

f = frecuencia en Hertz

Y la expresión que permite el cálculo del coeficiente de cortante elástico, está dada por:

$$C_r = \frac{8\pi^2 \gamma f_r^2}{(A_0 + I_0) \pm \sqrt{(A_0 + I_0) - 4\gamma A_0 I_0}} \quad [4.26]$$

Donde:

γ = M_m/M_{m_0} ,

M_m , es el momento de inercia de la placa y el vibrador alrededor del eje que pasa por el centro de gravedad de la misma y en la dirección perpendicular a la vibración.

M_{m_0} , es el momento de inercia de la placa y el vibrador alrededor del eje que pasa por el centro del área de contacto de la placa y en la dirección perpendicular a la vibración.

f_r = frecuencia de resonancia en Hertz

$A_o = A_b/M$

A_b = área de contacto placa – suelo

M = masa de la placa y el vibrador

$I_o = 3.46 (I/Mm_o)$

I , es el momento de inercia del área de contacto alrededor del eje que pasa por el centro de gravedad de área de contacto de la placa y en la dirección perpendicular a la vibración.

Además de evaluar el amortiguamiento como se indicó en la prueba de resonancia vertical, a partir del coeficiente C_r también es posible evaluar el módulo de rigidez al cortante (G).

4.2. Ensayos de laboratorio

Al igual que las pruebas de campo, los ensayos de laboratorio tienen ventajas y desventajas; por tanto, la preferencia de una técnica u otra depende, en cada caso, de las condiciones específicas del problema y del buen criterio del ingeniero geotécnico.

Las desventajas más significativas de los ensayos de laboratorio son:

- La incertidumbre en la obtención de parámetros, debida a la inevitable alteración de las muestras durante el proceso de extracción, transporte, manipulación y almacenamiento.
- Suponer que un espécimen pequeño es representativo de una gran masa de suelo, lo cual no es absolutamente cierto.
- A pesar de tratar de reproducir “fielmente” las condiciones iniciales de un problema en particular, no existe un solo ensayo que represente todas las posibles trayectorias de tensiones y deformaciones, ni la rotación de los ejes de las tensiones principales.

En contraste, las ventajas más relevantes de los ensayos de laboratorio son:

- Complementan de manera significativa los ensayos de campo, ya que los parámetros que se obtienen a través de estos últimos, corresponden a deformaciones muy pequeñas.
- Evalúan parámetros dentro de un amplio rango de deformaciones.
- Reproducen diferentes condiciones tensionales.

- Admiten análisis de sensibilidad, gracias a la facilidad de modificar las condiciones de las pruebas.
- En función de diferentes factores, por ejemplo porcentaje de finos, permiten la discretización de resultados y por ende, de parámetros.
- El costo respecto a las pruebas de campo es bastante más bajo.
- El número de ensayos que se pueden realizar, con las muestras obtenidas a través de campañas de exploración, puede ser elevado.

La determinación en laboratorio de las propiedades dinámicas de los suelos a bajos niveles de deformación, es competencia de un limitado grupo de ensayos. Este grupo está conformado por el ensayo de columna resonante, el ensayo de pulso ultrasónico y el ensayo piezoeléctrico “Bender element”.

Por otro lado, los ensayos de laboratorio que operan bajo niveles de deformación grandes, incluyen el triaxial cíclico, el corte simple cíclico, el corte torsional cíclico, el péndulo de torsión y la cámara holandesa. A continuación se hace una breve descripción de cada una de estas pruebas.

4.2.1. Ensayo de pulso ultrasónico

El ensayo de pulso ultrasónico, Figura 4.19, consiste básicamente en la instalación de una serie de transmisores y receptores (unidos a bases metálicas) sobre los extremos de un espécimen. Dichas piezas están fabricadas con materiales piezoeléctricos, los cuales exhiben cambios en las dimensiones cuando son sometidos a un voltaje a través de sus caras, al mismo tiempo que son capaces de producir un voltaje cuando son distorsionados.

Figura 4.19 Equipo para el ensayo de pulso ultrasónico

Al aplicar un pulso eléctrico de alta frecuencia al transmisor, este se deforma rápidamente y produce una onda de corte que viaja a través del espécimen hasta el receptor. En este punto, se genera nuevamente un pulso de voltaje, el cual es medido. La velocidad de propagación de la onda resulta de dividir la distancia transmisor – receptor, por el tiempo transcurrido entre los pulsos de voltaje.

Esta prueba es de tipo no destructivo debido a que los niveles de deformación que se generan son del orden de $10^{-4}\%$ y $10^{-3}\%$, por tanto, el módulo equivalente de Young (E_{eq}) y el módulo de rigidez al cortante (G) evaluados, serán los correspondientes para este rango de deformación.

Cuando el pulso ultrasónico es de compresión, la velocidad de la onda de compresión (V_c) y el módulo equivalente de Young (E_{eq}), se evalúan mediante las expresiones [4.27] y [4.28], respectivamente.

$$V_c = \frac{L}{t} \quad [4.27]$$

$$E_{eq} = \rho V_c^2 \quad [4.28]$$

Donde:

L = longitud de la probeta

ρ = masa específica

V_c = velocidad de propagación de la onda de compresión

t = tiempo

Cuando el pulso ultrasónico es de torsión, la velocidad de la onda de corte (V_s) y el módulo de rigidez al cortante (G), se evalúan mediante las expresiones [4.29] y [4.30], respectivamente.

$$V_s = \frac{L}{t} \quad [4.29]$$

$$G = \rho V_s^2 \quad [4.30]$$

Donde:

L = longitud de la probeta

ρ = masa específica

V_s = velocidad de propagación de la onda cortante

t = tiempo

Particularmente, esta técnica es muy útil en suelos blandos tales como sedimentos del fondo marino, ya que se puede realizar incluso mientras el suelo permanece en el tubo muestreador.

4.2.2. Ensayo piezoeléctrico “Bender element”

Los “Bender Element” tienen por objeto la determinación del módulo máximo de rigidez al cortante ($G_{\text{máx.}}$) en muestras de suelo, en razón de que las deformaciones asociadas a la prueba son del orden de 0.001%. En efecto, el resultado es muy útil para realizar análisis dinámicos de pequeñas deformaciones, tales como la interacción suelo-estructura durante pequeños sismos, explosiones, cimentación de maquinaria y vibraciones por tráfico. La Figura 4.20 ilustra el principio de la prueba.

Los “Bender Element” son transductores electro-mecánicos capaces de convertir el movimiento que es energía mecánica, en energía eléctrica. Su construcción es posible mediante la unión de dos láminas de material piezoeléctrico de tal manera que al aplicar un voltaje, una de las láminas se elonga mientras la otra se acorta, y en consecuencia, el elemento completo se flexiona.

Figura 4.20 Principio de funcionamiento de los “Bender Elements”

Por otra parte, este tipo de piezas puede ser empleada tanto para transmitir ondas S, como para captarlas, debido a que la perturbación lateral del elemento produce un voltaje.

En resumen, al aplicar un pulso de voltaje al elemento transmisor se produce una onda S que viaja a través del espécimen hasta alcanzar el otro extremo; a continuación, se produce un nuevo pulso de voltaje debido a la distorsión del elemento receptor. El tiempo transcurrido entre los dos voltajes, dividido por la distancia entre las puntas del elemento piezoeléctrico, da como resultado la velocidad de propagación de las ondas S en el espécimen.

Una vez evaluada la velocidad de propagación de la onda de corte, la determinación del módulo de rigidez máximo ($G_{\text{máx.}}$) es posible mediante la siguiente expresión:

$$G_{\text{máx.}} = \rho V_s^2 \quad [4.31]$$

Donde:

$G_{\text{máx}}$ = módulo de rigidez al cortante máximo

V_s = velocidad de propagación de ondas de cortante

ρ = masa específica

Los “Bender elements” han sido incorporados dentro de dispositivos triaxiales cúbicos y convencionales, aparatos de corte simple directo, edómetros y modelos físicos. Dado que el espécimen no sufre perturbación durante el ensayo, este puede ser empleado nuevamente para la determinación de otras características del suelo.

4.2.3. Ensayo de columna resonante

El ensayo de columna resonante es un método normalizado bajo la designación D4015-07 de la A.S.T.M, para la determinación en laboratorio de las propiedades dinámicas del suelo en función del nivel de deformación. La prueba consiste fundamentalmente en someter una muestra cilíndrica de suelo, ya sea sólida o hueca, a cargas armónicas torsionales o longitudinales por medio de un sistema electromagnético, variando la frecuencia de excitación hasta alcanzar la frecuencia de resonancia de la masa de suelo. Una vez alcanzada la frecuencia de resonancia del material, y a partir de la teoría de propagación de ondas en medios elásticos continuos, es posible la evaluación de:

- La velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s) o compresión (V_p), según el tipo de excitación inducida,
- El módulo de rigidez al cortante (G),
- La razón de amortiguamiento (D),
- El módulo de Young (E), entre otros.

Recientemente, algunos fabricantes de equipos destinados a la determinación de parámetros dinámicos de suelos, han puesto en el mercado desarrollos de columna resonante muy sofisticados que permiten un mejor control y una mejor simulación durante la ejecución de las pruebas. Uno de éstos fue utilizado en esta investigación, el cual es fabricado por Wykeham Farrance, de Inglaterra. La Figura 4.21 ilustra esquemáticamente el funcionamiento del equipo.

Las condiciones de restricción de la muestra en el equipo utilizado, son “fixed-free” y la vibración es de tipo torsional.

Figura 4.21 Esquema ilustrativo del funcionamiento de la columna resonante

Desde el punto de vista mecánico, se trata de un sistema de oscilación forzada, con un grado de libertad; la probeta de suelo se fija en un extremo y en el otro se hace vibrar dentro de un rango de frecuencias en el cual se encuentra uno de sus modos naturales. A partir de la frecuencia de resonancia, correspondiente a la deformación máxima del suelo, y mediante ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad se realiza el cálculo de la velocidad de propagación de las ondas y del módulo de rigidez al cortante del terreno. Dichas ecuaciones, incluyen fundamentalmente tres datos: la frecuencia de resonancia, la geometría de la muestra y los momentos polares de inercia tanto de la muestra como del sistema impulsor torsional (la inercia del sistema, previa calibración, está contenida dentro del software del ensayo). Suponiendo un medio continuo, elástico, homogéneo e isótropo, la relación entre la velocidad de las ondas de corte y el módulo de rigidez del suelo, está dada por:

$$G = \rho V_s^2 \quad [4.32]$$

Donde:

G = Módulo de rigidez al cortante

ρ = Masa específica

La expresión de tipo implícita, propuesta por Hardin (1965), que se resuelve por métodos numéricos para obtener el valor de G, está dada por:

$$\left[2\pi f_r L \sqrt{\frac{\rho}{G}} \right] \left[\tan \left\{ 2\pi f_r L \sqrt{\frac{\rho}{G}} \right\} \right] = \frac{I}{I_0} \quad [4.33]$$

Donde:

f_r = frecuencia de resonancia

ρ = masa específica

G = módulo de rigidez al cortante

I = momento polar de inercia de la muestra

I_0 = momento polar de inercia del sistema impulsor

L = altura de la probeta

En el ensayo de columna resonante, existen dos posibles métodos para encontrar la razón de amortiguamiento, estos son, mediante la curva de decadencia de vibración libre, el cual daría una medida del amortiguamiento viscoso, o a partir del método de la media potencia (vibración forzada), cuyo resultado correspondería a un amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento viscoso se calcula a partir del decremento logarítmico (δ) de la curva de decadencia, tomando el logaritmo de la relación de amplitudes de ciclos sucesivos (usualmente, se utilizan de 3 a 6 ciclos de movimiento para evaluar el delta). La expresión para su cálculo está dada por:

$$D = \sqrt{\frac{\delta^2}{4\pi^2 + \delta^2}} \quad [4.34]$$

Si el valor de δ es muy pequeño la expresión queda reducida a:

$$D = \frac{\delta}{2\pi} \quad [4.35]$$

En el caso del método de la media potencia, se utiliza una anchura de la curva de respuesta, Figura 4.22, delimitada por las frecuencias f_1 y f_2 , en las que se tiene la mitad de la potencia máxima de respuesta.

Figura 4.22 Curva de respuesta en un ensayo de columna resonante

Los valores de f_1 y f_2 corresponden a un valor de aceleración $a = a_{máx}/2^{1/2}$. El amortiguamiento, expresado en %, se calcula como:

$$D = \left(\frac{f_2 - f_1}{2 \cdot f_r} \right) * 100 \quad [4.36]$$

4.2.4. Ensayo Triaxial cíclico

El ensayo triaxial cíclico es la prueba de laboratorio usualmente más empleada en la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos a altos niveles de deformación; su ejecución, permite la obtención del módulo de elasticidad E y la razón de amortiguamiento D .

En términos generales, el ensayo requiere un espécimen cilíndrico, debidamente cubierto con una membrana delgada de goma, dispuesto entre dos platos de carga. A continuación, la muestra se somete a una presión radial de confinamiento, que normalmente se aplica de forma neumática ya sea bajo condiciones isotrópicas o anisótropas y después a una tensión axial.

La diferencia entre la tensión axial y la presión de confinamiento, es a lo que se le denomina tensión desviadora. Esta última se aplica cíclicamente, bien bajo condiciones de tensión controlada o de deformación controlada.

Los equipos tradicionales de ensayo tienen una limitante que consiste en que la tensión media normal no se mantiene constante durante la etapa cíclica. Esto se debe a que los equipos permiten únicamente la aplicación de la tensión desviadora en condiciones cíclicas y, por tanto, al no tener control sobre la presión de confinamiento, esta se incrementa o disminuye en la misma cantidad que lo hace la tensión desviadora. No obstante, ya se encuentran en el mercado equipos triaxiales cíclicos modernos como el que ilustra en la Figura 4.23, los cuales están dotados con sistemas servocontrolados que permiten realizar pruebas en las que además de consolidar anisotrópicamente, la aplicación de la tensión desviadora y la presión de cámara, se realiza en condiciones cíclicas sincronizadas.

Figura 4.23 Esquema del funcionamiento de un triaxial cíclico

En el caso de utilizar equipos triaxiales doblemente servocontrolados, la aplicación de la tensión desviadora y la presión de cámara, en condiciones cíclicas sincronizadas, se pueden dar de dos maneras:

- Una vez terminada la etapa de consolidación a una presión de cámara (σ_{3c}), Figura 4.24 (a), se incrementa, bajo condiciones no drenadas, la tensión axial en una cantidad igual a $\sigma_d/2$, y simultáneamente se reduce la presión radial en una cantidad igual $\sigma_d/2$, tal como se indica en la Figura 4.24 (b). En estas condiciones sincronizadas, se produce sobre planos inclinados a 45° respecto a la horizontal, tensiones cortantes iguales a $\sigma_d/2$. Esta misma condición tensional se puede reproducir si se incrementa, en condiciones no drenadas, la tensión axial en una cantidad igual a σ_d , tal como se indica en la Figura 4.24 (c) y simultáneamente se reduce la presión de cámara en una cantidad igual $\sigma_d/2$.

Figura 4.24 Estado tensional en pruebas triaxiales cíclicas servocontroladas

- Una vez terminada la etapa de consolidación, bajo una presión de cámara σ_{3c} , Figura 4.25 (a), se reduce, en condiciones no drenadas, la tensión axial en una cantidad igual a σ_d y simultáneamente se incrementa la presión de cámara en una cantidad igual a $\sigma_d/2$, tal como se indica en la Figura 4.25 (b). En estas condiciones sincronizadas se produce, sobre planos inclinados 45° respecto a la horizontal, tensiones cortantes iguales a $\sigma_d/2$ en sentido contrario al indicado en la Figura 4.24.

Figura 4.25 Estado tensional en pruebas triaxiales cíclicas servocontroladas

En contraste con los estados tensionales característicos de un ensayo triaxial servocontrolado, Figuras 4.24 y 4.25, en las Figuras 4.26 y 4.27 se muestra la variación de las tensiones axiales y tangenciales, en pruebas convencionales consolidadas isotrópica y anisotrópicamente.

Figura 4.26 Estado tensional en ensayos triaxiales cíclicos convencionales, consolidados isotrópicamente

Figura 4.27 Estado tensional en ensayos triaxiales cíclicos convencionales, consolidados anisotrópicamente

Además de la variación de las presiones intersticiales en función del número de ciclos o en función de la deformación axial, algunos de los resultados típicos obtenidos mediante pruebas triaxiales cíclicas, son la variación de la tensión axial en función de la deformación axial y la variación de la deformación axial en función del número de ciclos, Figura 4.28.

Figura 4.28 A la izquierda, variación de la tensión axial en función de la deformación axial; a la derecha, variación de la deformación axial en función del número de ciclos

Al idealizar los resultados de la variación de la tensión axial en función de la deformación axial, Figura 4.29, el módulo equivalente de Young (E_{eq}) se evalúa como la pendiente de la línea AC, y el coeficiente de amortiguamiento mediante la expresión [4.37]. Si la muestra está saturada y las condiciones de la prueba son no drenadas ($\nu=0.5$), el módulo de rigidez al cortante (G_{sec}) se obtiene mediante la expresión [4.38].

Figura 4.29 Idealización para la evaluación de E_{eq} y ζ

$$\zeta = \frac{\text{Área del bucle de histéresis}}{4\pi \cdot \text{Área del triángulo BCD}} \quad [4.37]$$

$$G_{sec} = \frac{E_{eq}}{2(1 + \nu)} \quad [4.38]$$

4.2.5. Ensayo de corte simple cíclico

El ensayo de corte simple cíclico, Figura 4.30, respecto al ensayo triaxial cíclico y otros tipos de pruebas, es la prueba de laboratorio más idónea para reproducir las condiciones de tensión generadas por una acción sísmica. A menudo, se utiliza para evaluar el riesgo de licuefacción de medios granulares o para reproducir algunas condiciones hipotéticas de estructuras solicitadas por la acción de oleaje.

Figura 4.30 Esquema del funcionamiento del corte simple cíclico doblemente servocontrolado

El ensayo requiere una muestra cilíndrica de suelo, confinada lateralmente mediante una serie de anillos de bronce superpuestos y consolidada con una tensión axial (σ_a). La deformación del espécimen se induce mediante la aplicación de una tensión horizontal de corte cíclico ($\pm \Delta\tau$), ya sea en la base o en el extremo superior de la muestra (una de las caras se mantiene fija mientras se desplaza la opuesta), reproduciendo de esta manera más o menos el mismo comportamiento de un elemento de suelo sometido a la propagación vertical de ondas S. En algunos casos, para simular condiciones singulares se aplica una tensión cortante inicial (τ_0).

Una de las desventajas de los equipos convencionales de corte simple, es la imposibilidad de aplicar tensiones iniciales distintas a las correspondientes de una condición K_0 . No obstante, hoy en día se pueden encontrar equipos doblemente servocontrolados, como el ilustrado en la Figura 4.30, capaces de controlar las tensiones verticales y horizontales de forma independiente. Este tipo de equipos facilitan la ejecución de pruebas de tensión controlada y pruebas de deformación controlada, tanto en condiciones drenadas como no drenadas.

El ensayo de corte simple cíclico se realiza cuando se quiere reproducir en el laboratorio las condiciones tensionales indicadas en la Figura 4.31 (a), es decir, las que se asimilan a los sismos o a elementos de suelo bajo estructuras solicitadas permanentemente por la acción del oleaje. En ambos casos el cortante es puro.

Figura 4.31 (a) Condiciones de tensión y deformación impuestas por el equipo durante la prueba cíclica en régimen elástico; (b) Círculos de Mohr que ilustran la ubicación de los polos y la rotación de los ejes en los que actúan las tensiones principales; (c) recorrido de tensiones

Las condiciones de desplazamiento impuestas por la prueba, referidas al plano XY, Figura 4.31 (a), están dadas por:

$$\frac{\delta u}{\delta x} = \frac{\delta v}{\delta y} = 0; \frac{\delta u}{\delta y} \neq 0 \quad [4.39]$$

Donde, u y v son los desplazamientos unitarios en las direcciones X y Y, respectivamente.

Además de la variación de las presiones intersticiales en función del número de ciclos o en función de la deformación tangencial, algunos de los resultados típicos obtenidos mediante pruebas de corte simple cíclico se presentan en la Figura 4.32.

Figura 4.32 A la izquierda, variación de la tensión tangencial en función de la deformación tangencial. A la derecha, variación de la deformación tangencial en función del número de ciclos

Al igual que todas las técnicas de ensayo, la prueba de corte simple cíclico presenta cierto grado de incertidumbre experimental, fundamentalmente por dos razones. La primera se debe a la imposibilidad de aplicar tensiones de corte sobre los planos verticales; este hecho genera un momento que necesariamente debe ser equilibrado mediante la distribución no uniforme de las tensiones normales y de corte. Sin embargo, el efecto de la no uniformidad de tensiones puede resolverse mediante el incremento de la relación h/d del espécimen. Kovacs y Leo, 1981, encontraron que este efecto disminuye para relaciones h/d superiores a 8:1.

El segundo motivo de incertidumbre está relacionado con la imposibilidad de saturar las muestras mediante la aplicación de contrapresión. Bajo estas circunstancias, a pesar de que los equipos modernos cuenten con transductores de presión, la presión intersticial generada durante la etapa cíclica debe ser calculada por el método propuesto por Finn y Vaid (1977), en vez de ser medida. La metodología propuesta por Finn y Vaid consiste en realizar ensayos no drenados y registrar el cambio en la tensión axial necesaria para mantener el volumen constante y asimilar este cambio a la presión intersticial generada por la acción de la tensión tangencial. A este tipo de ensayos se les conoce como “isotónicos”.

4.2.6. Ensayo de corte torsional cíclico

Si bien el ensayo de corte simple cíclico y el ensayo triaxial cíclico presentan algunas dificultades, lo cierto es que muchas de ellas pueden ser evitadas cuando se somete una muestra de suelo cilíndrica a una carga de tipo torsional. El ensayo de corte torsional cíclico admite prefijar condiciones iniciales de tensiones tanto isotropas como anisótropas, al mismo tiempo que puede imponer tensiones de corte cíclicas sobre planos horizontales con una continua rotación de los ejes principales. Frecuentemente, este tipo de pruebas se realiza en un amplio rango de deformaciones a fin de determinar las características de rigidez y amortiguamiento.

Ishihara y Li (1972), desarrollaron una prueba triaxial torsional en la que usaron especímenes sólidos. Sin embargo, la ejecución de la prueba torsional sobre muestras sólidas da lugar a deformaciones de corte que varían desde cero a lo largo del eje del espécimen, hasta un valor máximo en el borde exterior de la muestra. A fin de incrementar la uniformidad radial de las deformaciones de corte, Drnevich, 1972, desarrolló un aparato de corte torsional cíclico capaz de ensayar muestras cilíndricas huecas y ejercer un mejor control sobre las tensiones y el drenaje.

4.2.7. Péndulo de torsión

El péndulo de torsión, Figura 4.33, fue diseñado por Zeevaert (1967), con el objetivo de evaluar parámetros dinámicos de suelos blandos sometidos a torsión, la cual se genera mediante un impulso inicial que hace que el sistema vibre libremente. El mecanismo mediante el cual se somete la muestra de suelo a torsión, consta de un brazo horizontal que trabaja solidariamente con un vástago vertical. Este último, pasa a través de la tapa superior de una célula triaxial, le aplica torsión al cabezal y por ende, a la muestra.

Figura 4.33 A la izquierda, esquema del funcionamiento del péndulo de torsión; a la derecha, esquema de los registros gráficos obtenidos con el diseño original del péndulo de torsión

Al tratarse de una cámara triaxial modificada, es factible saturar las muestras mediante contrapresión, evaluar parámetros dinámicos para diferentes tensiones efectivas de confinamiento, medir la presión intersticial durante la sollicitación dinámica y además, obtener registros gráficos de la amplitud, período y decremento logarítmico de la vibración libre del sistema equipo-suelo con el tiempo.

Con los resultados de este ensayo, el módulo de rigidez al cortante (G) se evalúa mediante la expresión [4.40].

$$G = \frac{\omega_{sd}^2 C}{(1 - \zeta_s^2) - (1 - \zeta_a^2)(\omega_{sd}/\omega_{ad})^2} \quad [4.40]$$

Donde:

$C = Jh/I_p$

$J =$ momento de inercia de las masa

$h =$ altura de la muestra

$I_p = \pi D^4/32$

$D =$ diámetro de la muestra

$\omega_{sd} =$ frecuencia circular amortiguada del sistema

$\omega_{ad} =$ frecuencia circular amortiguada de calibración

$\zeta_s =$ relación de amortiguamiento del sistema

$\zeta_a =$ relación de amortiguamiento del equipo.

La Figura 4.34 presenta resultados típicos obtenidos a través de pruebas de vibración libre amortiguada, realizadas con el péndulo de torsión sobre muestras arcillosas del valle de México.

Figura 4.34 Tendencias de variación del módulo de rigidez (G) en función de la presión de confinamiento y la distorsión angular

4.2.8. Cámara holandesa modificada

La cámara holandesa ilustrada en la Figura 4.35, fue modificada por Zeevaert (1988), debido a la necesidad de conocer la resistencia dinámica de los suelos bajo la acción de ondas sísmicas. El objeto del ensayo consiste en determinar el incremento de presión intersticial sísmica causado por la onda, en razón de que la resistencia al cortante se afecta de manera significativa por este incremento.

Según Zeevaert (1988), la “Cámara holandesa modificada” permite evaluar con suficiente precisión los módulos dinámicos de deformación unitaria (M), tanto en la dirección normal como en la dirección horizontal, en razón de que las propiedades geomecánicas de los suelos (incluida la presión intersticial sísmica) varían en función de la anisotropía de los mismos. Un caso típico de anisotropía es el de los suelos cohesivos de origen marino y lacustre.

La cámara holandesa modificada es un equipo idóneo para reproducir en laboratorio el efecto de las ondas planas de superficie y las ondas de cortante, debido a la facilidad con la que se aplican incrementos o alivios de presión de cámara sin modificar la tensión vertical. Esta cualidad se debe a que en este equipo, la membrana que cubre la muestra se integra a la base de la camisa y no a la base de muestra, tal como se ilustra en la Figura 4.35.

La secuencia de prueba es la siguiente:

- Montaje, saturación y consolidación anisotrópica de la muestra, para un estado tensional σ'_v y $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$.
- Aplicación de incrementos cíclicos de presión de cámara ($\pm \Delta p_{cx}$), con un período (t) equivalente al esperado en campo.
- Durante la fase cíclica, registro simultáneo del incremento de presión intersticial dinámica y de las deformaciones unitarias axiales originadas por el incremento de presión horizontal ($\Delta \sigma_x$), o deformaciones unitarias axiales originadas por el alivio de presión horizontal ($-\Delta \sigma_x$), según se trate de pruebas de compresión o de extensión.

En la Figura 4.36 se muestran registros típicos obtenidos en pruebas cíclicas realizadas con la cámara holandesa, sobre muestras arcillosas del valle de México.

Figura 4.36 A la izquierda, variación de la deformación axial en función del tiempo, en una prueba con incremento de presión de cámara; a la derecha, variación de la deformación axial en función del tiempo, en una prueba con alivio de presión de cámara

De acuerdo con lo propuesto por Zeevaert (1988), las expresiones matemáticas que permiten el cálculo del módulo de compresión horizontal (M_{cx}), el módulo de respuesta vertical por compresión horizontal (M_{ez}), el módulo de extensión horizontal (M_{ex}), y el módulo de respuesta vertical por alivio horizontal (M_{cz}), están dadas respectivamente por:

$$M_{cx} = \frac{\Delta \epsilon_{zc}}{2\nu \Delta p_{xc} + (\beta_{cx} - 2\nu) \Delta \omega_c} \quad [4.41]$$

$$M_{ez} = \frac{\Delta \epsilon_{zcr}}{2\nu \Delta p_{xc} + (1 - 2\nu) \Delta \omega_c} \quad [4.42]$$

$$M_{ex} = \frac{\Delta \epsilon_{zt}}{(\beta_{ex} - 2\nu) \Delta \omega_t + 2\nu \Delta p_{xt}} \quad [4.43]$$

$$M_{cz} = \frac{\Delta \epsilon_{ztr}}{(1 - 2\nu) \Delta \omega_t + 2\nu \Delta p_{xt}} \quad [4.44]$$

Donde:

$\Delta \epsilon_{zc}$ = deformación axial originada por incremento de presión de cámara Δp_{xc} , en pruebas de compresión.

$\pm \Delta p_{xc}$ = Incremento o alivio de presión de cámara en pruebas de compresión.

β_{cx} = M_{ez}/M_{cx}

$\Delta \epsilon_{zcr}$ = deformación axial originada por alivio de presión de cámara $-\Delta p_{xc}$, en pruebas de compresión.

ν = Módulo de Poisson

$\Delta \omega_c, \Delta \omega_t$ = presión intersticial dinámica

$\Delta\varepsilon_{zt}$ = deformación axial originada por alivio de presión de cámara $-\Delta p_{xt}$, en pruebas de extensión.

$\pm\Delta p_{xt}$ = alivio o incremento de presión de cámara en pruebas de extensión.

β_{ex} = M_{cz}/M_{ex}

$\Delta\varepsilon_{ztr}$ = deformación axial originada por incremento de presión de cámara Δp_{xt} , en pruebas de extensión.

Para solucionar las expresiones [4.41] y [4.42] de manera iterativa, se supone un valor de β_{cx} y se calcula M_{cx} , M_{ez} y β_{cx} . Si el β_{cx} calculado resulta diferente de β_{cx} estimado, se repite el proceso hasta que β_{cx} estimado y β_{cx} calculado sean aproximadamente iguales. Siguiendo el mismo proceso se solucionan las expresiones [4.43] y [4.44].

4.3. Modelización física

En contraste con los ensayos de laboratorio sobre especímenes, la modelización física intenta reproducir las condiciones de frontera de un problema particular, haciendo uso de un modelo físico a pequeña escala (representativo de una estructura prototipo a escala completa), el cual es sometido a carga cíclica. Los ensayos de modelización física son útiles en la evaluación del desempeño de un prototipo particular o para estudiar el efecto de diferentes parámetros sobre un problema general. Sin embargo, a pesar de su competitividad en la identificación de fenómenos importantes y la verificación de teorías predictivas, los modelos reducidos constituyen solamente una vía de experimentación complementaria a los cálculos teóricos o numéricos, a estudios reológicos y a la experimentación sobre obras a escala natural.

Uno de los mayores retos de la modelización física es el hecho de ensayar modelos cuyas condiciones tensionales coincidan con la del prototipo a escala completa. En ese sentido, debido a la dificultad de simulación bajo el campo gravitacional de la tierra, un enfoque muy usual consiste en realizar el ensayo bajo un campo gravitacional incrementado.

La modelización física se pueda realizar bajo el campo gravitacional de la tierra, mediante la mesa vibratoria y/o, bajo aceleraciones gravitacionales más elevadas, mediante la centrifuga geotécnica. Ambas técnicas usualmente empleadas para tal fin.

4.3.1. Ensayo de mesa vibratoria

La mesa vibratoria es un dispositivo mecánico que permite simular, en una plataforma, el movimiento que generalmente producen los sismos. En otras palabras, se trata de una mesa grande que es movida por actuadores servohidráulicos que la sacuden como si se tratara de un temblor de tierra.

Sobre la mesa, cuya capacidad de carga dinámica depende de la competencia de las bombas hidráulicas que sirven a los actuadores, se montan modelos estructurales que son ensayados antes de que sean construidos. Algunos modelos cuyas dimensiones implican varios metros, requieren el diseño de mesas vibratorias bastante grandes, en las cuales es posible utilizar prototipos de suelo reales en vez de recurrir a partículas de tamaño muy pequeño como lo requieren habitualmente los modelos a pequeña escala. En definitiva, los modelos grandes permiten de manera relativamente fácil, disponer los suelos, compactarlos e instrumentarlos.

La modelación física mediante mesa vibratoria ha proporcionado información valiosa respecto a problemas como la licuefacción, los asientos post-sismo, la respuesta de cimentaciones y la presión lateral de tierra. La Figura 4.37, ilustra esquemáticamente una mesa vibratoria empleada en el estudio de la distribución de la presión activa dinámica en el trasdós de un muro de contención que gira alrededor de la parte superior (Sherif et al., 1982).

Figura 4.37 Ensayo de un muro de contención mediante mesa vibratoria (Sherif et al., 1982)

4.3.2. Modelación física en Centrífuga

De acuerdo con la Figura 4.38, la prueba centrífuga consiste en la rotación de un modelo a escala $1/N$, a una velocidad lo suficientemente grande como para conseguir elevar el campo de aceleración, donde se almacena el modelo, en N veces la aceleración de la gravedad.

Bajo estas circunstancias, las condiciones de tensión en cualquier punto del modelo deberían ser idénticas a las del punto correspondiente en el prototipo a escala completa. La prueba centrífuga está limitada a modelos incluso más pequeños que las mesas vibratorias de dimensiones moderadas.

Figura 4.38 Sección transversal de una Centrífuga geotécnica (O' Reilly, 1991)

La planificación e interpretación de la prueba centrífuga requiere que además de respetar las propiedades físicas de los materiales, se cumplan las consideraciones de similitud. Prueba de ello son los factores de escala, los cuales muestran de qué manera se acelera un evento dinámico en la centrífuga. Por ejemplo, las tensiones y deformaciones en un prototipo de presa de tierras de 30m de altura, podrían ser representados con un modelo de centrífuga de 30cm de altura acelerado a 100g. Sin embargo, la disipación de cualquier presión intersticial generada, se produciría 10.000 veces más rápido en el modelo, que en el campo; por esta razón, los modelos de centrífuga utilizan a menudo fluidos viscosos (glicerina o aceite de silicona) como fluidos de poros.

Por otra parte, la captura de los resultados obtenidos en la prueba exige transductores miniaturizados de alta velocidad y un sistema de adquisición de datos, los cuales se ajusten a las leyes de escala establecidas para minimizar su influencia en la respuesta del modelo.

4.4. Correlaciones empíricas para el módulo de corte y la razón de amortiguamiento

En este apartado se recogen las correlaciones empíricas reportadas en la literatura para la evaluación del módulo de corte y la razón de amortiguamiento de las arenas. No obstante, es importante resaltar que la validez de cualquiera de las relaciones propuestas está limitada a las condiciones bajo las cuales fueron desarrolladas (tipo de suelo, estado de tensiones, nivel de deformación, características de la vibración, etc.). Para otros parámetros o condiciones, este tipo de formulaciones pueden ser válidas o no.

4.4.1. Módulo de corte en arenas

Hardin y Richart (1963) emplearon el equipo de columna resonante para evaluar la velocidad de propagación de las ondas de corte en muestras de arena de Ottawa, arenas cuarzosas trituradas y limos cuarzosos triturados, en el rango de pequeñas deformaciones, $\gamma < 10^{-4}$. Los autores encontraron que la velocidad de las ondas de corte era una función principalmente de la relación de vacíos y de la presión de confinamiento y que ésta podía ser expresada mediante las siguientes correlaciones empíricas:

- En el caso de las arenas de Ottawa y para valores de $\sigma'_0 > 95.8$ kPa,

$$v_s = (19.7 - 9.06e) \sigma_o'^{1/4} \quad [4.45]$$

Para valores de $\sigma'_0 < 95.8$ kPa,

$$v_s = (11.36 - 5.35e) \sigma_o'^{0.3} \quad [4.46]$$

- Y en el caso de arenas angulares,

$$v_s = (18.43 - 6.2e) \sigma_o'^{1/4} \quad [4.47]$$

Donde las unidades de V_s y σ'_0 están en m/s y en N/m², respectivamente.

Basados en las relaciones de velocidad de las ondas de corte anteriormente reseñadas, Hardin y Black (1966) expresaron el módulo de corte de las arenas a pequeñas deformaciones, $G_{\text{máx}}$, como:

- En el caso de arenas redondeadas,

$$G_{\text{máx}} = 6908 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma_o')^{1/2} \quad [4.48]$$

- Y para arenas angulares,

$$G_{\text{máx}} = 3230 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} (\sigma_o')^{1/2} \quad [4.49]$$

Donde G y σ'_0 , están en kPa.

Más tarde, y como resultado de un estudio exhaustivo de los factores que afectaban el modulo de corte y el amortiguamiento de los suelos, Hardin y Drnevich (1972) presentan dos formulaciones empíricas para determinar el módulo de corte máximo y la variación del modulo de corte con el nivel de deformación, válidas para todos los suelos.

$$G_{\text{max}} = 14760 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (\text{OCR})^a (\sigma'_m)^{1/2} \quad [4.50]$$

Donde $G_{\text{máx}}$ y σ'_m (tensión efectiva media principal) están en lb/ft², OCR es la razón de sobreconsolidación, (e) es la relación de vacíos y (a) es un parámetro que depende del índice de plasticidad del suelo. Asumiendo una relación esfuerzo-deformación hiperbólica, los autores establecieron la expresión [4.51] para el modulo de corte a cualquier nivel de deformación:

$$G = \frac{G_{\text{max}}}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad [4.51]$$

Donde:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\text{máx}}}{G_{\text{máx}}} \quad [4.52]$$

$$\tau_{\text{máx}} = \left\{ \left[\frac{(1+K_0)}{2} \sigma'_v \sin \phi' + c' \cos \phi' \right]^2 - \left[\frac{(1+K_0)}{2} \sigma'_v \right]^2 \right\}^{0.5} \quad [4.53]$$

Donde K_0 es el coeficiente de presión lateral de tierras en reposo, γ_r es la deformación de referencia y σ'_v es la tensión efectiva vertical.

Dado que la evidencia experimental indicaba que el módulo de corte era fuertemente afectado por la presión de confinamiento, la amplitud de la deformación y la relación de vacíos, y de manera menos significativa por la variación en las características del tamaño de grano, Seed e Idriss (1970) encontraron que el modulo de corte de las arenas se podía relacionar con la presión de confinamiento mediante la siguiente expresión:

$$G = 1000 K_2 (\sigma'_m)^{0.5} \quad [4.54]$$

Donde la influencia de la relación de vacíos (o densidad relativa) y la amplitud de la deformación, queda expresada a través de su influencia en el parámetro K_2 ; G y σ'_m están en lb/ft^2 . Para amplitudes de deformación bajas ($\gamma \approx 10^{-4}\%$), la expresión [4.54] queda como:

$$G_{\text{máx}} = 1000 K_{2(\text{máx})} (\sigma'_m)^{0.5} \quad [4.55]$$

Según Seed et al., 1986, los valores de $K_{2(\text{máx})}$ determinados a partir de ensayos de laboratorio pueden variar desde 30, para arenas sueltas, hasta 75 para arenas densas.

Kuribayashi et al. (1975) observaron que la variación del módulo de corte de varios suelos arenosos, ensayados en el equipo de columna resonante a niveles de deformación $\gamma < 10^{-4}$, era casi proporcional a la raíz cuadrada de la tensión efectiva principal media y sugirieron que dicha relación se podía formular como:

$$G = k p^m \quad [4.56]$$

Donde k es una constante y $p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$. Respecto al valor de m , indicaron que este se incrementaba significativamente con el incremento de la deformación de corte.

Iwasaki y Tatsuoka (1977) evaluaron el efecto de la distribución del tamaño de grano en la estimación del módulo de corte de arenas alteradas, normalmente consolidadas, en un rango de deformaciones de 10^{-6} a 10^{-4} . Los materiales ensayados incluían arenas limpias uniformes (arena de Toyoura), arenas no

uniformes con finos y otro tipo de arenas artificialmente gradadas. En el caso de las arenas limpias, los autores encontraron que independientemente de la forma del grano y del tamaño de la partícula, el módulo de corte podía expresarse, aproximadamente, mediante ecuaciones empíricas similares para diferentes niveles de deformación. Las expresiones están dadas por:

$$G = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.40}; \gamma = 10^{-6} \quad [4.57]$$

$$G = 850 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.44}; \gamma = 10^{-5} \quad [4.58]$$

$$G = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.50}; \gamma = 10^{-4} \quad [4.59]$$

Donde G y p están en kg/cm² y (e) es el índice de poros; p es la tensión media principal, calculada como $p = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3$. Estas ecuaciones son válidas para valores de p comprendidos entre 0.2 kg/cm² y 4 kg/cm².

Iwasaki et al. (1978) estudiaron el grado de reducción del módulo de corte respecto al incremento de la deformación, en varios tipos de arena en un rango de deformación comprendido entre 10^{-6} y 10^{-2} , mediante los ensayos de columna resonante y corte torsional. En base a los resultados obtenidos, proponen la expresión [4.60], junto con unas curvas promedio, Figuras 4.39 y 4.40, que para un valor de γ y p de interés, podrían facilitar la determinación de $G/G(\gamma=10^{-6})$, para un numero arbitrario de ciclos comprendido entre 2 y 10.

$$\left[\frac{G}{\{G\}_{\gamma=10^{-6}}} \right]_p = \left[\frac{G}{\{G\}_{\gamma=10^{-6}}} \right]_{p=1.0 \text{ kg/cm}^2} \cdot p^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})} \quad [4.60]$$

Donde (p) es la tensión media principal en kg/cm², calculada como $p = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3$. La ecuación simplificada propuesta es válida para valores de (p) comprendidos entre 0.25 kg/cm² y 2 kg/cm².

Iwasaki et al. (1978) también señalaron que el cambio en el módulo de corte, debido a la variación del índice de poros, se podía evaluar mediante la función $(2.17 - e)^2/(1 + e)$, para un rango de deformaciones de corte comprendido entre 10^{-6} y 3×10^{-3} . Los autores proponen evaluar el módulo de corte (G) en función de la deformación (γ) y la presión de confinamiento (p) mediante la función [4.61] en la que (k) y (m) son función de (γ).

$$[G]_{\gamma,p} = k(\gamma) \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} p^{m(\gamma)} \quad [4.61]$$

Las Figuras 4.39 y 4.40 contienen las tendencias de variación del módulo de rigidez normalizado y el exponente (m) en función de la deformación (γ).

Figura 4.39 Variación de la relación $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ vs deformación angular (Iwasaki et al., 1978)

Figura 4.40 Exponente $m(\gamma)$ vs deformación angular (Iwasaki et al., 1978)

Kokusho (1980) utilizó un equipo triaxial modificado para estudiar la influencia de la presión efectiva de confinamiento en el módulo de corte de la arena de Toyoura, en condición saturada, dentro de un amplio rango de deformaciones comprendido entre 10^{-6} y 10^{-3} . Kokusho encontró que para un nivel de deformación $\gamma = 10^{-6}$, el módulo de corte se puede expresar como:

$$G = 8400 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_c)^{0.5} \quad [4.62]$$

Donde σ'_c , está en kN/m^2 . Kokusho anotó que los valores de módulo obtenidos con la expresión [4.62] resultaban ser un 20% más grandes que los que se obtendrían con la expresión [4.48], propuesta por Hardin y Black (1968).

Wichtmann y Triantafyllidis (2009, 2013, 2014) estudiaron la influencia del coeficiente de uniformidad (C_u) y la distribución del tamaño de grano en el módulo de corte máximo ($G_{\text{máx.}}$) y en las curvas de degradación de módulo ($G(\gamma)/G_{\text{máx.}}$) de un gran número de arenas cuarzosas, mediante el equipo de columna resonante. Los autores anotaron que la dependencia respecto a (C_u) de las curvas ($G(\gamma)/G_{\text{máx.}}$) no era adecuadamente descrita en las ecuaciones empíricas comunes, como las propuestas por Hardin (Hardin y Richart, 1963; Hardin y Black, 1968), ya que estas habían sido desarrolladas en base a ensayos sobre muestras uniformes. La expresión formulada por Hardin en su forma adimensional, está dada por:

$$G_{\text{máx}} = A \frac{(a - e)^2}{1 + e} p^n \quad [4.63]$$

Donde (p) está en kPa .

Wichtmann y Triantafyllidis (2009) proponen correlacionar las constantes A, a y n de las ecuaciones empíricas de Hardin con el coeficiente de uniformidad C_u , para el cálculo de $G_{m\acute{a}x}$, tal como se indica a continuación:

$$a = 1.94 \exp(-0.066 C_u) \quad [4.64]$$

$$n = 0.4 C_u^{0.18} \quad [4.65]$$

$$A = 1563 + 3.13 C_u^{2.98} \quad [4.66]$$

Los autores aclaran que las correlaciones propuestas son válidas únicamente para curvas de distribución granulométrica con una forma lineal en la escala semilogarítmica.

Martínez et al. (2017), como parte integral de esta tesis y a partir de los resultados obtenidos de pruebas de corte simple cíclico, realizadas con suelos finos del puerto Barcelona - España, proponen las funciones empíricas [4.67] y [4.68] para evaluar el módulo de rigidez en función del número de ciclo (N), de la deformación cíclica (γ_c), de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}) y de la presión efectiva en cualquier momento de la prueba (σ'_v); C_3 , C_4 , C_5 , C_6 , E_3 , E_4 , E_5 y E_6 son constantes empíricas que dependen del tipo de material. Las dos funciones empíricas son las indicadas a continuación.

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = (C_3 N^{C_4}) (\gamma_c)^{(C_5 \ln N + C_6)} \quad [4.67]$$

$$\frac{G}{\sigma'_{ov}} = (E_3 N^{E_4}) \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{ov}} \right)^{(E_5 \ln N + E_6)} \quad [4.68]$$

Combinado estas dos funciones los autores proponen una metodología que permite de manera sencilla evaluar el riesgo de rotura súbita del material bajo sollicitaciones dinámicas.

4.4.2. Razón de amortiguamiento en arenas

Son muchos los investigadores que han desarrollado correlaciones empíricas entre la razón de amortiguamiento de los suelos granulares y los factores que afectan su determinación. Hardin (1965) propuso, a partir de ensayos de columna resonante, una formulación empírica para la razón de amortiguamiento, D_s , de arenas limpias secas, válida para deformaciones de corte $< 10^{-4}$, presiones de confinamiento, σ'_o , entre 500 y 3000 lb/ft² y frecuencias menores a 600 Hz. La expresión propuesta está dada por:

$$D_s = 4.5 \gamma^{0.2} \sigma_o'^{-0.5} \quad [4.69]$$

Donde σ'_0 está en lb/ft² y γ en tanto por uno.

Hardin y Drnevich (1972 a,b), estudiaron los factores de los que depende la razón de amortiguamiento de las arenas y propusieron una correlación alternativa [4.70] para la estimación de D_s .

$$D_s = D_{m\acute{a}x} (1 - G/G_{m\acute{a}x}) \quad [4.70]$$

Donde $D_{m\acute{a}x}$ es el valor de la razón de amortiguamiento cuando teóricamente el modulo de corte es igual a cero o cuando el nivel de deformación es muy grande; el valor de $G_{m\acute{a}x}$ puede ser obtenido a partir de cualquiera de las formulaciones recogidas en el apartado anterior y en el caso de arenas limpias, $D_{m\acute{a}x}$ se puede evaluar como:

$$D_{m\acute{a}x}(\%) = D - 1.5 \log_0 N \quad [4.71]$$

Donde $D = 33$ para arenas limpias secas, $D = 28$ para arenas saturadas y N es el número de ciclos. La expresión [4.71] deja notar claramente que, en el caso de las arenas, $D_{m\acute{a}x}$ depende solamente del número de ciclos de carga, N , y no de la frecuencia o de la tensión efectiva principal media, σ'_0 . Por tanto, conociendo $G_{m\acute{a}x}$, $D_{m\acute{a}x}$ y G para un nivel de deformación dado, la razón de amortiguamiento, D_s , puede ser estimada a partir de la expresión [4.70].

Basados en ensayos de corte torsional cíclico con arena de Ottawa seca, Sherif et al. (1977) encontraron que la razón de amortiguamiento se podía expresar como:

$$D(\%) = \frac{50 - 0.087\sigma'_0}{38} (73.3F - 53.3)(1.01 - 0.046 \log N) \gamma^{0.3} \quad [4.72]$$

Donde σ'_0 es la presión efectiva de confinamiento en kPa, γ es la deformación de corte en %, F es un factor tiene en cuenta la gradación y esfericidad del suelo y N es el número de ciclos de carga.

Tatsuoka et al. (1978) encontraron, a partir de ensayos de columna resonante y corte torsional, que la razón de amortiguamiento de la arena de Toyoura podía ser representada mediante la expresión [4.73].

$$D_s = D_o(\gamma) (p/p_o)^{n(\gamma)} \quad [4.73]$$

Donde $D_o(\gamma)$ es la razón de amortiguamiento para una presión de confinamiento $p = p_o$ y es función de la deformación de corte; p_o es una presión de confinamiento variable entre 0.25 y 2.0 kg/cm² y $n(\gamma)$ tiene un valor negativo. Los investigadores observaron que el exponente (n) de la presión de confinamiento en la ecuación [4.73] no era un valor constante y que éste dependía del nivel de deformación, tal como se muestra en la Figura 4.41.

Figura 4.41 Relación entre el exponente n y la deformación de corte de varias arenas (Tatsuoka et al., 1978)

Edil y Luh (1978) observaron un efecto significativo del número de ciclos de carga en la razón de amortiguamiento de la arena de Ottawa y otras arenas secas, y propusieron las correlaciones empíricas que se indican a continuación:

$$D/D_0 = 1.131 - 0.0453 \log N \quad [4.74]$$

$$D_0 = 0.88 + 6592 \cdot e^{0.5} - 0.28 \gamma^{0.33} * (\sigma'_0 / 98.07)^3 - 73.55 \gamma \cdot \sigma'_0 \quad [4.75]$$

Donde D_0 es la razón de amortiguamiento determinada para un número de ciclos, N , igual a 1000; D_0 y D están en porcentaje, (e) es la relación de vacíos y σ'_0 esta expresada en kPa.

Basados en los resultados experimentales obtenidos con el equipo de columna resonante para la arena de Monterrey No. 0, Saxena y Reddy (1989) encontraron que la razón de amortiguamiento podía expresarse como:

$$D_s (\%) = 9.22 \left(\sigma'_0 / P_a \right)^{-0.38} \gamma^{0.33} \quad [4.76]$$

Donde P_a es la presión atmosférica; σ'_0 y P_a deben estar en las mismas unidades y la amplitud de la deformación de corte, γ , está en %.

Laird (1994) uso una serie de especímenes de metal para determinar la razón de amortiguamiento generada por el equipo a diferentes frecuencias. Luego evaluó la razón de amortiguamiento de un suelo granular seco y corrigió dicha medida restándole el amortiguamiento generado por el equipo, para obtener finalmente la razón de amortiguamiento mínima. El autor sugiere que el valor de $D_{s,min}$ se calcule como:

$$D_{s,min} = C_D F(e) \left(\frac{\sigma'_0}{P_a} \right)^{n_D} \quad [4.77]$$

Donde C_D es un coeficiente adimensional de la razón de amortiguamiento del material, n_D es un exponente de la tensión efectiva isotrópica y $F(e)$ se calcula como $1/(0.3+0.7 e^2)$.

5. PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS SUELOS

El suelo está compuesto por un sistema de partículas, que varían en tamaño desde micras hasta decenas de centímetros y un sistema de vacíos, que puede estar lleno de un líquido diferente al agua y con otro gas diferente al aire. A través del sistema de vacíos y debido a la interconexión de los mismos, el agua puede fluir desde puntos de mayor energía hacia puntos de energía menor. La capacidad del suelo para permitir el paso de un fluido a través de él, se conoce como permeabilidad.

La permeabilidad es una de las propiedades del suelo de mayor interés geotécnico y, es quizás, uno de los parámetros geológico-geotécnicos que registra mayores variaciones en función del tipo de suelo. Esta propiedad gobierna problemas de ingeniería tan importantes como el proceso de consolidación de los suelos, el diseño y la estabilidad de presas de tierra o roca, la estabilidad de laderas y estructuras de contención y el flujo de agua debido a una excavación, entre otros.

A continuación se exponen brevemente los aspectos fundamentales del flujo del agua en los suelos.

5.1. Flujo de agua en un medio poroso

En los problemas de flujo la forma de expresar la energía, tanto potencial como cinética, en un determinado punto del fluido en movimiento, suele definirse a partir de la ecuación de Bernoulli.

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad [5.1]$$

Donde:

H = carga hidráulica total, en metros de columna de agua.

z = altura geométrica, que se mide desde un plano de referencia $z=0$ elegido arbitrariamente.

u/γ_w = altura de presión, donde u es la presión del agua en el punto considerado y γ_w la densidad del agua.

$v^2/2g$ = altura de velocidad, donde v es la velocidad de flujo en el punto considerado y g la aceleración de la gravedad.

Bernouilli demostró en 1738 que en el caso ideal de un fluido perfecto e incompresible sujeto a un flujo permanente y estacionario, la carga hidráulica total se mantenía constante. Sin embargo, los fluidos reales como el agua no son perfectos y, en consecuencia, cualquier obstáculo que se oponga al flujo entre dos puntos produce una pérdida de carga Δh . De hecho, para que exista flujo es necesaria una diferencia de carga hidráulica, de manera que el agua circula desde puntos de mayor energía o mayor carga hacia puntos de menor energía o menor carga.

En la mecánica de suelos, la magnitud de la altura o carga de velocidad, $v^2/2g$, es tan pequeña que se puede despreciar. Por tanto, la energía o carga hidráulica del flujo de agua en el terreno se puede reducir a la altura piezométrica, que es la suma de las cargas de altura y de presión, expresión [5.2]

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad [5.2]$$

5.2. Ley de Darcy

Henry Darcy demostró experimentalmente en 1856 la existencia de una relación lineal entre el gasto o caudal (Q), que pasa a través de una muestra de suelo de sección transversal (A) y el gradiente hidráulico (i). Para un medio poroso, homogéneo, isótropo y saturado, la Ley de Darcy se expresa como:

$$Q = kAi = kA(\Delta h/L) \quad [5.3]$$

Donde:

Q = cantidad de fluido que pasa a través de la muestra por unidad de tiempo (cm^3/s).

k = constante física de proporcionalidad conocida como coeficiente de permeabilidad del suelo o conductividad hidráulica (cm/s).

i = gradiente hidráulico, definido como la energía perdida o la pérdida de carga total por unidad de longitud.

A = sección transversal de la muestra de suelo (cm^2).

Si se considera la ecuación de continuidad, dada por:

$$Q = v_1 \cdot A_1 = v_2 \cdot A_2 = \text{cte} \quad [5.4]$$

Al reemplazar la expresión (5.4) en (5.3), la velocidad de flujo o “velocidad de Darcy”, llamada por algunos autores, se calcula como:

$$v = k \cdot i \quad [5.5]$$

Por convención se emplea el área A de la sección transversal de la muestra, sin embargo, el área por donde en realidad ocurre el flujo es el área de vacíos de la sección total. Por tanto, la velocidad real del flujo de agua a través del suelo (v_s) se calcula como:

$$v_s = v/n \quad [5.6]$$

Donde:

v = velocidad de flujo calculada a partir de la ley de Darcy, en cm/s

n = porosidad eficaz del suelo.

Aunque la Ley de Darcy se obtuvo para arenas limpias, se ha demostrado que es válida para la mayoría de los suelos.

5.3. Determinación del coeficiente de permeabilidad

En este apartado se hace referencia a las principales técnicas de campo y de laboratorio útiles en la determinación del coeficiente de permeabilidad de los suelos. Asimismo, se recogen una serie de correlaciones empíricas, desarrolladas a partir de pruebas de laboratorio, las cuales tienen en cuenta la influencia de diferentes factores en el coeficiente de permeabilidad. No obstante, es importante resaltar que la validez de cualquiera de las relaciones propuestas está limitada a las condiciones bajo las cuales fueron desarrolladas.

5.3.1. Ensayos de campo

Para medir la permeabilidad en campo se puede recurrir a ensayos realizados en sondeos, pozos y calicatas. A continuación se hace referencia a los métodos utilizados con mayor frecuencia en la práctica de la geotécnica e ingeniería geológica.

a) Ensayo Lefranc

El ensayo Lefranc es uno de los ensayos de permeabilidad "*in situ*" más sencillos y frecuentemente más utilizados, en perforaciones de pocos metros. Este tipo de ensayo se utiliza en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático y en rocas muy fracturadas. Existen dos métodos para realizar el ensayo Lefranc, a saber:

a.1) Ensayo a nivel constante

En este tipo de prueba se introduce un caudal conocido de manera que se mantenga constante el nivel del agua dentro de la perforación, Figura 5.1.

Figura 5.1 Ensayo de permeabilidad Lefranc a nivel constante (<http://hidrología.usal.es>)

Una vez estabilizado el nivel de agua, el coeficiente de permeabilidad se calcula como:

$$k = \frac{Q}{C \cdot h_m} \quad [5.7]$$

Donde k es la conductividad hidráulica, Q es el caudal inyectado, h_m es la altura del agua dentro del sondeo, por encima del nivel estático previo, y C es un factor de forma dado por:

$$C = \frac{2\pi \cdot L}{\ln(2L/d)} \quad [5.8]$$

Donde L y d son la longitud y el diámetro de la zona filtrante, respectivamente.

a.2) Prueba a nivel variable

El ensayo de permeabilidad a nivel variable consiste en introducir súbitamente un volumen de agua en un sondeo, normalmente de pequeño diámetro (5 a 10 cm) y a continuación medir el descenso y el tiempo necesario para recuperar el nivel inicial. En este tipo de prueba, se pueden presentar dos casos: que la zona filtrante tenga un diámetro igual al de la entubación del piezómetro o que éste sea distinto, Figura 5.2.

El coeficiente de permeabilidad se calcula como:

$$k = \frac{d_e^2 \ln(2L/d)}{8Lt} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad [5.9]$$

Figura 5.2 Ensayo de permeabilidad Lefranc a nivel variable (<http://hidrología.usal.es>)

Donde k es la conductividad hidráulica; h_1 y h_2 es la altura del agua al principio y al final del ensayo, respectivamente; t es el tiempo transcurrido entre la observación de los niveles h_1 y h_2 ; L y d son la longitud y el diámetro de la zona filtrante, respectivamente y d_e es el diámetro de la entubación, el cual puede ser igual a d .

Si lo que se desea es ascender súbitamente el nivel del agua, usualmente en vez de inyectar agua, se introduce una barra sólida para hacer subir el nivel como si se hubiese introducido un volumen de agua equivalente al del objeto sólido. Este procedimiento puede ser más cómodo y el ascenso realmente es instantáneo. A esta variante del ensayo se le conoce como “*slug test*” (*slug* significa barra o lingote).

b) Prueba de bombeo

Otro método de campo muy simple, para determinar tanto el nivel freático en pozos individuales como el coeficiente de permeabilidad de un depósito de suelo, es la llamada prueba de bombeo. La prueba requiere de un pozo principal y uno o varios pozos de observación dispuestos alrededor del pozo principal a diferentes distancias radiales, Figura 5.3. Durante la prueba, el agua se extrae del pozo principal a un caudal constante y se efectúan mediciones continuas del nivel de agua en los pozos de observación hasta que se alcance un régimen permanente, lo cual se establece cuando el nivel de agua en los pozos de observación y en el principal se vuelve constante.

Figura 5.3 Esquema de la prueba de bombeo para un estrato permeable no confinado

La expresión que permite el cálculo del coeficiente de permeabilidad se basa en las siguientes hipótesis:

- La masa de suelo es homogénea, isótropa y semi-infinita.
- Es válida la ley de Darcy.
- El flujo de agua es radial hacia el pozo de bombeo.
- El gradiente hidráulico en cualquier punto es constante y se estima como la pendiente de la curva de abatimiento.

Así, el coeficiente de permeabilidad queda dado por:

$$k = \frac{Q}{\pi(h_2^2 - h_1^2)} \ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right) \quad [5.10]$$

Donde Q es el caudal medido, r_i es la distancia desde el pozo principal al pozo (i) y h_i es el nivel freático en el pozo (i).

5.3.2. Ensayos de laboratorio

La determinación experimental del coeficiente de permeabilidad (k) consiste en la medición del volumen de agua, que bajo el efecto de una pérdida de carga (Δh) pasa a través de una muestra de suelo de longitud (L) y área transversal (A), en un tiempo determinado (t).

La medición experimental del coeficiente de permeabilidad se realiza haciendo uso de los equipos relacionados a continuación:

- Permeámetro de carga constante
- Permeámetro de carga variable.
- Célula Rowe.
- Permeámetro de pared flexible.

Los dos primeros son métodos clásicos que admiten la utilización de equipos en los que la muestra está en contacto directo con una pared rígida que define una línea de corriente por la que se facilita el flujo y por tanto, el caudal que se mide no es estrictamente el que pasa a través de la muestra. En cambio, la realización de pruebas de permeabilidad haciendo uso de otro método como es el caso del permeámetro de pared flexible (cámara triaxial), aunque no es lo más usual, permite eliminar las incertidumbres que caracterizan a los ensayos ejecutados en equipos tradicionales.

A continuación se reseñan brevemente cada uno de los métodos.

a) Permeámetro de carga constante

El permeámetro de carga constante fue creado básicamente para medir la permeabilidad de suelos granulares ($k \approx 10^2 - 10^{-3}$ cm/s).

El ensayo consiste en medir el volumen de agua (q) que bajo el efecto de una pérdida de carga (Δh) constante, pasa a través de una muestra de suelo de longitud (L) y área transversal (A) en un tiempo (t). El coeficiente de permeabilidad se puede obtener mediante la expresión [5.11] despejando (k) de [5.3].

$$k = \frac{q \cdot L}{A \cdot \Delta h \cdot t} \quad [5.11]$$

b) Permeámetro de carga variable

Este método se aplica generalmente a suelos menos permeables, como limos y arcillas, ya que la cantidad de flujo que atraviesa la muestra es muy pequeña y por tanto se requiere de una mayor precisión en las mediciones. La prueba consiste en medir el volumen de agua, que bajo el efecto de una pérdida de carga (Δh) variable, pasa a través de una muestra de suelo de longitud (L) y área transversal (A). Dado que la carga hidráulica durante el ensayo es variable, se toma una lectura de la altura del agua en la bureta (h_1) en el tiempo (t_1) y otra lectura (h_2) en el tiempo (t_2). La expresión que permite el cálculo del coeficiente de permeabilidad está dada por:

$$k = \frac{a \cdot L}{A \cdot \Delta t} \ln \frac{h_1}{h_2}; k = 2.3 \frac{a \cdot L}{A \cdot \Delta t} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad [5.12]$$

Donde a es el área de la sección transversal de la bureta en cm^2 .

c) *Célula Rowe*

Aunque la celda de consolidación tipo Rowe-Barden Figura 5.4 fue diseñada para realizar pruebas de consolidación, este aparato también se puede utilizar para medir la permeabilidad de los suelos, tanto en dirección vertical como horizontal. El ensayo se realiza bajo un estado de tensión efectiva vertical conocido, mientras que la tensión efectiva horizontal se desconoce; no obstante, ésta se relaciona con el coeficiente de empuje de tierras en reposo $k_0 = \sigma_h / \sigma_v$.

Figura 5.4 Celda de consolidación tipo Rowe

d) *Permeámetro de pared flexible*

Los permeámetros de pared flexible permiten la ejecución de ensayos bajo carga variable y carga constante, aunque generalmente se opta por la última técnica, debido a su facilidad para medir tanto la entrada como la salida del permeante y por tanto confirmar la precisión de las mediciones. Dentro de las ventajas que ostenta este tipo de aparatos, se destaca el hecho de que la muestra se puede saturar mediante contrapresión, que el ensayo se puede efectuar bajo condiciones de esfuerzos efectivos y presión de poros controladas, similares a las presentadas "in situ", y que se pueden aplicar un amplio rango de gradientes hidráulicos, de manera constante, debido a que el sistema está dotado con reguladores de precisión. No obstante, en el caso de muestras que presentan agrietamiento natural, el permeámetro de pared flexible puede subestimar la permeabilidad de dichos materiales, dado que la aplicación de la presión de confinamiento tiende a cerrar dichas grietas.

5.3.3. Correlaciones empíricas

Además de los ensayos de campo y laboratorio, la permeabilidad puede determinarse a partir de correlaciones empíricas que tienen en cuenta, entre otros factores, la influencia de las propiedades físicas del suelo. Una de las expresiones comúnmente más utilizadas para determinar la permeabilidad de los suelos granulares en función de las características granulométricas, es la propuesta por Hazen (1892), la cual está dada por:

$$k = CD_{10}^2 \quad [5.13]$$

Donde k es el coeficiente de permeabilidad en cm/s, C es una constante que varía entre 0.4 y 1.2, aunque normalmente se asume igual a 1, y D_{10} es el diámetro efectivo en mm. La ventaja de la ecuación de Hazen es que el valor de D_{10} puede ser determinado de una manera rápida y sencilla. No obstante, los resultados más fiables se obtienen en arenas limpias con un valor de D_{10} entre 0.1 y 3.0 mm.

Otra de las expresiones más relevantes encontradas en la literatura que permite visualizar las variables que influyen en la permeabilidad de los suelos, fue la desarrollada por Kozeny y Carman. Kozeny (1927) trabajó con tubos capilares de igual longitud y propuso una expresión que relaciona la velocidad de Darcy con el peso unitario, la viscosidad del fluido, el gradiente hidráulico, la porosidad del medio y con una constante que es función de la sección transversal del capilar.

Carman (1937, 1956) modificó la expresión de Kozeny y propuso una relación entre la permeabilidad (k) y la porosidad (n), la superficie específica de los sólidos (S_0), un factor que tiene en cuenta la forma de los poros (K_0), la tortuosidad de los canales por donde se presenta el flujo (T), la densidad (γ) y viscosidad del fluido (μ); la expresión propuesta por Carman es generalmente conocida como la ecuación de Kozeny – Carman (KC).

$$k = \frac{1}{K_0} \frac{\gamma}{T^2 S_0^2} \frac{n^3}{\mu (1-n)^2} \quad [5.14]$$

Taylor (1948) demostró que la expresión [5.14] era válida solamente para las arenas y podría no ser aplicable a las arcillas; teniendo en cuenta lo anterior, Taylor sugirió una relación empírica lineal entre el logaritmo de la permeabilidad (k) y la relación de vacíos (e), la cual se ha convertido en la forma más común de expresar la variación de la permeabilidad de las arcillas con la relación de vacíos. La relación está dada por:

$$\lg(k) = \lg(k_o) - \frac{e_o - e}{C_k} \quad [5.15]$$

Donde C_k es un índice de cambio de permeabilidad (pendiente de la relación e vs. $\log k$) y k_o , e_o , corresponden a los valores “*in situ*”. Se anota que en este caso k_o no es el coeficiente de reposo, sino una permeabilidad.

Más tarde, Mesri y Olson (1971) sugieren que la expresión de Taylor (1948) podría no ser consecuentemente válida para un amplio rango de relaciones de vacíos y por tanto proponen una relación lineal entre $\log k$ y $\log e$, dada por:

$$\lg(k) = A \cdot \lg(e) + B \quad [5.16]$$

Teniendo en cuenta que las anteriores expresiones fueron generalmente desarrolladas a partir de suelos remoldeados o artificiales y que su aplicabilidad a las arcillas naturales intactas debía ser evaluada, Tavenas et al. (1983ab), haciendo uso de la célula triaxial, realizaron ensayos de permeabilidad a cabeza constante en muestras de arcilla blanda, procedentes de diferentes orígenes geológicos (Cánada, Estados Unidos y Suecia). La evidencia experimental les permitió confirmar que, a efectos prácticos, la ley de Darcy se cumplía en las arcillas blandas y que una relación lineal $e - \log(k)$ podría ser generalmente válida para el rango de deformaciones volumétricas encontrados en la ingeniería práctica.

Además, los autores indicaron que independientemente del origen geológico de las arcillas ensayadas, las relaciones e vs. $\log k$ se ordenaban en función de un parámetro empírico que tiene en cuenta el efecto del índice de plasticidad y el contenido de la fracción arcillosa ($IP+CF$), Figura 5.5.

Figura 5.5 Tendencias de variación de $e - kv$, para diferentes valores de $Ip+CF$.

Nagaraj et al. (1993) encontraron una relación entre la permeabilidad y el estado de tensiones, válida para arcillas normalmente consolidadas, comprimidas desde su estado límite líquido. La expresión está dada por:

$$\frac{e}{e_L} = 2.28 + 0.233 \log(k) \quad [5.17]$$

Donde (e) es la relación de vacíos correspondiente a cada estado tensional; e_L es la relación de vacíos correspondiente al límite líquido; k es la permeabilidad en cm/s.

Basados en los resultados de una serie de ensayos de permeabilidad a carga constante sobre muestras de arena inalterada de gran calidad, Hatanaka et al. (1997) proponen una serie de correlaciones empíricas para el cálculo de la permeabilidad de los suelos arenosos, las cuales tienen en cuenta el efecto del contenido de finos (F_c) y de los diámetros D_{10} y D_{20} . Las ecuaciones propuestas están dadas por:

$$\lg(k) = -1.5 \cdot \lg(F_c) - 0.65$$

$$3\% \leq F_c \leq 30\%$$
[5.18]

$$\lg(k) = 0.07(\lg D_{10} + 3)^{3.5} - 2.8$$

$$10^{-3} \text{ mm} \leq D_{10} \leq 2 \times 10^{-1} \text{ mm}$$
[5.19]

$$\lg(k) = 0.7(\lg D_{20} + 2)^2 - 3$$

$$2 \times 10^{-2} \text{ mm} \leq D_{20} \leq 4 \times 10^{-1} \text{ mm}$$
[5.20]

Sivappullaiah et al. (2000) propusieron un método para estimar la conductividad hidráulica, k (m/s), de mezclas arena-betonita a partir de su relación de vacíos y el límite líquido, dado por:

$$\log_{10} k = \frac{e - 0.0535LL - 5.286}{0.0063LL + 0.2516}$$
[5.21]

Sin embargo, la principal limitación del método es que únicamente es válido para suelos con un límite líquido mayor a 50%.

Chapuis y Aubertin (2003) evaluaron, mediante la recopilación de resultados de ensayos de permeabilidad en laboratorio, la validez de la ecuación de Kozeny – Carman y encontraron que predice muy bien la permeabilidad de la mayoría de los suelos.

Sathananthan e Indraratna (2006) proponen una correlación entre la reducción de la permeabilidad y la reducción del contenido de agua de una “Smear Zone” respecto a la permeabilidad y el contenido de agua de una zona inalterada; la correlación propuesta es lineal y es de la forma:

$$\frac{\Delta k}{k_h} = C \left(\frac{\Delta w}{w_o} \right)^n$$
[5.22]

Donde k_h es la permeabilidad de la zona inalterada, Δk es la reducción de la permeabilidad, w_o es el contenido de agua de la zona inalterada y Δw es la reducción del contenido de agua. Los coeficientes empíricos C y n son 8.32 y 1.1, respectivamente, validos para las condiciones particulares de su investigación.

5.4. Factores que afectan el coeficiente de permeabilidad

La permeabilidad de un medio poroso es afectada por numerosos factores, dentro de los que se destacan: la granulometría, la forma y textura de las partículas, la composición mineralógica, la relación de vacíos, el grado de saturación, la disposición geométrica de los elementos estructurales, la naturaleza del fluido, la temperatura y el estado de tensiones efectivas (Díaz – Rodríguez, 2014) .

El interés por estudiar los aspectos fundamentales de la permeabilidad de los suelos, como la validez de la ley de Darcy o los factores que gobiernan la magnitud del coeficiente de permeabilidad (k), se ve reflejado en numerosos trabajos de investigación (Kozeny, 1927; Taylor, 1948; Carman, 1956; Mitchell y Younger, 1967; Mesri y Olson, 1971; Tavenas et al., 1983ab; Carpenter y Stephenson, 1986; Fukushima e Ishii, 1986; Uppot y Stephenson, 1989; Hatanaka et al., 1997, entre otros).

Aunque la influencia del gradiente hidráulico es menos apreciada, experimentalmente se ha encontrado que los gradientes hidráulicos elevados pueden conllevar tanto al incremento, como a la disminución de la permeabilidad. Dados los elevados gradientes usados normalmente en laboratorio, algunas veces se asume que las partículas de suelo pueden reordenarse o que alguna forma de tubificación podría ocurrir en la muestra debido a las altas velocidades de flujo, lo cual conduciría a la sobreestimación de k (Murray, 2003).

En ese sentido, en un estudio realizado por Mitchell y Younger (1967) sobre suelos compactados, parte de la disminución de la permeabilidad observada durante una amplia campaña experimental a elevados gradientes hidráulicos fue atribuida a la migración de partículas, lo cual conllevaba la obstrucción y el bloqueo de los canales de flujo. Sus resultados indicaron que las muestras pobremente compactadas tendían a exhibir mucho más la migración de partículas que las muestras densamente compactadas. Esta investigación concluyó que los ensayos de permeabilidad en laboratorio deberían realizarse a gradientes más acordes con las condiciones de campo en vez de optar por los altos gradientes normalmente usados en laboratorio.

Carpenter y Stephenson (1986), emplearon una cámara triaxial para estudiar, mediante ensayos de permeabilidad a carga variable, la influencia de una serie de factores en la conductividad hidráulica de una arcilla reconstituida, procedente de una mina en operación en Bloomfield. Las variables estudiadas incluyen: las condiciones de frontera, la alteración debida al proceso de corte en los extremos de las muestras, la magnitud del gradiente hidráulico, la relación altura/diámetro de la muestra (h/d), la duración del ensayo, las tensiones efectivas generadas en el extremo de salida del flujo y el grado de saturación. Parte de los resultados obtenidos se ilustran en la Figura 5.6.

Figura 5.6 A la izquierda, relación entre el coeficiente de permeabilidad y el gradiente hidráulico; a la derecha, relación entre el coeficiente de permeabilidad y las tensiones efectivas aplicadas en el extremo superior de la muestra (Carpenter y Stephenson, 1986)

Los autores encontraron que el flujo se estabilizaba en un periodo de 1 a 2 horas y que, dentro del rango de gradientes hidráulicos investigados, la Ley de Darcy se cumplía para esos materiales. Así mismo, los autores notaron que el coeficiente de permeabilidad decrecía con el incremento de la longitud de la muestra y sugirieron que la relación h/d óptima de las muestras empleadas en la determinación de la permeabilidad en cámara triaxial, debería estar entre 0.5 y 1.

En cuanto a la influencia del gradiente hidráulico en el coeficiente de permeabilidad, el cual disminuía en la medida que se incrementaba el gradiente, ellos explicaron que esa reducción se debía al inherente incremento de las tensiones efectivas en el extremo de salida de flujo de la muestra, el cual provocaba la consolidación de la muestra y por ende la restricción del flujo.

Fukushima e Ishii (1986) evaluaron la influencia de la presión de confinamiento en el coeficiente de permeabilidad de materiales de relleno para el núcleo de presas, sometidos a un amplio rango de presiones de confinamiento (20 - 400 kPa) y gradientes de presión bajos (1 - 4), mediante la ejecución de ensayos de permeabilidad a cabeza variable en cámara triaxial. Los autores encontraron que la presión de confinamiento tenía una influencia significativa en el coeficiente de permeabilidad de los suelos cohesivos compactados y que la principal razón de este comportamiento se debía a la reducción de la relación de vacíos causada por el incremento en la presión de confinamiento.

Uppot y Stephenson (1989), haciendo uso de un permeámetro de pared flexible, midieron la permeabilidad de arcillas a permeantes orgánicos y encontraron que respecto a la conductividad hidráulica al agua, ésta se incrementaba entre dos y tres veces cuando los ensayos se hacían con permeantes orgánicos; además, resaltan que otros autores informan de incrementos entre 100 y 1000 veces, pero aclaran que la diferencia entre los resultados puede deberse a que los otros autores hicieron las pruebas utilizando permeámetros de pared rígida.

Hatanaka et al. (1997) realizaron una serie de ensayos de permeabilidad a carga constante, haciendo uso de la célula triaxial, en muestras de arena inalterada de alta calidad recuperadas “*in situ*” mediante la técnica de congelamiento del terreno. Los autores estudiaron el efecto de la anisotropía, la presión de confinamiento, la relación de vacíos, la densidad relativa y las características de gradación (C_u , % Finos, D_{10} y D_{20}), en la determinación del coeficiente de permeabilidad.

Con base en los resultados obtenidos, Hatanaka et al. señalaron que la permeabilidad de las arenas resultaba ligeramente influenciada por la presión de confinamiento, de modo tal que la permeabilidad disminuía con el incremento de la presión de confinamiento. Ellos explicaron que dicho efecto se debía a la disminución de la relación de vacíos causada a su vez por el incremento de la presión de confinamiento. Por otra parte, en cuanto al efecto de la relación de vacíos o densidad relativa sobre el coeficiente de permeabilidad, los resultados no mostraron una relación válida, para todos los tipos de arenas, entre ambas variables.

Silver (1995) y Silver y Joseph (1999) concluyeron que el principal impacto sobre la permeabilidad de las arcillas, es el cambio estructural en la fábrica debido a las deformaciones inducidas por las tensiones efectivas. Además, indicaron que la influencia del gradiente hidráulico sobre la permeabilidad de los materiales estudiados fue debida a los cambios en las tensiones efectivas en el espécimen como un resultado del cambio en la presión de poros. De ahí que consideren que para el rango normal de gradientes hidráulicos empleados en los ensayos de permeabilidad, es la tensión efectiva el factor primario que controla la permeabilidad.

Olalla y Cuéllar (1998), como parte de la investigación relacionada con el mecanismo de rotura de la presa Aznalcóllar (Andalucía – España), realizaron una serie de pruebas en cámara triaxial, mediante las cuales obtuvieron las tendencias de variación de la permeabilidad en función de la presión efectiva de consolidación. Los resultados obtenidos en las pruebas realizadas, con siete materiales diferentes, se incluyen en la Figura 5.7.

Figura 5.7 Relación entre la permeabilidad y la presión efectiva (Olalla y Cuéllar, 1998)

Murray (2003) estudió la influencia de la tensión efectiva y el gradiente hidráulico en la permeabilidad de una serie de materiales preparados bajo diferentes condiciones de humedad y densidad, usando dos métodos de ensayo: el ensayo triaxial a cabeza constante “BS Test” y un ensayo de permeabilidad acelerado “AP Test”, en el cual las etapas de saturación, consolidación y medición de la permeabilidad, se llevan a cabo como una sola. Dado el hecho que el cambio en el gradiente hidráulico afecta el estado de tensiones efectivas dentro de la muestra, Murray concluyó que para los gradientes hidráulicos normalmente empleados en los ensayos de permeabilidad, bajo tensiones efectivas bajas a moderadas, es la tensión efectiva y su influencia sobre la fábrica, el factor que mayor afecta la permeabilidad.

Zhang et al. (2012) midieron la permeabilidad de muestras de carbón bajo diferentes condiciones triaxiales y concluyen que ésta depende de la presión efectiva, la presión de gas, el contenido de agua, la alteración generada por el muestreo y la expansión o contracción generada por la absorción o expulsión de agua.

6. ESTADO DEL ARTE

En términos generales, los trabajos de investigación básica realizados por la comunidad geotécnica mundial, se han centrado en el estudio del comportamiento dinámico de los suelos granulares, principalmente en estado suelto, por tratarse de una condición de alto riesgo. Como es bien sabido, la respuesta de un material geotécnico, bajo la acción de una carga dinámica, está gobernada por las propiedades dinámicas del suelo, dentro de las que se incluyen: la rigidez, el amortiguamiento, la relación de Poisson y la densidad. Sin embargo, las características más importantes de los suelos cargados cíclicamente son la rigidez y el amortiguamiento (Kramer, 1996).

Muchas investigaciones se han orientado hacia el estudio de los factores que influyen en la determinación de las propiedades dinámicas del material, encontrando, a partir de ensayos de laboratorio, que el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento son función en mayor o menor grado de factores como la presión efectiva de confinamiento, el índice de poros, la densidad relativa, la frecuencia de la vibración, la amplitud de la deformación angular, la historia de tensiones, entre otros.

Desde el punto de vista del nivel de deformación inducido por la sollicitación dinámica, siendo este uno de los factores que más afecta la respuesta de un suelo, cabe esperar que:

- a) Cuando las deformaciones son menores o iguales a $10^{-5}\%$, el comportamiento tensión-deformación del suelo es aproximadamente elástico lineal, disipa poca energía en los ciclos de carga y descarga y, en función del número de ciclos, el amortiguamiento y la degradación de la estructura son poco significativos.

- b) Cuando las deformaciones son mayores a $10^{-3}\%$, el comportamiento tensión-deformación del suelo es no lineal, disipa mucha energía en los ciclos de carga y descarga y, en función del número de ciclos, el amortiguamiento y la degradación de la estructura son bastante significativos.

En el caso de deformaciones grandes, originadas por solicitaciones dinámicas importantes, es conveniente estudiar detalladamente el comportamiento tensión-deformación de los depósitos comprometidos con la estabilidad de las estructuras, debido a la significativa reducción de su resistencia al cortante.

La Tabla 6-1, muestra una serie de cambios globales en el comportamiento del suelo, en función de las deformaciones de corte. Además, se indican de manera aproximada los rangos de deformación en los que se produce un comportamiento elástico, elasto-plástico y, en los casos más extremos, la rotura, Ishihara (1996).

Tabla 6-1 Rangos de deformación en los que presentan diferentes fenómenos. Modificado de Ishihara (1996)

Magnitud de la deformación (%)	1E-06	1E-05	1E-04	1E-03	1E-02	1E-01
Fenómeno	Propagación de ondas, vibraciones		Grietas, asientos diferenciales		Deslizamientos, compactación, licuefacción	
Comportamiento mecánico	Elástico		Elasto - Plástico		Rotura	
Efecto de la repetición de carga
Constantes	Módulo de corte, relación de Poisson, amortiguamiento				Ángulo de fricción interna, cohesión	

En este capítulo se presenta una breve descripción de los principales trabajos de investigación básica relacionados con el comportamiento dinámico de los medios granulares. No se incluyen temas relacionados con el comportamiento dinámico de suelos cohesivos debido a que éstos fueron tratados detalladamente en la tesis doctoral de Patiño (2009), que al igual que ésta hace parte de una de las líneas de investigación del Departamento de Ingeniería y Morfología del terreno, de la ETSICCP, de la UPM.

Los principales temas a los que se hacen referencia, por ser los que más influyen en el comportamiento dinámico de los suelos granulares, son:

- Módulo de rigidez al cortante
- Razón de amortiguamiento
- Presión intersticial
- Resistencia cíclica

Se aclara, que al tratarse del estado del arte, la información contenida en este capítulo es un resumen obtenido a partir de libros de texto, artículos técnicos y tesis doctorales; por tanto, la mayoría de figuras y algunos párrafos son fiel copia de la fuente original consultada.

6.1. Módulo de rigidez al cortante

El comportamiento del suelo en un amplio rango de deformaciones es no-lineal, y en la descarga, la curva tensión - deformación sigue un camino diferente, respecto al de la carga, formando un ciclo de histéresis como el ilustrado en la Figura 6.1. El ciclo de histéresis puede ser definido fundamentalmente por las características que describen su forma, estas son: la inclinación y la amplitud. La inclinación del ciclo depende de la rigidez del suelo y esta a su vez, puede ser determinada en cualquier momento del proceso de carga, a partir del módulo de corte tangente (G_{tan}). Sin embargo, su valor medio puede ser aproximado mediante el módulo de corte secante (G_{sec}) el cual describe la inclinación general del ciclo, calculado como la pendiente de la recta secante E-A. En cuanto a la amplitud del ciclo de histéresis, que corresponde al área del mismo, se considera como una medida de disipación de energía del material.

Figura 6.1 Relación tensión – deformación

La caracterización de la rigidez de un elemento de suelo, requiere la consideración de dos magnitudes a saber: el módulo de corte máximo, $G_{máx.}$, y la forma en la que la relación de módulos ($G/G_{máx.}$) varía con la amplitud de la deformación y con otros parámetros. El análisis de la variación de ($G/G_{máx.}$) en función de la deformación angular, se facilita mediante una gráfica semilogarítmica conocida como curva de reducción de módulo, Figura 6.2, donde se pueden diferenciar claramente tres rangos de deformación a saber: lineal, no lineal elástico y no lineal. El límite entre el rango lineal y el no lineal elástico, está definido por la deformación umbral elástica (γ_t^e) y la frontera entre el tramo no lineal elástico y el no lineal, está definida por la deformación umbral cíclica, designada como (γ_t^c).

Vucetic (1994) definió arbitrariamente el umbral de deformación elástica como la deformación a la cual la relación $G/G_{máx.}$ es igual a 0.99, Figura 6.2, mientras que el umbral de deformación cíclica (umbral de deformación cortante volumétrica) fue establecido como la deformación a la cual la relación $G/G_{máx.}$ es igual a 0.65.

Cuando la amplitud de deformación se ubica por debajo del umbral de deformación elástica (γ_t^e), el suelo se comporta esencialmente como un material lineal-elástico perfecto; para este nivel de deformaciones, el módulo de corte es el módulo inicial tangente o módulo de corte máximo. En el rango comprendido entre la deformación umbral elástica (γ_t^e) y la deformación umbral cíclica (γ_t^c) el suelo empieza a tener un comportamiento no lineal pero sigue siendo elástico ya que no hay cambios permanentes en su microestructura o estos son despreciables; en este rango de deformación, el módulo de corte disminuye con el incremento de la deformación y el número de ciclos de carga no tiene ningún efecto sobre él.

Figura 6.2 Curva típica de reducción del módulo de corte normalizado (Menq, 2003)

Cuando la deformación excede el umbral cíclico (γ_t^c) el suelo se comporta como un material no lineal elastoplástico, con cambios permanentes en su microestructura; en este rango de deformación el módulo de corte es función del número de ciclos, aunque dicha influencia puede variar según el tipo de material, la relación de vacíos, el grado de saturación de la muestra y la presión de confinamiento.

De acuerdo con Hardin y Drnevich (1972 a), quienes basados en resultados de estudios propios sobre suelos granulares y cohesivos y en datos publicados por otros autores, la tasa de incremento o pérdida de las propiedades dinámicas del suelo depende de muchos parámetros y por tanto, una única relación con la deformación de corte no es suficiente. En este sentido, los estudios experimentales desarrollados por Hardin y Drnevich (1972a, b), Krizek (1974) y Kuribayashi et al. (1974) destacan que la rigidez de los suelos granulares está influenciada fundamentalmente por la amplitud de la deformación cíclica, la presión de confinamiento, el índice de poros o relación de vacíos (e), el número de ciclos de carga, el grado de saturación, la frecuencia de la vibración, el índice de plasticidad, la historia de tensiones, la relación de tensión cíclica, la distribución granulométrica y la estructura del suelo.

En los siguientes apartados se hace una breve descripción de la influencia que tienen algunos factores en la determinación del módulo de corte.

6.1.1. Influencia del nivel de deformación

La evaluación de la rigidez al cortante de los suelos en función del nivel de deformación, ha sido un tema de bastante interés en el desarrollo de numerosas investigaciones. Drnevich, Hall y Richart (1966, 1967), realizaron ensayos sobre muestras huecas de arena densa de Ottawa C-190, en un amplio rango de deformaciones y encontraron que el módulo de corte disminuía con la deformación y además, para deformaciones mayores a 10^{-4} , éste disminuía más rápido. Kuribayashi et al. (1975) observaron que la tasa de disminución del módulo de corte, debida al incremento de la deformación, era mayor para valores bajos de la tensión principal media, Figura 6.3. Para valores de $p > 0.5 \text{ kg/cm}^2$, los investigadores señalaron que la variación del módulo de corte podría ser menor que la propuesta por Seed e Idriss, 1970.

Figura 6.3 Variación del módulo de corte con el incremento de la deformación de corte (Kuribayashi et al., 1975)

6.1.2. Influencia de la presión de confinamiento

El efecto significativo de la presión de confinamiento en la determinación del módulo de corte dinámico del suelo, fue divulgado por Hardin y Richart (1963), tras realizar amplios programas de investigación experimental mediante el equipo de Columna Resonante. Hardin y Richart evaluaron la velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s) en muestras de arena de Ottawa, arenas cuarzosas trituradas y limos cuarzosos triturados, en el rango de pequeñas deformaciones ($\gamma < 10^{-4}$). Los resultados de este trabajo indicaron que la variación de V_s se producía aproximadamente con la $1/4$ potencia de la presión de confinamiento. Más tarde, Hardin y Drnevich (1972) indicaron que para amplitudes de deformación muy pequeñas, el módulo de corte variaba con la media potencia de la tensión efectiva principal media, pero que a grandes deformaciones, el módulo dependía principalmente de la resistencia del suelo y su variación obedecía a la primera potencia de σ'_0 .

Kuribayashi et al. (1975), encontraron que la variación del módulo de corte de varios suelos arenosos, ensayados en el equipo de columna resonante a niveles de deformación inferiores a 10^{-4} y en condición seca y saturada, era casi proporcional a la raíz cuadrada de la tensión efectiva principal media. La Figura 6.4 ilustra los resultados obtenidos en la arena de Toyoura.

Figura 6.4 Variación del módulo de corte en función de la tensión efectiva media de confinamiento, para la arena de Toyoura en condición seca y saturada, (Kuribayashi et al., 1975)

Iwasaki et al. (1978) evaluaron el efecto de la presión de confinamiento sobre el módulo de corte de la arena de Toyoura, en condición seca y saturada, mediante los ensayos de columna resonante y corte torsional. Tal como se evidencia en la Figura 6.5, los autores encontraron que en un amplio rango de deformaciones, y para ambas condiciones, seca y saturada, existe una relación lineal entre ambos parámetros (G , p).

Figura 6.5 Módulo de corte Vs tensión efectiva media de confinamiento, para la arena de Toyoura (Iwasaki et al., 1978)

En 1980, Kokusho realizó, mediante un equipo triaxial cíclico modificado, una serie de ensayos de carga cíclica con la arena de Toyoura, en condición saturada y dentro de un rango de deformaciones comprendido entre 10^{-6} y 10^{-3} . Al estudiar la influencia de la presión de confinamiento en el módulo de corte (G_0) para un nivel de deformación $\gamma = 10^{-6}$, encontró que G_0 era casi proporcional a la raíz cuadrada de la presión efectiva de confinamiento (σ'_c), Figura 6.6.

Figura 6.6 Variación del módulo de corte G_0 vs e (Kokusho, 1980)

Ishibashi (1992), presentó una discusión al estudio desarrollado por Vucetic y Dobry (1991), quienes estudiaron el efecto del nivel de deformación (γ) y del índice de plasticidad sobre la relación $G/G_{\text{máx.}}$, debido a que estos últimos omitieron sin ninguna explicación, el efecto de la tensión media efectiva (σ'_0) en el análisis de la reducción del módulo de corte ($G/G_{\text{máx.}}$). Ishibashi observó, que el efecto de la presión efectiva de confinamiento en la reducción de $G/G_{\text{máx.}}$, era más significativo en los suelos con índice de plasticidad nulo, que en los suelos con un $IP=50$, tal como se refleja en la Figura 6.7. Además, también es evidente que el umbral de deformación lineal es más grande a presiones efectivas de confinamiento elevadas, que el correspondiente a presiones más bajas.

Figura 6.7 Influencia de σ'_0 en la curva de reducción de módulo, $G/G_{\text{máx.}}$. A la izquierda, para suelos no plásticos; a la derecha, para suelos plásticos, (Ishibashi, 1992)

6.1.3. Influencia del índice de poros

En el año 1963, Hardin y Richart estudiaron la variación de la velocidad de las ondas de corte en función de la relación de vacíos, para diferentes valores de σ'_0 y de tamaño de grano y gradación, en las arenas de Ottawa. Los resultados de la investigación indicaron que la velocidad variaba linealmente con el índice de poros, independientemente del tamaño de grano, la gradación y la densidad relativa.

Con el objeto de esclarecer la relación entre las propiedades dinámicas de los suelos y factores como el índice de poros, Kuribayashi et al. (1975) llevaron a cabo un extenso programa de ensayos de columna resonante. Los resultados del trabajo llevaron a concluir que independientemente de la forma de las partículas, la gradación y el tipo de material, los módulos estimados estaban casi de acuerdo con la formulación propuesta por Hardin y Black (1968), para un nivel de deformación de 10^{-4} y un rango de relación de tensiones σ_1/σ_3 de 1 a 2.

6.1.4. Influencia del número de ciclos de carga

De acuerdo con Hardin y Drnevich (1972 a, b), el módulo de corte de los suelos granulares se incrementa ligeramente con el número de ciclos de carga. Alarcón-Guzmán et al. (1989) estudiaron, mediante ensayos de corte torsional, el efecto del número de ciclos de carga sobre el módulo de corte de arenas secas vírgenes (especímenes de arena de Ottawa 20-30 sin ninguna historia previa de tensiones) en un rango de deformaciones comprendido entre 0.01 y 0.1%. Los resultados del estudio indicaron que durante los primeros 10 a 20 ciclos, los especímenes experimentaban una rigidización significativa, Figura 6.8. Además, los autores indicaron que a partir de los 40 ciclos de una deformación de corte dada, G alcanzaba un valor asintótico.

Figura 6.8 Módulo de corte Vs número de ciclos de carga (Alarcón-Guzmán et al., 1989)

Lo Presti et al. (1997) llevaron a cabo, haciendo uso de un equipo de Columna Resonante / Corte Torsional, un amplio programa experimental a fin de estudiar, entre otros aspectos, el efecto del número de ciclos de carga sobre las propiedades dinámicas de tres tipos de arenas reconstituidas. A pequeñas deformaciones, los investigadores observaron que la influencia de N sobre el

módulo de corte de las arenas secas era imperceptible, pero ésta se volvía muy importante con el incremento del nivel de deformación. Además, señalaron que a partir de la aplicación de 10 ciclos, G alcanzaba un valor estable.

6.1.5. Influencia de la densidad relativa

De acuerdo con Seed e Idriss, 1970, el módulo de corte de las arenas puede ser estimado en función de la densidad relativa, la deformación de corte y la presión de confinamiento. No obstante, los estudios experimentales de Hardin y Richart (1963), Kuribayashi et al. (1975), Iwasaki y Tatsuoka (1977) e Iwasaki et al. (1978), son concluyentes en el sentido de que no es apropiado evaluar el módulo de corte de varios tipos de arena como una función de la densidad relativa. Adicionalmente, Iwasaki y Tatsuoka (1977) indicaron que el módulo de corte de varios materiales granulares no dependía de la densidad relativa, pero sí del índice de poros.

6.1.6. Influencia de la granulometría

Dentro de la literatura publicada acerca de la influencia de la gradación y el tamaño de grano, uno de los primeros estudios que se hallan es el realizado por Hardin y Richart en el año 1963. Los resultados de dicho trabajo reflejaron que la gradación y el tamaño de grano, afectan la velocidad de propagación de las ondas de corte en las arenas de Ottawa, como consecuencia de su influencia en el cambio en el índice de poros. Ellos explican que ese hecho se debe a que el tamaño de grano puede implicar índices de poro grandes o pequeños y este último parámetro sí que puede ejercer una influencia directa sobre las propiedades dinámicas del material, bien sea incrementándolas o disminuyéndolas. La figura 6.9 contiene las tendencias de variación de la velocidad de ondas de corte, en función del índice de poros para diferentes presiones efectivas de consolidación.

Figura 6.9 Variación de V_s y del módulo de rigidez, respecto al índice de poros y la presión de confinamiento, para arenas secas de grano redondo y angular (Hardin y Richart, 1963)

Iwasaki y Tatsuoka (1977) evaluaron el efecto de la distribución del tamaño de grano en la estimación del módulo de corte de arenas alteradas dentro en un rango de deformación comprendido entre 10^{-6} y 10^{-4} . Los materiales ensayados incluían arenas limpias uniformes (arena de Toyoura), arenas no uniformes con finos y otro tipo de arenas artificialmente gradadas.

Basados en los resultados de su investigación, concluyeron que:

- Generalmente, el módulo de corte de las arenas decrece con el incremento del coeficiente de uniformidad y, además, para un mismo valor de p , e y γ , G decrece con el incremento del contenido de finos.
- Las arenas no uniformes y con partículas finas, presentan módulos de corte menores que los exhibidos por las arenas limpias, para los mismos valores de p , e y γ .
- En el caso de determinar el módulo de corte de arenas naturales ordinarias, con presencia de finos y poca uniformidad, se recomienda realizar ensayos de columna resonante. Pero de no ser posible la ejecución de ensayos, el efecto de la granulometría debe ser tenido en cuenta.

Chang y Ko (1982) emplearon el equipo de columna resonante tipo Drnevich (Free-Free), para ensayar 23 muestras de arena de Denver y estudiar el efecto de las características granulométricas en la determinación de las propiedades dinámicas de suelos granulares. Las muestras se fabricaron con un diámetro de 30 cm y fueron ensayadas a una densidad relativa en torno al 30%. El tamaño medio de grano de los especímenes reconstituidos (D_{50}) variaba entre 0.149 y 1.68 mm (tamaños característicos de una arena media a fina) y el coeficiente de uniformidad (C_u) estaba entre 2 y 16. Los resultados de los ensayos se reflejan en la Figura 6.10, donde se muestra la variación de $G_{m\acute{a}x.}$ con el tamaño medio de grano y con el coeficiente de uniformidad.

Figura 6.10 A la izquierda, $G_{m\acute{a}x.}$ vs Coeficiente de uniformidad, C_u ; a la derecha, $G_{m\acute{a}x.}$ vs tamaño medio de grano (D_{50}) para una presión efectiva de confinamiento $\sigma'_o = 30 \text{ psi} \approx 207 \text{ kPa}$ (Chang y Ko, 1982)

Como se evidencia en las dos gráficas de la Figura 6.10, el módulo de corte máximo de los materiales ensayados es función, en mayor medida, del coeficiente de uniformidad, mientras que el efecto del tamaño medio de partícula es mínimo.

Yang y Gu (2013) evaluaron, a partir de ensayos de columna resonante (CR) y mediciones con “Bender Elements” (BE), la dependencia del módulo de corte a pequeñas deformaciones, respecto al tamaño de partícula. Los resultados demostraron que independientemente del tipo de ensayo, el módulo de corte no variaba mucho con el tamaño de partícula y por tanto, asumían que éste era prácticamente independiente del tamaño.

Wichtmann y Triantafyllidis (2009, 2013, 2014) evaluaron la influencia del coeficiente de uniformidad C_u y la distribución del tamaño de grano en el módulo de corte máximo ($G_{m\acute{a}x.}$) y en la curva de reducción de módulo ($G(\gamma)/G_{m\acute{a}x.}$) de un gran número de arenas limpias cuarzosas, con diferentes curvas de distribución de tamaño de grano. Las muestras fueron ensayadas en el equipo de Columna Resonante a diferentes presiones de confinamiento y densidades relativas. Wichtmann y Triantafyllidis encontraron que dado un índice de poros y una presión de confinamiento constante, $G_{m\acute{a}x.}$ y $G(\gamma)/G_{m\acute{a}x.}$ disminuían con el incremento de C_u y eran independientes del tamaño medio de grano.

6.1.7. Influencia de la saturación

Tras estudiar el efecto del contenido de humedad sobre la velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s) en suelos granulares, Hardin y Richart (1963) concluyeron que la presencia de humedad en una arena reducía la velocidad de propagación debido a la masa de agua que se mueve junto con la estructura. Además, en el caso de algunos materiales, notaron una aparente reducción en la rigidez de la estructura. De acuerdo con los resultados obtenidos para las arenas redondeadas de Ottawa, el módulo de rigidez se redujo hasta en un 15% con el contenido de agua. En contraste, Hardin y Drnevich (1972 a) y Kuribayashi et al. (1975) señalaron que el contenido de agua tiene poca influencia sobre el módulo de corte de los suelos granulares.

6.1.8. Influencia del método de preparación de la muestra

La influencia del método de preparación de las muestras en la determinación del módulo de corte de la arena de Toyoura, fue estudiada por Iwasaki et al. (1978) a partir de ensayos de columna resonante y corte torsional. El análisis de los resultados con ambos ensayos demostró que el método adoptado tenía poca influencia en el módulo de corte.

Otro estudio muy completo, fue el desarrollado por Tatsuoka et al. (1979) mediante ensayos drenados de columna resonante y corte torsional, con muestras reconstituidas de arena fina. Los especímenes fueron reconstituidos empleando diferentes métodos de preparación, a fin de producir diferentes fábricas iniciales. Con base en los resultados obtenidos, concluyeron que el

módulo de corte era insensible al método de preparación de la muestra, ya que los valores de G no diferían significativamente entre sí de un método a otro. Por tanto, señalaron que el módulo de corte no era afectado por la fábrica inicial de las muestras de arena. Esta deducción fue válida tanto en el rango de pequeñas deformaciones como en el de deformaciones elevadas.

6.1.9. Influencia del estado de tensiones iniciales

Alarcón-Guzmán et al. (1989) encontró que la deformación de corte adicional experimentada por una muestra X sometida a una tensión de corte inicial era casi 10 veces más grande que la desarrollada por un espécimen Y sin una historia previa de tensiones de corte, Figura 6.11. Además del considerable incremento de deformación en el primer cuarto de ciclo, en el espécimen X, reportaron un fuerte incremento de la presión intersticial. Los resultados de Alarcón-Guzmán et al. están de acuerdo con las conclusiones reportadas por Hardin y Drnevich (1972 a, b). Hardin y Drnevich señalan que una historia de tensiones de corte iniciales, hace que el módulo de corte sea más bajo en los primeros ciclos de carga, comparado con el que podría tener el mismo suelo sin una historia previa de tensiones de corte.

La Figura 6.11 (a), muestra esquemáticamente los primeros tres cuartos de un ciclo de carga, aplicados a un espécimen de arena que no ha sido sometido a ninguna tensión de corte previa, donde la pendiente de la línea AB representa el valor de G . Por otra parte, la Figura 6.11 (b) muestra la relación $\tau - \gamma$, tras aplicar la misma tensión de corte (τ) a partir de una tensión de corte inicial (τ_i). En el nuevo esquema, la pendiente A'B' corresponde al valor de G y parece no diferir significativamente de la pendiente de la línea AB. Sin embargo, el comportamiento tensión deformación en el primer cuarto de ciclo, AA', es muy diferente del exhibido por OA. Esta diferencia se acentúa en la medida en que la tensión de corte inicial es mayor; este hecho representa una influencia drástica en el comportamiento de corte no drenado.

Figura 6.11 Representación esquemática de la interpretación del módulo de corte en un ensayo de carga cíclica (Alarcón-Guzmán et al., 1989)

Soriano et al. (2011), mediante pruebas de corte simple cíclico, estudiaron la influencia, de las condiciones tensionales existentes (τ_o) previas a una sollicitación dinámica (τ_c), en el comportamiento dinámico de un medio granular saturado. A partir de ensayos en los que se combinan tensiones estáticas (τ_o) variables entre el 0% y el 15% de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}) y tensiones cíclicas (τ_c) variables entre el 5% y el 20% de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), se obtienen las tendencias de variación del módulo de rigidez (G).

La Figura 6.12, indica la significativa influencia que tiene la combinación de tensiones tangenciales estáticas y cíclicas ($\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$) en la degradación del módulo de rigidez, en función del número de ciclos.

Figura 6.12 Tendencias de variación del módulo de rigidez en función del número de ciclos para diferentes combinaciones ($\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$)

6.1.10. Influencia de la historia de carga cíclica

Drnevich y Richart (1970) estudiaron, mediante el equipo de columna resonante, la influencia de un pre-esfuerzo dinámico torsional sobre el módulo de corte y la razón de amortiguamiento, en muestras huecas de arena seca. Ellos observaron que para deformaciones menores a 10^{-4} no se producía cambio alguno en las propiedades dinámicas del material. En cambio, cuando el preesfuerzo implicaba deformaciones superiores a 10^{-4} , la rigidez al cortante de los especímenes se incrementaba considerablemente. Para una condición específica de densidad, presión de confinamiento y amplitud del preesfuerzo, ellos observaron que el incremento de G debido al preesfuerzo, alcanzaba el 300% al cabo de 22 millones de ciclos aplicados. Drnevich y Richart explicaron que el incremento de la rigidez se debía al efecto de la abrasión en los contactos de partículas.

Alarcón-Guzmán et al. (1989) encontraron que el efecto de la historia de tensión cíclica (o deformación) sobre el módulo de corte a pequeñas deformaciones, era pequeño. Ellos reportaron que el modulo de corte a pequeñas deformaciones se incrementaba aproximadamente en un 5%, como consecuencia de un preesfuerzo torsional dinámico, luego de un gran número de ciclos. Además, afirmaron que el incremento en la rigidez del material reflejaba la reducción del índice de poros, debida al preesfuerzo.

De acuerdo con los resultados reflejados en la Figura 6.13, los autores señalan que los ensayos de columna resonante, a deformaciones en torno a 10^{-4} , parecen no afectar el módulo de corte de muestras vírgenes (sin una historia previa de tensiones cíclicas), mientras que bajo una historia previa de deformación cíclica de hasta $10^{-2}\%$, el módulo se incrementa en un 38%.

Figura 6.13 Efecto de la historia de deformación cíclica sobre el módulo de corte (Alarcón-Guzmán et al., 1989)

Wichtmann y Triantafyllidis (2004), evaluaron la influencia de la historia de carga cíclica, sobre las propiedades dinámicas de arenas secas, mediante los equipos de columna resonante (CR) y corte torsional. La Figura 6.14, refleja el efecto del preesfuerzo dinámico sobre el módulo de corte.

De acuerdo con los resultados obtenidos, ellos señalan que:

- El preesfuerzo dinámico de especímenes sólidos en la columna resonante, afecta moderadamente el valor de G a pequeñas deformaciones. En los primeros ciclos de deformación, observaron una reducción de G , pero durante los siguientes ciclos, midieron un ligero incremento.
- Tras aplicar un preesfuerzo dinámico sobre especímenes cilíndricos huecos y ensayarlos en la CR, concluyeron que tanto la sección transversal de la muestra como la homogeneidad de la distribución de las deformaciones de corte, no jugaban un rol importante a la hora de estudiar el efecto de un preesfuerzo, sobre la rigidez a pequeñas deformaciones del material.
- Las muestras cilíndricas huecas preesforzadas cíclicamente con amplitudes de deformación elevadas ($\gamma_{\text{prestrain}} = 5 \times 10^{-3}$ y 10^{-2}), mostraron tendencias similares a las exhibidas por las muestras a las que se les aplicó un preesfuerzo dinámico de amplitud más baja. En los primeros ciclos de deformación, G se redujo y luego se incrementó significativamente. El incremento de G comparado con los valores de las muestras no preesforzadas, no fue más allá del 10%.

- La historia de previbraciones dejó una marca o señal que pudo ser observada en los resultados de los ensayos, Figura 6.14. Ellos identificaron una meseta en la curva $G(\gamma)$, en torno al valor de la amplitud del preesfuerzo, originada por su historia de carga dinámica. Wichtmann y Triantafyllidis, intuyen que la arena recuerda la amplitud de la previbración y el número de ciclos aplicados.

Figura 6.14 Desarrollo de una meseta en la curva $G - \gamma$ debido al preesfuerzo dinámico en el equipo de columna resonante; ensayos realizados sobre arenas finas secas con $N_{máx.} = 3 \times 10^6$ ciclos, $p = 200$ kPa y densidad relativa $ID = 0.64$ (Wichtmann y Triantafyllidis, 2004)

6.1.11. Influencia de la velocidad de deformación o frecuencia

A diferencia del comportamiento tenso-deformacional de los suelos arcillosos, el cual se considera dependiente de la velocidad de deformación, existen evidencias que confirman que la velocidad de deformación interfiere muy poco en la respuesta de los suelos granulares. Lo Presti et al. (1997) estudiaron el efecto de la velocidad de deformación o frecuencia, en la determinación del módulo de corte de tres tipos de arena reconstituidas, para un nivel de deformación $\gamma \leq 0.001\%$. Ellos observaron que independientemente de la velocidad de deformación, del tipo de carga (cíclica o monotónica) y del número de ciclos de carga, los valores medidos de G_0 eran similares tanto en los ensayos dinámicos como en los estáticos (monotónicos y cíclicos).

Sin embargo, en el caso de las arenas de Quiou, los resultados de los ensayos de corte torsional monotónico (MLTST) resultaron ser un 20% más bajos que aquellos obtenidos en el ensayo de corte torsional cíclico (CLTST) y en el ensayo de columna resonante. Esta diferencia fue atribuida a la alta triturbilidad de la arena. Ellos suponen que la triturbilidad del grano es responsable de dos fenómenos, a saber: la modificación de la fábrica y, en el caso de los ensayos MLTST, de la respuesta tensión - deformación de tipo no lineal incluso a deformaciones $\gamma \leq 0.001\%$.

Finalmente, los autores concluyen que debido a que la influencia de la velocidad de deformación en la curva de reducción de módulo $G/G_0 - \gamma$ es imperceptible, la relación tensión – deformación de los suelos granulares no resulta distorsionada en un ensayo cíclico convencional. Sus resultados se encuentran conformes con los obtenidos en otros trabajos de investigación (Hardin y Drnevich 1972 a, b; Iwasaki et al., 1978; Alarcón-Guzmán et al., 1989).

Salvati y Anhdan (2008) estudiaron el efecto de la frecuencia de aplicación de la carga en la respuesta de dos tipos de arenas (Monterrey y Sacramento River), mediante la ejecución de ensayos triaxiales cíclicos a varias presiones efectivas de confinamiento, frecuencias de carga y tensiones cíclicas. Dadas ciertas condiciones de carga, las muestras sometidas a la frecuencia más baja, mostraron grandes deformaciones axiales. La rigidez de las muestras sometidas a la frecuencia más alta, fue mayor que la rigidez de las muestras cargadas a la frecuencia más baja. Los cambios ocurrieron en los primeros ciclos de carga, donde la diferencia en la velocidad de deformación fue la más grande.

6.1.12. Influencia del envejecimiento

Wang y Tsui (2009) estudiaron, mediante ensayos de columna resonante, el efecto del envejecimiento sobre el módulo de corte de arenas, a pequeñas deformaciones. Los resultados revelaron un efecto mayor del envejecimiento en las arenas sueltas, comparado con el efecto en las arenas densas, a una presión de confinamiento de 35 kPa. No obstante, los efectos son completamente opuestos cuando la presión de confinamiento se incrementa hasta 100 kPa. Wang y Gao (2013) y Gao et al. (2013) también estudiaron la influencia del envejecimiento sobre el módulo de corte a pequeñas deformaciones, en muestras de arena bajo condiciones de carga isótropa y anisótropa, usando el verdadero aparato triaxial con un sistema de “Bender Elements” acoplado y realizando modelización numérica basada en el método de los elementos discretos. En términos generales, los autores anotan que los cambios en las fuerzas normales de contacto durante el envejecimiento, son el factor dominante detrás del cambio de la rigidez al cortante.

6.2. Razón de amortiguamiento

Con base en la Figura 6.1, la razón de amortiguamiento histerética de los suelos se puede expresar como:

$$\xi = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{1}{4\pi} \frac{A_{\text{Bucle}}}{A_{\text{Triángulo ABD}}} \quad [6.1]$$

Donde ΔW es al área encerrada por el ciclo de histéresis y representa la energía disipada por ciclo de carga y W es el área del triángulo ABD, que corresponde a la energía elástica o energía absorbida en el elemento de suelo por ciclo de carga.

Teóricamente, por debajo del umbral de deformaciones lineales, la disipación histerética de energía no se produce. Sin embargo, evidencias experimentales han mostrado que la disipación de energía se puede dar incluso a niveles de deformación muy bajos, por lo que el amortiguamiento nunca es cero. Por encima del umbral de deformación, la amplitud de los ciclos de histéresis exhibidos por un suelo solicitado cíclicamente se incrementa en la medida que aumenta la deformación cíclica, lo cual es indicativo de la significativa influencia del nivel de deformación sobre la razón de amortiguamiento del material, Kramer (1996).

La Figura 6.15 representa la variación del amortiguamiento en función del nivel de deformación.

Figura 6.15 Curva típica de incremento del amortiguamiento con el nivel de deformación (Menq, 2003)

Como se puede observar, para deformaciones inferiores al umbral de deformación elástica (γ_t^e) la razón de amortiguamiento del material es la mínima. En el rango comprendido entre la deformación umbral elástica (γ_t^e) y la deformación umbral cíclica (γ_t^c), el amortiguamiento es función principalmente del nivel de deformación, y el efecto del número de ciclos de carga es nulo. Sin embargo, cuando la deformación excede el umbral cíclico (γ_t^c) (rango no lineal elastoplástico), el amortiguamiento es función del número de ciclos.

Los estudios realizados por Hardin y Drnevich (1972a, b), Seed e Idriss (1970), entre otros, han mostrado que los principales factores que afectan la razón de amortiguamiento de las arenas incluyen el nivel de deformación inducido, la presión de confinamiento a la que éstas son sometidas, el índice de poros y el número de ciclos de carga. No obstante, factores como las características del tamaño de grano, el grado de saturación, el coeficiente de presión lateral de tierras y el ángulo de fricción interna, ejercen un efecto mínimo sobre la capacidad de amortiguación del material.

En los siguientes apartados se hace una breve descripción de la influencia que tienen algunos factores en la razón de amortiguamiento de los suelos granulares.

6.2.1. Influencia de la amplitud de la deformación angular

Kuribayashi et al. (1975) estudiaron la influencia de la deformación de corte en la determinación de la razón de amortiguamiento histerético de materiales sin finos (arena de Toyoura). Pese a la gran dispersión de los resultados obtenidos, ellos concluyen que, en general, la razón de amortiguamiento se incrementa con el aumento de la amplitud de la deformación de corte y que las magnitudes medidas se asemejan a los valores reportados por Hardin (1965), para la arena de Ottawa. La Figura 6.16, ilustra los resultados en muestras secas y saturadas. Los autores señalan que la condición de saturación parece no afectar la respuesta del material.

Figura 6.16 Coeficiente de amortiguamiento histerético vs amplitud de deformación de corte, para la arena de Toyoura en condición seca y saturada (Kuribayashi et al., 1975)

6.2.2. Influencia de la presión de confinamiento

En términos generales, se cree que la razón de amortiguamiento disminuye con el incremento de la presión de confinamiento. En ese sentido, Hardin y Drnevich (1972 a) señalaron que la razón de amortiguamiento de los suelos arenosos disminuía con la media potencia de σ'_0 , independientemente del nivel de deformación. Los resultados experimentales de Kuribayashi et al. (1975) indican que la capacidad disipativa de las arenas normalizadas de Toyoura y Sengenyama, decrece con el incremento de la tensión principal media.

Por su parte, Laird (1994) usó una serie de especímenes de metal para determinar la razón de amortiguamiento generada por el equipo a diferentes frecuencias. Luego evaluó la razón de amortiguamiento de un suelo granular seco y corrigió dicha medida restándole el amortiguamiento generado por el equipo, para obtener finalmente la razón de amortiguamiento mínima. La Figura 6.17, refleja la reducción de la razón de amortiguamiento mínima, $D_{s,min}$, debida al incremento de la presión de confinamiento.

Figura 6.17 Variación de la razón de amortiguamiento con la presión de confinamiento (Laird, 1994)

6.2.3. Influencia del número de ciclos de carga

De acuerdo con Hardin y Drnevich (1972 a, b), la razón de amortiguamiento de los suelos granulares decrece aproximadamente con el logaritmo del número de ciclos de carga, hasta alrededor de 5.000 ciclos. Más allá de este número, parece haber un mecanismo de fatiga que hace que el amortiguamiento se incremente con el número de ciclos. Lo Presti et al. (1997) encontró que la razón de amortiguamiento era afectada por el número de ciclos de carga, incluso después de la aplicación de cientos de ciclos. La Figura 6.18, refleja algunos de los resultados de su trabajo de investigación.

Figura 6.18 Variación del módulo de corte y de la razón de amortiguamiento, en función del número de ciclos de carga, para la arena virgen de Quiou (Lo Presti et al., 1997)

6.2.4. Influencia del estado de tensiones iniciales

Soriano et al. (2011), mediante pruebas de corte simple cíclico, estudiaron la influencia, de las condiciones tensionales existentes (τ_o) previas a una sollicitación dinámica (τ_c), en el comportamiento dinámico de un medio granular saturado.

A partir de ensayos en los que se combinaron tensiones estáticas (τ_o) variables entre el 0% y el 15% de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}) y tensiones cíclicas (τ_c) variables entre el 5% y el 20% de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), obtuvieron las tendencias de variación del amortiguamiento.

La Figura 6.19, indican la significativa influencia que tiene la combinación de tensiones tangenciales estática y cíclicas ($\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$) en la variación del amortiguamiento, en función del número de ciclos.

Figura 6.19 Tendencias de variación del amortiguamiento en función del número de ciclos para diferentes combinaciones ($\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$)

6.2.5. Influencia del índice de poros

De acuerdo con Kuribayashi et al. (1975), quienes estudiaron las propiedades dinámicas de varios suelos arenosos mediante el ensayo de columna resonante, el cambio en el índice de poros no afecta la capacidad de amortiguamiento de las arenas normalizadas de Toyoura y Sengenyama.

Basados en ensayos de Columna Resonante y Corte Torsional con muestras de arena de Toyoura, Tatsuoka et al. (1978) anotaron que el efecto de la relación de vacíos sobre la razón de amortiguamiento de las arenas no es muy claro. Además, considerando el hecho de que Hardin y Drnevich (1972 a) no habían mostrado ninguna evidencia experimental del efecto de la relación de vacíos sobre la razón de amortiguamiento de arenas limpias, los autores concluyeron que el efecto de la relación de vacíos o densidad relativa podía considerarse despreciable.

6.2.6. Influencia de la granulometría

Wichtmann y Triantafyllidis (2009, 2013, 2014) evaluaron la influencia del coeficiente de uniformidad, C_u , y la distribución del tamaño de grano en la razón de amortiguamiento de un gran número de arenas limpias cuarzosas, con diferentes curvas de distribución de tamaño de grano. Las muestras fueron ensayadas en el equipo de Columna Resonante a diferentes presiones de confinamiento y densidades relativas. Ellos encontraron que tanto la razón de amortiguamiento como las amplitudes umbrales de deformación eran independiente de C_u y D_{50} .

6.3. Generación de presión intersticial

El trabajo pionero de Lee y Albaisa (1974), con arenas de diferentes procedencias, mostró que independientemente de la presión de confinamiento y la densidad relativa, los valores máximos de la presión intersticial generada durante la carga cíclica se ubicaban dentro de una banda estrecha cuando éstos se representan en un diagrama r_u vs. N/N_L , donde $r_u = u/\sigma'_o$, conocida como razón de presión de poros, y N/N_L es la relación entre el número de ciclos uniformes de carga aplicados (N) y el número de ciclos necesarios para causar la licuefacción en el suelo (N_L).

Alarcón-Guzmán et al. (1988) presentaron el concepto de colapso estructural para explicar el incremento repentino de la presión intersticial asociado con el inicio del comportamiento “strain softening” bajo carga cíclica o monótonica, Figuras 6.20 (a) y 6.20 (b).

Figura 6.20 A la izquierda, deformación de corte y presión intersticial vs tiempo. A la derecha, tensión de corte vs tensión efectiva de confinamiento (Alarcón-Guzmán et al., 1988)

Los investigadores anotaron que en el corte no drenado, el colapso de la estructura se debe a que la carga es transferida repentinamente desde el esqueleto de las arenas al agua, dando lugar a un fuerte incremento de la presión intersticial. En consecuencia, la resistencia al corte se reduce y la arena experimenta grandes deformaciones en un periodo de tiempo muy corto.

Los resultados del estudio mostraron que la tasa de acumulación de presión intersticial era más alta en el primer cuarto de ciclo y que a medida que progresaba la carga cíclica, la tasa de acumulación decrecía significativamente (este hecho se evidencia en el diagrama de recorrido de tensiones, Figura 6.20 (b), con la reducción del espaciamiento entre ciclos). Sin embargo, cuando el recorrido de tensiones cíclico alcanza el recorrido de tensiones monotónico, la tasa de acumulación de presión intersticial se incrementa de nuevo hasta provocar el colapso y en consecuencia se produce un fuerte incremento de la presión intersticial.

Uno de los estudios recientes relacionados con el efecto del contenido de finos en la generación de presión intersticial, es el trabajo de Hazirbaba y Rathje (2009), quienes realizaron ensayos de corte simple cíclico a deformación controlada, en arenas limpias y arenas limosas, para varios niveles de deformación. Hazirbaba y Rathje observaron un efecto positivo del contenido de finos (no plásticos), el cual se reflejó en la disminución del exceso de presión intersticial y en el incremento del umbral de deformación. De acuerdo con los resultados obtenidos en las arenas limosas, los autores concluyeron que la adición de finos conduce a un incremento del umbral de deformación, el cual se estableció en 0.03%. Mientras que en el caso de las arenas limpias, dicho umbral se estableció en 0.01%.

Soriano et al. (2011), mediante pruebas de corte simple cíclico, estudiaron la influencia, en el comportamiento dinámico de un medio granular saturado, de las condiciones tensionales existentes (τ_o) previas a una sollicitación dinámica (τ_c). A partir de ensayos en los que se combinaron tensiones estáticas (τ_o) variables entre el 0% y el 15% de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}) y tensiones cíclicas (τ_c) variables entre el 5% y el 20% de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), obtuvieron las tendencias de variación de las presiones intersticiales. Los autores a partir de la Figura 6.21, indican la significativa influencia que tiene la combinación de tensiones tangenciales estática y cíclicas ($\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$) en la variación de las presiones intersticiales, en función del número de ciclos.

Figura 6.21 Tendencias de variación de las presiones intersticiales en función del número de ciclos para diferentes combinaciones ($\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$)

Konstadinou y Georgiannou (2013) estudiaron el comportamiento cíclico, en términos de generación de exceso de presión intersticial, resistencia a la licuefacción y propiedades dinámicas, de la arena suelta de Ottawa, bajo carga torsional no drenada en el aparato Hollow Cylinder. Los autores señalaron que el comportamiento del material podía ser interpretado en términos de la línea de inestabilidad, la cual se puede definir mediante ensayos monotónicos. De esta forma, cuando el recorrido de tensiones cíclicas alcanza la línea de inestabilidad, la tasa de exceso de presión intersticial y la acumulación de deformación, se aceleran repentinamente y ocurre el reblandecimiento de la arena.

Como se ha visto anteriormente, el mecanismo principal que conduce a la licuefacción de los suelos bajo condiciones de carga sísmica, es la generación del exceso de presión intersticial. No obstante, aunque no se produzca por completo la licuefacción del suelo, la generación de presión intersticial ejerce un significativo efecto sobre la resistencia, la estabilidad y el asiento de un depósito de suelo.

6.4. Resistencia de las arenas bajo carga cíclica

El comportamiento resistente de los suelos se estudia en términos de suelos no cohesivos de grano grueso (suelos granulares) y suelos cohesivos de grano fino, bajo condiciones drenadas y no drenadas. En lo que respecta a los suelos granulares, su tendencia a densificar en estado seco bajo la acción de cargas tanto estáticas como dinámicas, es bien conocida. Sin embargo, cuando los suelos granulares están saturados, se considera que la aplicación de cargas rápidas (p.ej. acción sísmica) ocurre bajo condiciones no drenadas y por tanto, la tendencia a densificar del material causa un incremento en el exceso de presión intersticial que, éste a su vez, provoca la reducción de las tensiones efectivas. De acuerdo con el principio de las tensiones efectivas, la resistencia del suelo se reduce proporcionalmente al incremento de la presión intersticial, pero en el caso más extremo la tensión efectiva puede llegar a ser nula, dando lugar al fenómeno conocido como “licuefacción”.

Cuando la licuefacción ocurre, el suelo se ablanda permitiendo el desarrollo de grandes deformaciones cíclicas. En el caso de materiales sueltos, además del ablandamiento cíclico se produce una pérdida de resistencia que puede conducir a grandes deformaciones o incluso a la falla de flujo bajo tensiones de corte moderadas a altas. En cambio, en los suelos de densidad moderada y densa, la licuefacción conduce a un ablandamiento transitorio y al incremento de las deformaciones de corte cíclicas. No obstante, la tendencia a dilatar durante el corte, inhibe una mayor pérdida de resistencia y el desarrollo de grandes deformaciones.

La resistencia cíclica o resistencia a la licuefacción de un elemento de suelo depende de que tan cerca se ubique el estado inicial del suelo respecto al estado de rotura y de la naturaleza de la carga requerida para moverlo de su estado inicial al estado de rotura. Durante años, la resistencia a la licuefacción fue caracterizada mediante tensiones cíclicas determinadas en pruebas de

laboratorio. Sin embargo, trabajos posteriores mostraron que además de la densidad relativa y el estado de tensiones, existen otros factores que son función del ambiente sedimentario e histórico del depósito de suelo, los cuales tienden a afectar el comportamiento del suelo principalmente a bajos niveles de deformación, asociados con el inicio de la licuefacción.

En los siguientes apartados se hace una breve descripción de la influencia que tienen algunos factores en la resistencia cíclica de los suelos granulares.

6.4.1. Influencia de una tensión de corte inicial estática

El comportamiento de los elementos de suelo dentro de un terreno en pendiente, compuesto por arenas saturadas, es diferente del que presentaría un terreno nivelado bajo carga cíclica. Esto se debe a que los elementos de suelo están sometidos a una tensión de corte inicial sobre el plano horizontal o sobre una superficie de falla asumida. Durante la sacudida, dichos elementos se someten a tensiones de corte adicionales, debidas a la propagación vertical de las ondas de corte, generándose una superposición de tensiones de corte estáticas y cíclicas, la cual puede desencadenar efectos como la licuefacción o el desarrollo de deformaciones extremadamente grandes (Chiari et al., 2012).

El efecto del corte estático en el comportamiento triaxial cíclico no drenado de las arenas, ha sido estudiado por numerosos autores. Lee y Seed (1967) y Seed (1968), encontraron que entre más grande fuera la relación entre la tensión de corte inicial y la presión de confinamiento actuando sobre un plano horizontal, más grande sería la tensión de corte cíclico para alcanzar la licuefacción en un número dado de ciclos. Vaid y Chern (1983) encontraron que la resistencia cíclica puede incrementar o disminuir debido a la presencia de tensiones de corte estáticas y que además, depende de la densidad del espécimen, la magnitud de la tensión de corte y de la definición de la resistencia a la licuefacción.

Mohamad y Dobry (1986) estudiaron el efecto de las tensiones de corte estáticas iniciales (τ_s) en la resistencia triaxial cíclica no drenada de muestras consolidadas anisotrópicamente, mediante pruebas a tensión controlada. Ellos encontraron que la influencia de (τ_s) dependía del tipo de comportamiento del espécimen, es decir, si era contractivo, dilatante o parcialmente contractivo.

En el caso de los especímenes contractivos, la resistencia cíclica (τ_{cy}) se incrementaba con el incremento de (τ_s) si se producía inversión de tensiones (la tensión radial se convierte en la tensión principal mayor y el espécimen entra en extensión durante parte del ciclo) y si la tensión de corte pico (τ_p) era más pequeña que la resistencia al corte residual (S_{us}) Figura 6.22 (a). Sin embargo, si $\tau_p > S_{us}$, la resistencia cíclica podía incrementar o disminuir con el incremento de τ_s , Figura 6.22 (b).

Finalmente, en el caso de no inversión de tensiones, la resistencia cíclica siempre disminuía con el incremento de (τ_s) Figura 6.23.

Figura 6.22 Recorridos de tensiones efectivas de pruebas triaxiales cíclicas sobre especímenes contractivos: a) caso de inversión de tensiones de corte con $\tau_p = \tau_s + \tau_{cy} < S_{us}$; b) caso de inversión de tensiones con $\tau_p = \tau_s + \tau_{cy} > S_{us}$ (Mohamad y Dobry, 1986)

Figura 6.23 Recorrido de tensiones efectivas de pruebas triaxiales cíclicas sobre especímenes contractivos; caso de no inversión de tensiones con $\tau_p = \tau_s + \tau_{cy} > S_{us}$ (Mohamad y Dobry, 1986)

En los especímenes dilatantes, encontraron que la resistencia cíclica se incrementaba con el incremento de τ_s . Y en el caso de las muestras parcialmente contractivas, observaron que su comportamiento obedecía al de las arenas contractivas para deformaciones acumuladas pequeñas, mientras que para grandes deformaciones, se comportaban como una arena dilatante. En términos generales, el estudio reveló la estrecha relación que existe entre el comportamiento monotónico y el cíclico, ya que la respuesta tensión - deformación monotónica, controla en gran parte el efecto de las tensiones de corte iniciales sobre la resistencia a la licuefacción.

Soriano et al. (2011) llevaron a cabo un amplio programa experimental que incluye 30 ensayos de corte simple monotónico y 26 ensayos de corte simple cíclico, para diferentes combinaciones de tensiones de corte estático y cíclico. El objeto principal del estudio consistió en reportar la influencia de una tensión de corte estática, en el comportamiento de las arenas saturadas del puerto de Barcelona bajo una carga de corte cíclica no drenada. De acuerdo con los resultados, los autores señalan que el valor de la tensión de corte inicial afecta significativamente el tipo de rotura que se produce durante el ensayo. La Figura 6.24 ilustra los diferentes tipos de rotura, en función de la combinación de tensiones tangenciales estática y cíclicas ($\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_o/\sigma'_{ov}$).

Figura 6.24 Diferentes tipos de rotura dependiente de la combinación de tensiones tangenciales estática y cíclicas ($\tau_o/\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$)

Yang y Sze (2011a) llevaron a cabo un estudio en el que se evaluó la interdependencia de los principales factores que afectan la licuefacción, como lo son: la densidad relativa, la presión de confinamiento y el corte estático. Los autores concluyeron que bajo condiciones de carga triaxial cíclica no drenada, la arena puede presentar tres tipos de falla a saber: 1) falla tipo flujo, desarrollada en muestras sueltas independientemente de la presencia de una tensión de corte inicial; 2) movilidad cíclica, exhibida por muestras de densidad media; 3) deformaciones plásticas acumuladas, observada en los casos en que no se produce inversión de tensiones.

En un intento por comprender el rol que jugaba el corte estático en el comportamiento a grandes deformaciones ($> 50\%$) de las arenas sueltas de Toyoura, en condición saturada, Chiaro et al. (2012) realizaron ensayos de corte torsional no drenado, sobre muestras sometidas a diferentes patrones de carga cíclica, Figura 6.25, variando el nivel de la tensión de corte estática y la amplitud de la tensión de corte cíclica. Tras comparar el comportamiento monotónico no drenado respecto al cíclico, los autores detectaron dos tipos de rotura: licuefacción y deformaciones residuales. Ellos observaron que la presencia de una tensión de corte inicial (τ_s) no siempre conducía a un incremento en la resistencia a la licuefacción o en la acumulación de deformación, puesto que éstas podían incrementar o disminuir con el incremento de (τ_s) dependiendo del patrón de carga, Figura 6.25, y de tipo de rotura. En las Figuras 6.26, 6.27 y 6.28 se incluyen los resultados típicos obtenidos en el estudio.

Figura 6.25. Esquema de los patrones de carga torsional cíclica: a) inversión de tensiones; b) condición intermedia; c) no inversión (Chiaro et al., 2012).

La Figura 6.26 muestra el comportamiento típico de las muestras que fallaron por licuefacción cíclica, bajo la condición de inversión de tensiones. Como se puede observar, tras someter el material a varias decenas de ciclos, las tensiones efectivas disminuyen progresivamente, como resultado de la generación del exceso de presión intersticial, hasta alcanzar finalmente el estado de licuefacción total (tensiones efectivas nulas).

Figura 6.26 Comportamiento típico de licuefacción cíclica (Chiaro, G. et al. 2012)

El comportamiento típico de las muestras que fallaron por licuefacción de flujo rápido, bajo la condición de inversión de tensiones e intermedia, se muestra en la Figura 6.27. Para estas condiciones, los investigadores concluyeron que generalmente la licuefacción se presentaba en la mitad del primer cuarto de ciclo y que además se producía un rápido desarrollo de resistencia residual.

Figura 6.27 Comportamiento típico de licuefacción de flujo rápida (Chiaro et al., 2012)

Finalmente, la rotura por deformación residual se presentó en las muestras sometidas a la condición de no inversión de tensiones, Figura 6.28. En este caso, los autores observaron que el material experimentaba grandes deformaciones durante la carga cíclica y que la licuefacción no se presentaba incluso tras aplicar cientos de ciclos.

Chiaro et al. señalaron que sus resultados se encontraban en concordancia con lo reportado por Hyodo et al. (1991), quienes observaron en arenas sueltas, que para las condiciones de inversión de tensiones e intermedia, la falla podría ser asociada a la licuefacción, mientras que en el caso de no inversión, la deformación residual conducía la muestra a la falla, a pesar de que la licuefacción no había ocurrido.

Figura 6.28 Comportamiento típico de falla por deformación residual (Chiaro et al., 2012)

6.4.2. Influencia del tipo de consolidación

A fin de evaluar la influencia del tipo de consolidación en la respuesta no drenada de la arena de Ottawa, Georgiannou y Konstadinou (2014a) realizaron ensayos de carga torsional cíclica en el aparato "hollow cylinder", para varias densidades relativas (D_r). De acuerdo con los resultados obtenidos, ellos observaron que la resistencia cíclica de la arena era fuertemente afectada por la consolidación anisótropa. En estado seco y bajo consolidación anisótropa, la resistencia cíclica resultaba ser menos de la mitad que la obtenida bajo consolidación isotrópica; no obstante, esta tendencia se invertía en estado denso. Por otra parte, señalaron que la resistencia cíclica se incrementa con la (D_r) independientemente del patrón de consolidación. En todos los estados de densidad, las muestras consolidadas anisótricamente desarrollan un exceso de presión intersticial final, inferior al 40% de la tensión efectiva inicial y llegaron a la rotura, más bien, debido a la deformación y no a la acumulación de presión intersticial. Por el contrario, las muestras consolidadas isotrópicamente alcanzaron razones de presión intersticial superiores al 70%.

En otro estudio desarrollado por los mismos autores (Georgiannou y Konstadinou 2014b) sobre dos tipos de arenas consolidadas isotrópica y anisótricamente, se compara la respuesta al corte torsional no drenado de ambos materiales. Los autores indican que la consolidación anisótropa parece no alterar el ángulo movilizado de resistencia al corte en la rotura y la fase de transformación durante

la carga torsional. Sin embargo, la consolidación anisótropa afecta significativamente la respuesta de las dos arenas; en el caso de las arenas sueltas consolidadas anisótricamente, éstas exhibieron deformación de flujo, mientras que bajo consolidación isotropa, presentaron una limitada deformación de flujo. Además, en ambas arenas se observó una dependencia del nivel de tensiones, la cual se evidencia en el recorrido de tensiones y las curvas tensión – deformación.

6.4.3. Influencia del método de preparación de las muestras

Mulilis et al. (1977) realizaron una serie de ensayos triaxiales cíclicos a tensión controlada y encontraron que los especímenes de arena preparados por apisonamiento húmedo mostraron una resistencia a la licuefacción mucho más grande que la exhibida por las muestras preparadas con el método “air pluviation”.

Ghionna y Porcino (2006) llevaron a cabo un estudio experimental del comportamiento cíclico no drenado de un depósito natural de arena gruesa y grava, a través de ensayos triaxiales cíclicos no drenados sobre muestras inalteradas, obtenidas por la técnica de congelación del terreno, y muestras reconstituidas, bajo consolidación isotropa y anisótropa. Las muestras fueron ensayadas bajo las mismas condiciones de densidad relativa y tensiones de sobrecarga efectiva que el material tenía “*in situ*”. A fin de reproducir las fábricas iniciales, los especímenes fueron reconstituidos mediante dos métodos de preparación: “air pluviation” (AP) y “water sedimentation” (WS).

Basadas en la evidencia experimental, Ghionna y Porcino señalaron que el método WS es capaz de reproducir más propiamente la fábrica del depósito natural. Además, las autoras observaron que los resultados de resistencia a la licuefacción obtenidos de los ensayos preparados con el método WS se aproximaban mucho más a los exhibidos por las muestras inalteradas, bajo ambas condiciones de consolidación.

Sze y Yang (2014) llevaron a cabo una extensa investigación experimental (120 ensayos triaxiales cíclicos) a fin de evaluar el efecto del método de preparación de las muestras en el comportamiento cíclico de arenas saturadas, en términos de: patrón de deformación, generación de presión intersticial, relación $\sigma - \varepsilon$ y resistencia al corte cíclica. Los métodos de preparación usados, fueron el apisonamiento húmedo y la deposición en seco. En términos generales, los autores señalan que dependiendo de las condiciones iniciales de densidad relativa, presión efectiva de confinamiento y grado de inversión de tensiones, un cambio en el método de reconstitución o fábrica del suelo puede tener un efecto significativo o pequeño, en la naturaleza de la respuesta del suelo. Sze y Yang encontraron que la fábrica resultante del método de deposición en seco conducía a un único modo de rotura diferente de los obtenidos con el método de apisonamiento húmedo. Ellos describieron que ese modo de rotura era de naturaleza híbrida y se caracterizaba por una respuesta contractiva en la forma de flujo limitado, seguido por endurecimiento por deformación cíclica en la forma de movilidad cíclica o acumulación de deformaciones plásticas, en el comportamiento

dinámico de un medio granular saturado Figura 6.29. Así mismo, anotaron que el criterio de rotura convencional basado en un cierto nivel de deformación o presión intersticial parecía no representar apropiadamente el mecanismo de falla implicado y podría conducir a una sobrestimación considerable de la resistencia a la licuefacción.

El termino flujo limitado, o deformación de flujo según Hyodo et al. (1994), es un modo de rotura cuyo mecanismo se ha encontrado similar a la rotura tipo flujo, pero la muestra no desarrolla deformaciones excesivas que conduzcan a una pérdida de resistencia total. Este tipo de rotura se observa en los especímenes que han sido sometidos a una consolidación anisótropa y preparados mediante los métodos de “air pluviation” y “dry deposition”.

Figura 6.29 Patrones de deformación y mecanismos de rotura. A la izquierda, flujo limitado seguido por movilidad cíclica; a la derecha, flujo limitado seguido por acumulación de deformación (Sze y Yang, 2014)

6.4.4. Influencia del contenido de finos

El efecto del contenido de finos plásticos y no plásticos en la resistencia cíclica y estática de las arenas, ha sido objeto de estudio para los investigadores durante muchas décadas, sin embargo dichos estudios no han llegado a ningún consenso.

Liu y Mitchell (2006) analizaron el efecto de los finos sobre la resistencia a la licuefacción de arenas limosas y sobre la velocidad de las ondas de corte, debido a la gran cantidad de falsos positivos (sitio categorizado como no licuable cuando en realidad si lo es y viceversa) observados en la base de datos empleada en el procedimiento simplificado para la evaluación del potencial de licuefacción, basado en la velocidad de las ondas de corte. Ellos señalan que las dos posibles causas de los falsos positivos son: la presencia de una capa superficial gruesa de suelo no licuable y el efecto de los finos en la resistencia al corte cíclica. Los autores sugieren que las curvas actualmente empleadas de la velocidad de las ondas de corte vs. potencial de licuefacción, pueden ser excesivamente conservadoras cuando se aplican a arenas que contienen finos no plásticos.

Huang y Chuang (2007) estudiaron el efecto de los finos en la resistencia cíclica y estática de muestras inalteradas (recuperadas con un muestreador Laval) y muestras reconstituidas en laboratorio, con un contenido de finos variable entre 18 y 89%, mediante ensayos monotónicos y triaxiales cíclicos, con medición de la velocidad de las ondas de corte. El estudio confirmó que los finos tienden a debilitar los especímenes de suelo y que en las muestras reconstituidas, el efecto

de los finos puede ser exagerado según el tipo de prueba que se realice. De igual manera, Bahadori et al. (2008) señalan que la adición de diferentes cantidades de limo no plástico a la arena, causa una respuesta dramática de ablandamiento, incluso a elevadas densidades, y que las arenas limosas presentan una tendencia elevada a fluir comparada con una arena pura.

Dash et al. (2010) realizaron ensayos triaxiales monotónicos y cíclicos, a fin de evaluar la influencia de finos no plásticos en la respuesta de una arena limosa bajo carga cíclica. En vez de observar el efecto directo del contenido de finos en la respuesta cíclica de las mezclas arena-finos, los autores proponen un enfoque novedoso para analizar los datos de ensayos cíclicos, que consiste en la normalización de dichos datos respecto al parámetro de estado. La diferencia con otros trabajos similares es que la línea de referencia para la normalización, debe tener en cuenta el contenido de finos. Ellos concluyen que el estado juega un papel muy importante en la definición de la razón de resistencia cíclica y la generación de presión intersticial durante la carga cíclica.

Basados en una serie de resultados de ensayos triaxiales cíclicos y estáticos, sobre muestras reconstituidas de arena que contenían diferentes porcentajes de finos (0, 15, y 30%), Huang y Chuang (2011) demostraron la efectividad de correlacionar la resistencia cíclica y el contenido de finos, a través del parámetro de estado de la arena (el parámetro de estado considera el efecto combinado de la densidad y el estado de tensiones).

7. PROGRAMA EXPERIMENTAL

A fin de estudiar el comportamiento geotécnico, tanto en condiciones estáticas como dinámicas, de tres tipos de materiales procedentes de los depósitos de estériles de las minas de RIOTINTO (Huelva – España), se programó la ejecución de una serie de ensayos de identificación y clasificación, además de un conjunto de pruebas especializadas que incluyen compresión triaxial CU, corte simple cíclico, columna resonante, triaxial cíclico y permeabilidad en célula triaxial. En campo, los materiales objeto de estudio se conocen bajo los nombres: Arena Cerro Salomón (ACS), Lodos de alta densidad (LAD) y Lamas Cobre (LC).

Este apartado está dedicado a la descripción de los materiales, al programa experimental de cada tipo de prueba y sus condiciones generales, a la descripción del equipamiento utilizado y finalmente, al proceso de fabricación de las muestras y su montaje en los diferentes equipos.

7.1. Descripción de los materiales

Los materiales utilizados durante la fase experimental de esta investigación, fueron extraídos, mediante la exploración superficial, de los depósitos de estériles de las minas de Riotinto, las cuales se ubican, aproximadamente, a 74 kilómetros de la ciudad de Huelva (España), Figura 7.1. Los materiales fueron suministrados por EPTISA Servicios de Ingeniería.

Figura 7.1 Ubicación geográfica de las minas de Riotinto en la zona centro oriental de la provincia de Huelva

En las zonas destinadas al vertido de los residuos sobrantes de la explotación de las minas de Riotinto, los materiales ACS, LAD, y LC han sido depositados mediante ciclonado, como se indica en la Figura 7.2.

Figura 7.2 Ubicación de las zonas donde han sido depositados los residuos provenientes de las minas de Riotinto y perfil tipo de colocación en las presas

De acuerdo con la identificación visual de las muestras representativas de los materiales ACS, LAD y LC, éstos se pueden describir como:

- Arena limosa gris de grano fino, en el caso de las ACS, Figura 7.3.
- Arena limosa gris verdoso de grano fino, en el caso de los LAD, Figura 7.4.
- Arcilla limosa habana, en el caso de las Lamas Cobre, Figura 7.5.

Figura 7.3 Detalle del sitio donde se tomó la muestra de la arena Cerro Salomón

Figura 7.4 Lodos de alta densidad provenientes de las escombreras de las minas de Riotinto

Figura 7.5 A la izquierda, panorámica de la zona donde están depositadas las Lamas Cobre. A la derecha, detalle del sitio donde se tomó la muestra.

Inmediatamente después a la recepción de las muestras, éstas fueron sometidas a un proceso de homogeneización y posterior conservación en la cámara húmeda. En las Figuras 7.6 y 7.7 se puede ver el aspecto de los materiales en su estado natural y una vez homogeneizados.

Figura 7.6 Aspecto de las muestras en estado natural. A la izquierda, ACS y a la derecha, LC

Figura 7.7 Aspecto de los LAD. A la izquierda, en estado natural y, a la derecha, después de homogeneizados

7.2. Ensayos realizados

El programa experimental de esta tesis, incluye la ejecución de una serie de ensayos convencionales de laboratorio y pruebas especializadas. Las pruebas realizadas se relacionan a continuación:

- Identificación y clasificación,
- Difracción de rayos “X” y fluorescencia de rayos “X”
- Compresión triaxial CU,
- Corte simple cíclico,
- Columna resonante,
- Triaxial cíclico y
- Permeabilidad en célula triaxial.

El número de pruebas realizadas se incluye en la Tabla 7-1.

Tabla 7-1 Ensayos de laboratorio realizados

Descripción	No. de Pruebas
Granulometría	2
Humedad natural	3
Límites de consistencia (LC)	1
Porcentaje de partículas < 80 μ	3
Gravedad específica	3
Difracción de rayos "X"	3
Fluorescencia de rayos "X"	3
Triaxiales CU	12
Corte simple cíclico	27
Triaxial cíclico	29
Frecuencia de resonancia y amortiguamiento Dhpm	108
Amortiguamiento Dfvd	108
Permeabilidad en célula triaxial	48

7.2.1. Ensayos de identificación y clasificación

A fin de identificar los materiales ACS, LAD y LC, desde un punto de vista geotécnico, se realizaron los siguientes ensayos:

- Humedad natural mediante secado en estufa (+/- 1500 gr), de acuerdo con la norma UNE 103300:1993.
- Análisis granulométrico por tamizado o determinación del porcentaje de finos que pasa la malla de 80 μ (+/- 1500 gr), de acuerdo con la norma UNE 103101:1995.
- Peso específico de las partículas (+/- 75 gr), de acuerdo a la norma ASTM D 854.
- Límites de consistencia de acuerdo con las normas UNE 103103:1994 y 103104:1993.

Cabe anotar que los materiales investigados contienen elementos químicos tóxicos y nocivos para la salud; un ejemplo de ello es el Arsénico, que es fácilmente identificable por el fuerte olor a ácido que expelle durante el proceso de secado en estufa y, además, es el responsable de la coloración que toma el agua y los elementos que entran en contacto con el material.

No se realizaron análisis granulométricos por sedimentación debido a que estos materiales, al ser agitados en presencia del agua generan abundante espuma, lo cual impide la ejecución de la prueba.

A fin de complementar la identificación y clasificación de los residuos mineros investigados, con la colaboración del CEDEX, se realizó un análisis cualitativo por difracción de rayos “X” y la determinación cuantitativa del contenido de óxidos y elementos mayoritarios mediante fluorescencia de rayos “X” (WD-XRF).

7.2.2. Pruebas Triaxiales CU

A fin de estudiar el comportamiento tensión – deformación y determinar los parámetros de resistencia al corte de los materiales ACS, LAD y LC, en condiciones estáticas, se proyectó la ejecución de pruebas triaxiales CU con medición de la presión intersticial, para diferentes condiciones de presión efectiva de consolidación. Las dimensiones de las probetas fueron $H = 102,8$ mm y $D = 49,7$ mm para las ACS y los LAD, y $H = 109,9$ mm y $D = 49,6$ mm en el caso de las LC.

En la Tabla 7-2 se incluyen las condiciones generales de las pruebas triaxiales CU, en la que γ_d es la densidad seca, P_c la presión de cola y σ'_c la presión efectiva de consolidación.

Tabla 7-2 Condiciones generales de las pruebas triaxiales CU

Material	γ_d (gr/cm ³)	P_c (kPa)	σ'_c (kPa)
ACS	1.60	400	50, 100, 200 y 300
LAD	1.65	400	50, 100, 200 y 300
LC	1.65	400	50, 100, 200 y 300

7.2.3. Corte simple cíclico

A fin de conocer el comportamiento dinámico de los materiales ACS, LAD y LC, en términos de desarrollo de presiones intersticiales (u), módulo de rigidez al cortante (G), razón de amortiguamiento (D) y desarrollo de deformaciones tangenciales cíclicas (γ_c) y permanentes (γ_p), se proyectó la ejecución de 27 pruebas de corte simple cíclico, a tensión controlada y en condiciones no drenadas, para diferentes condiciones de presión efectiva de consolidación vertical (σ'_{ov}) y tensión tangencial cíclica (τ_c). Para facilitar la interpretación de los resultados, la magnitud de la tensión tangencial cíclica se aplicó como un porcentaje de la presión efectiva de consolidación ($\pm \tau_c/\sigma'_{ov}$).

En todos los casos, las dimensiones de las probetas fueron 19 mm de altura (H) y 70 mm de diámetro (D), el período (T) fue igual a 0.5 sg y el tipo de onda sinusoidal.

Como se puede observar en la Tabla 7-3, en el caso del material LC, la relación de tensión cíclica (τ_c/σ'_{ov}) se incrementó respecto a la de los materiales ACS y LAD, debido a que con una densidad seca igual a 1.65 gr/cm³ su consistencia es dura y por tanto, valores de τ_c iguales a 5, 10 y 15% de σ'_{ov} , dan origen a

solicitaciones relativamente poco severas y a deformaciones tangenciales (γ) muy pequeñas.

A fin de proteger la integridad del equipo, se establecieron cuatro condiciones independientes de finalización del ensayo: 1) cuando la relación $u/\sigma'_{ov} \geq 95\%$, 2) cuando $\gamma_c \geq 14\%$, 3) cuando $\gamma_p \geq 14\%$ y 4) cuando el número de ciclos (N) = 1300. En la Tabla 7-3 se incluyen las condiciones generales de las pruebas de corte simple cíclico, en la que γ_d es la densidad seca, σ'_{ov} la presión efectiva de consolidación y τ_c la tensión cíclica.

Tabla 7-3 Condiciones generales de las pruebas de corte simple cíclico

Material	γ_d (gr/cm ³)	σ'_{ov} (kPa)	τ_c/σ'_{ov} (%)	τ_c (kPa)
ACS	1.60	50	5	2.5
		50	10	5.0
		50	15	7.5
		100	5	5
		100	10	10
		100	15	15
		150	5	7.5
		150	10	15
		150	15	22.5
LAD	1.65	50	5	2.5
		50	10	5.0
		50	15	7.5
		100	5	5
		100	10	10
		100	15	15
		150	5	7.5
		150	10	15
		150	15	22.5
LC	1.65	50	10	5
		50	20	10
		50	30	15
		100	10	10
		100	20	20
		100	30	30
		150	10	15
		150	20	30
		150	30	45

A partir del esquema de la Figura 7.8, se definen un conjunto de términos que requieren claridad a la hora de abordar el cálculo de las pruebas de laboratorio. Estos términos son: módulo de rigidez (G), razón de amortiguamiento (D), deformación cíclica (γ_c) y deformación permanente (γ_p).

- G , módulo de rigidez al cortante. Evaluado como la pendiente de la línea DA.

- [illegible]

- τ_c , tensión tangencial cíclica.
- σ'_{ov} , presión efectiva de consolidación.
- σ_v , presión vertical durante la ejecución de los ensayos.

Las presiones intersticiales se evaluaron mediante la equivalencia que existe entre el incremento o el decremento de la tensión vertical $\Delta\sigma_v$ necesario para mantener la altura de probeta constante durante la fase cíclica; esto quiere decir que son ensayos a volumen constante.

116

En la Tabla 7-4 se incluyen las condiciones generales de las pruebas triaxiales cíclicas, en la que γ_d es la densidad seca, P_c la presión de cola, σ'_c la presión efectiva de consolidación y σ_{cv} la tensión cíclica axial.

Tabla 7-4 Condiciones generales de las pruebas triaxiales cíclicas

Material	γ_d (gr/cm ³)	σ_c (kPa)	P_c (kPa)	σ'_c (kPa)	σ_{cv}/σ'_c (%)	σ_{cv} (kPa)
ACS	1.60	450	400	50	5	2.5
		450	400	50	10	5.0
		450	400	50	15	7.5
		500	400	100	5	5
		500	400	100	10	10
		500	400	100	15	15
		550	400	150	5	7.5
		550	400	150	10	15
		550	400	150	15	22.5
LAD	1.65	450	400	50	5	2.5
		450	400	50	10	5.0
		450	400	50	15	7.5
		500	400	100	5	5
		500	400	100	10	10
		500	400	100	15	15
		550	400	150	5	7.5
		550	400	150	10	15
		550	400	150	15	22.5
LC	1.65	450	400	50	10	5
		450	400	50	20	10
		450	400	50	30	15
		500	400	100	10	10
		500	400	100	20	20
		500	400	100	30	30
		550	400	150	10	15
		550	400	150	20	30
		550	400	150	30	45

Las dimensiones de las probetas fueron 100.8 mm de altura y 49,7 mm de diámetro, para las ACS y LAD y, 109,9 mm de altura y 49,6 mm diámetro, en el caso de las LC. El período fue igual 0.5 sg y el tipo de onda sinusoidal.

Como se puede observar en la Tabla 7-4, en el caso del material LC, la tensión axial cíclica se incrementó respecto a la de los materiales ACS y LAD, debido a que con una densidad seca igual a 1.65 gr/cm³ su consistencia es dura y por tanto, valores de σ_{cv} iguales a 5, 10 y 15% de σ'_c , dan origen a sollicitaciones relativamente poco severas y a deformaciones axiales (ϵ) muy pequeñas.

A fin de proteger la integridad del equipo, se establecieron cuatro condiciones independientes de finalización del ensayo: 1) cuando la relación $u/\sigma'_c \geq 95\%$, 2) cuando $\epsilon_c \geq 14\%$, 3) cuando $\epsilon_p \geq 14\%$ y 4) cuando el número de ciclos (N) = 1300.

7.2.5. Columna resonante y vibración libre

Con las muestras de los materiales ACS, LAD y LC, se realizaron dos tipos de ensayo: el ensayo de columna resonante por barrido continuo y la prueba de vibración libre. Con el primer tipo de prueba se determinó la frecuencia de resonancia (F_r), el módulo de rigidez al cortante (G) y la razón de amortiguamiento, esta última, evaluada por el “Half-Power Method” (D_{hpm}). Con el segundo tipo de prueba, se encontró la razón de amortiguamiento por el “Free-Vibration Decay Method” (D_{fvd}). Las condiciones generales con las que se realizaron las pruebas de columna resonante se incluyen en la Tabla 7-5.

Tabla 7-5 Condiciones generales de las pruebas de columna resonante

Material	γ_d (gr/cm ³)	σ_c (kPa)	P_c (kPa)	σ'_c (kPa)	Excitación torsional (Vóltios - V)
ACS	1.60	450	400	50	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		500	400	100	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		550	400	150	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		600	400	200	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		650	400	250	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		700	400	300	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
LAD	1.65	450	400	50	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		500	400	100	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		550	400	150	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		600	400	200	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		650	400	250	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		700	400	300	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
LC	1.65	450	400	50	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		500	400	100	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		550	400	150	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		600	400	200	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		650	400	250	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8
		700	400	300	0.025 - 0.05 - 0.1 - 0.2 - 0.4 y 0.8

Como se puede observar en la Tabla 7-5, dada una densidad seca predefinida, se programó la ejecución de las pruebas variando la amplitud de la señal de estimulación desde 0.025 Voltios hasta 0.8 Voltios, para cada uno de los estados de confinamiento indicados. En total, el número de pruebas de columna resonante fue igual a 108.

Las presiones “efectivas” de consolidación se establecieron dentro de un rango variable entre 50 kPa y máximo 300 kPa, debido a que la capacidad máxima estable del compresor utilizado es de 750 kPa. La presión de cola aplicada en todas las pruebas fue igual a 400 kPa.

Las condiciones generales de las pruebas de vibración libre, mediante las cuales se determinó la razón de amortiguamiento D_{fvd} , se indican en la Tabla 7-6.

Tabla 7-6 Condiciones generales de las pruebas de vibración libre

σ_c (kPa)	P_c (kPa)	σ'_c (kPa)	Fr (Hz) – ACS	Fr (Hz) - LC	Fr (Hz) - LAD
450	400	50	50	55	87
450	400	50	50	53	84
450	400	50	47	49	81
450	400	50	43	45	78
450	400	50	38	39	69
450	400	50	28	30	57
500	400	100	65	67	91
500	400	100	61	66	91
500	400	100	59	64	88
500	400	100	53	60	84
500	400	100	48	54	77
500	400	100	42	47	68
550	400	150	72	83	100
550	400	150	70	81	98
550	400	150	67	80	97
550	400	150	64	76	92
550	400	150	59	70	86
550	400	150	52	61	78
600	400	200	77	92	108
600	400	200	77	90	106
600	400	200	75	88	105
600	400	200	72	86	100
600	400	200	67	81	94
600	400	200	62	74	86
650	400	250	84	100	113
650	400	250	82	97	112
650	400	250	81	95	110
650	400	250	78	93	106
650	400	250	75	88	100
650	400	250	69	81	92
700	400	300	68	108	118
700	400	300	90	107	117
700	400	300	88	104	116
700	400	300	86	102	112
700	400	300	82	97	106
700	400	300	76	90	98

Las frecuencias (Fr) incluidas en la Tabla 7.6 fueron obtenidas mediante las pruebas de resonancia. En total, el número de determinaciones de vibración libre fue igual a 108.

Las dimensiones de los especímenes en este tipo de pruebas fueron $H = 100.8$ mm y $D = 49.7$ mm para los materiales ACS y LAD, y para el material LC, $H = 101$ mm y $D = 49.6$ mm.

7.2.6. Permeabilidad en célula triaxial

Con las muestras de los materiales ACS, LAD y LC se programó la ejecución de pruebas de permeabilidad a carga constante para diferentes condiciones de presión efectiva de consolidación (σ'_c) y gradiente hidráulico (i). El gradiente i, necesario para producir el flujo ascendente entre la base y el extremo superior del espécimen, se consigue al generar una diferencia de presión de cola ΔP_c . Esta diferencia se obtiene al incrementar la presión de cola aplicada por el drenaje inferior (P_{cab}) mientras que la presión de cola aplicada por el drenaje superior (P_{car}) se mantiene igual a la de la fase de consolidación.

Las presiones efectivas de consolidación (σ'_c) fueron iguales a 50, 100, 200 y 300 kPa y la presión de cola (P_c) igual a 400 kPa en todos los casos. Los valores de las diferencias de presiones de cola (ΔP_c) aplicadas fueron iguales al 10, 15, 20 y 25% de cada una de las presiones efectivas de consolidación, consiguiendo con las diferentes combinaciones, gradientes hidráulicos dentro de un rango comprendido entre 5 y 80.

El hecho de que durante la realización de la prueba de permeabilidad, en la célula triaxial, haya diferencia entre las presiones de cola aplicadas en los extremos de la probeta, hace que la presión efectiva de confinamiento varíe linealmente de menor a mayor entre base y la cabeza de la misma, Figura 7.9. Bajo esas condiciones, cabe esperar que la distribución de presión intersticial a través de la muestra, disminuya hacia arriba.

Figura 7.9 Esquema de la distribución de presiones efectivas en la probeta

Teniendo en cuenta lo anterior, se introduce el término “presión media efectiva de confinamiento” (σ'_{cm}) definido mediante la expresión [7.1].

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_c - \left(\frac{P_{c_{ar}} + P_{c_{ab}}}{2} \right) \quad [7.1]$$

Donde:

σ_c = Presión de cámara, en kPa.

$P_{c_{ar}}$ = Presión de contrapresión aplicada por el drenaje superior, en kPa.

$P_{c_{ab}}$ = Presión de contrapresión aplicada por el drenaje inferior, en kPa.

La influencia de este factor en la determinación del coeficiente de permeabilidad se ha estudiado en esta tesis a través del análisis de las tendencias de variación de la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento (σ'_{cm}).

Las dimensiones iniciales de las probetas fueron $H = 102.8$ mm y $D = 49.7$ mm para los materiales ACS y LAD, y para el material LC, $H = 109.9$ mm y $D = 49.6$ mm. Las condiciones generales de los ensayos realizados, se indican en la Tabla 7-7.

Tabla 7-7 Condiciones generales de las pruebas de permeabilidad

Consolidación			Permeabilidad						
σ_c kPa	P_c kPa	σ'_c kPa	$P_{c_{ab}}$ kPa	$P_{c_{ar}}$ kPa	ΔP_c kPa	$\Delta P_c / \sigma'_c$ %	I	P_{c_m} kPa	σ'_{cm} kPa
450	400	50	405.0	400	5.0	10	5	402.50	47.50
450	400	50	407.5	400	7.5	15	7	403.75	46.25
450	400	50	410.0	400	10.0	20	9	405.00	45.00
450	400	50	412.5	400	12.5	25	11	406.25	47.75
500	400	100	410.0	400	10.0	10	9	405.00	95.00
500	400	100	415.0	400	15.0	15	14	407.50	92.50
500	400	100	420.0	400	20.0	20	18	410.00	90.00
500	400	100	425.0	400	25.0	25	23	412.5	87.50
600	400	200	420.0	400	20.0	10	19	410.00	190.00
600	400	200	430.0	400	30.0	15	28	415.00	185.00
600	400	200	440.0	400	40.0	20	38	420.00	180.00
600	400	200	450.0	400	50.0	25	47	425.00	175.00
700	400	300	430.0	400	30.0	10	30	415.00	285.00
700	400	300	445.0	400	45.0	15	46	422.50	277.50
700	400	300	460.0	400	60.0	20	61	430.00	270.00
700	400	300	475.0	400	75.0	25	76	437.50	262.50

Si bien es cierto que la norma ASTM D 5084 recomienda utilizar un valor máximo de gradiente hidráulico para diferentes rangos de coeficiente de permeabilidad, Tabla 7-8, en esta investigación se ha querido ir más allá de la norma, trabajando con un rango de gradientes entre 5 y 80, a fin de evaluar su influencia en el coeficiente de permeabilidad de los tres materiales objeto de estudio.

La razón de limitar o evitar los gradientes excesivos se debe a tres posibles efectos que se pueden desencadenar: 1) consolidación del material debido a las altas presiones de filtración, 2) lavado de material y 3) arrastre de partículas finas y obstrucción del extremo efluente del espécimen de ensayo.

Tabla 7-8 Gradientes hidráulicos máximos recomendados por la norma ASTM D 5084

Conductividad Hidráulica, m/s	Gradiente hidráulico máx.
1×10^{-5} a 1×10^{-6}	2
1×10^{-6} a 1×10^{-7}	5
1×10^{-7} a 1×10^{-8}	10
1×10^{-8} a 1×10^{-9}	20
$< 1 \times 10^{-9}$	30

Finalmente, conviene aclarar que los ensayos de permeabilidad se realizaron en un cuarto a temperatura controlada (20°C) y por tanto la corrección por temperatura establecida en la norma ASTM D 5084 no es aplicable.

7.3. Equipamiento utilizado

Además de los elementos básicos necesarios para realizar los ensayos de identificación y clasificación de suelos, se utilizaron los equipos que se describen a continuación:

7.3.1. Equipo triaxial convencional

Las principales características del sistema triaxial convencional utilizado, Figura 7.10, son las siguientes:

- Marco de carga con capacidad de 5 kN.
- Mecanismo de aplicación de la carga axial mediante deformación controlada.
- Mecanismo de acción neumática e intercambiadores de fase para la aplicación de la presión de cámara y la presión de cola.
- Medida de la carga axial mediante células de carga con capacidades de 3,5 y 10 kN.
- Medida de la presión de cámara, de la presión de cola y de las presiones intersticiales generadas durante la etapa de rotura, mediante transductores de presión con capacidad hasta de 1000 kPa.
- Medida de las deformaciones axiales mediante transductores de desplazamiento con un rango hasta de 50 mm.

- Mecanismo automático de medida del cambio volumétrico.
- Sistema de vacío utilizado durante las etapas de inundación y saturación de las probetas.

Figura 7.10 Sistema triaxial para ensayar probetas hasta de 4" de diámetro

Además, el equipo triaxial cuenta con un sistema de captura de datos y acondicionamiento de la señal constituido por lo siguiente:

- Una tarjeta de captura de datos "National Instruments" dotada con 16 canales de entrada analógica a 16 bits de resolución y 250k muestras por segundo; con 2 canales de salida analógica a 16 bits de resolución y 833k muestras por segundo y con un convertidor analógico-digital.
- Un panel de acondicionamiento de señal "National Instruments" dotado con 2 canales de entrada digital, 8 canales de entrada o salida digital y dos canales para contadores. Los puertos del panel permiten la instalación de módulos de acondicionamiento de señal proveniente de termocuplas, RTDs, "Strain Gages", células de carga, transductores de presión, transductores de desplazamiento, etc.
- Dos módulos para el acondicionamiento de la señal de transductores de presión.
- Un módulo para el acondicionamiento de la señal de células de carga.
- Dos módulos para el acondicionamiento de la señal de transductores de desplazamiento.

- Software de captura de datos desarrollado, con el código LabVIEW, como aporte de esta tesis al Laboratorio de Geotecnia de la ETSICCP.

7.3.2. Corte simple cíclico

El equipo de corte simple cíclico que se utilizó para la realización de esta investigación, Figura 7.11, fue fabricado por la compañía “Wykeham Farrance” de Inglaterra. A continuación se hace una breve descripción de los componentes mecánicos, electrónicos e informáticos más importantes del equipo.

El equipo consta básicamente de:

- Un chasis robusto revestido con lámina, formando un mueble metálico en el que se aloja el equipo de captura de datos y acondicionamiento de señal, un tanque de reserva de aire y un computador encargado de la simulación, el control y la captura de datos.

Figura 7.11 Equipo de corte simple cíclico fabricado por la compañía Wykeham Farrance de Inglaterra

- Sobre el mueble metálico y en el interior de éste se encuentran adosados los soportes donde se acoplan los sistemas de aplicación de carga vertical y horizontal, los cuales son de acción neumática.
- Dos sistemas de aplicación de carga horizontal y vertical constituidos, cada uno, por un actuador y una servo-válvula encargada de bidireccionar el émbolo del actuador durante la aplicación de cargas dinámicas.
- Un LVDT externo con rango de funcionamiento entre 0 y 10 milímetros, encargado de registrar las deformaciones verticales.
- Dos LVDT alojados en el interior de cada uno de los actuadores, de los cuales uno es el encargado de registrar las deformaciones tangenciales y el otro de verificar las deformaciones axiales registradas con el LVDT externo.

- Dos células de carga con rango de funcionamiento entre 0 y 5 kN. Se encuentran adosadas a uno de los extremos de cada uno de los actuadores y son las encargadas de registrar las fuerzas tangencial y axial aplicadas a las muestras y por tanto, hacen parte del servo-control de bucle cerrado.
- Un panel de acondicionamiento de señal, adquisición de datos, simulación y control. Dotado de una interfase de poder, una interfase de comunicación con el computador, a través de puertos RS232-C o USB, y una interfase de simulación y control.
- Las principales características del panel IPC GLOBAL son las relacionadas a continuación:
 - ✓ Puertos de comunicación RS232 a 115kb/s y USB a 10 Mb/s.
 - ✓ 12 canales de entrada digital y 8 canales de salida digital.
 - ✓ 8 canales de entrada analógica auto calibrables.
 - ✓ Velocidad de adquisición de datos igual a 5 kHz a través de 32 canales simultáneamente.
 - ✓ “Software” para filtración de ruido.
 - ✓ Sistema integrado de control y adquisición de datos.
- Para el control del equipo y para la realización de diferentes tipos de pruebas, el equipo está dotado con software de uso específico desarrollado por IPC Global.

7.3.3. Triaxial dinámico

El equipo triaxial dinámico que se utilizó para la realización de esta investigación, Figura 7.12, fue fabricado por la compañía “Wykeham Farrance” de Inglaterra. Se trata de un equipo de acción neumática doblemente servo controlado que permite, contrario a los sistemas triaxiales cíclicos convencionales, no solamente solicitar a las probetas a una acción cíclica axial, sino que también la presión de confinamiento puede ser dinámica.

A continuación se hace una breve descripción de los componentes más importantes del equipo tanto mecánicos, electrónicos e informáticos. El equipo consta básicamente de:

- Una prensa de 50kN de capacidad de carga axial, dotada con actuador neumático.
- Una célula triaxial que permite realizar pruebas con probetas hasta de 7 cm de diámetro.
- Tres servo válvulas, destinadas al control de la carga axial, la presión de cámara y la presión de cola.

- Un LVDT para registrar las deformaciones axiales y un transductor de deformaciones radiales.
- Tres transductores de presión destinados a medir la presión de cámara (σ_c), la presión de cola (P_c) y las presiones intersticiales (u).
- Una célula de carga sumergible.
- Un transductor para registrar los cambios volumétricos durante la fase de consolidación.
- Una unidad compacta dotada con tres tarjetas de control y una de condicionamiento de señal y adquisición de datos, conectada a un ordenador que controla el equipo y adquiere los datos mediante un "Software" de uso específico desarrollado por IPC Global.

Figura 7.12 Triaxial cíclico fabricado por la compañía Wykeham Farrance de Inglaterra

7.3.4. Columna resonante

El equipo de columna resonante que se utilizó para la realización de esta investigación, Figura 7.13, fue fabricado por la compañía Controls de Italia.

Se trata de un equipo instrumentado y automatizado que ofrece un conjunto de ventajas, dentro de las que destacan:

- Es un equipo combinado de columna resonante y corte torsional simple.
- Determina de manera automática la frecuencia de resonancia, la velocidad de las ondas de corte, el módulo de rigidez, la deformación angular y la razón de amortiguamiento; este último parámetro, a partir de los datos de la mitad del ancho de banda y de vibraciones libres.

- No requiere del uso externo de osciloscopio ni de generador de funciones.
- El sistema de excitación de estructura flotante interna, permite realizar ensayos en los que las muestras pueden experimentar grandes deformaciones tanto axiales como angulares.
- Permite visualizar, en tiempo real, la respuesta de los sensores durante la ejecución del ensayo.

Figura 7.13 Equipo de columna resonante fabricado por la Compañía Controls de Italia

A continuación se hace una breve descripción de los componentes más importantes del equipo tanto mecánicos, electrónicos e informáticos. El equipo consta básicamente de:

- Una doble célula triaxial de policarbonato que permite, mediante la célula interior, aplicar la presión de confinamiento a las probetas a través de un fluido, sin que los componentes electrónicos queden sumergidos, y mediante la célula exterior, aplicar al fluido confinante la presión suministrada por un sistema de acción neumática.
- Una base inferior a través de la cual se aplica la presión de cola y se permite el drenaje de las probetas durante la fase de consolidación y una cabeza corrugada, sin posibilidad de drenaje, encargada de transmitir las acciones torsionales.
- Un mecanismo impulsor, compuesto por ocho bobinas y cuatro imanes, encargado de aplicar la tensión torsional a la muestra y un acelerómetro adosado al mecanismo impulsor, el cual suministra la información necesaria para calcular la velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s).
- Un LVDT que permite medir las deformaciones axiales y dos transductores de proximidad que permiten medir las deformaciones angulares, en el caso de que no se utilice la información del acelerómetro para calcularlas.

- Tres transductores de presión destinados a medir la presión de cámara (σ_c), la presión de cola (P_c) y las presiones intersticiales (u).
- Un transductor para registrar los cambios volumétricos durante la fase de consolidación.
- Una unidad compacta dotada con una fuente de poder, un regulador de presión manual, dos electro-reguladores de presión, 8 componentes electrónicos de acondicionamiento de señal y un módulo de control y adquisición de datos.
- Un ordenador que controla el equipo y adquiere los datos mediante un "Software" de uso específico desarrollado por el fabricante en el lenguaje LabWindows.

7.3.5. Permeámetro de pared flexible

El equipo utilizado para la realización de las pruebas de permeabilidad fue un sistema triaxial modificado en el que, al igual que en los ensayos triaxiales, la probeta está dentro de una membrana de látex. El sistema, desarrollado como aporte de esta tesis al laboratorio de Geotecnia de la ETSICCP, permite aplicar diferentes presiones de cola en las caras superior e inferior de la probeta a fin de conseguir el gradiente necesario para producir el flujo ascendente entre la base y el extremo superior del espécimen. La Figura 7.14 ilustra, de manera esquemática, el equipo utilizado.

El equipo consta de los elementos relacionados a continuación:

- Un recipiente que almacena el agua de-aireada utilizada durante las fases de inundación y saturación de las probetas.
- Un compresor que alimenta el sistema neumático y tres reguladores automáticos de presión encargados de mantener constantes las presiones de cámara y las presiones de contrapresión aplicadas en la base y en la cabeza de las probetas, lo cual garantiza un gradiente hidráulico constante durante la ejecución de las pruebas.
- Una célula triaxial, que permite aplicar diferentes presiones efectivas de consolidación.
- Una bomba de vacío y una trampa de vacío utilizadas durante el montaje de muestras arenosas y en la fase de inundación de las probetas.
- Tres recipientes de intercambio de fase aire/agua a presión.
- Dos transductores de presión con una capacidad igual a 1000 kPa y una precisión igual a 0.5 kPa.

- Un transductor de caudal, destinado a medir la cantidad de fluido que pasa a través de la muestra con una precisión igual a 0.01 cm^3 .
- Un sistema electrónico destinado al procesamiento de señales y captura de datos, conectado a un computador dotado con un código de captura de datos desarrollado en lenguaje LabView, como aporte de esta tesis al laboratorio de geotecnia de la ETSICCP.

Figura 7.14 Esquema del equipo de permeabilidad de frontera flexible

7.4. Fabricación y montaje de probetas

Debido a que para el desarrollo de investigaciones relacionadas con el comportamiento de suelos compactados es necesario reproducir un buen número de probetas homogéneas en cuanto a densidades secas (γ_d) y humedades (w) se refiere, el Laboratorio de Geotecnia de la ETSICCP cuenta con una serie de accesorios, como los indicados en la Figura 7.15, que facilitan esta tarea.

Figura 7.15 Elementos necesarios para la fabricación de las probetas de 5 cm de diámetro:
1) molde tripartido; 2) abrazaderas; 3) guías cilíndricas, collarines o extensores de molde; 4) cilindros metálicos o pistones; 5) cilindro hueco bipartido

El conjunto de accesorios utilizado para fabricar las probetas, está constituido por las siguientes piezas:

- Un molde tripartido que se ensambla mediante 6 tornillos “allen” y se ajusta con dos abrazaderas. En una de sus partes, cuenta con un vástago perforado que permite aplicar vacío dentro del espacio interior entre el molde y la membrana de látex. La práctica de aplicar vacío, garantiza la adherencia de la membrana al molde y en consecuencia obliga a que las muestras sean verdaderamente cilíndricas y de caras paralelas.
- Dos guías cilíndricas o extensores de molde, por los que se desplazan dos cilindros metálicos, uno hacia arriba y el otro hacia abajo, encargados de completar la compactación de la probeta; en este caso el molde trabaja como elemento flotante.
- Dos cilindros huecos bipartidos utilizados durante el proceso de compactación dinámica (base de apoyo para el molde) y durante la extracción de la muestra.

Además de los accesorios relacionados anteriormente, es necesario contar con una prensa de 5 kN de capacidad para terminar la compactación de las probetas. La cantidad de material necesaria para la fabricación de las probetas, con una densidad seca determinada, se calculó a partir de los valores incluidos en la Tabla 7-9, los cuales fueron definidos en base a los datos históricos obtenidos en campo por EPTISA Servicios de Ingeniería.

Tabla 7-9 Relación de densidades secas con las que se fabricaron las probetas

Descripción	Acrónimo	γ_d , gr/cm ³
Arena limosa gris de grano fino	ACS	1.60
Arena limosa gris verdoso de grano fino	LAD	1.65
Arcilla limosa habana	LC	1.65

A continuación, se hace una breve descripción de la metodología seguida para la preparación de las muestras y su montaje en los diferentes equipos.

7.4.1. Pruebas Triaxiales CU

En cuanto al proceso de fabricación y montaje de las probetas con los materiales arenosos ACS y LAD, no se hace referencia en este apartado, debido a que el protocolo es similar al indicado en el apartado correspondiente a las pruebas de Columna Resonante. En el caso de las LC, la secuencia de fabricación y montaje de las probetas es la que se indica a continuación:

- Definida la densidad seca (γ_d) y conocida la humedad de homogeneización (w_h), se calcula la densidad húmeda (γ_h).
- Con la densidad húmeda y el volumen del molde, se calcula la cantidad de material homogeneizado necesario para fabricar la probeta.
- Haciendo uso de los accesorios mostrados en las Figuras 7.16 a 7.19, los cuales fueron descritos detalladamente en el apartado 7.4, se fabrican las probetas mediante compactación dinámica, Figuras 7.16 a y 7.16 b, en cinco capas de igual peso y más o menos igual altura.

Figura 7.16 Compactación dinámica del material y detalle del conjunto molde – muestra

- A fin de garantizar tanto el paralelismo entre las caras, como la densidad predefinida de la probeta (γ_d), la compactación se termina mediante la aplicación de carga axial a través de dos pistones, colocados tanto arriba como abajo de la probeta, hasta que éstos queden a ras con los dos collarines, Figura 7.17 a.
- Remoción de los collarines, extracción de la muestra y remoción del molde y demás accesorios. Figura 7.17 b, c.

Figura 7.17 Compactación final mediante carga axial, extracción de la muestra y remoción de accesorios

- Saturación del sistema de drenaje inferior permitiendo el flujo de agua a través de las dos líneas de drenaje hasta garantizar que la salida de burbujas de aire sea nula, Figura 7.18 a; saturación de las piedras porosas, Figura 7.18 b; disposición de piedra porosa sobre la base inferior, Figura 7.18 c.

Figura 7.18 Saturación del sistema de drenaje inferior

- A fin de reducir el tiempo requerido para la disipación de las presiones intersticiales en la fase de consolidación del ensayo CU, la muestra de suelo se envuelve en papel de filtro de forma que haya también drenaje hacia la superficie lateral, Figura 7.19 a.

Figura 7.19 Disposición de la muestra de suelo sobre la base inferior del equipo e instalación de la célula triaxial

- Instalación del sistema de drenaje superior, colocación de la membrana de látex y sujeción de la misma mediante “O-rings”, Figura 7.19 b; instalación y ajuste de la célula triaxial, Figura 7.19 c.
- Llenado de la célula triaxial, mediante flujo ascendente de agua, a través de uno de los orificios situados en la base del equipo y aplicación de una pequeña presión de cámara (20 kPa) para conferir confinamiento a la muestra.

En estas condiciones, se da por finalizado el proceso de fabricación y montaje de las probetas en el equipo y por tanto, se procede a la ejecución de las pruebas.

7.4.2. Corte simple cíclico

El procedimiento seguido durante la fabricación de las probetas destinadas a los ensayos de corte simple cíclico, es similar para los materiales ACS, LAD y LC. La secuencia es la siguiente:

- Definida la densidad seca (γ_d) y conocida la humedad de homogeneización (w_h), se calcula la densidad húmeda (γ_h). Con la densidad húmeda y el volumen del molde, se calcula la cantidad de material homogeneizado necesario para fabricar la probeta.
- Haciendo uso del molde mostrado en la Figura 7.20 a, se fabrican las probetas mediante compactación estática.
- A fin de garantizar tanto el paralelismo entre las caras, como la densidad predefinida de la probeta, se termina la compactación mediante carga axial aplicada a través de dos placas colocadas tanto arriba como abajo de la probeta. Este procedimiento es similar al descrito en el apartado anterior.
- Con ayuda de una herramienta apropiada se retira el molde y se coloca la membrana de latex, Figura 7.20 b, c.

Figura 7.20 Secuencia de la colocación de las probetas en el equipo de corte simple cíclico

- A continuación, se coloca el “O-Ring” de la base, el ajustador del “O-Ring” inferior, los anillos de confinamiento y los “O-Ring” de la cabeza de carga, Figura 7.21 a.
- Finalmente se coloca la guía de la cabeza de carga, se ajustan los tornillos, se posiciona el LVDT exterior, y en estas condiciones, se termina el montaje de la muestra y se procede con la iniciación de la prueba, Figura 7.21 b.

Figura 7.21 Disposición de “O-Rings” y anillos de confinamiento y colocación de la guía de la cabeza de carga

7.4.3. Triaxial cíclico

En cuanto al proceso de fabricación y montaje de las probetas destinadas a los ensayos triaxiales cíclicos, no se hace referencia en este apartado, debido a que, en el caso del material LC, la secuencia de los trabajos es similar a la descrita en el apartado correspondiente a las pruebas de compresión triaxial CU, y en el caso de los materiales ACS y LAD, es similar a la indicada en las pruebas de columna resonante.

7.4.4. Columna resonante

En este apartado se hace referencia a la fabricación de las probetas con los materiales ACS y LAD debido a que por ser arenosos el grado de dificultad es mayor y por tanto, fue necesario recurrir durante el desarrollo de la tesis al diseño y fabricación de accesorios, no tradicionales, que garantizan la verticalidad de la cabeza excitadora y el paralelismo de los extremos de las probetas; estos accesorios pueden ser observados en las Figuras 7.22 a 7.27.

El procedimiento seguido durante la fabricación de las probetas, de los materiales ACS y LAD, es el indicado a continuación:

- Definida la densidad seca (γ_d) y conocida la humedad de homogeneización (w_h), se calcula la densidad húmeda (γ_h). Con la densidad húmeda y el volumen del molde, se calcula la cantidad de material homogeneizado necesaria para fabricar la probeta.

- Colocación del molde tripartido abrazando la base inferior y apoyado sobre un cilindro hueco bipartido (elevador de molde), Figura 7.22 a. El molde tripartido contiene en su interior una membrana de látex que se adhiere a él mediante la aplicación de vacío a través de un conducto lateral.

Figura 7.22 Fabricación de muestras cilíndricas mediante molde tripartido y compactación dinámica

- Colocación del material en el interior del molde, mediante compactación dinámica, en cinco capas de igual peso e igual altura, Figura 7.22 b. Para la compactación de la última capa se coloca un extensor de molde o collarín sobre el extremo superior del molde tripartido, evitando de esta manera la pérdida de material en la última fase del proceso, Figura 7.22 c.
- Colocación de un cilindro metálico, de igual altura a la del extensor de molde, sobre la última capa de material en estado suelto, Figura 7.23 a. Compactación dinámica de la última capa hasta lograr que el cilindro metálico quede a ras con el collarín, garantizando así la densidad especificada, Figura 7.23 b, c.

Figura 7.23 Detalle de la compactación de la última capa para garantizar la densidad predefinida

- Remoción del cilindro y el collarín utilizados durante la compactación de la última capa, Figura 7.24 a. Colocación de la estructura porta cabeza excitadora, a fin de garantizar la verticalidad de la cabeza excitadora durante el montaje de los especímenes, Figura 7.24 b. Colocación de la cabeza excitadora apoyada sobre la muestra y firmemente asegurada a la estructura portadora, Figura 7.24 c.

Figura 7.24 Detalle del montaje de la cabeza excitadora sobre la muestra

- Remoción del vacío aplicado entre la membrana de látex y el molde tripartido e inundación de la probeta. Debido a que, en general, los equipos convencionales de columna resonante adolecen de drenaje superior a través de la cabeza excitadora, lo cual dificulta la saturación de las probetas por la imposibilidad de remover el aire atrapado tanto en el sistema como en el interior de la muestra, en el Laboratorio de Geotecnia de la ETSICCP se le dio solución a este problema mediante el flujo lento ascendente, originado por acción de la gravedad. El flujo lento se mantiene hasta el momento en que empieza el goteo a través de la interfase formada por la muestra y la cabeza excitadora, Figura 7.25 a.

Figura 7.25 Inundación de la probeta y sujeción de la membrana de látex a la base y a la cabeza móvil mediante “o-rings”

- Remoción del elevador de molde, extensión de la membrana de látex hacia arriba y hacia abajo y sujeción de la misma tanto a la cabeza excitadora como a la base inferior, mediante un par de “O-Rings”, Figura 7.25 b, c.
- Aplicación de vacío al interior de la probeta, verificando mediante la trampa de vacío, que la salida de burbujas de aire es nula. El objeto de aplicar vacío, a través del drenaje inferior, es garantizar la estabilidad de la probeta mientras se completa el proceso de montaje del equipo.
- Remoción de todos los accesorios utilizados para la fabricación de las probetas, Figura 7.26 a; colocación de la célula triaxial interior que sirve de soporte al sistema excitador, Figura 7.26 b; instalación del sistema excitador, Figura 7.26 c.

Figura 7.26 Remoción de todos los accesorios utilizados y detalle del montaje de la célula triaxial interior y del sistema excitador

- Instalación de los transductores de proximidad y del LVDT destinado a medir las deformaciones axiales, Figura 7.27 a. Conexión de los transductores de presión y cambio volumétrico, descritos detalladamente en el apartado 7.3.4, Figura 7.27 (b). Finalmente, montaje de la célula triaxial exterior, Figura 7.27 c.

Figura 7.27 Instalación y conexión de todos los transductores y montaje de la célula triaxial exterior

En cuanto a la fabricación de las probetas de las Lamas Cobre, se destaca que éstas se elaboraron con un contenido de agua igual al de saturación, correspondiente al γ_d especificado y a las dimensiones del molde, siguiendo el procedimiento indicado en el apartado 7.4.1.

7.4.5. Permeabilidad en célula triaxial

El proceso de fabricación y montaje de las probetas destinadas a los ensayos de permeabilidad, no se describe en este apartado, debido a que, en el caso de los materiales arenosos ACS y LAD, el protocolo es similar al indicado en el apartado correspondiente a las pruebas de columna resonante y en el caso del material arcilloso LC, es similar al descrito en las pruebas de compresión triaxial CU.

8. ANALISIS DE RESULTADOS

El análisis de resultados que se presenta a continuación, se realiza en base a la información obtenida durante el desarrollo del programa experimental realizado con los materiales ACS, LAD y LC, el cual incluye una serie de ensayos de identificación y clasificación, además de un conjunto de pruebas especializadas como: compresión triaxial CU, corte simple cíclico, triaxial cíclico, columna resonante y permeabilidad en célula triaxial.

De acuerdo con los objetivos de esta investigación, se ha centrado la atención en:

- Determinar las propiedades índice de los diferentes materiales.
- Estudiar el comportamiento tensión – deformación y determinar los parámetros de resistencia al corte de los diferentes materiales, en condiciones estáticas, a partir de ensayos triaxiales CU.
- Estudiar la influencia de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}) y la tensión tangencial cíclica ($\pm \tau_c$), en la evaluación del comportamiento tensión – deformación y en las tendencias de variación, en función del número de ciclos (N), de la presión intersticial (u), el módulo de rigidez al cortante (G), la razón de amortiguamiento (D) y el desarrollo de deformaciones tangenciales cíclicas (γ_c) y permanentes (γ_p), a partir de ensayos de corte simple cíclico.
- Estudiar la influencia de la presión efectiva de consolidación (σ'_c) y la tensión axial cíclica ($\pm \sigma_{vc}$), en la evaluación del comportamiento tensión – deformación y en las tendencias de variación, en función del número de ciclos (N), de la presión intersticial (u), el módulo de rigidez al cortante (G), la razón de amortiguamiento (D) y las deformaciones axiales cíclicas (ϵ_c) y permanentes (ϵ_p), a partir de ensayos triaxiales cíclicos.
- Estudiar la influencia de la presión efectiva de consolidación (σ'_c) y el nivel de excitación torsional (V) en la frecuencia de resonancia (Fr) y en la

determinación del módulo de corte (G) y la razón de amortiguamiento (D), mediante el ensayo de columna resonante y vibración libre.

- Estudiar la influencia del gradiente hidráulico (i), la presión efectiva de consolidación (σ'_c) y la presión media efectiva de confinamiento (σ'_{cm}) en las tendencias de variación del caudal (Q) y por tanto, de la conductividad hidráulica (k), a partir de ensayos de permeabilidad en célula triaxial.

8.1. Propiedades índice

Los resultados de los ensayos conducentes a la determinación de las propiedades índice de los materiales ACS, LAD y LC, se resumen en la Tabla 8-1.

Tabla 8-1 Propiedades índice de los materiales ensayados

Propiedad	Unid.	ACS	LAD	LC
Humedad Natural	%	8.1	14.3	38.5
Humedad de homogeneización	%	8.1	7.8	25.0
Finos < 80 μ	%	32.2	48.4	85.9
Gravedad específica		3.02	2.99	2.83
Densidad seca, γ_d , histórica EPTISA	gr/cm ³	1.60	1.65	1.65
Límite líquido	%	-	-	26.9
Límite plástico	%	-	-	19.7
Índice de plasticidad	%	NP	NP	7.2

De acuerdo con la información contenida en la Tabla 8-1, es importante resaltar los siguientes aspectos:

- De los tres materiales ensayados, las Lamas Cobre son el único material que se puede considerar como un suelo típicamente cohesivo, mientras que los materiales del Cerro Salomón y los Lodos de Alta Densidad, son medios granulares contaminados con mayor o menor contenido de finos no plásticos.
- Debido a que con las humedades naturales de los materiales LAD y LC, la fabricación de las probetas se dificultaba, éstos tuvieron que ser secados al ambiente del laboratorio y por esta razón, la humedad de homogenización difiere de su humedad natural. En contraste, las arenas del Cerro Salomón se conservaron en cámara húmeda con su humedad natural.
- Debido a su composición mineralógica, Tabla 8-2, los valores de gravedad específica obtenidos tanto para los materiales arenosos ACS y LAD, como para el material arcilloso LC, resultaron ser elevados comparados con los valores típicos reportados en la literatura. De acuerdo con Djoenaidi (1985) y Bardet (1997), la gravedad específica de las arenas limosas puede ser del orden de 2.65, mientras que para las arcillas limosas de 2.75.

Los resultados de la determinación cuantitativa del contenido de óxidos y elementos mayoritarios, realizada por el CEDEX mediante fluorescencia de RX (WD-XRF), se incluyen en la Tabla 8-2.

Tabla 8-2 Contenido de óxidos y elementos mayoritarios

Elemento	Óxido	ACS		LAD		LC	
		% Elemento	% Óxido	% Elemento	% Óxido	% Elemento	% Óxido
Al	Al ₂ O ₃	0.544	1.029	3.142	5.940	3.434	6.492
Ca	CaO	0.030	0.042	0.334	0.468	0.180	0.252
Fe	Fe ₂ O ₃	9.131	13.063	7.333	10.491	11.032	15.783
K	K ₂ O	0.320	0.385	1.489	1.794	0.412	0.496
Mg	MgO	0.007	0.012	0.176	0.292	1.790	2.969
Mn	MnO	0.001	0.001	0.002	0.003	0.085	0.110
Na	Na ₂ O	0.021	0.028	0.108	0.146	0.039	0.053
P	P ₂ O ₅	0.016	0.036	0.028	0.065	0.017	0.038
S	SO ₃	7.790	19.475	1.884	4.710	5.539	13.848
Si	SiO ₂	25.006	53.432	31.085	66.422	24.322	51.970
Ti	TiO ₂	0.056	0.093	0.175	0.291	0.038	.
Ba		0.470		0.630		0.040	
Cr		0.010		0.010		0.010	
Pb		0.150		0.230		0.010	
Sr		0.010		0.010		0.050	
Zn		0.010		0.010		0.050	
Zr		0.010		0.010		0.010	
Cl		0.010		0.010		0.020	
F		0.050		0.100		0.050	
Pérdida de peso por ignición			11.8		8.4		7.800

De acuerdo con la información incluida en la Tabla 8-2, en los tres materiales investigados los elementos dominantes con el Silicio, el Hierro y el azufre y por tanto, también lo son los óxidos de Silicio, de Hierro y de azufre, lo cual los hace materiales pesados con gravedades específicas altas, tal como se reporta en la Tabla 8-1.

Desde el punto de vista de la fase mineral, Tabla 8-3, los materiales ACS y LAD están compuestos principalmente por cuarzo, algo de mica y en el caso de los LAD también por algo de sulfato de hierro (12%). En las LC la fase mineral dominante está constituida por filosilicatos y en menor proporción por cuarzo y algo de minerales metálicos.

Tabla 8-3 Contenido de la fase mineral

Fase mineral		ACS	LAD	LC
Cuarzo, %		92	82	23
Filosilicatos, %	Cloritas	-	-	50
	Micas	8	6	17
Minerales metálicos, %	Pirita	-	-	9
	Jarosita	-	12	-

8.2. Ensayos triaxiales CU

En base a los resultados de los ensayos de compresión triaxial CU se evaluó el comportamiento tensión – deformación, las tendencias de variación de la presión intersticial respecto a la deformación axial, las trayectorias de tensiones y los parámetros de resistencia de los tres materiales investigados.

8.2.1. Comportamiento tensión – deformación y generación de presiones intersticiales

Arenas Cerro Salomón (ACS)

La Figura 8.1 ilustra el comportamiento típico tensión – deformación y el desarrollo de presión intersticial exhibido por las ACS, para diferentes presiones efectivas de consolidación. Con base en la información contenida en la Figura 8.1 (a), se deduce que independientemente de la presión efectiva de consolidación, la tensión desviadora se incrementa rápidamente con la deformación axial y alcanza un valor pico muy bien definido para deformaciones axiales inferiores al 2%. Para deformaciones mayores, y para todas las presiones efectivas de confinamiento, la tensión desviadora disminuye en la medida en que se incrementa la deformación axial pero sin llegar a ser constante incluso para deformaciones axiales en torno al 20%. Por otra parte, la probeta consolidada a 200 kPa moviliza una tensión desviadora mayor que la alcanzada por la muestra consolidada a 300 kPa; esto se debe a que la presión intersticial generada por la primera es bastante menor que la desarrollada por la segunda, Figura 8.1 (b).

Figura 8.1 Comportamiento tensión – deformación y generación de presión intersticial en las ACS

Si se analizan las curvas $u - \epsilon_a$ de la Figura 8.1 b, se puede ver que en el caso de las muestras consolidadas a 50 y 100 kPa, la presión intersticial, al principio de la prueba, tiende a aumentar cuando el nivel de deformación es menor al 0,4%, a continuación disminuye en la medida en que se incrementan las deformaciones hasta el 1,5% y finalmente, aumenta progresivamente con la deformación; la tendencia a dilatar al inicio de la prueba, se puede deber al acomodo de la muestra con la piedra porosa y con la cabeza de carga. En cambio, en las muestras consolidadas a 200 y 300 kPa, debido a la tendencia a densificar del

material, la presión intersticial aumenta súbitamente con el nivel de deformación axial hasta valores de ε_a entre el 1 y el 4%; para deformaciones mayores, la presión intersticial crece suavemente con las deformaciones axiales.

En términos generales, el desarrollo de presión intersticial en la fase de rotura fue positivo en todas las pruebas. Las máximas presiones intersticiales registradas fueron del orden de 40, 50, 140 y 240 kPa para presiones efectivas de consolidación de 50, 100, 200 y 300 kPa, respectivamente. Este comportamiento es típico de suelos contractivos, lo cual es indicativo que se trata de un depósito constituido por un medio granular en estado flojo.

Lodos de alta densidad (LAD)

La Figura 8.2 ilustra el comportamiento típico tensión – deformación y el desarrollo de presión intersticial exhibido por los LAD, para diferentes presiones efectivas de consolidación.

Figura 8.2 Comportamiento tensión – deformación y generación de presión intersticial en los LAD

El comportamiento tensión – deformación de los LAD, representado en la Figura 8.2 (a), resultó afectado por la presión efectiva durante la fase de rotura, lo cual se debe al fuerte incremento de la presión intersticial generada como consecuencia del aumento de la presión efectiva de consolidación. La tensión desviadora movilizadora fue la mitad de la que desarrollaron las ACS, lo cual se debe al fuerte incremento de u .

En la Figura 8.2 (a) se puede notar que una vez la tensión desviadora alcanza un valor pico, el cual se registró en todas las pruebas para una $\varepsilon_a \approx 1\%$, ésta disminuye moderadamente a medida que se incrementa la deformación axial y, a diferencia de las ACS, tiende a estabilizarse. No obstante, en el caso de las muestras consolidadas a 100 y 300 kPa, la tensión desviadora disminuye hasta un nivel de deformación en torno al 10% y a partir de este nivel tiende nuevamente a incrementarse y por tanto, a ganar resistencia; en este caso, se puede decir que el material exhibe un comportamiento contractivo para valores de $\varepsilon_a < 10\%$ y luego tiende a dilatar.

En términos generales, de acuerdo con las curvas $u - \varepsilon_a$ de la Figura 8.2 (b), se puede decir que, independientemente de la presión efectiva de consolidación, el desarrollo de presión intersticial en la fase de rotura fue positivo y típico de medios granulares flojos, pese a que la densidad seca de los LAD no es tan baja (1.65 gr/cm^3). La presión intersticial se incrementó de manera significativa en la medida en que se incrementaba la presión efectiva de consolidación y el nivel de deformación axial, hasta un determinado instante en el que ésta tiende a mantenerse constante. Las máximas presiones intersticiales generadas fueron del orden de 35, 80, 160 y 250 kPa, para presiones efectivas de consolidación de 50, 100, 200 y 300 kPa, respectivamente.

Lamas Cobre (LC)

La Figura 8.3 muestra el comportamiento típico tensión – deformación y el desarrollo de presión intersticial en función de la deformación axial, exhibido por el material arcillo-limoso Lamas Cobre, para diferentes presiones efectivas de consolidación.

Figura 8.3 Comportamiento tensión – deformación y generación de presión intersticial en los materiales arcillosos LC

Como se puede notar en las curvas $\sigma_d - \varepsilon_a$, Figura 8.3 a, independientemente de la presión efectiva de consolidación, el comportamiento del material es el típico de un suelo cohesivo de consistencia dura en el que la tensión desviadora se incrementa en la medida en que se incrementa la deformación axial registrando un pico relativamente suave en un rango de deformaciones axiales comprendido entre el 8 y el 13%. Una vez la tensión desviadora alcanza su valor pico, el material pierde resistencia pero de una manera poco significativa.

En cuanto al desarrollo de presión intersticial en las LC, el material presentó una ligera tendencia a la contracción al inicio de la prueba, para luego exhibir un comportamiento claramente dilatante. Independientemente de la presión efectiva de consolidación, la presión intersticial se incrementó en la medida que aumentaba la deformación axial y presentó un valor pico para deformaciones en torno al 1%; entre el 1 y el 6% de deformación axial, la presión intersticial disminuyó hasta un valor nulo y para deformaciones mayores, ésta se tornó negativa.

Las presiones intersticiales máximas generadas fueron del orden de 20, 35, 85 y 125 kPa, y las mínimas, del orden de -130, -120, -180 y -58 kPa, para presiones efectivas de consolidación iguales a 50, 100, 200 y 300 kPa, respectivamente.

8.2.2. Parámetros de resistencia al corte

De acuerdo con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, en tensiones efectivas, la resistencia al corte de los suelos, a través de un plano, está dada por:

$$\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan \phi' \quad [8.1]$$

Donde c' representa la cohesión del suelo a través de dicho plano y ϕ' es el ángulo de rozamiento interno del suelo. Estos parámetros han sido evaluados para los materiales ACS, LAD y LC, mediante ensayos triaxiales no drenados con medición de la presión intersticial.

Usualmente, debido a la dificultad de definir la superficie de rotura o envolvente de falla con un buen ajuste, se plantea el problema de decidir el criterio rotura entre el correspondiente al máximo esfuerzo desviador $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\text{máx}}$ o el correspondiente al de máxima relación de tensiones principales $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$; este último criterio conocido también como el criterio de la máxima oblicuidad.

El criterio del máximo esfuerzo desviador $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\text{máx}}$ indica que la rotura se produce cuando la tensión cortante máxima alcanza el valor mayor posible.

El criterio de la máxima relación de tensiones principales $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$, representa el máximo ángulo de rozamiento interno movilizado.

En cualquier caso, en el corte sin drenaje, la determinación del ángulo de rozamiento interno movilizado dependerá del nivel de deformación que se considere como admisible, por esta razón a veces es necesario definir un nuevo criterio de rotura en función de un nivel de deformación axial límite arbitrario.

A fin de observar la diferencia en el cálculo de los parámetros de resistencia estática de los materiales ACS, LAD y LC con ambos criterios, en la Figura 8.4 se representa la variación de la relación de tensiones principales en función del nivel de deformación, para diferentes condiciones de σ'_c . A partir de estas gráficas se define la máxima relación σ'_1/σ'_3 alcanzada en cada prueba y a continuación se procede con la evaluación de c' y ϕ' de igual manera que con el criterio del máximo esfuerzo desviador.

La Figura 8.4 contiene las tendencia de variación de $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$ respecto a la deformación axial.

Figura 8.4 Variación de la relación de tensiones principales, σ'_1/σ'_3 , en función de la deformación axial, ε , para los materiales ACS, LAD y LC

Arena Cerro Salomón (ACS)

La Figura 8.5 muestra las líneas de resistencia intrínseca o envolventes de rotura de las arenas del Cerro Salomón, obtenidas mediante los criterios del máximo esfuerzo desviador y la máxima oblicuidad. Si se toma como criterio de rotura el de $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\max}$, se puede ver que el ángulo de rozamiento, ϕ' , alcanza un valor máximo de $31,2^\circ$ y que de acuerdo con la curva $\sigma_d - \varepsilon_a$ (Figura 8.1 a), éste se moviliza para una deformación que oscila entre 1 y 2%. Si, por el contrario, se considera que la rotura se produce cuando la relación σ'_1/σ'_3 es máxima, se obtiene un valor de ϕ' igual a $33,6^\circ$ para una deformación en torno al 5%.

Figura 8.5 Líneas de resistencia intrínseca de las ACS mediante los criterios del máximo esfuerzo desviador $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\max}$ y la máxima relación de tensiones principales $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$

Como se mencionó antes, los parámetros de resistencia de un suelo dependen en cierta medida de los niveles de deformación que se consideren admisibles; en la práctica de la ingeniería es usual establecer dicho límite en el 3%. Por tanto, al comparar los resultados obtenidos con ambos criterios, el criterio del máximo esfuerzo desviador $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\max}$ es el que nos deja del lado de la seguridad por dar un ángulo ϕ' inferior, además de movilizarse a un nivel de deformación por debajo del 2%.

Lodos de alta densidad (LAD)

En el caso de los lodos de alta densidad LAD, Figura 8.6, el ángulo de rozamiento movilizado, ϕ' , evaluado mediante el criterio $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\text{máx}}$, alcanza un valor de $19,1^\circ$ para una deformación en torno al 1%. En cambio, si se analiza con el criterio de la máxima relación σ'_1/σ'_3 , el ángulo ϕ' alcanza un valor de $31,1^\circ$ para un nivel de deformación promedio del 13%. Nuevamente, la definición de un nivel de deformación límite admisible juega un papel importante en la determinación de los parámetros de resistencia del material.

Figura 8.6 Líneas de resistencia intrínsecas de los LAD mediante los criterios del máximo esfuerzo desviador $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\text{máx}}$ y la máxima relación de tensiones principales $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$

Lamas Cobre (LC)

En el caso de las Lamas Cobre los parámetros de resistencia evaluados mediante los criterios $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\text{máx}}$ y $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$ resultaron muy similares, Figura 8.7. Si se observan las curvas σ'_1/σ'_3 vs ϵ_a , Figura 8.4 (c), se puede notar que el ángulo de rozamiento movilizado ϕ' alcanza un valor máximo para un nivel de deformación que varía entre el 2.5 y el 3.5% y a continuación disminuye. Sin embargo, las curvas $\sigma_d - \epsilon_a$, Figura 8.3 (a), muestran que a pesar de ello, la tensión desviadora sigue aumentando hasta deformaciones en torno al 13%. Ello se debe a la disminución de las presiones intersticiales, Figura 8.3 (b). Al considerar que la rotura se produce cuando $\sigma'_1 - \sigma'_3$ es máximo, los parámetros c' y ϕ' resultaron iguales a 34.64 kPa y 32.2° , respectivamente. Mientras que si se considera el criterio de la máxima oblicuidad, se obtiene un valor de c' igual a 28.06 kPa y un valor de ϕ' de 34.7° .

Figura 8.7 Líneas de resistencia intrínsecas de las LC mediante los criterios del máximo esfuerzo desviador $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\text{máx}}$ y la máxima relación de tensiones principales $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\text{máx}}$

En la Tabla 8-4 se presenta un resumen de los parámetros de resistencia obtenidos para los materiales ACS, LAD y LC, de acuerdo con los criterios de resistencia del máximo desviador y de la máxima oblicuidad.

Tabla 8-4 Resumen de los resultados de las pruebas triaxiales CU

Parámetro	Unidad	Material		
		ACS	LAD	LC
c' , máximo desviador	kPa.	5.1	9.3	34.6
ϕ' , máximo desviador	°	31.2	19.1	32.2
c' , máxima relación σ'_1/σ'_3	kPa.	1,1	1.8	28.1
ϕ' , máxima relación σ'_1/σ'_3	°	33.6	31.1	34.7

8.2.3. Variación de los parámetros de resistencia en función del nivel de deformación

Las Figuras 8.8 y 8.9 contienen las tendencias de variación de los parámetros de resistencia ϕ' y c' en función del nivel de deformación, para los materiales ACS, LAD y LC.

Figura 8.8 Variación de los parámetros de resistencia c' y ϕ en función de la deformación axial, obtenidos a partir de ensayos triaxiales CU para los materiales ACS y LAD

En el caso de los materiales arenosos ACS y LAD, Figura 8.8, se observa que el ángulo de fricción interna se incrementa en la medida en que se incrementa la deformación axial hasta alcanzar un valor máximo, para luego disminuir y/o mantenerse constante. En contraste, la cohesión aparente efectiva de ambos materiales disminuye en la medida en que aumenta la deformación axial. Los puntos color marrón y los triángulos negros sobre las curvas, representan el valor de c' y ϕ' obtenidos con los criterios $(\sigma'_1-\sigma'_3)_{\max}$ y $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$, respectivamente.

De igual manera, el ángulo de rozamiento movilizado por las Lamas Cobre, Figura 8.9, se incrementa con la deformación y registra un valor máximo cuando $\varepsilon_a = 5\%$, después tiende a disminuir suavemente. La cohesión efectiva, por su parte, se incrementa hasta cuando las deformaciones son del orden del 5%, para luego caer bruscamente. Los puntos color marrón y los triángulos negros representan el valor de c' y ϕ' obtenidos con los criterios $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ y $(\sigma'_1-\sigma'_3)_{\max}$, respectivamente.

Figura 8.9 Variación de los parámetros de resistencia c' y ϕ' en función de la deformación axial, obtenidos a partir de ensayos triaxiales CU para las LC

8.2.4. Trayectorias de tensiones y envolventes de resistencia

En las Figuras 8.10, 8.11 y 8.12, se representan las trayectorias de tensiones en el plano $p' - q$, junto con las envolventes de resistencia obtenidas mediante ensayos triaxiales no drenados, para los materiales ACS, LAD y LC.

Arenas cerro Salomón (ACS)

De la Figura 8.10, se puede decir que las ACS exhiben un comportamiento contractivo, típico de medios granulares flojos. El recorrido de tensiones alcanza una tensión desviadora máxima y a partir de este instante disminuye continuamente pero sin llegar a estabilizarse incluso para deformaciones axiales en torno al 20%. Por otra parte, dentro del rango de presiones efectivas de consolidación aplicadas, las envolventes de resistencia se pueden asimilar a líneas rectas en razón de que, al establecer correlaciones lineales para los criterios de máxima relación de tensiones principales y máxima tensión desviadora, en todos los casos el valor del coeficiente R^2 es muy cercano a 1.

Figura 8.10 Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q'$ y envolventes de resistencia de las ACS

Lodos de alta densidad (LAD)

En el caso de los LAD, en la Figura 8.11 se puede notar claramente que el recorrido de tensiones de las muestras consolidadas a 100 y 300 kPa alcanza una tensión de corte máxima y a continuación disminuye hasta un mínimo relativo, para luego aumentar nuevamente. Esto se debe a que al generarse una disminución de la presión intersticial (tendencia a dilatar), el recorrido de tensiones se desvía hacia la derecha. Este cambio de comportamiento, de contractivo a dilatante, fue definido por Ishihara et al. (1996) como “Estado de transformación de fase”, el cual se produce una vez se alcanza el estado de resistencia mínimo.

Figura 8.11 Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q'$ y envolventes de resistencia de los LAD

En cuanto a las envolventes de resistencia, el resultado obtenido con ambos criterios de rotura difiere significativamente, dando origen a parámetros de resistencia a la tensión cortante dependientes del criterio de rotura elegido. Por otra parte, aunque la geometría de las trayectorias de tensiones de las ACS y los LAD es similar, y previamente se ha dicho que, en términos generales, ambos materiales exhiben un comportamiento contractivo, es importante anotar que la presión efectiva de consolidación influye significativamente en la respuesta de los LAD.

Lamas Cobre (LC)

De acuerdo con las trayectorias de tensiones exhibidas por el material LC, Figura 8.12, se pone de manifiesto un claro comportamiento dilatante típico de un suelo cohesivo de consistencia dura, incluso para una presión efectiva de consolidación igual a 300 kPa.

Figura 8.12 Trayectoria de tensiones en el espacio $p' - q'$ y envolventes de resistencia de las LC

8.3. Corte Simple Cíclico

La evaluación e interpretación de los ensayos de corte simple cíclico se realiza en base a la información obtenida de 27 pruebas a tensión controlada y en condiciones no drenadas, sobre muestras reconstituidas de arenas limosas (ACS y LAD) y arcillas limosas (LC), provenientes de los depósitos de estériles de las minas de Riotinto (España). Como se indicó en la Tabla 7.3, los ensayos se realizaron sobre muestras consolidadas a 50, 100 y 150 kPa, para diferentes condiciones de tensión tangencial cíclica. Para facilitar la interpretación de los resultados, la magnitud de la tensión tangencial cíclica se aplicó como un porcentaje de la presión efectiva de consolidación $(+/-\tau_c/\sigma'_{ov})$. Las muestras fueron sometidas, como máximo, a 1300 ciclos de carga, con un periodo de 0.5 sg.

Conviene mencionar que a fin de proteger el equipo, en un buen número de pruebas, fue necesario hacer uso de la parada de emergencia, ya que al ser muy bajo el período de aplicación de la carga (0.5 sg), la generación de presiones intersticiales fue muy rápida y por tanto, el material llegó a la rotura súbitamente. Por esta razón, en algunas de las gráficas $(\tau_c - \gamma)$, la deformación no se corresponde con la verdaderamente experimentada por la probeta después de hacer uso de la parada de emergencia. Cuando fue necesario hacer uso de la parada de emergencia, las deformaciones finales superaron el 14%.

Para cada uno de los materiales ensayados se presentan una serie de gráficas que representan el comportamiento tensión – deformación $(\tau - \gamma)$ y las tendencias de variación del desarrollo de presiones intersticiales (u) , normalizadas respecto a la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}) ; el módulo de rigidez al cortante (G) , la razón de amortiguamiento (D) y el desarrollo de deformaciones cíclicas (γ_c) y permanentes (γ_p) , todas ellas, en función del número de ciclos (N) .

El análisis de los resultados obtenidos, se realiza a partir de la información incluida en las Tablas 8-5, 8-6 y 8-7 y en las Figuras 8.13 a 8.32, centrando la atención en la influencia de las diferentes combinaciones $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$, sobre las tendencias de variación mencionadas anteriormente. Los valores numéricos incluidos en la Tablas 8-5 a 8-7 corresponden, por una parte, a los parámetros que identifican los ensayos (número, densidad seca, presión efectiva de consolidación, relación de tensión cíclica y tensión cíclica aplicada) y, por otro lado, a las principales magnitudes medidas (exceso de presiones intersticiales máximas generadas, deformaciones cíclicas y permanentes máximas y número de ciclos necesarios para el desarrollo de grandes deformaciones y/o presiones intersticiales altas).

Con el material LC, las relaciones de tensión cíclica (τ_c/σ'_{ov}) se incrementaron respecto a las de los materiales ACS y LAD, debido a que su consistencia es dura para un $\gamma_d = 1.65 \text{ g/cm}^3$ y en consecuencia, relaciones de tensión cíclica iguales al 5, 10 y 15%, dan origen a sollicitaciones relativamente bajas y a deformaciones tangenciales (γ) muy pequeñas.

Tabla 8-5 Resultados de los ensayos de corte simple cíclico para las ACS

No. Ensayo	γ_d g/cm ³	σ'_{ov} kPa	τ_c/σ'_{ov} %	τ_c kPa	u/σ'_{ov} máx. %	γ_c máx. %	γ_p máx. %	N
1	1,6	50	5	± 2,5	20	0,03	0,013	1300
2			10	± 5,0	> 95	>14	>14	220
3			15	± 7,5	> 95	>14	>14	117
4	1,6	100	5	± 5,0	18	0,06	0,03	1300
5			10	± 10,0	>95	>14	>14	103
6			15	± 15,0	>95	>14	>14	12
7	1,6	150	5	± 7,5	37	0,09	0,18	1300
8			10	± 15,0	>95	>14	>14	40
9			15	± 22,5	>95	>14	>14	7

Tabla 8-6 Resultados de los ensayos de corte simple cíclico para los LAD

No. Ensayo	γ_d g/cm ³	σ'_{ov} kPa	τ_c/σ'_{ov} %	τ_c kPa	u/σ'_{ov} máx. %	γ_c máx. %	γ_p máx. %	N
1	1,65	50	5	± 2,5	40	0,05	0,50	1300
2			10	± 5,0	> 95	>14	>14	198
3			15	± 7,5	> 95	>14	>14	14
4	1,65	100	5	± 5,0	43	0,15	0,22	1300
5			10	± 10,0	>95	>14	>14	38
6			15	± 15,0	>95	>14	>14	5
7	1,65	150	5	± 7,5	46	0,16	0,21	1300
8			10	± 15,0	>95	>14	>14	31
9			15	± 22,5	>95	>14	>14	5

Tabla 8-7 Resultados de los ensayos de corte simple cíclico para las LC

No. Ensayo	γ_d g/cm ³	σ'_{ov} kPa	τ_c/σ'_{ov} %	τ_c kPa	u/σ'_{ov} máx. %	γ_c máx. %	γ_p máx. %	N
1	1,65	50	10	$\pm 5,0$	35	0,29	0,25	1300
2			20	$\pm 10,0$	48	0,65	0,24	1300
3			30	$\pm 15,0$	>95	>14	>14	812
4	1,65	100	10	$\pm 10,0$	32	0,46	0,16	1300
5			20	$\pm 20,0$	>95	>14	>14	841
6			30	$\pm 30,0$	>95	>14	>14	117
7	1,65	150	10	$\pm 15,0$	38	0,61	-0,48	1300
8			20	$\pm 30,0$	>95	>14	>14	150
9			30	$\pm 45,0$	>95	>14	>14	38

Nota: el valor de N en las Tablas 8-5, 8-6 y 8-7, se refiere al número de ciclos necesarios para el desarrollo de grandes deformaciones y/o presiones intersticiales altas.

En los siguientes apartados se realiza una evaluación detallada de los aspectos mencionados anteriormente, para cada uno de los materiales.

8.3.1. Comportamiento tensión-deformación

Arenas Cerro Salomón (ACS)

Las Figuras 8.13, 8.14 y 8.15 ilustran el comportamiento típico tensión – deformación experimentado por el material ACS, bajo presiones efectivas de consolidación iguales a 50, 100 y 150 kPa y para tensiones tangenciales cíclicas iguales al 5, 10 y 15% de σ'_{ov} .

Con base en la información contenida en las Figuras 8.13 a 8.15 se deduce que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, el desarrollo de deformaciones cíclicas y permanentes se incrementa de manera significativa en la medida que aumenta la relación de tensión cíclica.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, cuando $\tau_c/\sigma'_{ov} \leq 5\%$ el material no es susceptible a la rotura, debido a que las deformaciones tanto cíclicas como permanentes son muy pequeñas.

Figura 8.13 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_{ov} = 50$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}

Figura 8.14 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_{ov}= 100$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}

Figura 8.15 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_{ov}= 150$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, en relación con τ_c/σ'_{ov} , existe un umbral entre el 5% y el 10% a partir del cual el material es susceptible a la rotura súbita, puesto que para $\tau_c/\sigma'_{ov} \geq 10\%$ las deformaciones tanto cíclicas como permanentes en todos los casos superan el 14%, en un número de ciclos como máximo igual a 220.

La rotura súbita no es tan evidente en las Figuras 8.13 a 8.15 debido a que ésta es tan espontánea que es necesario hacer uso de la parada de emergencia del equipo, para evitar que pierda el control; no obstante, la Figura 8.13, cuando $(\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%)$, es un buen ejemplo para visualizar lo que ocurre, en razón de que en los últimos 8 ciclos registrados la deformación se incrementa del 3% al 9%; el siguiente ciclo no se completa, se hace uso de la parada de emergencia porque el material no ofrece resistencia y por tanto, el equipo alcanza el máximo recorrido del sistema de aplicación de carga horizontal.

Lodos de alta densidad (LAD)

Las Figuras 8.16, 8.17 y 8.18 representan el comportamiento típico tensión – deformación experimentado por el material LAD, bajo presiones efectivas de consolidación de 50, 100 y 150 kPa y para tensiones tangenciales cíclicas iguales al 5, 10 y 15% de σ'_{ov} .

Con base en la información contenida en las Figuras 8.16 a 8.18 se deduce que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, el desarrollo de deformaciones cíclicas y permanentes se incrementa de manera significativa en la medida que aumenta la relación de tensión cíclica.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, cuando $\tau_c/\sigma'_{ov} \leq 5\%$ el material no es susceptible a la rotura, debido a que las deformaciones tanto cíclicas como permanentes son muy pequeñas.

Figura 8.16 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_{ov}= 50$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}

Figura 8.17 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_{ov}= 100$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}

Figura 8.18 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_{ov}= 150$ kPa y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov}

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, en relación con τ_c/σ'_{ov} , existe un umbral entre el 5% y el 10% a partir del cual el material es susceptible a la rotura súbita, puesto que para $\tau_c/\sigma'_{ov} \geq 10\%$ las

deformaciones tanto cíclicas como permanentes en todos los casos superan el 14%, en un número de ciclos como máximo igual a 198.

Teniendo en cuenta que el material ACS es el constitutivo del material LAD y tras comparar el comportamiento exhibido por ambos materiales, bajo las mismas condiciones de consolidación y de sollicitación cíclica, se puede decir que:

- Independientemente de la densidad seca, a igual presión efectiva de consolidación y para relaciones de tensión cíclica iguales al 10 y 15%, los materiales ACS y LAD son susceptibles a desarrollar grandes deformaciones, las cuales no se reflejan en las Figuras 8.13 a 8.18 debido a que las pruebas fueron terminadas mediante la parada de seguridad del equipo. Inmediatamente después del último ciclo registrado en las gráficas, las deformaciones superaron el 14%.
- Cuando la relación de tensión cíclica es igual al 5%, las ACS desarrollaron deformaciones cíclicas máximas del orden de 0.09% y deformaciones permanentes máximas iguales al 0.18%, al cabo de 1300 ciclos. Mientras que, bajo las mismas condiciones de sollicitación cíclica, pero con γ_d mayor, el material LAD desarrolló $\gamma_c = 0.16\%$ y $\gamma_p = 0.21\%$. Parece ser que a pesar de que el material LAD tiene mayor γ_d respecto a las ACS, el mayor porcentaje de finos lo hace más susceptible a la deformación.
- Cuando la relación de tensión cíclica es igual al 10%, las ACS son afectadas por la rotura súbita después de 220, 103 y 40 ciclos, mientras que los LAD después de 198, 38 y 31 ciclos, cuando σ'_{ov} es igual a 50 kPa, 100 kPa y 150 kPa, respectivamente.
- Cuando la relación de tensión cíclica es igual al 15%, las ACS son afectadas por la rotura súbita después de 117, 12 y 7 ciclos, mientras que los LAD después de 14, 5 y 5 ciclos, cuando σ'_{ov} es igual a 50 kPa, 100 kPa y 150 kPa, respectivamente.
- Parece ser que a pesar de que el material LAD tiene una densidad seca mayor, el mayor porcentaje de finos hace que el material desarrolle mayores deformaciones y se convierta en un material más susceptible a la rotura súbita.

Lamas Cobre (LC)

Las Figuras 8.19, 8.20 y 8.21 representan el comportamiento típico tensión – deformación experimentado por el material LC, bajo presiones efectivas de consolidación de 50, 100 y 150 kPa y para tensiones tangenciales cíclicas iguales al 10, 20 y 30% de σ'_{ov} .

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, el desarrollo de deformaciones cíclicas y permanentes se incrementa de manera significativa en la medida que aumenta la relación de tensión cíclica.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, cuando $\tau_c/\sigma'_{ov} \leq 10\%$ el material no es susceptible al ablandamiento cíclico, debido a que las deformaciones tanto cíclicas como permanentes son muy pequeñas.
- Cuando la presión efectiva de consolidación es igual a 50 kPa, en relación con τ_c/σ'_{ov} , parece ser que hay un umbral entre el 20% y el 30% a partir del cual el material es susceptible al ablandamiento cíclico y por tanto, llega a la rotura súbitamente.

Figura 8.19 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov} .

Figura 8.20 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov} .

Figura 8.21 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ y para diferentes relaciones τ_c/σ'_{ov} .

- Si la presión efectiva de consolidación es mayor o igual a 100 kPa, en relación con τ_c/σ'_{ov} , parece ser que hay un umbral entre el 10% y el 20% a partir del cual el material es susceptible al ablandamiento cíclico y por tanto, llega a la rotura súbitamente.

8.3.2. Generación de presiones intersticiales

Arena Cerro Salomón (ACS)

La Figura 8.22 contiene las tendencias de variación de la presión intersticial normalizada respecto a la presión efectiva de consolidación, en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$.

Figura 8.22 Tendencias de variación de u/σ'_{ov} en función de N , para las ACS.

Con base en la información contenida en la Figura 8.22, se deduce que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la relación de tensión cíclica, la presión intersticial tiende a aumentar, en mayor o menor grado, con el incremento el número de ciclos.
- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, las presiones intersticiales se incrementan de manera significativa, en la medida en que se incrementa la relación de tensión cíclica.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$ desarrollaron presiones intersticiales relativamente bajas y por tanto, no llegaron a la rotura, al menos si el número de ciclos N es menor de 1300. En este caso la máxima presión intersticial desarrollada fue igual al 37% de la presión efectiva de consolidación.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica igual o mayor que el 10% de la presión efectiva de consolidación desarrollaron presiones intersticiales muy altas y por tanto, llegaron a la rotura súbitamente.
- A igual relación de tensión cíclica, (τ_c/σ'_{ov}) , el número de ciclos necesario para que la presión intersticial desarrollada se iguale a la presión efectiva de consolidación, se reduce en la medida en que se incrementa la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, cuando $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$ los números de ciclos necesarios para que se igualen las presiones fueron iguales a 220, 103 y 40, para presiones efectivas de consolidación iguales a 50, 100 y 150 kPa, respectivamente.

- A igual tensión cíclica, (τ_c), el número de ciclos necesario para que la presión intersticial desarrollada se iguale a la presión efectiva de consolidación, se incrementa en la medida en que se incrementa la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, cuando $\tau_c = 15$ KPa los números de ciclos necesarios para que se igualen las presiones fueron iguales a 12, y 40, para presiones efectivas de consolidación iguales a 100 y 150 kPa, respectivamente.

Lodos de alta densidad (LAD)

La Figura 8.23 contiene las tendencias de variación de la presión intersticial, normalizada respecto a la presión efectiva de consolidación, en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$.

Con base en la información contenida en la Figura 8.23, se deduce que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la relación de tensión cíclica, la presión intersticial tiende a aumentar con el incremento del número de ciclos.

Figura 8.23 Tendencias de variación de u/σ'_{ov} en función de N , para los LAD.

- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, el desarrollo de presiones intersticiales se incrementa de manera significativa con el incremento de la relación de tensión cíclica.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$ desarrollaron presiones intersticiales relativamente bajas y por tanto, no llegaron a la rotura, al menos si el número de ciclos N es menor de 1300. En este caso la máxima presión intersticial desarrollada fue igual al 46% de la presión efectiva de consolidación, pero como la presión intersticial no tiende a estabilizarse es posible que con un número de ciclos bastante mayor que 1300 llegara a la rotura.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica igual o mayor que el 10% de la presión efectiva de consolidación, desarrollaron presiones intersticiales muy altas y por tanto, llegaron a la rotura súbitamente.

- A igual relación de tensión cíclica, (τ_c/σ'_{ov}) , el número de ciclos necesario para que la presión intersticial desarrollada se iguale a la presión de consolidación, se reduce en la medida en que se incrementa la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, cuando $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$ los números de ciclos necesarios para que se igualen las presiones fueron iguales a 198, 38 y 31, para presiones efectivas de consolidación iguales a 50, 100 y 150 kPa, respectivamente.
- A igual tensión cíclica, (τ_c) , el número de ciclos necesario para que la presión intersticial desarrollada se iguale a la presión de consolidación, se incrementa en la medida en que se incrementa la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, cuando $\tau_c = 15$ KPa los números de ciclos necesarios para que se igualen las presiones fueron iguales a 5, y 31, para presiones efectivas de consolidación iguales a 100 y 150 kPa, respectivamente.

Lamas Cobre (LC)

La Figura 8.24 contiene las tendencias de variación de la presión intersticial normalizada respecto a la presión efectiva de consolidación, en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$.

Con base en la información contenida en la Figura 8.24, se deduce que:

Figura 8.24 Tendencias de variación de u/σ'_{ov} en función de N , para las LC.

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la relación de tensión cíclica, la presión intersticial tiende a aumentar, en mayor o menor grado, con el incremento del número de ciclos.
- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, las presiones intersticiales se incrementan de manera significativa en la medida en que se incrementa la relación de tensión cíclica.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y al cabo de 1300 ciclos, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica τ_c/σ'_{ov} igual al 10% desarrollaron presiones intersticiales relativamente bajas y por tanto, el material no resultó afectado por “ablandamiento cíclico”. No obstante, en razón de que las presiones intersticiales no se

estabilizan, es de esperar que con un número muy grande de ciclos, el material resulte afectado por este fenómeno.

- Cuando τ_c/σ'_{ov} es mayor al 10%, salvo para la combinación $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$: 50 kPa - 20 %, las presiones intersticiales se igualan a la presión efectiva de consolidación cuando el número de ciclos es como máximo igual 841.
- El número de ciclos necesario para que la presión intersticial se iguale a la presión efectiva de consolidación, en muestras sometidas a igual magnitud de tensión tangencial cíclica (τ_c), se incrementa en la medida en que aumenta la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, cuando $\tau_c = 30$ kPa los números de ciclos necesarios para que se igualen las presiones fueron iguales a 117, y 150, para presiones efectivas de consolidación iguales a 100 y 150 kPa, respectivamente.
- A igual relación de tensión cíclica, (τ_c/σ'_{ov}), el número de ciclos necesario para que la presión intersticial desarrollada se iguale a la presión efectiva de consolidación, se reduce en la medida en que ésta última se incrementa. Por ejemplo, cuando $\tau_c/\sigma'_{ov} = 30\%$ los números de ciclos necesarios para que se igualen las presiones fueron iguales a 812, 117 y 38, para presiones efectivas de consolidación iguales a 50, 100 y 150 kPa, respectivamente.

8.3.3. Módulo de rigidez y amortiguamiento

Arena Cerro salomón (ACS)

La Figura 8.25 contiene las tendencias de variación del módulo de rigidez y la razón de amortiguamiento, en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$.

Con base en la información contenida en la Figura 8.25, se deduce que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la relación de tensión cíclica, desde el inicio de las pruebas, salvo en el caso en el que σ'_{ov} fue igual a 50 kPa y la relación τ_c/σ'_{ov} fue igual al 5%, el módulo de rigidez tiende a disminuir, en mayor o menor grado, con el incremento del número de ciclos.
- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, el módulo de rigidez se reduce de manera significativa con el incremento de la relación de tensión cíclica.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y al cabo de 1300 ciclos, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica τ_c/σ'_{ov} igual al 5% experimentaron una degradación del módulo de rigidez relativamente baja.

Figura 8.25 Tendencias de variación de G y D en función de N , para las ACS.

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica igual o mayor que el 10% exhiben una degradación importante del módulo de rigidez, lo cual conlleva a la rotura súbita.
- A igual magnitud de tensión tangencial cíclica (τ_c), el número de ciclos necesario para que el módulo de rigidez sea prácticamente nulo, se incrementa en la medida que aumenta la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, si $\sigma'_{ov} = 100$ kPa y $\tau_c = 15$ kPa, $N = 12$; mientras que si $\sigma'_{ov} = 150$ kPa y $\tau_c = 15$ kPa, $N = 40$.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y para una relación de tensión cíclica τ_c/σ'_{ov} igual al 5%, el amortiguamiento tiende a mantenerse constante o a disminuir, de manera poco significativa, con el incremento del número de ciclos.
- En las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica τ_c/σ'_{ov} igual al 10 y 15%, en los primeros ciclos, el amortiguamiento tiende a disminuir de una manera poco significativa y en adelante se incrementa rápidamente con el incremento del número de ciclos.

Lodos de alta densidad (LAD)

La Figura 8.26 contiene las tendencias de variación del módulo de rigidez y la razón de amortiguamiento en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$.

Con base en la información contenida en la Figura 8.26, se deduce que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la relación de tensión cíclica, desde el inicio de las pruebas, salvo en el caso en el que σ'_{ov} fue igual a 150 kPa y la relación de tensión cíclica τ_c/σ'_{ov} fue igual al 5%, el módulo de rigidez tiende a disminuir, en mayor o menor grado, con el incremento del número de ciclos.
- Cuando el material es sometido a una combinación σ'_{ov} igual a 150 kPa y $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$, la degradación del módulo de rigidez es nula e incluso el módulo tiende a incrementarse en la medida que crece el número de ciclos.
- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, el módulo de rigidez se reduce de manera significativa en la medida que se incrementa la relación de tensión cíclica.

Figura 8.26 Tendencias de variación de G y D en función de N , para los LAD

- A igual magnitud de tensión cíclica (τ_c), el número de ciclos necesario para que el módulo de rigidez sea prácticamente nulo, se incrementa en la medida en que aumenta la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, si $\sigma'_{ov} = 100$ kPa y $\tau_c = 15$ kPa, $N = 5$; mientras que si $\sigma'_{ov} = 150$ kPa y $\tau_c = 15$ kPa, $N = 31$.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y para una relación de tensión cíclica $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$, el amortiguamiento tiende a disminuir suavemente en la medida en que se incrementa el número de ciclos.
- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, el amortiguamiento se incrementa en la medida que aumenta la relación de tensión cíclica.
- En las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica τ_c/σ'_{ov} igual al 10 y 15%, en los primeros ciclos, el amortiguamiento tiende a disminuir

de una manera poco significativa y en adelante se incrementa rápidamente con el incremento del número de ciclos.

Lamas Cobre (LC)

La Figura 8.27 contiene las tendencias de variación del módulo de rigidez y la razón de amortiguamiento en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones σ'_{ov} - τ_c/σ'_{ov} .

Con base en la información contenida en la Figura 8.27, se deduce que:

- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, el módulo de rigidez se reduce de manera significativa con el incremento de la relación de tensión cíclica aplicada.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la relación de tensión cíclica, el módulo de rigidez tiende a disminuir en la medida en que se incrementa el número de ciclos. Este efecto es menos notable cuando la relación de tensión cíclica es igual al 10% y en el caso en que $\sigma'_{ov} = 50$ kPa y $\tau_c/\sigma'_{ov} = 20\%$.
- A igual magnitud de tensión tangencial cíclica (τ_c), el número de ciclos necesario para que el módulo de rigidez sea prácticamente nulo, se incrementa en la medida que aumenta la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, si $\sigma'_{ov} = 100$ kPa y $\tau_c = 30$ kPa, $N = 117$; mientras que si $\sigma'_{ov} = 150$ kPa y $\tau_c = 30$ kPa, $N = 150$.

Figura 8.27 Tendencias de variación de G Y D en función de N, para las LC

- En las muestras sometidas a una relación de tensión cíclica τ_c/σ'_{ov} igual al 10% y en el caso en que $\sigma'_{ov} = 50$ kPa y $\tau_c/\sigma'_{ov} = 20\%$, el amortiguamiento tiende a mantenerse constante en la medida que se incrementa el número de ciclos o a disminuir pero de una manera poco significativa.

- Para relaciones de tensiones cíclicas iguales al 20 y 30%, el amortiguamiento tiende a disminuir de manera poco significativa hasta un valor de N inferior a 10 y en adelante se incrementa, en mayor o menor grado, en la medida que crece el número de ciclos.

8.3.4. Deformaciones cíclicas y permanentes

La Figura 8.28 contiene las tendencias de variación de las deformaciones tanto cíclicas como permanentes, en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$.

Arenas Cerro Salomón (ACS)

Con base en la información contenida en la Figura 8.28, se deduce que:

Figura 8.28 Tendencias de variación de γ_c y γ_p en función de N, para las ACS

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica igual al 5%, desarrollaron deformaciones tanto cíclicas como permanentes inferiores al 0.09% y al 0.18%, respectivamente; además, éstas tienden a permanecer constantes hasta un valor de N inferior a 1300 ciclos.
- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, las deformaciones tanto cíclicas como permanentes se incrementan de manera significativa con el incremento de la relación de tensión cíclica.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica igual o mayor que el 10%, desarrollan un incremento significativo de las deformaciones tanto cíclicas

como permanentes en la medida en que aumenta el número de ciclos y, en consecuencia, el material resulta afectado por rotura súbita. Las máximas deformaciones tanto cíclicas como permanentes mostradas en la Figura 8.28 corresponden a las registradas por el sistema de captura de datos, un ciclo antes de la rotura súbita, la cual se presenta en menos de 0.5 sg. La magnitud real de dichas deformaciones al finalizar la prueba superan el 14%.

- A igual magnitud de tensión tangencial cíclica (τ_c), el número de ciclos necesario para que se incrementen de manera significativa tanto las deformaciones cíclicas como permanentes, se incrementa en la medida en que aumenta la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, si $\sigma'_{ov} = 100$ kPa y $\tau_c = 15$ kPa, $N = 12$; mientras que si $\sigma'_{ov} = 150$ kPa y $\tau_c = 15$ kPa, $N = 40$.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, en relación con τ_c/σ'_{ov} , parece ser que hay un umbral entre el 5% y el 10% a partir del cual el material es susceptible a desarrollar grandes deformaciones tanto cíclicas como permanentes y por tanto, llega a la rotura súbitamente.

Lodos a alta densidad (LAD)

La Figura 8.29 contiene las tendencias de variación de las deformaciones tanto cíclicas como permanentes, en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$.

Con base en la información contenida en la Figura 8.29, se deduce que:

Figura 8.29 Tendencias de variación de γ_c y γ_p en función de N , para los LAD

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica igual al 5%, desarrollaron deformaciones tanto cíclicas como permanentes inferiores al 0.16% y al 0.5%, respectivamente; además, éstas tienden a permanecer constantes hasta un valor de N inferior a 1300 ciclos.
- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, las deformaciones tanto cíclicas como permanentes, se incrementan de manera significativa, en la medida en que se incrementa la relación de tensión cíclica.
- A igual magnitud de tensión tangencial cíclica (τ_c), el número de ciclos necesario para que se incrementen de manera significativa tanto las deformaciones cíclicas como permanentes, se incrementa en la medida en que aumenta la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, si $\sigma'_{ov} = 100$ kPa y $\tau_c = 15$ kPa, $N = 5$; mientras que si $\sigma'_{ov} = 150$ kPa y $\tau_c = 15$ kPa, $N = 31$.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica igual o mayor que el 10%, desarrollan un incremento significativo de las deformaciones tanto cíclicas como permanentes en la medida en que aumenta el número de ciclos y, en consecuencia, el material resulta afectado por rotura súbita. Las máximas deformaciones tanto cíclicas como permanentes mostradas en la Figura 8.29 corresponden a las registradas por el sistema de captura de datos, un ciclo antes de la rotura súbita, la cual se presenta en menos de 0.5 sg. La magnitud real de dichas deformaciones al finalizar la prueba superan el 14%.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, en relación con τ_c/σ'_{ov} , parece ser que hay un umbral entre el 5% y el 10% a partir del cual el material es susceptible a desarrollar grandes deformaciones tanto cíclicas como permanentes y por tanto, llega a la rotura súbitamente.

Lamas Cobre (LC)

La Figura 8.30 contiene las tendencias de variación de las deformaciones tanto cíclicas como permanentes, en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_{ov} - \tau_c/\sigma'_{ov}$.

Con base en la información contenida en la Figura 8.30, se deduce que:

- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, las deformaciones tanto cíclicas como permanentes se incrementan en la medida en que se incrementa la relación de tensión cíclica.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las muestras solicitadas con una relación de tensión cíclica (τ_c/σ'_{ov}) igual al 10%

desarrollaron deformaciones tanto cíclicas como permanentes inferiores al 0.61% y 0.48%, respectivamente; además, éstas tienden a permanecer constantes al cabo de 1300 ciclos.

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, salvo el caso en el que $\sigma'_{ov} = 50$ kPa y $\tau_c/\sigma'_{ov} = 20\%$, relaciones de tensiones cíclicas mayores o iguales al 20% generan en el material ablandamiento cíclico y por tanto, rotura súbita con deformaciones tanto cíclicas como permanentes que superan el 14%.
- A igual magnitud de tensión tangencial cíclica (τ_c), el número de ciclos necesarios para que el material resulte afectado por ablandamiento cíclico crece en la medida que se incrementa la presión efectiva de consolidación. Por ejemplo, si $\sigma'_{ov} = 100$ kPa y $\tau_c = 30$ kPa, $N = 117$; mientras que si $\sigma'_{ov} = 150$ kPa y $\tau_c = 30$ kPa, $N = 150$.

Figura 8.30 Tendencias de variación de γ_c y γ_p en función de N , para las LC

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, en relación con τ_c/σ'_{ov} y salvo en el caso en que σ'_{ov} es igual a 50 kPa, parece ser que hay un umbral entre el 10% y el 20% a partir del cual el material es susceptible a desarrollar grandes deformaciones tanto cíclicas como permanentes y por tanto, llega a la rotura súbitamente.

8.3.5. Rotura súbita

Las Figuras 8.31, 8.32 y 8.33 muestran la relación entre la presión efectiva de consolidación σ'_{ov} y el número de ciclos N necesario para causar la rotura súbita, para diferentes relaciones de tensiones cíclicas (τ_c/σ'_{ov}).

Con base en la información contenida en las Figuras 8.31, 8.32 y 8.33, se deduce que:

- En el caso de las ACS, Figura 8.31, y los LAD, Figura 8.32, independientemente de la presión efectiva de consolidación, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 10% y 15% causan en los materiales rotura súbita con un número de ciclos como máximo igual a 220.

Figura 8.31 Número de ciclos necesario para causar la rotura súbita, en función de la presión efectiva de consolidación y para diferentes relaciones de tensiones cíclicas. ACS

Figura 8.32 Número de ciclos necesario para causar la rotura súbita, en función de la presión efectiva de consolidación y para diferentes relaciones de tensiones cíclicas. LAD

- Como ya se ha mencionado en apartados anteriores, el material ACS es el constitutivo del material LAD, pero con diferencias en la densidad seca y el porcentaje de finos. Por tanto, vale la pena comparar el comportamiento exhibido por ambos materiales, bajo las mismas condiciones de consolidación y de sollicitación cíclica.

A pesar de que los LAD tienen una densidad seca mayor respecto a las ACS, el mayor porcentaje de finos en los LAD hace que el material sea más susceptible a la rotura súbita. Por ejemplo, cuando la relación de tensión cíclica es igual al 15%, las ACS son afectadas por la rotura súbita después de 117 y 12 ciclos, Figura 8.31; mientras que los LAD después de 14 y 5 ciclos, Figura 8.32, cuando σ'_{ov} es igual a 50 kPa y 100 kPa, respectivamente.

- En el caso de las LC, Figura 8.33, independientemente de la presión efectiva de consolidación, salvo cuando $\sigma'_{ov} = 50$ kPa y $\tau_c/\sigma'_{ov} = 20\%$, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 20% y 30% causan en el material ablandamiento cíclico y por tanto, rotura súbita con un número de ciclos como máximo igual a 841.

Figura 8.33 Número de ciclos necesario para causar la rotura súbita, en función de la presión efectiva de consolidación y para diferentes relaciones de tensiones cíclicas. LC

- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, el número de ciclos necesario para causar la rotura súbita, se reduce en la medida en que se incrementa la relación de tensión cíclica.

8.4. Triaxiales Cíclicos

La evaluación e interpretación de los ensayos triaxiales cíclicos, se lleva a cabo en base a la información obtenida de 29 pruebas a tensión controlada y en condiciones no drenadas, realizadas sobre muestras reconstituidas de arenas limosas (ACS y LAD) y de arcilla limosa (LC), provenientes de los depósitos de estériles de las minas de Riotinto (España). Como se indicó en la Tabla 7-4, los ensayos se realizaron sobre muestras consolidadas isotrópicamente a 50, 100 y 150 kPa, para diferentes condiciones de tensión axial cíclica. Para facilitar la interpretación de los resultados, la magnitud de la tensión axial cíclica se aplicó como un porcentaje de la presión efectiva de consolidación ($\pm \sigma_{vc}/\sigma'_c$). Las muestras fueron sometidas, como máximo, a 1300 ciclos de carga, con un periodo $T = 0.5$ sg.

Para cada uno de los materiales ensayados (ACS, LAD y LC) se incluyen una serie de gráficas que representan el comportamiento tensión – deformación ($\sigma - \epsilon$), las trayectorias de tensiones y las tendencias de variación del desarrollo de presiones intersticiales normalizadas respecto a la presión efectiva de consolidación (u/σ'_c), el módulo de rigidez al cortante (G), la razón de amortiguamiento (D) y el desarrollo de deformaciones axiales cíclicas (ϵ_c) y permanentes (ϵ_p), todas ellas, en función del número de ciclos (N).

El análisis de los resultados obtenidos, se realiza a partir de la información incluida en las Tablas 8-8, 8-9 y 8-10 y en las Figuras 8.34 a 8.60, centrando la atención en la influencia de las diferentes combinaciones de presiones efectivas de consolidación (σ'_c) y relaciones de tensiones cíclicas (σ_{vc}/σ'_c), sobre las tendencias de variación mencionadas anteriormente. Los valores numéricos incluidos en las Tablas 8-8, 8-9 y 8-10 corresponden, por una parte, a los parámetros que identifican los ensayos (número, densidad seca, presión efectiva de consolidación, relación de tensión cíclica y tensión axial cíclica aplicada) y, por otro lado, a las principales magnitudes medidas (exceso máximo de presión intersticial, deformaciones axiales máximas tanto cíclicas como permanentes y número de ciclos necesarios para el desarrollo de grandes deformaciones y/o exceso de presión intersticial).

Como se puede observar en las Tablas 8-8 y 8-9, en general, las pruebas se realizaron con relaciones de tensión cíclica (σ_{vc}/σ'_c) iguales al 5%, 10% y 15%, pero debido a que, cuando las ACS se consolidaron con 150 kPa y los LAD a 50 kPa, las presiones intersticiales generadas fueron muy bajas, las deformaciones cíclicas y permanentes muy pequeñas y la degradación del módulo de rigidez leve, fue necesario incrementar la relación σ_{vc}/σ'_c hasta el 20%.

Tabla 8-8 Resultados de los ensayos triaxiales cíclicos de las ACS

No. Ensayo	γ_d g/cm ³	σ'_c kPa	σ_{vc}/σ'_c %	σ_{vc} kPa	u/σ'_c máx. %	ϵ_c máx. %	ϵ_p máx. %	N
1	1,6	50	5	± 2,5	8	0,009	0,005	1300
2			10	± 5,0	3	0,010	0,003	1300
3			15	± 7,5	5	0,018	0,005	1300
4	1,6	100	5	± 5,0	5	0,009	0,005	1300
5			10	± 10,0	10	0,018	0,005	1300
6			15	± 15,0	99	>14	>14	793
7	1,6	150	5	± 7,5	4	0,009	0,002	1300
8			10	± 15,0	-5	0,017	0,005	1300
9			15	± 22,5	21	0,031	0,044	1300
10			20	± 30,0	>95	>14	>14	112

Tabla 8-9 Resultados de los ensayos triaxiales cíclicos de los LAD

No. Ensayo	γ_d g/cm ³	σ'_c kPa	σ_{vc}/σ'_c %	σ_{vc} kPa	u/σ'_c máx. %	ϵ_c máx. %	ϵ_p máx. %	N
1	1,65	50	5	± 2,5	-4	0,006	0,005	1300
2			10	± 5,0	2	0,010	0,005	1300
3			15	± 7,5	1	0,013	0,008	1300
4			20	± 10,0	>95	>14	>14	236
5	1,65	100	5	± 5,0	5	0,006	0,010	1300
6			10	± 10,0	21	0,022	0,010	1300
7			15	± 15,0	>95	>14	>14	416
8	1,65	150	5	± 7,5	7	0,007	0,018	1300
9			10	± 15,0	25	0,017	0,027	1300
10			15	± 22,5	>95	>14	>14	392

Tabla 8-10 Resultados de los ensayos triaxiales cíclicos de las LC

No. Ensayo	γ_d g/cm ³	σ'_c kPa	σ_{vc}/σ'_c %	σ_{vc} kPa	u/σ'_c)máx. %	ϵ_c)máx. %	ϵ_p)máx. %	N
1	1,65	50	10	± 5	7	0,012	0,003	1300
2			20	± 10	10	0,025	-0,010	1300
3			30	± 15	14	0,042	-0,013	1300
4	1,65	100	10	± 10	8	0,016	0,005	1300
5			20	± 20	15	0,041	0,006	1300
6			30	± 30	23	0,081	-0,021	1300
7	1,65	150	10	± 15	6	0,015	0,007	1300
8			20	± 30	13	0,039	0,008	1300
9			30	± 45	20	0,075	-0,006	1300

Nota: el valor de N se refiere al número de ciclos necesarios para el desarrollo de grandes deformaciones y/o exceso de presión intersticial cercana a (σ'_c).

En los siguientes apartados se realiza, para cada uno de los materiales, una evaluación detallada de los aspectos mencionados anteriormente.

8.4.1. Comportamiento tensión – deformación y trayectorias de tensiones Arena Cerro Salomón (ACS)

Las Figuras 8.34 a 8.39 contienen las trayectorias de tensiones y el comportamiento típico tensión–deformación exhibido por el material ACS, bajo presiones efectivas de consolidación iguales a 50, 100 y 150 kPa, para diferentes relaciones de tensión axial cíclica.

De las Figura 8.34 a 8.39 se deduce que:

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 50 kPa y relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5%, 10% y 15%, Figura 8.34, el comportamiento tensión deformación es no lineal elástico, en razón de que las deformaciones permanentes desarrolladas son pequeñas y varían entre 0.003% y como máximo 0.005%, después de 1300 ciclos.

Figura 8.34 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_c = 50$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 50 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5%, 10% y 15% y 1300 ciclos, el material está muy lejos de la condición de rotura bajo sollicitación dinámica, Figura 8.35.

Figura 8.35 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las ACS para $\sigma'_c=50$ kPa y diferentes relaciones σ_{v0}/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 100 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5% y 10% y 1300 ciclos, Figura 8.36, el comportamiento tensión deformación es no lineal elástico, en razón de que las deformaciones permanentes desarrolladas son pequeñas y como máximo iguales al 0.005% después de 1300 ciclos. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 15%, el material exhibe comportamiento no lineal elástico hasta el ciclo 662 con deformaciones permanentes como máximo iguales al 0.01%; después, el comportamiento se torna elasto-plástico hasta el ciclo 774; entre los ciclos 775 y 792 el material exhibe un comportamiento plástico, llegando a deformaciones permanentes como máximo iguales al 2.5%; finalmente, antes de completar el ciclo 793 las deformaciones se incrementan súbitamente y superan el 14%.

Figura 8.36 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{v0}/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 100 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5% y 10% y 1300 ciclos, el material está muy lejos de la condición de rotura bajo sollicitación dinámica, Figura 8.37. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 15%, el material llega súbitamente a la rotura en el ciclo 793.

Figura 8.37 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las ACS para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{v0}/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 150 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5%, 10% y 15% y 1300 ciclos, Figura 8.38, el comportamiento tensión deformación varía entre elástico no lineal y elasto-plástico, en razón de que las deformaciones permanentes desarrolladas varían entre 0.002% y como máximo 0.044% después de 1300 ciclos. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 20%, el comportamiento elástico no lineal se mantiene hasta el ciclo 78, con deformaciones axiales como máximo iguales al 0.01%; entre el ciclo 79 y el 104 en comportamiento es elasto-plástico; entre los ciclos 105 y 111 el comportamiento se torna plástico, llegando a deformaciones axiales como máximo iguales al 0.56%; finalmente, antes de completar el ciclo 112 las deformaciones se incrementan súbitamente y superan el 14%.

Figura 8.38 Comportamiento tensión – deformación de las ACS para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_v/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 150 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5%, 10% y 15% y 1300 ciclos, el material está muy lejos de la condición de rotura bajo sollicitación dinámica, Figura 8.39. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 20%, el material llega súbitamente a la rotura en el ciclo 112.

Figura 8.39 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las ACS para $\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ y diferentes relaciones σ_{ve}/σ'_c

Lodos de alta densidad (LAD)

Las Figuras 8.40 a 8.45 contienen las trayectorias de tensiones y el comportamiento típico tensión–deformación exhibido por el material LAD, bajo presiones efectivas de consolidación iguales a 50, 100 y 150 kPa, para diferentes relaciones de tensión axial cíclica.

De las Figura 8.40 se deduce que:

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 50 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5%, 10% y 15% y 1300 ciclos, Figura 8.40, el comportamiento tensión deformación es elástico no lineal, en razón de que las deformaciones permanentes desarrolladas son pequeñas y como máximo iguales al 0.008% después de 1300 ciclos. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 20%, el comportamiento elástico no lineal se mantiene hasta el ciclo 200, con deformaciones axiales como máximo iguales al 0.01%; entre los ciclos 201 y 235 el comportamiento se torna elasto-plástico, llegando a deformaciones axiales como máximo iguales al 0.04%; finalmente, antes de completar el ciclo 236 las deformaciones se incrementan súbitamente y superan el 14%.

Figura 8.40 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_c = 50$ kPa y diferentes relaciones σ_v/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 50 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5%, 10% y 15% y 1300 ciclos, el material está muy lejos de la condición de rotura bajo sollicitación dinámica, Figura 8.41. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 20%, el material llega súbitamente a la rotura en el ciclo 236.

Figura 8.41 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de los LAD para $\sigma'_c = 50$ kPa y diferentes relaciones σ_v/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 100 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5% y 10% y 1300 ciclos, Figura 8.42, el comportamiento tensión deformación es elástico no lineal, en razón de que las deformaciones permanentes desarrolladas son como máximo iguales al 0.009%. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 15%, el comportamiento elástico no lineal se mantiene hasta el ciclo 23, con deformaciones permanentes como máximo iguales al 0.01%; entre los ciclos 24 y 324 el comportamiento se torna elasto-plástico, llegando a deformaciones permanentes como máximo iguales al 0.1%; entre el ciclo 325 y 415 el comportamiento es plástico con deformaciones permanentes como máximo iguales a 0.19%; finalmente, antes de completar el ciclo 416 las deformaciones se incrementan súbitamente y superan el 14%.

Figura 8.42 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 100 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5% y 10% y 1300 ciclos, el material está muy lejos de la condición de rotura bajo sollicitación dinámica, Figura 8.43. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 15%, el material llega súbitamente a la rotura en el ciclo 416.

Figura 8.43 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de los LAD para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vd}/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 150 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5% y 10% y 1300 ciclos, Figura 8.44, el comportamiento tensión deformación varía entre elástico no lineal y elasto-plástico, en razón de que las deformaciones permanentes desarrolladas varían entre 0.02% y como máximo 0.03%. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 15%, el comportamiento elástico no lineal se mantiene hasta el ciclo 5, con deformaciones permanentes como máximo iguales al 0.01%; entre los ciclos 6 y 229 el comportamiento es elasto-plástico; del ciclo 230 al 391 se torna plástico, llegando a deformaciones axiales como máximo iguales

iguales al 0.2%; finalmente, antes de completar el ciclo 392 las deformaciones se incrementan súbitamente y superan el 14%.

Figura 8.44 Comportamiento tensión – deformación de los LAD para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_v/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 150 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 5% y 10% y 1300 ciclos, el material está muy lejos de la condición de rotura bajo sollicitación dinámica, Figura 8.45. Pero cuando se incrementa la relación de tensión cíclica al 15%, el material llega súbitamente a la rotura en el ciclo 392.

Figura 8.45 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de los LAD para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_v/σ'_c

Lamas Cobre (LC)

Las Figuras 8.46 a 8.51 contienen las trayectorias de tensiones y el comportamiento típico tensión–deformación exhibido por el material LC, bajo presiones efectivas de consolidación iguales a 50, 100 y 150 kPa, para diferentes relaciones de tensión axial cíclica.

De la Figuras 8.46 a 8.51 se deduce que:

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 50 kPa, 100 kPa y 150 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 10%, 20% y 30% y 1300 ciclos, Figuras 8.46, 8.47 y 8.48, el comportamiento tensión deformación varía entre elástico no lineal y elasto-plástico, en razón de que las deformaciones permanentes desarrolladas varían entre 0.003% y como máximo 0.021%, Figura 8.47.

Figura 8.46 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_c = 50$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c

Figura 8.47 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c

Figura 8.48 Comportamiento tensión – deformación de las LC para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c

- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 50 kPa, 100 kPa y 150 kPa, relaciones de tensiones cíclicas iguales al 10%, 20% y 30% y 1300 ciclos, el material está muy lejos de la condición de rotura bajo sollicitación dinámica, Figuras 8.49 a 8.51.

Figura 8.49 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las LC para $\sigma'_c = 50$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c

Figura 8.50 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las LC para $\sigma'_c = 100$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c

Figura 8.51 Trayectorias de tensiones cíclicas y envolvente de resistencia estática de las LC para $\sigma'_c = 150$ kPa y diferentes relaciones σ_{vc}/σ'_c

8.4.2. Generación de presiones intersticiales

Arena Cerro Salomón (ACS)

La Figura 8.52 contiene la variación de la presión intersticial, normalizada respecto a la presión efectiva de consolidación, en función del número de ciclos, para diez diferentes combinaciones de presión efectiva de consolidación (σ'_c) y relaciones de tensión cíclica (σ_{vc}/σ'_c). En el caso de las muestras consolidadas a una presión efectiva de 150 kPa, fue necesario incrementar la relación σ_{vc}/σ'_c hasta el 20%, debido a que para relaciones de tensión cíclica iguales al 5%, 10% y 15%, las presiones intersticiales máximas generadas fueron del orden de 20%.

En la Figura 8.52, se nota que:

Figura 8.52 Tendencias de variación de u/σ'_c en función de N , para las ACS

- En general, independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la tensión axial cíclica aplicada, la presión intersticial tiende a aumentar

en la medida que se incrementa el número de ciclos. No obstante, se presentaron dos casos en los que después de un determinado número de ciclos, el material desarrolló pequeñas presiones intersticiales negativas.

- Cuando σ'_c es igual a 50 kPa y σ_{vc}/σ'_c es igual al 5%, las presiones intersticiales desarrolladas son muy pequeñas hasta el ciclo 247; después se tornan negativas hasta el ciclo 1300 en el que u/σ'_c es igual a -4.3%.
- Cuando σ'_c es igual a 150 kPa y σ_{vc}/σ'_c es igual al 10%, las presiones intersticiales desarrolladas son muy pequeñas hasta el ciclo 311; después se tornan negativas hasta el ciclo 1300 en el que u/σ'_c es igual a -5%.
- Salvo en los casos en los que las combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$ fueron: 100 kPa - 15% y 150 kPa - 20%, el desarrollo de presión intersticial es relativamente bajo y por tanto, el material no llegó a la rotura al cabo de 1300 ciclos. Excepto en las combinaciones mencionadas anteriormente, la presión intersticial máxima fue cercana al 20% de σ'_c .
- Cuando el material fue ensayado con la combinación σ'_c igual a 100 kPa y σ_{vc}/σ'_c igual al 15%, el exceso de presión intersticial generado alcanzó el 99% de σ'_c , al cabo de 793 ciclos.
- En el caso de la muestra consolidada a 150 kPa y sometida a una tensión axial cíclica igual al 20% de σ'_c , fueron necesarios 112 ciclos para generar un exceso de presión intersticial mayor al 95% de σ'_c .
- Para presiones efectivas de consolidación iguales a 100 kPa y 150 kPa y relaciones de tensiones cíclicas iguales al 15% y el 20%, respectivamente, el material es susceptible a generar presiones intersticiales muy altas y por tanto, llega a la rotura súbitamente.
- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, las presiones intersticiales generadas se incrementan en la medida en que se incrementa la tensión axial cíclica aplicada.

Lodos de alta densidad (LAD)

La Figura 8.53 contiene la variación de la presión intersticial, normalizada respecto a la presión efectiva de consolidación, en función del número de ciclos, para diez diferentes combinaciones de presiones de consolidación (σ'_c) y relaciones de tensión cíclica (σ_{vc}/σ'_c). En el caso de la muestra consolidada a una presión efectiva de 50 kPa, fue necesario incrementar la relación σ_{vc}/σ'_c hasta el 20%, dado que relaciones de tensión cíclica iguales al 5%, 10% y 15%, daban lugar a presiones intersticiales máximas del orden del 4% de σ'_c .

En la Figura 8.53, se nota que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la tensión axial cíclica aplicada, la presión intersticial tiende a aumentar en la medida que se incrementa el número de ciclos. No obstante, se presentaron tres casos en los que después de un determinado número de ciclos, el material desarrolló pequeñas presiones intersticiales negativas.

Figura 8.53 Tendencias de variación de u/σ'_c en función de N , para los LAD.

- Cuando σ'_c es igual a 50 kPa y σ_{vc}/σ'_c es igual al 5%, 10% y 15%, las presiones intersticiales desarrolladas son muy pequeñas hasta los ciclos 99, 738 y 774, respectivamente; después se tornan negativas hasta el ciclo 1300 en el que u/σ'_c es igual a -3.7%, -1.7% y -1.0%, respectivamente.
- En el caso de la muestra consolidada a 50 kPa y solicitada con una relación σ_{vc}/σ'_c igual al 20%, el exceso de presión de poros supera el 95% de σ'_c al cabo de 236 ciclos.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, los LAD no son susceptibles a generar presiones intersticiales altas si la magnitud de la tensión axial cíclica es igual o menor al 10% de la presión efectiva de consolidación.
- Salvo el caso en el que σ'_c es igual a 50 kPa y σ_{vc}/σ'_c es igual al 15%, relaciones de tensiones cíclicas iguales o mayores al 15% generan en el material presiones intersticiales mayores al 95% de σ'_c y por tanto, llega a la rotura súbitamente.
- En términos generales, a igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, las presiones intersticiales generadas se incrementan en la medida en que se incrementa la tensión axial cíclica aplicada.

Lamas Cobre (LC)

La Figura 8.54 contiene las tendencias de variación de la presión intersticial, normalizada respecto a la presión efectiva de consolidación, en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$.

En la Figura 8.54, se nota que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la tensión axial cíclica, la presión intersticial tiende a aumentar en la medida en que se incrementa el número de ciclos.

Figura 8.54 Tendencias de variación de u/σ'_c en función de N , para las LC

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la tensión axial cíclica, el desarrollo de presión intersticial es relativamente bajo y por tanto, al cabo de 1300 ciclos, el material no resulta afectado por el fenómeno de “ablandamiento cíclico”. La máxima presión intersticial generada fue cercana al 25% de la presión efectiva de consolidación.
- A igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, las presiones intersticiales se incrementan en la medida en que se incrementa la tensión axial cíclica.

8.4.3. Módulo de rigidez

Arenas Cerro Salomón (ACS)

La Figura 8.55 contiene la variación del módulo de rigidez en función del número de ciclos, para diez diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$. En el caso de las muestras consolidadas a una presión efectiva de 150 kPa, fue necesario incrementar la relación σ_{vc}/σ'_c hasta el 20%, dado que relaciones de tensión cíclica iguales al 5%, 10% y 15%, solo daban lugar a una degradación leve del módulo de rigidez.

En la Figura 8.55, se nota que:

Figura 8.55 Tendencias de variación de G en función de N , para las ACS

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la tensión axial cíclica, salvo en el caso de las combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$: 100 kPa - 15%, 150 kPa - 15% y 150 kPa - 20%, el módulo de rigidez tiende a mantenerse constante a lo largo de 1300 ciclos.
- En el caso de la muestra consolidada a 100 kPa y sometida a una relación σ_{vc}/σ'_c igual al 15% de σ'_c , el módulo de rigidez disminuye suavemente en la medida en que se incrementa el número de ciclos, pero al cabo de 400 ciclos la degradación es muy notable y éste tiende a ser nulo; por tanto, el material llega a la rotura súbitamente en el ciclo 793.
- En el caso de la muestra consolidada a 150 kPa y sometida a una relación σ_{vc}/σ'_c igual al 20%, el módulo de rigidez disminuye significativamente desde el inicio de la prueba y éste tiende a ser nulo; por tanto, el material llega a la rotura súbitamente en el ciclo 112.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la tensión axial cíclica, salvo en el caso de las combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$: 100 kPa - 15% y 150 kPa - 20%, hay cierta dispersión en los resultados, dentro de un estrecho rango. Esto se debe a que los niveles de deformación axial son muy pequeños y además, la precisión del sistema de captura de datos es alta. No obstante, desde el punto de vista práctico, en los casos en los que el módulo tiende a ser constante, se pueden estimar los valores medios incluidos en la Tabla 8-11.

Tabla 8-11 Valores de G_{medio} para diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$, ACS

σ'_c kPa	σ_{vc}/σ'_c %	G_{medio} MPa	Desv. Est. MPa
50	5	21.5	3.9
	10	22.6	1.2
	15	20.5	1.0
100	5	36.0	2.3
	10	26.9	1.0
	15	N/A	N/A
150	5	36.0	2.5
	10	36.9	1.2
	15	N/A	N/A
	20	N/A	N/A

Lodos de alta densidad (LAD)

La Figura 8.56 contiene la variación del módulo de rigidez en función del número de ciclos, para diez diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$.

En la Figura 8.56, se nota que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, cuando los LAD se someten a una tensión axial cíclica igual o inferior al 10% de σ'_c y de manera particular cuando $\sigma'_c = 50$ kPa y $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 15\%$, el módulo de rigidez tiende a mantenerse constante a lo largo de 1300 ciclos.

Figura 8.56 Tendencias de variación de G en función de N , para los LAD

- Salvo para las combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$: 50 kPa – 20%, 100 kPa – 15% y 150 kPa – 15%, en las que la degradación del módulo de rigidez es acelerada y por tanto G tiende a ser nulo; en el resto de combinaciones se observa cierta dispersión en los resultados, dentro de un estrecho rango. No obstante, desde el punto de vista práctico, en los casos en los que el módulo tiende a ser constante, se pueden estimar los valores medios incluidos en la Tabla 8-12.

Tabla 8-12 Valores de G_{medio} para diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$, LAD

σ'_c kPa	σ_{vc}/σ'_c %	G_{medio} MPa	Desv. Est. MPa
50	5	25.0	3.5
	10	22.8	1.4
	15	23.5	1.5
	20	N/A	N/A
100	5	34.9	2.7
	10	N/A	N/A
	15	N/A	N/A
150	5	41.9	0.1
	10	N/A	N/A
	15	N/A	N/A

Lamas Cobre (LC)

La Figura 8.57 contiene la variación del módulo de rigidez en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$.

En la Figura 8.57, se nota que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, el módulo de rigidez tiende a disminuir lentamente o a mantenerse constante si el número de ciclos es menor de 1300.

Figura 8.57 Tendencias de variación de G en función de N , para las LC

- Salvo para las combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$: 100 kPa – 20%, 100 kPa – 30%, 150 kPa – 20% y 150 kPa – 30%, en las que el módulo de rigidez tiende a disminuir tenuemente; en el resto de combinaciones se observa cierta dispersión en los resultados, dentro de un estrecho rango. No obstante, desde el punto de vista práctico, en los casos en los que el módulo tiende a ser constante, se pueden estimar los valores medios incluidos en la Tabla 8-13.

Tabla 8-13 Valores de G_{medio} para diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$, LC

σ'_c kPa	σ_{vc}/σ'_c %	G_{medio} MPa	Desv. Est. MPa
50	10	22.2	1.5
	20	16.1	0.7
	30	13.1	0.6
100	10	25.6	0.8
	20	N/A	N/A
	30	N/A	N/A
150	10	36.5	1.2
	20	N/A	N/A
	30	N/A	N/A

8.4.4. Deformaciones cíclicas y permanentes

Arenas Cerro Salomón (ACS)

La Figura 8.58 contiene la variación de las deformaciones tanto cíclicas como permanentes, en función del número de ciclos, para diez diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$. En el caso de las muestras consolidadas a una presión efectiva de 150 kPa, fue necesario incrementar la relación σ_{vc}/σ'_c hasta el 20%, debido a que relaciones de tensión cíclica iguales al 5%, 10% y 15%, daban lugar a deformaciones cíclicas y permanentes muy pequeñas.

En la Figura 8.58, se nota que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la tensión axial cíclica, salvo en el caso de las combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$: 100 kPa - 15% y 150 kPa – 20%, tanto las deformaciones cíclicas como las

permanentes tienden a ser muy pequeñas y además, a mantenerse constantes si el número de ciclos es menor de 1300.

Figura 8.58 Tendencias de variación de ε_p y ε_c en función de N , para las ACS

- En el caso en el que σ'_c fue igual a 100 kPa y la tensión axial cíclica fue igual al 15% de σ'_c , tanto las deformaciones cíclicas como las permanentes tienden a mantenerse constantes en la medida en que se incrementa el número de ciclos, pero al cabo de 770 ciclos las deformaciones se incrementan notablemente y por tanto, el material llega a la rotura súbitamente y desarrolla deformaciones que superan el 14%.
- En el caso en el que σ'_c fue igual a 150 kPa y la tensión axial cíclica fue igual al 20% de σ'_c , tanto las deformaciones cíclicas como las permanentes tienden a mantenerse constantes en la medida en que se incrementa el número de ciclos, pero al cabo de 80 ciclos las deformaciones se incrementan notablemente y por tanto, el material llega a la rotura súbitamente y desarrolla deformaciones que superan el 14%.
- Salvo en el caso de las combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$: 100 kPa - 15% y 150 kPa - 20%, las deformaciones cíclicas fueron como máximo iguales a 0.031% y las permanentes a 0.044%, al cabo de 1300 ciclos.

Lodos de alta densidad (LAD)

La Figura 8.59 contiene la variación de las deformaciones cíclicas y permanentes, en función del número de ciclos, para diez diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$. En el caso de las muestras consolidadas a una presión efectiva de 50 kPa, fue necesario incrementar la relación σ_{vc}/σ'_c hasta el 20%, dado que relaciones de tensión cíclica iguales al 5%, 10% y 15%, daban lugar a deformaciones cíclicas y permanentes muy pequeñas.

En la Figura 8.59, se nota que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, cuando los LAD son sometidos a relaciones de tensión cíclica iguales o inferiores al 10% y de manera particular cuando $\sigma'_c = 50$ kPa y $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 15\%$, las deformaciones cíclicas tienden a ser muy pequeñas y además, a mantenerse constantes; en el caso de las deformaciones permanentes, estas tienden a incrementarse levemente si el número de ciclos es menor de 1300.

Figura 8.59 Tendencias de variación de ϵ_p y ϵ_c en función de N , para los LAD

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, cuando el material se somete a una tensión axial cíclica igual o mayor que el 15% de σ'_c , salvo en el caso en el que $\sigma'_c = 50$ kPa y $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 15\%$, tanto las deformaciones cíclicas como permanentes se incrementan de manera significativa después de 200 ciclos de carga y por tanto, el material llega a la rotura súbitamente y desarrolla deformaciones que superan el 14%.

Lamas Cobre (LC)

La Figura 8.60 ilustra las tendencias de variación de las deformaciones cíclicas y permanentes, en función del número de ciclos, para nueve diferentes combinaciones $\sigma'_c - \sigma_{vc}/\sigma'_c$.

En la Figura 8.60, se nota que:

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la tensión axial cíclica, tanto las deformaciones cíclicas como las permanentes, tienden a aumentar lentamente o incluso a mantenerse constantes en la medida que crece el número de ciclos. Esta tendencia se cumple, al menos, si el número de ciclos es menor de 1300.

Figura 8.60 Tendencias de variación de ε_p y ε_c en función de N , para las LC

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación y de la tensión axial cíclica, las deformaciones cíclicas y permanentes son muy pequeñas, incluso después de 1300 ciclos; la deformación cíclica máxima desarrollada es del orden del 0.08% y la permanente del orden del 0.02%; lo cual hace que el material esté muy lejos de ser afectado por el fenómeno de “ablandamiento” en pruebas triaxiales cíclicas.

8.4.5. Razón de Amortiguamiento

Respecto a las tendencias de variación de la razón de amortiguamiento en función del número de ciclos, se aclara que dada la cercanía entre las trayectorias de carga y descarga de cada ciclo, en algunos puntos éstas se cruzan y por tanto, el cálculo de las áreas del bucle de histéresis no es preciso. Teniendo en cuenta lo anterior, no se incluyen gráficas que indiquen claras tendencias de variación.

8.5. Columna resonante

La evaluación e interpretación de los ensayos de columna resonante se realiza en base a la información obtenida de 108 pruebas de vibración forzada y 108 pruebas de amortiguamiento libre, sobre muestras reconstituidas de dos tipos de arenas limosas (ACS y LAD) y una de arcilla limosa (LC), provenientes de los depósitos de estériles de las minas de Riotinto (Huelva - España), centrando la atención en la influencia de la presión efectiva de consolidación y la deformación angular, sobre las propiedades dinámicas de los materiales investigados.

Como se indicó en la Tabla 7-5, los ensayos se realizaron sobre muestras consolidadas isotrópicamente a 50, 100, 150, 200, 250 y 300 kPa, las cuales fueron solicitadas torsionalmente mediante señales eléctricas de diferente amplitud, iguales a 0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4 y 0.8 Voltios.

Para cada uno de los materiales ensayados (ACS, LAD y LC), se incluyen una serie de gráficas que representan las tendencias de variación del módulo de rigidez al cortante y la razón de amortiguamiento, en función de la deformación angular y de la presión efectiva de consolidación. Además, la interpretación de resultados está orientada hacia la obtención, para cada uno de los materiales, de funciones empíricas que permitan reproducir los resultados experimentales obtenidos a través de los ensayos de columna resonante. No obstante, conviene resaltar que estos resultados son válidos fundamentalmente dentro de los rangos de deformación angular experimentados por cada uno de los materiales. En los siguientes apartados se realiza una evaluación detallada de los aspectos mencionados anteriormente.

8.5.1. Frecuencia de resonancia y módulo de corte

La Figura 8.61 representa las tendencias de variación del módulo de corte en función de la frecuencia de resonancia, para diferentes condiciones de presión efectiva de consolidación y excitación torsional. Para cada uno de los esfuerzos efectivos de consolidación, las curvas contienen seis parejas de valores (G-Fr) que, de arriba hacia abajo, se corresponden con las diferentes excitaciones torsionales aplicadas (0.025, 0.05, 0.1, 0.2, 0.4 y 0.8 Voltios).

De la Figura 8.61, conviene resaltar los siguientes aspectos, válidos para los tres materiales ensayados (ACS, LAD y LC).

- Independientemente del tipo de material estudiado y de la presión efectiva de consolidación, la frecuencia de resonancia y, por tanto, el módulo de corte, tienden a disminuir con el incremento del nivel de excitación torsional. Esta tendencia se debe que el nivel de deformación inducido a la muestra, se incrementa en la medida que aumenta la amplitud de la excitación torsional, provocando, por una parte, la reducción de la rigidez y por otro lado, que el material tienda a resonar a una frecuencia menor.

Figura 8.61 Tendencia de variación del módulo de corte en función de la frecuencia de resonancia, para los materiales ACS, LAD y LC

- Independientemente del tipo de material, la frecuencia de resonancia y, por tanto, el módulo de corte aumentan de manera significativa con el incremento de la presión efectiva de consolidación, describiendo una trayectoria de tipo potencial con un coeficiente de correlación R^2 prácticamente igual a la unidad. Dicha expresión está dada por:

$$G = \frac{Fr^2}{M} \quad [8.2]$$

Donde G es el módulo de rigidez en MPa, Fr es la frecuencia de resonancia en Hz y M es una constante que tiene en cuenta el efecto del momento polar de inercia del mecanismo excitador con respecto a su eje de simetría (I_o), el momento polar de inercia del espécimen respecto a su eje de simetría (I), la altura de la muestra y la densidad del material.

- Los valores de la constante “M” para los materiales ACS, LAD y LC, derivadas de la correlación potencial entre el módulo de corte y la frecuencia de resonancia, resultan ser iguales a 106, 108 y 105, respectivamente.
- La expresión [8.2] puede ser considerada como una solución aproximada de la ecuación implícita de equilibrio dinámico [8.3], válida para las características del equipo utilizado en esta investigación, la geometría de las probetas y las propiedades intrínsecas de los materiales estudiados.

$$\left(\frac{w_r \cdot h}{V_s} \right) \operatorname{tg} \left(\frac{w_r \cdot h}{V_s} \right) = \frac{I}{I_o} \quad [8.3]$$

Donde: (w_r) es la frecuencia de resonancia angular, (h) la altura de la muestra, (V_s) la velocidad de propagación de las ondas de corte, (I) momento polar de inercia de la muestra e (I_o) el momento polar de inercia del sistema excitador, respecto al eje de simetría.

- Dada la bondad de ajuste de la función potencial [8.2] para todas las condiciones de presión efectiva de confinamiento y excitaciones torsionales aplicadas, en futuras investigaciones se podría reducir de manera significativa el número de ensayos.

8.5.2. Frecuencia de resonancia y deformación angular

La Figura 8.62 contiene las tendencias de variación de la frecuencia de resonancia en función de la deformación angular máxima experimentada por el suelo, para cada una de las situaciones analizadas (combinación de presión efectiva de consolidación y amplitud de excitación torsional).

De la Figura 8.62, se deduce que:

- Independientemente del tipo de material estudiado y para las diferentes presiones efectivas de consolidación, la frecuencia de resonancia (Fr) tiende a disminuir con el incremento de la deformación angular (γ). Esta tendencia se debe a que el nivel de deformación angular inducido a la muestra, se incrementa en la medida en que se aumenta el nivel de excitación torsional.

Figura 8.62 Tendencias de variación de la frecuencia de resonancia en función de la deformación angular, para los materiales ACS, LAD y LC

- Independientemente del tipo de material estudiado y a igual nivel de deformación angular, la frecuencia de resonancia tiende a ser mayor con el incremento de la presión efectiva de consolidación.
- Independientemente del tipo de material estudiado y para las diferentes presiones efectivas de consolidación, la variación de la frecuencia de resonancia en función del nivel de deformación, sigue aproximadamente una tendencia de tipo exponencial con muy baja dispersión.

Para las diferentes presiones efectivas de consolidación (σ'_c), la frecuencia de resonancia en función del nivel de deformación angular (γ) se puede expresar mediante la función [8.4]:

$$Fr = Qe^{R\gamma} \quad [8.4]$$

Donde (Fr) es la frecuencia de resonancia en Hz, (γ) es la deformación angular en porcentaje y Q y R son constantes empíricas que dependen de la presión efectiva de confinamiento.

Debido a que las tendencias de variación de las constantes Q y R en función de σ'_c son similares en los tres materiales estudiados, en la Figura 8.63 se han incluido únicamente las tendencias correspondientes al material LAD.

Figura 8.63 Variación de las constantes empíricas Q y R en función de la presión efectiva de confinamiento, para el material LAD

De la Figura 8.63 se deduce que la variación de las constantes Q y R en función de la presión efectiva de confinamiento se puede expresar, aproximadamente, mediante correlaciones de tipo potencial y lineal, respectivamente, dadas por:

$$Q = S(\sigma'_c)^T \quad [8.5]$$

$$R = U\sigma'_c + V \quad [8.6]$$

Reemplazando Q y R en [8.4], se tiene que:

$$Fr = S(\sigma'_c)^T e^{(U\sigma'_c + V)\gamma} \quad [8.7]$$

Donde σ'_c está en kPa, γ en % y S, T, U y V son constantes empíricas. En la Tabla 8-14 se incluyen los valores obtenidos de estas constantes para los diferentes materiales.

Tabla 8-14 Constantes empíricas que correlacionan Fr y γ , para diferentes presiones efectivas de confinamiento

Material	S	T	U	V
ACS	14,0	0,327	0,005	-5,0
LAD	43,52	0,176	0,010	-10,0
LC	10,83	0,405	-0,002	-4,8

8.5.3. Módulo de corte vs deformación angular

Como se ilustra en la Figura 8.64, la deformación angular experimentada en la resonancia por los materiales ACS, LAD y LC, se incrementa en la medida en que aumenta el nivel de excitación torsional, siguiendo aproximadamente una trayectoria de tipo potencial con un coeficiente de correlación $R^2 \approx 1$. Además, independientemente de la excitación torsional, la deformación angular disminuye en la medida en que aumenta la presión efectiva de consolidación.

Figura 8.64 Tendencias de variación de la deformación angular en función del nivel de excitación torsional, para diferentes presiones efectivas de consolidación y tipos de material

La Figura 8.65 ilustra, para cada uno de los materiales, las tendencias de variación del módulo de rigidez al cortante en función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de consolidación.

Figura 8.65 Tendencias de variación del módulo de corte en función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de consolidación y tipos de material

De la Figura 8.65, se deduce que:

- Independientemente del tipo de material estudiado y de la presión efectiva de consolidación, el módulo de corte tiende a disminuir con el incremento de la deformación angular. Por ejemplo, para $\sigma'_c = 100$ kPa, la degradación de G de los materiales ACS, LAD y LC, es del orden del 28, 48 y 31%, respectivamente, cuando γ se incrementa del 0.003 al 0.04 %.
- En los materiales ACS y LC, la influencia del nivel de deformación en la degradación de G , disminuye con la reducción de la presión efectiva de consolidación.
- Teniendo en cuenta que el material ACS es el constitutivo del material LAD y que ambos materiales fueron solicitados dinámicamente bajo iguales condiciones de presión efectiva de consolidación, se puede decir que el incremento del contenido de finos y de la densidad seca influyen significativamente en el módulo de rigidez al cortante, puesto que a iguales valores de deformación angular, γ , y presión efectiva de confinamiento, σ'_c , el valor de G en el material LAD resulta ser casi el doble del correspondiente al material ACS. No obstante, la tasa de degradación del módulo de corte es mucho más alta en los LAD.
- Independientemente del material estudiado y de la presión efectiva de consolidación, la degradación del modulo de corte en función de la deformación angular, sigue aproximadamente una tendencia de tipo exponencial con muy baja dispersión, lo cual pone en evidencia la no linealidad del comportamiento tensión – deformación, dentro del rango de deformaciones angulares experimentado por cada uno de los materiales.

Con base en la deducción anterior, para cada valor de σ'_c , es posible establecer una relación exponencial entre el módulo de corte y la deformación angular, γ , de la forma:

$$G = Ae^{B\gamma} \quad [8.8]$$

Donde G es el módulo de corte en MPa, γ es el nivel de deformación en porcentaje y A y B son constantes empíricas que dependen de σ'_c , Figura 8.66. Debido a que las tendencias de variación de las constantes A y B en función de la presión efectiva de confinamiento son similares en los tres materiales estudiados, en la Figura 8.66 se han incluido únicamente las tendencias correspondientes al material LAD.

Figura 8.66 Variación de las constantes empíricas A y B en función de la presión efectiva de consolidación, para el material LAD

De la Figura 8.66 se deduce que la variación de las constantes A y B en función de la presión efectiva de consolidación siguen aproximadamente tendencias lineales que se pueden expresar como:

$$A = C\sigma'_c + D \quad [8.9]$$

$$B = E\sigma'_c + F \quad [8.10]$$

Reemplazando A y B en [8.8], se tiene que:

$$G = (C\sigma'_c + D)e^{(E\sigma'_c + F)\gamma} \quad [8.11]$$

Donde σ'_c esta en kPa, γ en porcentaje y C , D , E y F son las constantes que resultan de las regresiones lineales. En la Tabla 8-15 se incluyen los valores de las constantes para los diferentes materiales.

Tabla 8-15 Constantes empíricas que correlacionan G y γ , para diferentes presiones efectivas de consolidación

Material	C	D	E	F
ACS	0,22	13,6	0,01	-10,07
LAD	0,28	55,0	0,02	-20,0
LC	0,35	11,0	-0,005	-9,6

8.5.4. Influencia de σ'_c en el módulo de corte

A fin de evaluar la variación del módulo de corte en función de la presión efectiva de consolidación, para diferentes niveles de deformación angular, se procedió a calcular G a partir de la expresión [8.8], sustituyendo las constantes A y B , por los valores correspondientes a cada estado de confinamiento y tipo de material. La Figura 8.67 representa los valores obtenidos de G en función de σ'_c , para diferentes niveles de deformación angular.

Figura 8.67 Tendencias de variación del módulo de corte en función de la presión efectiva de consolidación, para diferentes niveles de deformación angular y tipos de material

De la Figura 8.67, se deduce que:

- Independientemente del tipo de material ensayado y del nivel de deformación angular, el módulo de rigidez resulta severamente afectado por la reducción de σ'_c .
- La influencia del incremento de γ en la degradación de G , tiende a ser más importante para valores altos de la presión efectiva de consolidación.
- Independientemente del tipo de material estudiado y del nivel de deformación angular, la variación del módulo de corte en función de la presión efectiva de confinamiento, sigue aproximadamente una tendencia de tipo lineal con muy baja dispersión.

Independientemente del tipo de material y del nivel de deformación angular γ , el módulo de corte en función de σ'_c se puede expresar como:

$$G = K\sigma'_c + L \quad [8.12]$$

Donde G es el módulo de corte en MPa, σ'_c la presión efectiva de consolidación en kPa y K y L , constantes empíricas que dependen de la deformación angular, Figura 8.68. Debido a que las tendencias de variación de las constantes K y L en función de la deformación angular son similares en los tres materiales estudiados, en la Figura 8.68 se han incluido únicamente las tendencias correspondientes al material LAD.

Figura 8.68 Variación de las constantes empíricas K y L en función de la deformación angular, para el material LAD

De la Figura 8.68 se deduce que la variación de las constantes K y L en función de la distorsión angular sigue aproximadamente tendencias lineales que se pueden expresar como:

$$K = M\gamma + N \quad [8.13]$$

$$L = O\gamma + P \quad [8.14]$$

Reemplazando K y L en [8.12], se tiene que:

$$G = (M\gamma + N)\sigma'_c + O\gamma + P \quad [8.15]$$

Donde γ está en %, G en MPa, σ'_c en kPa y M, N, O y P, son las constantes que resultan de las regresiones lineales. En la Tabla 8-16 se incluyen los valores de las constantes obtenidas para los diferentes materiales.

Tabla 8-16 Constantes empíricas que correlacionan G y σ'_c , para diferentes niveles de deformación angular

Material	M	N	O	P
ACS	-1,16	0,22	-144,43	13,29
LAD	-2,25	0,28	-770,76	51,88
LC	-3,11	0,34	-60,41	10,96

8.5.5. Metodología para el cálculo de G en función de Fr

Desde un punto de vista práctico, el cual implica economía y optimización de recursos, se propone una metodología de evaluación de las tendencias de variación del módulo de corte en función de la deformación angular y de la presión efectiva de confinamiento, haciendo uso de las funciones empíricas propuestas anteriormente, cuyas constantes pueden ser derivadas a partir de un número reducido de ensayos. El procedimiento consiste en:

- Fijar tres presiones efectivas de consolidación y tres amplitudes de excitación torsional (E_t) diferentes y realizar pruebas de columna resonante para las nueve combinaciones de σ'_c y E_t resultantes.
- A partir de las frecuencias de resonancia medidas y haciendo uso de la expresión [8.3], obtenida por Hardin (1965), calcular la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s).
- En función de (V_s) y de la densidad de masa unitaria (ρ), calcular G mediante la expresión [8.16]

$$G = V_s^2 \cdot \rho \quad [8.16]$$

- Con los nueve valores obtenidos de G y Fr , calcular la constante “M” de la expresión [8.2] mediante una regresión potencial.
- Obtener las tendencias de variación de Fr en función de la deformación angular inducida por las diferentes amplitudes de excitación torsional y determinar las constantes S , T , U y V de la expresión [8.7].
- Definir valores de σ'_c y γ de interés (diferentes a los de las condiciones de partida) y haciendo uso de las constantes S , T , U y V , calcular Fr a partir de la expresión [8.7].
- Con los valores calculados de Fr y haciendo uso de la expresión [8.2], determinar los valores correspondientes de G para las diferentes combinaciones de σ'_c y γ de interés.
- Una vez obtenido G , dibujar las tendencias de variación de G en función de la deformación angular, para las diferentes condiciones de presión efectiva de consolidación.

Con el objeto de confirmar la validez de la metodología propuesta, de las 108 pruebas realizadas, se seleccionaron los resultados de nueve combinaciones σ'_c - E_t , a saber: 50; 0.025, 50; 0.4, 50; 0.8, 150; 0.025, 150; 0.4, 150; 0.8, 250; 0.025, 250; 0.4 y 250; 0.8. Los valores de las constantes empíricas S , T , U , V y M , derivados de las nueve pruebas seleccionadas, se incluyen en la Tabla 8-17, para cada uno de los materiales.

Tabla 8-17 Constantes empíricas S , T , U , V y M de las expresiones [8.7] y [8.2]

Material	S	T	U	V	M
ACS	14,26	0,325	0,003	-4,87	106,50
LAD	47,96	0,156	0,012	-10,2	108,40
LC	11,68	0,392	-0,005	-4,47	105,70

Cabe mencionar que los nuevos valores de las constantes S , T , U , V y M , se acercan bastante a los incluidos en la Tabla 8-14, los cuales fueron obtenidos con los resultados de las 108 pruebas.

La Figura 8.69 ilustra las tendencias de variación del módulo de corte en función de la deformación angular, para diferentes condiciones de σ'_c , obtenidas a partir de la metodología propuesta. Los puntos sobre las líneas continuas teóricas representan los resultados experimentales.

Figura 8.69 Tendencias de variación teóricas y experimentales del módulo de corte en función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de consolidación y tipo de material

En la Figura 8.69 se puede notar que, en términos generales, las tendencias de variación obtenidas con la metodología propuesta se acercan bastante a las obtenidas a partir de un programa experimental lo suficientemente más extenso. Como se enfatizó en apartados anteriores, el módulo de corte evaluado mediante el ensayo de columna resonante depende básicamente del momento polar de inercia del mecanismo excitador (I_0), del momento polar de inercia del espécimen (I), de la altura de la muestra y de la densidad del material; por tanto, la metodología propuesta es válida para cualquier tipo de material, pero las constantes dependerán de las características del equipo utilizado y del tamaño de las probetas.

Dado que independientemente del valor de σ'_c y de la excitación torsional, la tendencia de variación de G en función de Fr es la misma, la aplicación de una metodología como la propuesta se traduce en optimización de recursos, ya que con un número reducido de ensayos es posible obtener las tendencias de variación de G para un amplio rango de deformaciones angulares y de presiones efectivas de consolidación.

8.5.6. Aplicación del Modelo hiperbólico a la relación $G - \gamma$

Si se analizan los resultados experimentales de esta investigación a la luz del modelo matemático propuesto por Hardín y Drnevich (1972), el primer paso que se debe abordar es el cálculo de los parámetros G_0 y γ_{ref} del modelo, para cada condición de confinamiento y tipo de material estudiado.

La relación hiperbólica formulada por los autores está dada por:

$$\frac{1}{G} = \frac{1}{G_0} \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}} \right) \quad [8.17]$$

Donde G_0 es el módulo de corte a pequeñas deformaciones y γ_{ref} es la deformación de referencia que se calcula como $\tau_{m\acute{a}x}/G_0$.

A fin de encontrar el valor de G_0 y γ_{ref} de este modelo, en la Figura 8.70 se ilustra, para cada uno de los materiales, las tendencias de variación del valor inverso de G como una función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de consolidación.

Figura 8.70 Tendencias de variación del valor inverso de G en función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de consolidación y tipo de material

Como se puede ver en la Figura 8.70, independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, el mejor ajuste obtenido es una línea recta, donde la pendiente corresponde al valor de $1/\tau_{m\acute{a}x}$ y el intercepto con el eje Y a $1/G_0$. En las Tablas 8-18 y 8-19 se incluyen, para cada uno de los materiales, los valores de G_0 y γ_{ref} obtenidos para cada valor de σ'_c .

Tabla 8-18 Valores de G_0 en MPa

Material	γ_d (g/cm ³)	Presión efectiva de consolidación σ'_c (kPa)					
		50	100	150	200	250	300
ACS	1,60	27,03	37,04	52,63	58,82	71,43	83,33
LAD	1,65	76,92	85,47	100,00	117,65	129,87	140,85
LC	1,65	31,15	44,84	68,49	84,03	97,09	114,94

Tabla 8-19 Valores de γ_{ref} en %

Material	γ_d (g/cm ³)	Presión efectiva de consolidación σ'_c (kPa)					
		50	100	150	200	250	300
ACS	1,60	0,050	0,068	0,061	0,097	0,105	0,114
LAD	1,65	0,028	0,037	0,044	0,046	0,050	0,054
LC	1,65	0,051	0,065	0,059	0,068	0,075	0,078

De acuerdo con los valores de γ_{ref} incluidos en la Tabla 8-19, parece claro considerar que γ_{ref} es una variable dependiente de σ'_c , al menos dentro del rango de presiones efectivas de consolidación estudiadas. La Figura 8.71 representa la variación de γ_{ref} en función σ'_c , la cual sigue aproximadamente una tendencia de tipo potencial, independientemente del tipo de material estudiado.

Figura 8.71 Deformación de referencia. A la izquierda, materiales arenosos ACS y LAD; a la derecha, material arcilloso LC

De la Figura 8.71 se deduce que la variación de γ_{ref} en función σ'_c , se puede expresar como:

$$\gamma_{ref} = X \left(\frac{\sigma'_c}{p_0} \right)^Y \quad [8.18]$$

Donde γ_{ref} es la deformación de referencia; σ'_c es la presión efectiva de consolidación en kPa, p_0 es el valor de la presión atmosférica, el cual se puede asumir igual a 98.1 kPa y X y Y son constantes empíricas propias de cada material. En la Tabla 8-20 se incluyen los valores obtenidos de las constantes para los diferentes materiales.

Tabla 8-20 Valores de las constantes X y Y

Material	γ_d (g/cm ³)	<80 μ	X	Y
ACS	1,60	32,2	$6,5 \times 10^{-4}$	0,50
LAD	1,65	48,4	$3,6 \times 10^{-4}$	0,36
LC	1,65	85,9	$6,0 \times 10^{-4}$	0,22

Como es bien conocido, el módulo de corte a pequeñas deformaciones se incrementa con la $\frac{1}{2}$ potencia de la presión efectiva de confinamiento y, en consecuencia, es de esperar que la deformación de referencia se incremente igualmente con la $\frac{1}{2}$ potencia de σ'_c . Sin embargo, en el caso de los residuos mineros estudiados en esta investigación, se ha observado que el incremento del contenido de finos y de la densidad seca parece afectar significativamente la respuesta del material.

La Figura 8.72 contiene, para cada uno de los materiales, la relación entre los valores de G_0 calculados y la presión efectiva de consolidación σ'_c . Como se puede ver, el valor de G_0 se incrementa en la medida que aumenta la presión efectiva de consolidación, siguiendo aproximadamente una tendencia de tipo potencial.

Figura 8.72 Valores de G_o vs. σ'_c

Usualmente la relación entre el módulo de corte a pequeñas deformaciones y la presión efectiva de consolidación se expresa como:

$$G_o = A_1 \cdot \left(\frac{\sigma'_c}{p_o} \right)^{B_1} p_o \quad [8.19]$$

Donde A_1 y B_1 son constantes determinadas a partir de ensayos de laboratorio y p_o es el valor de la presión atmosférica, el cual se puede asumir igual a 98.1 kPa. Dado que cualquier conjunto de datos que se ajuste a una ley potencial puede representarse en forma de línea recta en un diagrama log-log, en la Figura 8.73 se han graficado los valores de G_o/p_o y σ'_c/p_o , para cada uno de los materiales, a fin de investigar si tal ley es aplicable.

Figura 8.73. Gráfico log-log de G_o/p_o vs σ'_c/p_o

De este tipo de gráficos (Figura 8.73), es posible determinar automáticamente las constantes A_1 y B_1 del modelo, aplicando el método de mínimos cuadrados. En la Tabla 8-21 se incluyen los valores obtenidos de las constantes A_1 y B_1 , para cada uno de los materiales estudiados.

Tabla 8-21 Valores de las constantes A_1 y B_1

Material	γ_d (g/cm ³)	<80 μ	A_1	B_1
ACS	1,60	32,2	402	0,63
LAD	1,65	48,4	931	0,35
LC	1,65	85,9	498	0,74

Como resultado del análisis de las 108 pruebas de columna resonante a través de la relación hiperbólica propuesta por Hardín y Drnevich (1972), la relación entre el módulo de corte y la deformación angular de los suelos estudiados, se puede expresar como:

$$G = \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_{\text{ref}}}\right)^{-1} \cdot A_1 \left(\frac{\sigma'_c}{p_o}\right)^{B_1} p_o \quad [8.20]$$

Donde γ es la deformación angular en %, σ'_c es la presión efectiva de consolidación en kPa, p_o es el valor de la presión atmosférica, el cual se puede asumir igual a 98.1 kPa, A_1 y B_1 son constantes del modelo y γ_{ref} se calcula de acuerdo a las expresiones [8.21], [8.22] y [8.23] según el tipo de material:

$$\gamma_{\text{ref}} = 6.5 \left(\frac{\sigma'_c}{p_o}\right)^{0.50} \times 10^{-4}; \text{ACS} \quad [8.21]$$

$$\gamma_{\text{ref}} = 3.6 \left(\frac{\sigma'_c}{p_o}\right)^{0.36} \times 10^{-4}; \text{LAD} \quad [8.22]$$

$$\gamma_{\text{ref}} = 6.0 \left(\frac{\sigma'_c}{p_o}\right)^{0.22} \times 10^{-4}; \text{LC} \quad [8.23]$$

Conviene aclarar que la relación propuesta es válida dentro del rango de deformaciones angulares, presiones efectivas de consolidación y densidades secas cubierto en esta investigación.

La Figura 8.74 contiene, para cada uno de los materiales, la curva de degradación del módulo de corte, obtenida a partir de la relación [8.20], para diferentes presiones efectivas de consolidación.

Figura 8.74 Relaciones $G/G_{\text{máx}}$ vs. γ para los materiales ACS, LAD y LC

8.5.7. Razón de amortiguamiento D_{hpm} y D_{fvd}

Aprovechando algunos de los recursos del equipo utilizado, el amortiguamiento se evaluó mediante dos métodos diferentes, comúnmente conocidos como: "Half-Power Method" (D_{hpm}), relacionado con vibración forzada, y "Free-Vibration Decay Method" (D_{fvd}), relacionado con vibración libre.

La Figura 8.75 contiene, para cada uno de los materiales estudiados, la variación de la razón de amortiguamiento D_{hpm} en función de la deformación angular, para diferentes valores de la presión efectiva de consolidación.

Figura 8.75 Tendencia de variación de la razón de amortiguamiento D_{hpm} en función de la deformación angular, para diferentes presiones efectivas de confinamiento

De la Figura 8.75 se deduce que:

- Independientemente del material estudiado y de la presión efectiva de consolidación, la razón de amortiguamiento D_{hpm} tiende a aumentar en la medida en que se incrementa la deformación angular. No obstante, parece ser que la influencia del incremento de γ en el incremento de D_{hpm} , es más importante para valores bajos de σ'_c .
- Independientemente del tipo de material estudiado, la razón de amortiguamiento D_{hpm} resulta afectada por el incremento de σ'_c . Por ejemplo, para un nivel de deformación angular $\gamma = 0.04$ %, la reducción de D_{hpm} para los materiales ACS, LAD y LC, es del orden de 3.5 %, 1.2 % y 1.0 %, respectivamente, cuando σ'_c se incrementa desde 50 a 300 kPa.

La Figura 8.76 contiene las tendencias de variación del amortiguamiento D_{fvd} en función del amortiguamiento D_{hpm} , para todo el rango de presiones efectivas de consolidación y deformaciones angulares estudiado.

Figura 8.76 Razón de amortiguamiento D_{fvd} vs. Razón de amortiguamiento D_{hpm} , para diferentes valores de σ'_c y tipos de material

Como se puede ver en la Figura 8.76, el amortiguamiento D_{fvd} evaluado mediante la prueba de vibración libre, resulta menor que el D_{hpm} evaluado mediante la prueba de vibración forzada; la diferencia entre ambos es más notable para valores de σ'_c menores a 200 kPa. Por otra parte, independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, existen claras tendencias de variación; no obstante, no se plantea ningún tipo de función empírica debido a que cuando las razones de amortiguamientos, tanto D_{hpm} como D_{fvd} , superan el 4%, la dispersión experimental es más notable y por tanto el coeficiente de correlación R^2 no es cercano a la unidad

Además de una evaluación cualitativa, la interpretación de resultados está orientada hacia la obtención, para cada uno de los materiales, de funciones empíricas que permitan correlacionar el amortiguamiento D_{hpm} con la deformación angular, γ , y la presión efectiva de consolidación, σ'_c . En este sentido, para cada valor de σ'_c , es posible establecer una relación potencial entre la razón de amortiguamiento D_{hpm} y la deformación angular, γ , de la forma:

$$D_{hpm} = C_1 \cdot \gamma^{D_1} \quad [8.24]$$

Donde D_{hpm} es la razón de amortiguamiento en %; γ es la deformación angular en % y C_1 y D_1 son constantes empíricas que varían con σ'_c . En la Tabla 8-22 se incluyen los valores obtenidos de las constantes para los diferentes materiales.

Tabla 8-22 Constantes empíricas C_1 y D_1 para los diferentes materiales

σ'_c , kPa	ACS		LAD		LC	
	C_1	D_1	C_1	D_1	C_1	D_1
50	9,23	0,18	20,21	0,43	10,34	0,30
100	8,89	0,16	18,41	0,40	9,90	0,24
150	14,76	0,34	24,35	0,50	11,16	0,30
200	9,34	0,28	18,51	0,45	11,17	0,34
250	8,75	0,30	17,25	0,44	8,82	0,30
300	10,72	0,37	14,88	0,41	5,52	0,21

A fin de evaluar la variación de la razón de amortiguamiento D_{hpm} como una función de la presión efectiva de consolidación, para diferentes niveles de deformación angular, se procedió a calcular D_{hpm} a partir de la expresión [8.24], sustituyendo el valor de las constantes C_1 y D_1 , correspondientes a cada estado de confinamiento y tipo de material.

Al graficar D_{hpm} en función de σ'_c , Figura 8.77, resulta una nueva función potencial de la forma:

$$D_{hpm} = M_1 \cdot \sigma_c'^{N_1} \quad [8.25]$$

Donde D_{hpm} es la razón de amortiguamiento en %, σ'_c es la presión efectiva de consolidación en kPa y N_1 y M_1 son constantes empíricas que varían en función de la deformación angular, γ , Figura 8.78.

Figura 8.77 Tendencia de variación de la razón de amortiguamiento D_{hpm} en función de la presión efectiva de consolidación, para diferentes niveles de deformación angular

La Figura 8.78 contiene, para cada uno de los materiales, la variación de las constantes empíricas N_1 y M_1 en función de la deformación angular.

Figura 8.78 Tendencia de variación de las constantes empíricas N_1 y M_1 en función de la deformación angular, para los materiales ACS, LAD y LC

De la Figura 8.78 se deduce que la variación de las constantes N_1 y M_1 en función de la deformación angular, se puede expresar como:

$$N_1 = O_1 \cdot \ln(\gamma) + P_1 \quad [8.26]$$

$$M_1 = Q_1 \cdot (\gamma)^{R_1} \quad [8.27]$$

Reemplazando N_1 y M_1 en [8.25], se tiene que:

$$D_{hpm} = Q_1 \cdot \gamma^{R_1} (\sigma'_c)^{O_1 \cdot \ln(\gamma) + P_1} \quad [8.28]$$

Donde γ es la deformación angular en %, σ'_c esta en kPa y O_1 , P_1 , Q_1 y R_1 son constantes empíricas. En la Tabla 8.23 se incluyen los valores obtenidos de las constantes para los diferentes materiales.

Tabla 8-23 Constantes empíricas O_1 , P_1 , Q_1 y R_1 para los diferentes materiales

Material	Q_1	R_1	O_1	P_1
ACS	8,12	-0,24	0,103	0,044
LAD	35,55	0,41	0,005	-0,128
LC	27,46	0,34	-0,012	-0,218

Con el propósito de comparar los valores de D_{hpm} calculados con la función potencial empírica [8.28] y los obtenidos experimentalmente, en la Figura 8.79 se incluyen, para cada uno de los materiales, tanto las tendencias calculadas como los datos experimentales.

Figura 8.79 Comparación entre los resultados teóricos y experimentales de D_{hpm} en función de la deformación angular, para los materiales ACS, LAD y LC

8.6. Degradación del Módulo de rigidez

En apartados anteriores se incluyeron las tendencias de variación del módulo de rigidez en función del número de ciclos, evaluadas mediante pruebas de corte simple cíclico y triaxial cíclico; y las tendencias de variación del módulo de rigidez en función de la deformación angular, evaluadas mediante pruebas de columna resonante. No obstante, el hecho de manejar la información de manera independiente, dificulta visualizar la degradación del módulo de corte dentro de un amplio rango de deformaciones.

Teniendo en cuenta lo anterior, las Figura 8.80 y 8.81 contienen algunos valores del módulo de rigidez para diferentes niveles de deformación, obtenidos mediante los tres diferentes tipos de pruebas dinámicas realizadas.

Figura 8.80 Valores máximos, mínimos y medios del módulo de rigidez para diferentes niveles de deformación cíclica

Figura 8.81 Tendencia de variación del módulo de rigidez para diferentes niveles de deformación cíclica

Las gráficas se realizaron con la información incluida en las Tablas del Apéndice A, las cuales contienen un resumen de los datos obtenidos durante la fase experimental de la tesis.

De las Figuras 8.80 y 8.81 se deduce que:

- Para cada material y cada presión efectiva de confinamiento, es posible incluir dentro de una franja estrecha, Figura 8.80, los valores máximos y mínimos del módulo de rigidez, obtenidos mediante los ensayos de laboratorio; además, de manera cualitativa se pudo definir la trayectoria de degradación que siguen los valores medios dentro de un amplio rango de deformaciones cíclicas.

- Si se incluyen para cada material, en la misma grafica, los resultados obtenidos mediante los diferentes tipos de pruebas, Figura 8.81, es posible obtener, de manera cuantitativa, la trayectoria que sigue la degradación del módulo de rigidez en función de la deformación cíclica, para diferentes presiones efectivas de consolidación.
- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, es posible obtener mediante regresiones potenciales, Figura 8.81, la trayectoria que sigue la degradación del módulo de rigidez en función de la deformación cíclica.

Teniendo en cuenta lo anterior, y en razón de que el coeficiente de regresión R^2 , resultó en los nueve casos analizados como mínimo igual a 0.91, es posible correlacionar el módulo de rigidez con la deformación cíclica mediante una correlación de tipo potencial [8.29] válida para deformaciones cíclicas unitarias mayores de 1×10^{-4} . Para deformaciones cíclicas unitaria menores de 1×10^{-4} se propone la función empírica [8.15], basada en los resultados de columna resonante.

Combinando los resultados de los tres tipos de pruebas realizados, es posible obtener la trayectoria de la curva de degradación del módulo de rigidez en función de la deformación cíclica, lo cual es deseable cuando se investiga el comportamiento dinámico de suelos comprometidos con la estabilidad de diversas estructuras.

Como se mencionó anteriormente, el módulo de rigidez puede ser expresado mediante una función como la [8.29]

$$G = A_2 \cdot \gamma_c^{B_2} \quad [8.29]$$

Donde G es el módulo de rigidez, en MPa; γ la deformación cíclica unitaria y A_2 y B_2 , constantes empíricas.

En la Tabla 8-24 se incluyen los valores calculados de las constantes A_2 y B_2 .

Tabla 8-24 Valores de las constantes empíricas A_2 y B_2

σ'_c o σ'_{ov} kPa	ACS			LAD			LC		
	A_2	B_2	R^2	A_2	B_2	R^2	A_2	B_2	R^2
50	0,0442	-0,654	0,9097	0,0176	-0,765	0,9112	0,0607	-0,653	0,9437
100	0,0385	-0,731	0,9291	0,0315	-0,75	0,9195	0,0873	-0,67	0,9535
150	0,0759	-0,691	0,9299	0,0466	-0,748	0,9329	0,0849	-0,721	0,9622

A fin de evaluar la variación del módulo de corte en función de la presión efectiva de consolidación, para diferentes niveles de deformación cíclica, se calculó G a partir de la expresión [8.29], sustituyendo las constantes A_2 y B_2 por los valores correspondientes a cada estado de confinamiento y tipo de material. La Figura

8.82 contiene los valores obtenidos de G en función de σ'_c , para diferentes niveles de deformación cíclica.

Figura 8.82 Tendencia de variación del módulo de rigidez en función de la presión efectiva de consolidación, para diferentes niveles de deformación cíclica.

De acuerdo con la Figura 8.82, independientemente del tipo de material y para deformaciones cíclicas unitarias comprendidas entre 1×10^{-4} y 1×10^{-1} , el módulo de rigidez puede ser expresado en función de la presión efectiva de consolidación mediante la función lineal [8.30].

$$G = C_2 \cdot \sigma'_c + D_2 \quad [8.30]$$

A fin de expresar el módulo de rigidez en función de la presión efectiva de consolidación y de la deformación cíclica, las constantes C_2 y D_2 se correlacionan con la deformación cíclica mediante las funciones potenciales [8.31] y [8.32], tal como se indica en la Figura 8.83.

$$C_2 = E_2 \cdot \gamma_c^{F_2} \quad [8.31]$$

$$D_2 = H_2 \cdot \gamma_c^{I_2} \quad [8.32]$$

Figura 8.83 Tendencia de variación de las constante C_2 y D_2 , en función de la deformación cíclica, para los tres materiales.

Donde C_2 , D_2 , E_2 , F_2 , H_2 e I_2 , son constantes empíricas y γ_c la deformación cíclica unitaria. Los valores de las constantes se incluyen en la Tabla 8-25.

Reemplazando [8.31] y [8.32] en [8.30] se obtiene la expresión [8.33] que correlaciona el módulo de rigidez con la presión efectiva de consolidación y con la deformación cíclica dentro del rango comprendido entre 1×10^{-4} y 1×10^{-1} .

$$G = (E_2 \cdot \gamma_c^{F_2}) \cdot \sigma_c' + H_2 \cdot \gamma_c^{I_2} \quad [8.33]$$

Tabla 8-25 Valores de las constantes empíricas de las funciones [8.15] y [8.33]

Material	Corte y triaxial				Columna resonante			
	E_2	F_2	H_2	I_2	M	N	O	P
ACS	0,0003	-0,727	0,021	-0,607	-115,86	0,219	-14.443,3	13,29
LAD	0,0003	-0,735	0,003	-0,835	-224,85	0,278	-77.076,1	51,88
LC	0,0003	-0,791	0,088	-0,427	-310,92	0,344	-6.041,1	10,97
γ_c	$1 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-1}$				$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-4}$			

Mediante las funciones empíricas [8.15] y [8.33] y los valores de las constantes incluidas en la Tabla 8-25, es posible obtener curvas representativas de la degradación del módulo de rigidez en función de la deformación cíclica, dentro de un amplio rango de deformaciones, tal como se ilustra en la Figura 8.84.

Figura 8.84 Curvas de degradación del módulo de rigidez, en función de la deformación cíclica

De la Figura 8.84 se deduce que:

- Dentro del rango de deformaciones cíclicas comprendidas entre 6×10^{-5} y 2×10^{-4} la degradación del modulo de rigidez de los LAD es muy drástica respecto a la exhibida por las ACS. Además, los valores del módulo de rigidez de los LAD son más o menos iguales al doble de los de las ACS.
- Cuando la presión efectiva de consolidación es igual a 50 kPa, las ACS y las LC exhiben una curva de degradación muy similar. En la medida en que se incrementa la presión efectiva de consolidación, las LC se tornan más rígidas que las ACS pero menos rígidas que los LAD.
- En relación con la influencia de la densidad seca y el porcentaje de partículas $<80 \mu$ en la degradación del módulo de rigidez, no se puede realizar una interpretación concluyente debido a que los finos de las LC son de diferente naturaleza respecto a los finos de las ACS y los LAD.

- Dentro del rango de deformaciones cíclicas comprendidas entre 3×10^{-5} y 6×10^{-5} la degradación del modulo de rigidez es similar en los materiales ACS y LAD, aunque con valores de G mayores en los LAD.

8.7. Permeabilidad en cámara triaxial

La evaluación e interpretación de los ensayos de permeabilidad en célula triaxial, se realiza en base a la información obtenida de 48 pruebas a carga constante, en las que las muestras fueron sometidas a diferentes condiciones de presión efectiva de consolidación (σ'_c) y gradiente hidráulico (i).

Como se indicó la Tabla 7-7, los ensayos se realizaron sobre muestras consolidadas a 50, 100, 200 y 300 kPa, para cuatro diferentes gradientes que se establecieron mediante la aplicación de una diferencia de presión de cola (ΔP_c). Esta diferencia se obtiene al incrementar la presión de cola aplicada en la base de la muestra $P_{c_{ab}}$, mientras que la presión de cola aplicada en la cabeza de la muestra $P_{c_{ar}}$, se mantiene igual a la de la fase de consolidación. El hecho de aplicar una diferencia de presión de cola para generar un determinado gradiente, conlleva el cálculo de una presión de cola media la cual a su vez se emplea para la estimación de la presión media efectiva de confinamiento.

Para facilitar la interpretación de los resultados, la magnitud de la diferencia de presión de cola se estableció como un porcentaje de la presión efectiva de consolidación. Los valores de $\Delta P_c / \sigma'_c$ aplicados fueron iguales al 10, 15, 20 y 25%, los cuales dieron lugar a gradientes hidráulicos entre 5 y 80.

La presión de cola aplicada, en todas las probetas, durante las fases de saturación y consolidación fue igual a 400 kPa. Dicha magnitud, permitió conseguir un grado de saturación cercano al 100%, el cual se verificó mediante el cálculo del parámetro B de Skempton. Esta verificación es clave en los ensayos de permeabilidad, ya que el mayor coeficiente de permeabilidad se obtiene cuando la muestra está 100% saturada. En todos los casos el parámetro B fue muy cercano a la unidad.

Teniendo en cuenta que la determinación experimental de la permeabilidad consiste en la medición del volumen de agua, que bajo el efecto de una cabeza de carga h, pasa a través de una muestra de suelo de longitud L y área transversal A, en un tiempo t, la captura de datos se inicio una vez que se comprobó la estabilización del flujo.

De acuerdo con lo establecido en la norma ASTM D5084, el coeficiente de permeabilidad, k, se determinó mediante la siguiente expresión:

$$k = \frac{q \cdot L}{A \cdot \Delta h \cdot t} \quad [8.34]$$

Donde k es la conductividad hidráulica, cm/s; q es la cantidad de flujo, en cm^3 ; L es la longitud de la muestra, en cm; A es el área transversal de la muestra, en

cm^2 ; t es el intervalo de tiempo, en s y Δh es la diferencia de carga hidráulica, en cm.

En los siguientes apartados se presentan, para cada uno de los materiales, una serie de gráficas con las tendencias de variación de la permeabilidad (k), en función del gradiente hidráulico (i) y de la presión media efectiva de confinamiento (σ'_{cm}). Además, se proponen una serie de funciones empíricas que permiten reproducir, con muy buena aproximación, los resultados experimentales.

8.7.1. Coeficiente de permeabilidad

El análisis cualitativo y cuantitativo de los resultados obtenidos para los materiales ACS, LAD y LC, se realiza a partir de la información incluida en la Tabla 8-26 y en las Figuras 8.85 a 8.87, centrando la atención en la influencia de la diferencia de presión de cola, el gradiente hidráulico y la tensión media efectiva de confinamiento sobre el coeficiente de permeabilidad.

Dado que en los ensayos de permeabilidad el gradiente hidráulico conlleva a un estado de consolidación no uniforme del espécimen, en el que las tensiones efectivas en el extremo superior de la muestra son de mayor magnitud respecto a las tensiones efectivas en la base, es necesario introducir un nuevo factor, designado como “presión media efectiva de confinamiento (σ'_{cm})”.

Tabla 8-26 Resultados de las 48 pruebas de permeabilidad en célula triaxial

CONDICIONES DEL ENSAYO				MATERIAL								
				ACS			LAD			LC		
σ'_c kPa	σ'_{cm} kPa	ΔP_c kPa	$\Delta P_c/\sigma'_c$ %	i	Q cm ³ /seg	k cm/seg	i	Q cm ³ /seg	k cm/seg	i	Q cm ³ /seg	k cm/seg
50	47,5	5,0	10	4,9	0,033	3,5E-04	4,9	0,032	3,3E-04	4,6	0,00009	1,0E-06
50	46,3	7,5	15	7,3	0,036	2,6E-04	7,4	0,035	2,4E-04	6,8	0,00012	9,1E-07
50	45,0	10,0	20	9,7	0,041	2,2E-04	9,9	0,037	1,9E-04	9,1	0,00015	8,6E-07
50	43,8	12,5	25	12,2	0,046	2,0E-04	12,3	0,039	1,6E-04	11,4	0,00018	8,2E-07
100	95,0	10,0	10	9,8	0,029	1,6E-04	10,0	0,029	1,5E-04	9,2	0,00014	7,9E-07
100	92,5	15,0	15	14,6	0,033	1,1E-04	14,9	0,032	1,1E-04	13,8	0,00020	7,4E-07
100	90,0	20,0	20	19,5	0,038	1,0E-04	19,9	0,035	8,9E-05	18,4	0,00026	7,2E-07
100	87,5	25,0	25	24,4	0,044	9,2E-05	24,9	0,040	8,1E-05	23,0	0,00031	6,9E-07
200	190,0	20,0	10	19,6	0,025	6,6E-05	20,4	0,030	7,4E-05	18,9	0,00025	6,5E-07
200	185,0	30,0	15	29,4	0,031	5,4E-05	30,6	0,039	6,4E-05	28,4	0,00035	6,2E-07
200	180,0	40,0	20	39,1	0,036	4,8E-05	40,9	0,046	5,6E-05	37,9	0,00045	5,9E-07
200	175,0	50,0	25	48,9	0,040	4,3E-05	51,1	0,053	5,2E-05	47,3	0,00054	5,8E-07
300	285,0	30,0	10	29,7	0,016	2,7E-05	32,7	0,027	3,9E-05	30,4	0,00036	5,6E-07
300	277,5	45,0	15	44,6	0,019	2,2E-05	49,0	0,034	3,3E-05	45,6	0,00053	5,4E-07
300	270,0	60,0	20	59,4	0,024	2,1E-05	65,4	0,046	3,3E-05	60,9	0,00070	5,4E-07
300	262,5	75,0	25	74,3	0,026	1,8E-05	81,7	0,055	3,2E-05	76,1	0,00087	5,3E-07

8.7.2. Influencia del gradiente hidráulico

La Figura 8.85 contiene, para cada uno de los materiales, las tendencias de variación de la permeabilidad en función del gradiente hidráulico, para cuatro condiciones diferentes de presión efectiva de consolidación. Cada curva está conformada por cuatro puntos que, de arriba hacia abajo, líneas continuas, representan la permeabilidad obtenida para gradientes generados mediante la aplicación de diferencias de presión de cola, ΔP_c , iguales al 10, 15, 20 y 25% de σ'_c .

Figura 8.85 Tendencias de variación de la permeabilidad en función del gradiente hidráulico, para los materiales ACS, LAD y LC

De la Figura 8.85 se deduce que:

- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, σ'_c , el incremento de ΔP_c y por tanto del gradiente hidráulico, conlleva a la reducción de la permeabilidad, pero en la medida que se incrementa la presión efectiva de consolidación dicho efecto tiende a ser despreciable.
- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, las tendencias de variación de la permeabilidad en función del gradiente hidráulico, se pueden ajustar mediante funciones empíricas de tipo potencial con coeficientes de regresión $R^2 > 0.97$, excepto en el caso de los LAD en el que σ'_c fue igual a 300 kPa y el valor de R^2 resultó igual a 0.84.
- Independientemente del tipo de material y del gradiente hidráulico, la permeabilidad disminuye en la medida en que se incrementa la presión efectiva de consolidación. En este sentido, se entiende que el efecto de σ'_c sobre k se debe a la reducción de la relación de vacíos del suelo, causada por el incremento de la presión efectiva de consolidación.
- Dentro de los rangos de presiones efectivas de consolidación y gradientes hidráulicos aplicados, el coeficiente de permeabilidad de los materiales arenosos ACS y LAD, varía entre $1,8 \times 10^{-5}$ y $3,5 \times 10^{-4}$ cm/s. Mientras que en las LC, la permeabilidad varía entre $5,0 \times 10^{-7}$ y $1,0 \times 10^{-6}$ cm/s.

8.7.3. Influencia de la presión media efectiva de confinamiento

La Figura 8.86 contiene, para cada uno de los materiales, las tendencias de variación, en líneas continuas, de la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento (σ'_{cm}), para cuatro estados diferentes de consolidación. Cada curva está conformada por cuatro puntos que representan, de arriba hacia abajo, la permeabilidad obtenida para diferencias de presión de cola, ΔP_c , iguales al 10, 15, 20 y 25% de la presión efectiva de consolidación, σ'_c .

Figura 8.86 Tendencias de variación de la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento, para los materiales ACS, LAD y LC

De la Figura 8.86 se deduce que, independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, el incremento de ΔP_c y por tanto del gradiente hidráulico, conlleva la reducción de la presión media efectiva de confinamiento y de la permeabilidad. No obstante, el efecto del incremento de ΔP_c sobre la permeabilidad, disminuye en la medida en que se incrementa la presión efectiva de consolidación.

La información incluida en la Figura 8.86 se puede presentar de manera diferente, tal como se indica en la Figura 8.87. La Figura 8.87 representa, para cada uno de los materiales, las tendencias de variación, en líneas continuas, de la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento (σ'_{cm}), para diferencias de presión de cola, ΔP_c , iguales al 10, 15, 20 y 25% de la presión efectiva de consolidación, σ'_c .

Figura 8.87 Tendencias de variación de la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento, para los materiales ACS, LAD y LC

En la Figura 8.87 se pueden observar los siguientes aspectos, válidos para los materiales ACS, LAD y LC:

- Independientemente del valor de $\Delta P_c/\sigma'_c$, el coeficiente de permeabilidad tiende a disminuir en la medida en que se incrementa la presión media efectiva de confinamiento.
- Para los diferentes valores de la relación $\Delta P_c/\sigma'_c$ es posible establecer funciones empíricas de tipo potencial entre la permeabilidad y la presión media efectiva de confinamiento.

8.7.4. Funciones empíricas

Con los resultados de los ensayos de laboratorio es posible establecer relaciones empíricas que permiten evaluar la permeabilidad en función de los factores que intervienen en la ejecución de la prueba (σ'_{cm} y ΔP_c) o en función de la presión media efectiva de confinamiento (σ'_{cm}) y el gradiente hidráulico (i) calculado.

a) En función de σ'_{cm} y $\Delta P_c/\sigma'_c$

De acuerdo con la información contenida en la Figura 8.87 la permeabilidad puede ser expresada en función de la presión media efectiva de confinamiento mediante una correlación potencial como la indicada en [8.35]

$$k = A_3 \cdot (\sigma'_{cm})^{B_3} \quad [8.35]$$

Donde:

k = Permeabilidad, cm/sg,

σ'_{cm} = Presión media efectiva de confinamiento, kPa y

A_3 y B_3 = Constantes empíricas que dependen de $\Delta P_c/\sigma'_c$.

La Tabla 8-27 contiene los valores de las constantes A_3 y B_3 y los coeficientes de correlación para los diferentes materiales.

Tabla 8-27 Valores de la constantes empíricas A_3 y B_3 y de los coeficientes de correlación

$\Delta P_c/\sigma'_c$	ACS			LC			LC		
	A_3	B_3	R^2	A_3	B_3	R^2	A_3	B_3	R^2
10	0,078	-1,380	0,98	0,030	-1,162	0,99	0,0000034	-0,317	1,00
15	0,043	-1,319	0,98	0,014	-1,053	0,99	0,0000027	-0,286	1,00
20	0,029	-1,270	0,98	0,006	-0,932	0,99	0,0000023	-0,260	1,00
25	0,027	-1,288	0,98	0,004	-0,861	0,99	0,0000020	-0,240	1,00

Haciendo uso de las funciones potenciales empíricas de cada material, es posible elaborar las gráficas de la Figura 8.88, en las que se relaciona la permeabilidad con la relación $\Delta P_c/\sigma'_c$, para diferentes valores de la presión media efectiva de confinamiento, en este caso iguales a 50, 100, 150, 200, 250 y 300 kPa.

Figura 8.88 Tendencias de variación de la permeabilidad en función de $\Delta P_c/\sigma'_c$, para diferentes valores de la presión media efectiva de confinamiento

De la Figura 8.88 se deduce que:

- Independientemente del tipo de material y de la presión media efectiva de confinamiento, la permeabilidad tiende a disminuir en la medida en que se incrementa la relación $\Delta P_c/\sigma'_c$. A su vez esta influencia tiende a ser despreciable en la medida en que se incrementa la presión media efectiva de confinamiento.
- Para los diferentes valores de la presión media efectiva de confinamiento, también es posible establecer funciones potenciales entre la permeabilidad y la relación $\Delta P_c/\sigma'_c$.

De acuerdo con la Figura 8.88, independientemente del tipo de material, la permeabilidad puede ser expresada en función de la relación $\Delta P_c/\sigma'_c$ mediante la función potencial [8.36].

$$k = C_3 \left(\frac{\Delta P_c}{\sigma'_c} \right)^{D_3} \quad [8.36]$$

Donde:

k = Permeabilidad, cm/s,

σ'_c = Presión efectiva de consolidación, kPa

ΔP_c = Diferencia de presión de cola ($P_{cab} - P_{car}$), kPa

$\Delta P_c/\sigma'_c$ = Relación en porcentaje, %

C_3 y D_3 = Constantes empíricas, incluidas en la Tabla 8-28.

Tabla 8-28 Valores de las constantes empíricas C_3 y D_3 y de los coeficientes de correlación

σ'_{cm} kPa	ACS			LAD			LC		
	C_3	D_3	R^2	C_3	D_3	R^2	C_3	D_3	R^2
50	0,0019	-0,749	0,99	0,00250	-0,897	1,00	0,0000017	-0,235	1,00
100	0,0006	-0,671	1,00	0,00065	-0,665	1,00	0,0000012	-0,176	1,00
150	0,0003	-0,626	1,00	0,00030	-0,530	0,99	0,0000010	-0,141	1,00
200	0,0002	-0,593	1,00	0,00017	-0,434	0,99	0,0000008	-0,117	1,00
250	0,0001	-0,568	0,99	0,00011	-0,359	0,98	0,0000007	-0,098	1,00
300	0,0001	-0,548	0,99	0,00008	-0,299	0,96	0,0000007	-0,082	1,00

A fin de expresar la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento y de la relación $\Delta Pc/\sigma'_c$, las constantes C_3 y D_3 se correlacionan con la presión media efectiva de confinamiento mediante una función potencial [8.37] y una función logarítmica [8.38], respectivamente, tal como se indica en la figura 8.89.

$$C_3 = E_3 \cdot (\sigma'_{cm})^{F_3} \quad [8.37]$$

$$D_3 = H_3 \cdot \ln(\sigma'_{cm}) + I_3 \quad [8.38]$$

Figura 8.89 Variación de las constantes empíricas C_3 y D_3 en función de σ'_{cm}

Reemplazando [8.37] y [8.38] en [8.36] se obtiene la función empírica general [8.39] que relaciona la permeabilidad con los tres factores que son variables durante la ejecución de las pruebas de permeabilidad en la célula triaxial.

$$k = E_3 (\sigma'_{cm})^{F_3} \left(\frac{\Delta Pc}{\sigma'_c} \right)^{H_3 \ln(\sigma'_{cm}) + I_3} \quad [8.39]$$

Donde:

k = Permeabilidad, cm/seg,

σ'_{cm} = Presión media de confinamiento efectiva, kPa,

σ'_c = Presión efectiva de consolidación inicial, kPa

ΔPc = $P_{cab} - P_{car}$, kPa

$\Delta Pc/\sigma'_c$ = Relación en porcentaje, % y

E_3, F_3, H_3 y I_3 = Constantes empíricas, incluidas en la Tabla 8-29.

Tabla 8-29 Valores de las constantes E_3, F_3, H_3 y I_3 .

Material	E_3	F_3	H_3	I_3
ACS	1.14	-1.63	0.11	-1.20
LAD	4.90	-1.94	0.334	-2.20
LC	0.000013	-0.52	0.085	-0.57

A fin de visualizar la precisión con la que la función empírica reproduce los datos obtenidos mediante las pruebas de permeabilidad, realizadas en el laboratorio, en la Figura 8.90 se han incluido, mediante círculos de mayor tamaño, algunos valores generados por la función empírica [8.39]. En el caso del material ACS, sobre la tendencia de 300 kPa; en el caso del material LAD, sobre la tendencia de 50 kPa y en el caso del material LC, sobre la tendencia de 100 kPa.

Figura 8.90 Tendencias experimentales y teóricas de variación de la permeabilidad en función de $\Delta Pc/\sigma'_c$, para diferentes valores de σ'_c .

b) En función de σ'_{cm} y el gradiente hidráulico

De acuerdo con la información contenida en la Figura 8.85 la permeabilidad puede ser expresada en función del gradiente hidráulico mediante una correlación potencial como la indicada en [8.40]

$$k = A_4 (i)^{B_4} \quad [8.40]$$

Donde:

k = Permeabilidad en cm/sg.

i = Gradiente hidráulico.

A_4 y B_4 = Constantes empíricas que dependen de σ'_c .

La Tabla 8-30 contiene los valores de las constantes A_4 y B_4 y los coeficientes de correlación.

Tabla 8-30 Valores de las constantes empíricas A_4 y B_4 y de los coeficientes de correlación

σ'_c kPa	ACS			LAD			LC		
	A_4	B_4	R^2	A_4	B_4	R^2	A_4	B_4	R^2
50	0,0009	-0,634	0,99	0,0012	-0,808	1,00	1,4E-06	-0,220	1,00
100	0,0006	-0,573	0,98	0,0007	-0,667	0,99	1,1E-06	-0,142	0,99
200	0,0003	-0,476	1,00	0,0002	-0,395	1,00	9,5E-07	-0,130	1,00
300	0,0001	-0,439	0,98	0,0001	-0,214	0,84	6,5E-07	-0,047	0,97

A fin de representar la tendencia de variación de k en función de σ'_{cm} para diferentes valores de i, haciendo uso de la expresión [8.40] y de las constantes A_4 y B_4 propias de cada estado de consolidación, se evaluó la permeabilidad para gradientes hidráulicos iguales a 5, 10, 20 y 50. En la Tabla 8-31 se incluyen los valores calculados de k.

Tabla 8-31 Valores permeabilidad calculados a partir de la expresión [8.40]

i	σ'_c kPa	σ'_{cm} kPa	ACS	LAD	LC
			k, cm/sg	k, cm/sg	k, cm/sg
5	50	47,43	3,4E-04	3,3E-04	9,8E-07
5	100	97,44	2,2E-04	2,3E-04	8,6E-07
5	200	197,45	1,3E-04	1,3E-04	7,7E-07
5	300	297,47	5,9E-05	5,7E-05	6,1E-07
10	50	44,86	2,2E-04	1,9E-04	8,4E-07
10	100	94,87	1,5E-04	1,4E-04	7,8E-07
10	200	194,91	9,1E-05	9,9E-05	7,1E-07
10	300	294,94	4,4E-05	4,9E-05	5,9E-07
20	50	39,72	1,4E-04	1,1E-04	7,2E-07
20	100	89,75	1,0E-04	9,1E-05	7,0E-07
20	200	189,81	6,5E-05	7,5E-05	6,4E-07
20	300	289,88	3,2E-05	4,3E-05	5,7E-07
50	50	24,29	7,8E-05	5,1E-05	5,9E-07
50	100	74,37	5,9E-05	5,0E-05	6,2E-07
50	200	174,54	4,2E-05	5,2E-05	5,7E-07
50	300	274,70	2,2E-05	3,5E-05	5,4E-07

La Figura 8.91 contiene las tendencias de variación de la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento, σ'_{cm} , para cuatro diferentes valores de gradiente.

Figura 8.91 Permeabilidad vs presión media efectiva de confinamiento, para diferentes gradientes hidráulicos

De la Figura 8.91, se deduce que independientemente del tipo de material, para cada valor de gradiente, es posible establecer funciones empíricas exponenciales entre k y σ'_{cm} , de la forma:

$$k = C_4 \cdot e^{D_4 \cdot \sigma'_{cm}} \quad [8.41]$$

Donde k es la permeabilidad en cm/sg, σ'_{cm} es la presión media efectiva de confinamiento, en kPa, y C_4 y D_4 , constantes empíricas que dependen de (i). En la Tabla 8-32 se incluyen los valores obtenidos de las constantes y los coeficientes de correlación para los diferentes materiales.

Tabla 8-32 Valores de las constantes empíricas C_4 y D_4 , y de los coeficientes de correlación

i	ACS			LAD			LC		
	C_4	D_4	R^2	C_4	D_4	R^2	C_4	D_4	R^2
5	0,00045	-0,0068	1,00	0,00046	-0,0069	0,99	1,1E-06	-0,0018	0,97
10	0,00028	-0,0062	0,99	0,00024	-0,0052	0,98	9,0E-07	-0,0014	0,98
20	0,00018	-0,0057	0,99	0,00013	-0,0035	0,95	7,6E-07	-0,0010	0,98
50	0,00009	-0,0050	0,98	0,00006	-0,0013	0,62	6,1E-07	-0,0004	0,72

A fin de expresar la permeabilidad en función del gradiente hidráulico (i) y de la presión media efectiva de confinamiento, las constantes C_4 y D_4 se correlacionan con del gradiente hidráulico (i) mediante una función potencial [8.42] y una función logarítmica [8.43], respectivamente, tal como se indica en la figura 8.92.

$$C_4 = E_4 \cdot (i)^{F_4} \quad [8.42]$$

$$D_4 = H_4 \cdot \ln(i) + I_4 \quad [8.43]$$

Donde i es el gradiente hidráulico y E_4 , F_4 , H_4 y I_4 , constantes empíricas que resultan de las regresiones. La Tabla 8-33 contiene los valores de las constantes para los diferentes materiales.

Figura 8.92 Tendencia de variación de las constantes C_4 y D_4 con el gradiente hidráulico

Tabla 8-33 Valores de las constantes empíricas E_4 , F_4 , H_4 e I_4

Material	E_4	F_4	H_4	I_4
ACS	0,0008	-0,008	0,0014	-0,706
LAD	0,0024	-0,011	0,002	-0,918
LC	0,0006	-0,003	1,5E-06	-0,236

Reemplazando [8.43] y [8.42] en [8.41] se obtiene la función empírica general [8.44] que relaciona la permeabilidad con el gradiente hidráulico y la presión media efectiva de confinamiento, obtenida mediante pruebas de permeabilidad en célula triaxial.

$$k = (E_4 \cdot (i)^{F_4}) \cdot e^{(H_4 \cdot \ln(i) + I_4) \sigma'_c} \quad [8.44]$$

A fin de visualizar la precisión con la que la función empírica reproduce los datos obtenidos mediante las pruebas de permeabilidad, realizadas en el laboratorio, en la Figura 8.93 se han incluido, mediante círculos de mayor tamaño, los valores generados por la función empírica [8.44].

Figura 8.93 Tendencias experimentales y teóricas de variación de la permeabilidad en función del gradiente hidráulico para diferentes valores de σ'_c .

9. Conclusiones

Las conclusiones que se presentan a continuación, son producto de un amplio programa experimental realizado con residuos mineros provenientes de la explotación de las minas de Riotinto, ubicadas en Huelva – España. Cabe anotar que las metodologías propuestas para la determinación de parámetros, mediante funciones empíricas, podría ser puesta en práctica con otros tipos de materiales.

Las principales conclusiones son las siguientes:

9.1. Propiedades índice

- A pesar de que los tres materiales estudiados tienen un contenido de finos alto, variable entre el 32% y el 86%, solamente las Lamas Cobre pueden ser calificadas como un material de características cohesivas debido a que exhiben plasticidad; las arenas Cerro Salomón (ACS) y los lodos de alta densidad (LAD), con contenidos de partículas menores de 80μ iguales al 32% y al 48%, respectivamente, clasifican como arena de grano muy fino a medio en razón de que los finos menores de 400μ no son plásticos, seguramente debido a que éstos son generados durante el proceso de explotación de las minas y no como consecuencia de la alteración o la meteorización de la roca madre.
- Los tres materiales investigados se caracterizan por tener una gravedad específica alta, variable entre 2.83 y 3.02, lo cual puede deberse a la presencia dominante de elementos pesados como el hierro, el silicio y el azufre.

9.2. Triaxiales estáticos CU

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación, las arenas Cerro Salomón (ACS) y los lodos de alta densidad (LAD), exhiben comportamiento contractivo; mientras que, las lamas Cobre (LC) después del 5% de deformación axial se tornan dilatantes.
- Los parámetros de resistencia calculados por los criterios de tensión desviadora máxima y relación de tensiones principales máxima, tienen diferencias poco significativas en los materiales ACS y LC; pero en el caso de las LAD la diferencia es apreciable y por tanto, a la hora de utilizar los resultados para realizar análisis de estabilidad, debe ser tenido en cuenta este efecto.
- En el caso de las ACS y los LAD, los parámetros de resistencia calculados con el criterio de tensión desviadora máxima corresponden a deformaciones axiales menores al 2%; mientras que, los parámetros de resistencia calculados con el criterio de relación de tensiones principales máxima, corresponden a deformaciones axiales entre el 6% y el 13%, lo cual debe ser tenido en cuenta a la hora de elegir el criterio de rotura.

- En el caso de las LC, los resultados contrastan con los obtenidos con las ACS y los LAD, en razón de que los parámetros de resistencia calculados con el criterio de tensión desviadora máxima corresponden a deformaciones axiales mayores respecto a las que le corresponden al criterio de relación de tensiones principales máxima.
- Independientemente del tipo de material y del criterio de rotura empleado, es posible obtener envolventes de resistencia mediante correlaciones lineales cuyo coeficiente de correlación R^2 es prácticamente igual a 1.

9.3. Corte simple cíclico

- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), las deformaciones tanto cíclicas (γ_c) como permanentes (γ_p) se incrementan de manera significativa, en la medida en que se incrementa la relación de tensión cíclica (τ_c/σ'_{ov}).
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), en el caso de las ACS y los LAD, si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \leq 5\%$ no hay riesgo de rotura súbita. En el caso de las LC, se cumple la misma condición si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \leq 10\%$.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), en el caso de las ACS y los LAD, si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \geq 10\%$ hay riesgo de rotura súbita, con deformaciones tanto cíclicas como permanentes que superan el 14%. En el caso de las LC, se cumple la misma condición si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \geq 20\%$.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), en el caso de las ACS y los LAD, si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \leq 5\%$ las presiones intersticiales desarrolladas son pequeñas y por tanto, no hay riesgo de rotura súbita. En el caso de las LC, se cumple la misma condición si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \leq 10\%$.
- Independientemente del tipo de material, a igual número de ciclos e igual presión efectiva de consolidación, la presión intersticial desarrollada se incrementa de manera significativa en la medida que se incrementa la relación de tensión cíclica.
- Independientemente del tipo de material, a igual relación de tensión cíclica, el número de ciclos necesario para que la presión intersticial desarrollada se iguale con la presión efectiva de consolidación, se reduce en la medida en que se incrementa la presión efectiva de consolidación.
- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), el módulo de rigidez tiende a disminuir, en mayor o menor grado, en la medida en que se incrementa la relación de tensión cíclica (τ_c/σ'_{ov}).
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), en el caso de las ACS y los LAD, si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \leq 5\%$ la degradación del módulo de

rigidez en función del número de ciclos, es pequeña y por tanto, no hay riesgo de rotura súbita. En el caso de las LC, se cumple la misma condición si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \leq 10\%$.

- Independientemente de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), en el caso de las ACS y los LAD, si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \geq 10\%$ la degradación del modulo de rigidez en función del número de ciclos, es muy drástica y por tanto, hay alto riesgo de rotura súbita. En el caso de las LC, en general, se cumple la misma condición si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \geq 20\%$.
- Independientemente del tipo de material y a igual magnitud de tensión cíclica (τ_c), el número de ciclos necesario para que el módulo de rigidez sea prácticamente nulo, se incrementa en la medida en que aumenta la presión efectiva de consolidación.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), en el caso de las ACS y los LAD, si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \leq 5\%$ la razón de amortiguamiento tiende a mantenerse constante incluso al cabo de 1300 ciclos. En el caso de las LC, se cumple la misma condición si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \leq 10\%$.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), en el caso de las ACS y los LAD, si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \geq 10\%$ la razón de amortiguamiento crece rápidamente en la medida en que aumenta el número de ciclos. En el caso de las LC, se cumple la misma condición si $(\tau_c/\sigma'_{ov}) \geq 20\%$.
- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación (σ'_{ov}), existe un valor umbral de (τ_c/σ'_{ov}) , no definido en esta investigación, después del cual los materiales investigados desarrollan, con el incremento del número de ciclos, presiones intersticiales muy altas, grandes deformaciones tanto cíclicas como permanentes y drástica degradación del módulo de rigidez; lo cual los hace muy susceptibles a llegar a la rotura súbitamente.
- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, el número de ciclos necesario para causar la rotura súbita, se reduce en la medida en que se incrementa la relación de tensión cíclica.

9.4. Triaxiales Cíclicos

- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación (σ'_c), las deformaciones tanto cíclicas (ϵ_c) como permanentes (ϵ_p) se incrementan en la medida en que se incrementa la relación de tensión cíclica (σ_{vc}/σ'_c).
- Para presiones efectivas de consolidación (σ'_c) = 50 kPa, en el caso de las ACS y los LAD, si $(\sigma_{vc}/\sigma'_c) \leq 15\%$ no hay riesgo de rotura súbita. En el caso de las LC, se cumple la misma condición incluso cuando $(\sigma_{vc}/\sigma'_c) = 30\%$.

- En general, para presiones efectivas de consolidación (σ'_c) ≥ 100 kPa, en el caso de las ACS y los LAD, si $(\sigma_{vc}/\sigma'_c) \geq 15\%$ hay riesgo de rotura súbita.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación (σ'_c), en el caso de las ACS y los LAD, si $(\sigma_{vc}/\sigma'_c) \leq 10\%$ las presiones intersticiales generadas fueron pequeñas y como máximo iguales al 25% de la presión efectiva de consolidación. En el caso de las LC, se cumple la misma condición incluso cuando $(\sigma_{vc}/\sigma'_c) = 30\%$ y al cabo de 1300 ciclos.
- Independientemente de la presión efectiva de consolidación (σ'_c), en el caso de las ACS y los LAD, si $(\sigma_{vc}/\sigma'_c) \leq 10\%$ la degradación del módulo de rigidez es mínima, al cabo de 1300 ciclos. En el caso de las LC, se cumple la misma condición incluso cuando $(\sigma_{vc}/\sigma'_c) = 30\%$.
- En el caso de los materiales ACS y LAD, cuando $(\sigma_{vc}/\sigma'_c) = 15\%$, las tendencias de variación, en función del número de ciclos, de las deformaciones tanto cíclicas como permanentes, de la presión intersticial desarrollada y de la degradación del módulo de rigidez, no permiten ser concluyentes debido a que en el 50% de los casos estudiados los materiales llegaron a la rotura súbitamente y en el otro 50% no. Por esta razón en algunos casos se realizaron pruebas en las que $(\sigma_{vc}/\sigma'_c) = 20\%$ y de hecho en estos casos si llegaron los materiales a la rotura súbitamente.
- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación (σ'_c), al igual que en las pruebas de corte simple cíclico, existe un valor umbral de (σ_{vc}/σ'_c) , no definido en esta investigación, después del cual los materiales investigados desarrollan, con el incremento del número de ciclos, presiones intersticiales muy altas, grandes deformaciones tanto cíclicas como permanentes y drástica degradación del módulo de rigidez; lo cual los hace muy vulnerables a llegar a la rotura súbitamente.

9.5. Columna resonante

- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, la frecuencia de resonancia y, por tanto, el módulo de rigidez tienden disminuir en la medida en que se incrementa el nivel de excitación torsional.
- Independientemente del tipo de material, del nivel de excitación torsional y de la presión efectiva de consolidación, la variación del módulo de rigidez en función de la frecuencia de resonancia describe una tendencia de variación de tipo potencial con coeficiente de correlación R^2 prácticamente igual a la unidad.
- Independientemente del tipo de material, del nivel de excitación torsional y de la presión efectiva de consolidación, la variación de la frecuencia de

resonancia y, por tanto, del módulo de rigidez en función de la deformación angular describen una tendencia de variación de tipo exponencial con coeficiente de correlación R^2 prácticamente igual a la unidad.

- Mediante la combinación de regresiones matemáticas, es posible proponer funciones empíricas entre los factores relacionados a continuación:
 - (G) en función de (σ'_c) y (γ) .
 - (D) en función de (σ'_c) y (γ) .
 - A partir del modelo hiperbólico, $(G_{\text{máx.}})$ y $(\gamma_{\text{ref.}})$ en función de (σ'_c) .
 - A partir del modelo hiperbólico, (G) en función de (σ'_c) y (γ) .
- Se propone una metodología que permite, mediante un número reducido de pruebas, obtener el módulo de rigidez en función de (σ'_c) y (γ) .

9.6. Degradación del Módulo de rigidez

Con base en la información obtenida mediante pruebas de columna resonante, triaxial cíclico y corte simple cíclico, es posible proponer una metodología que permite, mediante funciones empíricas, conocer la trayectoria que sigue la degradación del módulo de rigidez en función de la deformación cíclica dentro de un amplio rango de deformaciones, variables entre el 1×10^{-5} y 1×10^{-1} .

9.7. Permeabilidad en cámara triaxial

- Como aporte de esta tesis doctoral al laboratorio de geotecnia de la ETSICCP, se destaca el montaje y la puesta a punto de la prueba de permeabilidad en célula triaxial.
- Independientemente del tipo de material y de la presión efectiva de consolidación, la permeabilidad en función del gradiente hidráulico puede ser expresada mediante funciones potenciales en las que los coeficientes de correlación R^2 resultan prácticamente iguales a la unidad.
- Independientemente del tipo de material y de la relación (ΔP_c) , la permeabilidad en función de la presión media efectiva de confinamiento, puede ser expresada mediante funciones potenciales en las que los coeficientes de correlación R^2 resultan prácticamente iguales a la unidad.
- Mediante la combinación de regresiones matemáticas, es posible proponer funciones empíricas entre los factores relacionados a continuación:
 - (k) en función del (i) y la (σ'_{cm}) .

- (k) en función de $(\Delta P_c / \sigma'_c)$ y la (σ'_{cm}) .
- Se propone una metodología que permite, mediante un número reducido de pruebas, obtener la permeabilidad en función del (i) y la (σ'_{cm}) o de $(\Delta P_c / \sigma'_c)$ y la (σ'_{cm}) ; estos últimos son los factores que son variables en el proceso de realización de las pruebas de permeabilidad en célula triaxial.

10. Futuras líneas de investigación

A pesar de la amplia fase experimental realizada durante el desarrollo de la tesis, queda pendiente profundizar en el conocimiento del comportamiento geotécnico de los residuos mineros y en particular, de los estudiados en la tesis. Los principales aspectos que en futuras investigaciones conviene tener en cuenta son los siguientes:

- Evaluar parámetros de resistencia al esfuerzo cortante mediante pruebas triaxiales CU en las que la consolidación sea anisotrópica o incluso en las que la consolidación se realice en condiciones K_0 .
- Mediante pruebas de corte simple cíclico y triaxial cíclico, evaluar en función de la presión efectiva de consolidación, los valores umbrales de (τ_c / σ'_{ov}) que hacen vulnerables a los materiales investigados a llegar a la rotura súbitamente.
- A fin de profundizar en el conocimiento del comportamiento dinámico de los residuos mineros estudiados, realizar pruebas de corte simple cíclico, triaxial cíclico y columna resonante variando la densidad seca (γ_d). Además, realizar pruebas de corte simple cíclico y triaxial cíclico variando el período (T).
- Mediante pruebas de permeabilidad en célula triaxial, evaluar la influencia de la densidad seca en la determinación de la conductividad hidráulica de los residuos mineros investigados en esta tesis.

11. BIBLIOGRAFÍA

Aki, K. and Richards, P.G. (1980). "Quantitative Seismology: Theory and Methods", Volumes 1 and 2, W.H. Freeman, San Francisco, California.

Alarcón-Guzmán, A., Chameau, J.L., Leonards, G.A., Frost, J.D. (1989). "Shear modulus and cyclic undrained behavior of sands", *Soils and Foundations*, 29(4), pp 105–119.

Alarcón-Guzmán, A., Leonards, G.A., Chameau, J.L. 1988. "Undrained monotonic and cyclic strength of sands". *Journal of Geotechnical Engineering*, Vo. 114 (10), pp 1089-1109.

Alonso E.E. and Gens, A. (2006). "Aznalcóllar dam failure. Part2: Stability conditions and failure mechanism". *Géotechnique* 56, No. 3, 185–201.

ASTM (2002), "D5084-00, Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter", ASTM, USA, pp. 3-10.

Bahadori, H., Ghalandarzadeh, A., Towhata, I. (2008). "Effect of non plastic silt on the anisotropic behaviour of sand", *Soils and Foundations*, 48 (4), pp 531-545.

Ballard, R.F., Jr., Mclean, F.G. (1975). "Seismic field methods for in-situ moduli". *Proceeding of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Geotechnical Engineering Division, (ASCE), Specialty Conference, Raleigh, North Carolina, Vol. 1, pp 121 – 150.

Bardet, J.P. (1997). "Experimental Soil Mechanics", Prentice Hall.

Barkan, D.D. (1962). "Dynamics of bases and foundation", McGraw-Hill Book Company Inc.

Carman, P.C. (1937). "Fluid flow through granular beds", *Chemical Engineering Research & Design: Transactions of the Institution of Chemical Engineers Part A*. 15, pp. 415-421.

Carman, P. C. (1956). "Flow of gases through porous media". Butterworths, London.

Carpenter, G.W., Stephenson, R.W. (1986). "Permeability Testing in the Triaxial Cell". *Geotechnical Testing Journal*, Vo. 9 (1), pp 3-8.

Chang, N.Y., Ko, H.Y. (1982). "Effect of Grain Size Distribution on Dynamic Properties and Liquefaction Potential of Granular Soils", *Research Report R82-103*, University of Colorado at Denver, 145 p.

Chapuis, R. and Aubertin, M. (2003). "Predicting the coefficient of permeability of soils using the Kozeny-Carman equation", Department CGM, École Polytechnique de Montréal.

Chiaro, G., Koseki, J., Sato, T. (2012). "Effects of initial static shear on liquefaction and large deformation properties of loose saturated Toyoura sand in undrained cyclic torsional shear tests", *Soils and Foundations*, 52 (3), pp 498–510.

Darcy, H. (1856). "Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon". Dalmont, Paris.

Dash, H.K., Sitharam, T.G., Baudet, B.A. (2010). "Influence of non-plastic fines on the response of a silty sand to cyclic loading", *Soils and Foundations*, 50 (5), pp 695–704.

Díaz-Rodríguez, J.A. (2014). *Mecánica de Suelos: Naturaleza y Propiedades*. México, Trillas, pp. 264.

Djoenaidi, W.J. (1985). "A Compendium of Soil Properties and Correlations", University of Sydney.

Drnevich, V.P. (1972). "Undrained cyclic shear of saturated sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM8, pp. 807-825.

Drnevich, V.P., Hall, J.R., Richart, F.E. (1966). "Large Amplitude Vibration Effects on the Shear Modulus of Sand", University of Michigan Report to Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S. Army Contract DA-22-079-Eng-340.

Drnevich, V.P., Hall, J.R., Richart, F.E. (1967). "Effects of amplitude of vibration on the shear modulus of sand", *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, Univ. of New Mexico, Albuquerque, New Mexico.

Drnevich, V.P., Richart, F.E. (1970). "Dynamic prestraining of dry sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation, ASCE*, Vol. 96 (SM2), pp 453–469.

Estaire, J. (2004). "Comportamiento de cimentaciones superficiales sobre suelos granulares sometidas a solicitaciones dinámicas", Tesis Doctoral presentada en la Universidad Politécnica de Madrid.

Finn, W.D.L. and Vaid. Y. P. (1977). "Liquefaction potential from drained constant volume cyclic simple shear test", *Preprints of Sixth Word Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, Jan. 10-14, Vol. 6, pp. 7-12.

Edit, T.B. and Luh, G.F. (1978) "Dynamic modulus and damping relationships for sand", *Proceedings of the Geotechnical Division Speciality Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Pasadena, CA., Vol. 1, pp. 394-409.

Fukushima, S., Ishii, T. (1986). "An experimental study of the influence of confining pressure on permeability coefficients of fill dam core material", *Soils and Foundations*, Vol.26, No. 4, pp. 32-46.

Galindo, R. (2009), "Análisis, modelización e implementación Numérica del comportamiento de suelos Blandos ante la combinación de tensiones Tangenciales estáticas y cíclicas", Tesis Doctoral presentada en la Universidad Politécnica de Madrid.

Gao, Y., Wang, Y-H., Su, J.C.P. (2013). "Mechanisms of Aging-Induced Modulus Changes in Sand under Isotropic and Anisotropic Loading", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130 (3), pp 470-482.

Georgiannou, V. N., Konstadinou, M. (2014a). "Effects of density on cyclic behaviour of anisotropically consolidated Ottawa sand under undrained torsional loading", *Géotechnique* 64, No. 4, pp 287–302.

Georgiannou, V. N., Konstadinou, M. (2014b). "Torsional Shear Behavior of Anisotropically Consolidated Sands", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 140, pp 1-14.

Ghionna, V.N., Porcino, D. (2006). "Liquefaction Resistance of Undisturbed and Reconstituted Samples of a Natural Coarse Sand from Undrained Cyclic Triaxial Tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132 (2), pp 194-202.

Hardin, B.O. 1965. "The Nature of Damping in Sands". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 91, No SM1, pp. 63-97.

Hardin, B. O., Black, W L. (1968). "Vibration modulus of normally consolidated clay," *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 94 (SM2), pp. 353 - 369.

Hardin, B.O. and Black, W.L. (1966) "Sand stiffness under various triaxial stresses", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 92, SM2, pp. 27-42.

Hardin, B.O., Drnevich, V. P. (1972a). "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation*, ASCE, Vol. 98 (SM6), pp. 603 - 624.

Hardin, B.O., D Drnevich, V. P. (1972b). "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation and Curves", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation*, ASCE, Vol. 98 (SM7), pp. 667 - 692.

Hardin, B.O., Richart, F.E. (1963). "Elastic Wave Velocities in Granular Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 98, No SM1, pp. 33-65.

Hatanaka, M., Uchida, A., Takehara, N. (1997). "Permeability Characteristics of High-Quality Undisturbed Sands Measured in a Triaxial Cell", *Soils and Foundations*, Vol.37, No. 3, pp. 129-135.

Hazen, A. (1893). "Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use infiltration", 24th Annual Report of the State Board Health of Massachusetts, Public document No. 34, Boston, Wright and Potter Printing Co., pp. 553.

Hazirbaba, K., Rathje, E.M. (2009). "Pore Pressure Generation of Silty Sands due to Induced Cyclic Shear Strains", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 135 (12), pp. 1892-1905.

Hryciw, R. (1990). "Small-Strain-Shear Modulus of Soil by Dilatometer"; *Journal Geotechnical Engineering*, Vol. 116, N° 11, pp. 1700 – 1716.

Huang, A.B., Chuang, S.Y. (2011). "Correlating cyclic strength with fines contents through state parameters", *Soils and Foundations*, 51 (6), pp. 991-1001.

Huang, A.B., Huang Y.T. (2007). "Undisturbed sampling and laboratory shearing test on a sand with various fines contents", *Soils and Foundations*, 47 (4), pp. 771-781.

Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N., Murata, H. (1994). "Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand", *Soils and Foundations*, 34(1), pp. 19–32.

ICOLD (2001). Bulletin 121: Tailing dams. Risk of dangerous occurrences. Lessons learnt from practical experiences. Paris.

Ishibashi, I. (1992). "Discussion of "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response" by Mladen Vucetic and Ricardo Dobry (January, 1991, Vol. 117, No. 1)." *J. Geotech. Engrg.*, 10.1061/(ASCE) 0733-9410(1992)118:5(830.2), 830-832.

Ishihara, K. (1996). "Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics", New York, Oxford University Press Inc, pp .340.

Ishihara, K. and Li, S. (1972). "Liquefaction of saturated san in triaxial torsion shear test", *Soil and Foundations*, Vol. 12, No. 2, pp. 19-39.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F. (1977). "Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands", *Soils and Foundations*, Vol.17, No. 3, pp. 17.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Takagi, Y. (1978). "Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading", *Soils and Foundations*, Vol.18, No. 1, pp. 18.

Kokusho, T. (1980). "Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range", *Soils and Foundations*, 20 (2), pp. 45-60.

Konstadinou, M., Georgiannou, V. N. (2013). "Cyclic behaviour of loose anisotropically consolidated Ottawa sand under undrained torsional loading", *Géotechnique* 63, No. 13, pp. 1144–1158.

Kovacs, W.D. and Leo, E. (1981). "Cyclic simple shear of large-scale sand samples: Effects of diameter to height ratio", *Proceedings, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Vol. 3, pp. 897-907.

Kozeny, J. S. (1927). "Über Kapillare Leitung des Wassers im Boden. Sitzungsberichte der Akadämie der Wissenschaften in Wien", Abteilung IIa, pp. 136.

Kramer, S. 1996. "Geotechnical Earthquake Engineering". New Jersey, Prentice-Hall Inc, pp. 653.

Krizek, R.J., Maclean, F.G, Giger, M.W. (1974). "Effect of Particle Characteristics on Wave Velocity", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 100 (1), pp 89-94.

Kuribuyashi, E., Iwasaki, T., Tatsuoka, F. (1974). "Effects of Stress Conditions on Dynamic Properties of Sand", *Bulletin Intl. of Seismology and Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan, Vol. 12.

Kuribayashi, E., Iwasaki, T., Tatsuoka, F. (1975). "Effects of stress-strain conditions on dynamic properties of sands", *Proc. Of JSCE*. No. 242.

Laird, J.P. (1994). "Linear and Nonlinear Dynamic Properties of Soil at High Confining Pressures", M.S. Thesis, University of Texas at Austin, pp. 291.

Lee, K.L., Albaisa, A., (1974). "Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 100, No. GT4, pp. 387-406.

Lee, K.L., Seed, H.B. (1967). "Dynamic strength of anysotropically consolidated sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 93 (SM5), pp. 169-190.

Liu, N., Mitchell, J.K. (2006). "Influence of Nonplastic Fines on Shear Wave Velocity-Based Assessment of Liquefaction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132 (8), pp. 1091-1097.

Lo Presti, D.C.F., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A., Pedroni, S. (1997). "Shear modulus and damping of soils", *Géotechnique*, 37, No. 3, pp. 603-617.

Martínez, E., Patiño, H., Galindo, R. (2017), "Evaluation of the risk of sudden failure of a cohesive soil subjected to cyclic loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, pp. 419-432.

Menq, F.Y. (2003). "Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils", Ph.D Dissertation. Faculty of the Graduate School of the University of Texas, Austin (USA), pp. 364.

Mesri, G., Olson, R. E. (1971). "Mechanisms controlling the permeability of clays", *Clays and Clay Minerals*, 19, pp. 151-158.

Mitchell, J.K. and Younger, J.S. (1967). "Abnormalities in hydraulic flow through fine-grained soils ", *Permeability and Capillarity of Soils*, STP 417, ASTM, pp. 106-139.

Mohamad, R., Dobry, R. (1986). "Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 112 (10), pp. 941-958.

Moya, J. (2001). "Determinación de la geometría de la superficie de rotura en deslizamientos instantáneos: el caso de la balsa minera de Aznalcollar", V Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. Madrid, 27-30 Noviembre de 2001, vol. III, 1341-1352.

Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J. K. and Arulanandan, K. (1977). "Effects of sample preparation on sand liquefaction", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 103(GT2), pp. 91–108.

Murray, E.J. (2003). "Procedure for the Determination of the Permeability of Clayey Soils in a Triaxial Cell Using the Accelerated Permeability Test", Technical Report P1-398/TR/1.

Nagaraj, T.S., Pandian, N.S., Narasimha Raju, P.S.R. (1993). "Stress State-Permeability Relationship for Fine Grained Soils", *Géotechnique*, 43, No. 2, pp. 333-336.

Olalla, C. (1992). Problemas geotécnicos y comportamiento dinámico de fondos costeros arenosos. Tesis Doctoral presentada en la Universidad Politécnica de Madrid.

Olalla, C. and Cuellar, V. (2001). "Failure mechanism of the Aznalcóllar Dam, Seville, Spain. *Géotechnique*, 51, 5, pp. 399-406.

O'reilly, M.P. (1991). "Cyclic load testing of soils", M.P. O'Reilly and S.F Brown, eds., *Cyclic loading of soils*, Blackie, London, pp. 110-117.

Patiño, C.H. (2009). "Influencia de la Combinación de Tensiones Tangenciales Estáticas y Cíclicas en la Evaluación de Parámetros Dinámicos de un Suelo Cohesivo", Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.

Prakash, S. (1981). "Soil Dynamics", McGraw-Hill Inc.

Rayleigh, L. (1885) "On waves propagated along the plane surface of an elastic solid," Proceedings of the London Mathematical Society, Vol. 17, pp. 4-11.

Richart, F.E., Jr. (1962). "Foundations vibrations", Trans, ASCE, Vol. 127, Part 1, pp. 863–898.

Richart, F.E., Hall, J.R. and Woods, R.D. (1970). "Vibration of Soils and Foundations", New Jersey (EE.UU), Prentice Hall Int. Series.

Salvati, L.A. and Anhdan, L.Q. (2008). "Rate-dependent response of dense sand in cyclic triaxial tests". Soils and Foundations, 48 (3), pp. 447-451.

Sathananthan, I. and Indraratna, B. (2006). "Laboratory Evaluation of Smear Zone and Correlation between Permeability and Moisture Content", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 7, July 1, pp. 942-945.

Saxena, S.K. and Reddy, R.K. (1987) "Mechanical behavior of cemented sand", Report to the National Science Foundation, Report No. IIT87-01, Civil Engineering Department, Illinois Institute of Technology, Chicago, IL, June.

Seed, H.B. (1968). "Land slides during earthquakes due to soil liquefaction", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE94 (SM5), pp. 1055–1122.

Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis", Rep. No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, Calif.

Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M. and Tokimatsu, K. (1986). "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soil", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. 112, No. GT11, pp. 1016-1032.

Seed, H.B. et al. 1975. "Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation." Journal of Geotechnical Engineering, Vol 111, N° 12.

Sherif, M.A. and Fang, Y.S. (1984). "Dynamic earth pressures on wall rotating about the top", Soils and Foundations, Vol.24, No. 4, pp. 109-117.

Sherif, M.A., Ishibashi, I. and Gaddah, A.H. (1977). "Damping Ratio for Dry Sands," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT7, pp. 743–756.

Sherif, M.A., Ishibashi, I. and Lee C.D. (1982). "Earth pressure against rigid retaining walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT5, pp. 679-695.

Silver, R.K. (1995). "The compaction and permeability performance of mineral landfill liners". PhD Thesis, University of Paisley. Depart. Civil, Structural and Environmental Engineering, Paisley, U.K.

Silver, R.K. and Joseph, J.B. (1999). "Laboratory permeability testing of recompacted soils and landfills", Proc. Sardinia 99, Seventh International Waste Management and Landfill Symposium, pp. 37-46.

Sivappullaiah, P.V., Sridharan, A. and Stalin, V.K. (2000). "Hydraulic conductivity of bentonite-sand mixtures", Canadian Geotechnical journal 37, 2, 712-722.

Soriano M., A. (2015). "Estudio dinámico de cimentaciones en obras portuarias", Tesis Doctoral presentada en la Universidad Politécnica de Madrid.

Soriano P., A., Patiño, H. and González, J. (2011). "Cyclic behaviour of saturated sands subject to previous horizontal shear stresses". Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Sze, H. Y. and Yang, J. (2014). "Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading: Impact of Sample Preparation", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 140 (1), pp. 152-169.

Tatsuoka, F. and Iwasaki, T. (1978). "Hysteretic damping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus", Soils and Foundations, 18, pp. 25-40.

Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Yoshida, S., Fukushima, S. and Sudo, H. (1979). "Shear modulus and damping by drained tests on clean sand specimen reconstituted by various methods", Soils and Foundations, 19(1), pp. 39-54.

Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P. and Leroueil, S. (1983a). "The Permeability of Natural Soft Clays. Part I: Methods of Laboratory Measurement", Canadian Geotechnical Journal, 20(4), pp. 629-644.

Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P. and Leroueil, S. (1983b). "The Permeability of Natural Soft Clays. Part II: Permeability Characteristics", Canadian Geotechnical Journal, 20(4), pp. 645-660.

Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of soil mechanics. John Wiley & Sons Inc., New York, 700p.

Uppot, J. and Stephenson, R. (1989). "Permeability of Clays under Organic Permeants", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1, pp. 115-131.

Vaid, Y.P. and Chern, J.C. (1983). "Effects of static shear on resistance to liquefaction", Soils and Foundations, 23 (1), pp. 47-60.

Vucetic, M. (1994). "Cyclic threshold shear strains in soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.120 (12), pp. 2208-2228.

Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 117, N° 1, pp. 89-107.

Wang, Y.H. and Gao, Y. (2013). "Mechanisms of Aging-Induced Modulus Changes in Sand with Inherent Fabric Anisotropy", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 139 (9), pp. 1590-1603.

Wang, Y.H. and Tsui, K.Y. (2009). "Experimental Characterization of Dynamic Property Changes in Aged Sands", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 135 (2), pp. 259-270.

Wichtmann, T. and Triantafyllidis, T. (2004). "Influence of a cyclic and dynamic loading history on dynamic properties of dry sand, part I: cyclic and dynamic torsional prestraining", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, pp. 127–147.

Wichtmann, T. and Triantafyllidis, T. (2009). "Influence of the Grain-Size Distribution Curve of Quartz Sand on the Small Strain Shear Modulus G_{max} ", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 135 (10), pp. 1404-1418.

Wichtmann, T. and Triantafyllidis, T. (2013). "Effect of Uniformity Coefficient on G/G_{max} and Damping Ratio of Uniform to Well-Graded Quartz Sands", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 139(1), pp. 59-72.

Wichtmann, T. and Triantafyllidis, T. (2014). "Stiffness and Damping of Clean Quartz Sand with Various Grain-Size Distribution Curves", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Technical Note, ASCE, Vol. 140, pp. 1-4.

Yang, J. and Gu, X. Q. (2013). "Shear stiffness of granular material at small strains: does it depend on grain size", Géotechnique 63, No. 2, pp. 165–179.

Yang, J. and Sze, Y. (2011a). "Cyclic behavior and resistance of saturated sand under non-symmetrical loading conditions", Geotechnique 61 (1), pp. 59–73.

Zeevaert, L. (1967). "Free Vibration Torsion Test to Determine the Shear Modulus of Elasticity of Soils", Proceedings III Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas, Venezuela, Vol. 1, pp. 111.

Zeevaert, L. (1988). "Seismo-Geodynamics of the ground surface and building foundations in Mexico City".

Zhang, L., Aziz, N., Ren, T., Nemcik, J. and Wang, Z. 2012. "Permeability testing of coal under different triaxial conditions", 12th Coal Operators' Conference, University of Wollongong & The Australasian Institute of Mining and Metallurgy, 2012, pp. 277-285.

APÉNDICE A

RESUMEN DE LOS RESULTADOS

**DE PRUEBAS DE COLUMNA RESONANTE, CORTE SIMPLE
CÍCLICO Y TRAXIAL DINÁMICO.**

A. APÉNDICE A

Tabla A-1 Resumen de los resultados de las pruebas de corte simple cíclico. ACS

$\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$			$\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$			$\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 15\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	3,48E-04	6,72	5	1,25E-03	3,94	5	4,14E-03	1,83
10	3,60E-04	7,07	10	1,28E-03	3,80	10	4,13E-03	1,82
20	3,50E-04	7,23	20	1,42E-03	3,38	20	4,22E-03	1,77
40	3,30E-04	7,62	40	1,61E-03	2,98	40	4,41E-03	1,70
80	3,26E-04	7,78	80	2,25E-03	2,15	80	4,94E-03	1,51
160	3,25E-04	7,70	160	4,29E-03	1,08	117	6,98E-03	1,06
320	3,21E-04	7,89	220	5,49E-02	0,09	320		
640	3,16E-04	7,89	640			640		
1280	3,21E-04	7,77	1280			1280		
$\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$			$\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$			$\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 15\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	5,38E-04	9,02	5	4,56E-03	2,14	5	9,59E-03	1,56
10	5,33E-04	9,07	10	4,77E-03	2,06	12	2,10E-02	0,70
20	5,39E-04	8,90	20	5,13E-03	1,97	20		
40	5,44E-04	8,89	40	5,72E-03	1,75	40		
80	5,51E-04	8,68	80	7,65E-03	1,31	80		
160	5,49E-04	8,67	103	1,67E-02	0,57	160		
320	5,60E-04	8,52	320			320		
640	5,53E-04	8,64	640			640		
1280	5,66E-04	8,52	1280			1280		
$\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$			$\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$			$\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 15\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	7,20E-04	10,41	5	4,86E-03	3,09	5	1,76E-02	1,27
10	7,38E-04	10,19	10	5,29E-03	2,82	7	3,71E-02	0,60
20	7,39E-04	10,08	20	6,42E-03	2,33	20		
40	7,52E-04	9,89	40	2,58E-02	0,57	40		
80	7,78E-04	9,53	80			80		
160	7,94E-04	9,30	160			160		
320	8,22E-04	9,01	320			320		
640	8,52E-04	8,70	640			640		
1280	9,01E-04	8,21	1280			1280		

Tabla A-2 Resumen de los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas. ACS

$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 5\%$			$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 10\%$			$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 15\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	4,55E-05	23,02	5	8,72E-05	22,50	5	1,29E-04	21,32
10	4,17E-05	25,13	10	8,34E-05	21,94	10	1,33E-04	20,72
20	4,17E-05	18,87	20	8,72E-05	20,99	20	1,29E-04	21,32
40	4,55E-05	17,28	40	9,10E-05	20,11	40	1,25E-04	20,91
80	4,55E-05	17,28	80	8,72E-05	22,50	80	1,29E-04	21,32
160	4,17E-05	25,13	160	8,34E-05	25,08	160	1,33E-04	20,71
320	4,55E-05	17,30	320	8,73E-05	22,49	320	1,33E-04	19,72
640	3,79E-05	27,63	640	8,73E-05	22,49	640	1,36E-04	19,18
1280	4,17E-05	18,87	1280	8,72E-05	20,99	1280	1,37E-04	20,14

$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 5\%$			$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 10\%$			$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 15\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	5,69E-05	34,52	5	1,37E-04	27,85	5	2,28E-04	23,55
10	5,69E-05	34,52	10	1,37E-04	27,85	10	2,20E-04	24,96
20	5,69E-05	32,19	20	1,29E-04	29,49	20	2,24E-04	23,95
40	5,69E-05	34,52	40	1,37E-04	26,88	40	2,28E-04	23,55
80	5,31E-05	36,97	80	1,29E-04	29,49	80	2,43E-04	21,54
160	5,69E-05	34,52	160	1,37E-04	27,85	160	2,50E-04	21,94
320	5,31E-05	39,43	320	1,37E-04	27,85	320	2,66E-04	20,19
640	5,31E-05	39,43	640	1,37E-04	27,85	640	3,64E-04	14,72
1280	5,31E-05	36,97	1280	1,33E-04	27,65	792	1,43E-02	0,19

$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 5\%$			$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 10\%$			$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 15\%$			$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 20\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	8,34E-05	31,53	5	1,37E-04	37,65	5	2,39E-04	31,94	5	4,33E-04	23,09
10	6,83E-05	38,51	10	1,52E-04	33,89	10	2,43E-04	31,44	10	4,60E-04	22,32
20	6,83E-05	38,51	20	1,44E-04	35,67	20	2,43E-04	31,44	20	4,94E-04	20,51
40	7,21E-05	36,49	40	1,40E-04	35,70	40	2,62E-04	29,17	40	5,81E-04	17,66
80	7,96E-05	33,03	80	1,37E-04	36,69	80	2,54E-04	30,04	80	8,66E-04	11,70
160	7,21E-05	36,49	160	1,44E-04	35,67	160	2,62E-04	28,67	111	7,69E-03	1,29
320	7,21E-05	36,49	320	1,40E-04	37,57	320	2,70E-04	27,86			
640	6,83E-05	38,51	640	1,36E-04	37,66	640	2,92E-04	25,69			
1280	7,58E-05	32,94	1280	1,40E-04	36,63	1280	2,85E-04	26,84			

Tabla A-3 Resumen de los resultados de las pruebas de corte simple cíclico. LAD

$\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$			$\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$			$\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 15\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	3,90E-04	6,56	5	3,11E-03	1,64	5	6,04E-03	1,17
10	4,01E-04	6,30	10	3,22E-03	1,53	10	9,67E-03	0,75
20	4,02E-04	6,16	20	3,29E-03	1,48	14	6,22E-02	0,10
40	4,11E-04	6,17	40	3,38E-03	1,44	40		
80	4,21E-04	5,96	80	4,08E-03	1,19	80		
160	4,38E-04	5,61	198	7,43E-02	0,05	160		
320	4,61E-04	5,50	320			320		
640	4,99E-04	5,05	640			640		
1280	5,14E-04	4,81	1280			1280		
$\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$			$\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$			$\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 15\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	1,35E-03	3,70	5	5,02E-03	1,88	5	3,01E-02	0,48
10	1,28E-03	3,78	10	5,57E-03	1,79	10		
20	1,22E-03	3,92	20	6,67E-03	1,51	20		
40	1,24E-03	3,90	38	8,69E-02	0,11	40		
80	1,26E-03	3,81	80			80		
160	1,26E-03	3,80	160			160		
320	1,33E-03	3,60	320			320		
640	1,41E-03	3,42	640			640		
1280	1,47E-03	3,28	1280			1280		
$\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 5\%$			$\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$			$\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 15\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	1,61E-03	4,69	5	6,30E-03	2,41	5	4,35E-02	0,50
10	1,57E-03	4,74	10	7,07E-03	2,13	10		
20	1,56E-03	4,78	31	2,18E-02	0,67	31		
40	1,54E-03	4,81	40			40		
80	1,52E-03	4,87	80			80		
160	1,49E-03	4,97	160			160		
320	1,47E-03	5,03	320			320		
640	1,48E-03	5,05	640			640		
1280	1,45E-03	5,10	1280			1280		

Tabla A-4 Resumen de los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas. LAD

$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 5\%$			$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 10\%$			$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 15\%$			$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 20\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	4,58E-05	28,27	5	6,87E-05	22,64	5	1,07E-04	24,12	5	2,18E-04	15,48
10	4,96E-05	20,90	10	7,25E-05	21,46	10	1,07E-04	24,12	10	2,18E-04	16,07
20	4,96E-05	26,10	20	7,25E-05	23,25	20	1,15E-04	21,40	20	2,44E-04	14,31
40	4,96E-05	20,90	40	7,25E-05	23,26	40	1,18E-04	21,79	40	2,64E-04	12,79
80	4,58E-05	28,27	80	7,25E-05	21,46	80	1,15E-04	24,77	80	3,13E-04	11,17
160	5,35E-05	19,41	160	6,87E-05	24,55	160	1,18E-04	20,70	160	4,62E-04	7,29
320	4,96E-05	26,11	320	6,49E-05	23,97	320	1,15E-04	22,51	235	1,30E-03	2,58
640	4,58E-05	28,27	640	6,87E-05	22,64	640	1,11E-04	23,29	640		
1280	4,96E-05	26,11	1280	6,87E-05	24,55	1280	1,11E-04	23,30	1280		
$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 5\%$			$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 10\%$			$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 15\%$					
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa			
5	4,97E-05	36,64	5	1,24E-04	28,87	5	1,95E-04	27,95			
10	4,97E-05	36,65	10	1,17E-04	29,62	10	2,03E-04	26,90			
20	4,97E-05	34,00	20	1,17E-04	29,62	20	2,15E-04	25,45			
40	4,97E-05	36,65	40	1,17E-04	30,72	40	2,26E-04	24,74			
80	5,35E-05	31,58	80	1,24E-04	27,83	80	2,53E-04	21,60			
160	4,59E-05	39,69	160	1,24E-04	27,83	160	3,07E-04	17,83			
320	4,96E-05	34,04	320	1,32E-04	26,24	320	4,79E-04	11,42			
640	4,59E-05	39,69	640	1,32E-04	27,23	415	2,04E-03	2,56			
1280	4,97E-05	34,01	1280	1,39E-04	24,83	1280					
$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 5\%$			$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 10\%$			$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 15\%$					
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa			
5	5,74E-05	45,25	5	1,22E-04	44,66	5	2,22E-04	34,71			
10	6,12E-05	48,80	10	1,26E-04	42,28	10	2,29E-04	33,55			
20	5,36E-05	50,89	20	1,34E-04	37,90	20	2,33E-04	33,56			
40	5,37E-05	55,70	40	1,26E-04	42,28	40	2,56E-04	30,56			
80	5,36E-05	55,75	80	1,38E-04	38,74	80	2,87E-04	27,31			
160	5,36E-05	55,75	160	1,26E-04	42,26	160	3,40E-04	22,64			
320	5,74E-05	47,51	320	1,38E-04	38,76	320	5,47E-04	14,10			
640	5,74E-05	47,51	640	1,49E-04	35,78	391	2,89E-03	2,59			
1280	6,13E-05	42,40	1280	1,45E-04	34,93	1280					

Tabla A-5 Resumen de los resultados de las pruebas de corte simple cíclico. LC

$\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$			$\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 20\%$			$\sigma'_{ov} = 50 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 30\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	2,59E-03	1,93	5	5,38E-03	1,88	5	8,09E-03	1,88
10	2,57E-03	1,89	10	5,43E-03	1,85	10	8,37E-03	1,79
31	2,62E-03	1,84	31	5,60E-03	1,80	31	9,05E-03	1,66
40	2,64E-03	1,83	40	5,65E-03	1,78	40	9,23E-03	1,62
80	2,70E-03	1,82	80	5,78E-03	1,74	80	9,83E-03	1,53
160	2,84E-03	1,72	160	5,95E-03	1,70	160	1,07E-02	1,39
320	2,84E-03	1,72	320	6,12E-03	1,64	320	1,23E-02	1,22
640	2,83E-03	1,71	640	6,30E-03	1,60	640	1,63E-02	0,92
1280	2,76E-03	1,76	1280	6,51E-03	1,53	812	2,17E-02	0,69
$\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$			$\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 20\%$			$\sigma'_{ov} = 100 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 30\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	4,04E-03	2,49	5	7,94E-03	2,54	5	1,19E-02	2,54
10	4,06E-03	2,47	10	8,26E-03	2,42	10	1,32E-02	2,27
31	4,13E-03	2,45	31	9,00E-03	2,21	31	1,78E-02	1,69
40	4,14E-03	2,44	40	9,23E-03	2,16	40	1,96E-02	1,53
80	4,18E-03	2,38	80	9,93E-03	2,00	80	2,88E-02	1,04
160	4,27E-03	2,36	160	1,10E-02	1,80	117	4,69E-02	0,64
320	4,29E-03	2,34	320	1,30E-02	1,53	320		
640	4,34E-03	2,31	640	1,90E-02	1,05	640		
1280	4,52E-03	2,22	841	3,23E-02	0,59	1280		
$\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 10\%$			$\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 20\%$			$\sigma'_{ov} = 150 \text{ kPa}$ $\tau_c/\sigma'_{ov} = 30\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	4,99E-03	3,05	5	9,92E-03	3,04	5	2,71E-02	1,66
10	5,06E-03	2,96	10	1,12E-02	2,69	10	3,55E-02	1,26
31	5,24E-03	2,85	31	1,61E-02	1,87	31	6,69E-02	0,62
40	5,30E-03	2,83	40	1,81E-02	1,66	38	8,94E-02	0,38
80	5,41E-03	2,78	80	2,75E-02	1,09	80		
160	5,52E-03	2,72	150	5,76E-02	0,44	160		
320	5,63E-03	2,65	320			320		
640	5,72E-03	2,61	640			640		
1280	6,04E-03	2,48	1280			1280		

Tabla A-6 Resumen de los resultados de las pruebas triaxiales cíclicas. LC

$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 10\%$			$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 20\%$			$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 30\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	7,65E-05	22,26	5	2,02E-04	16,90	5	3,51E-04	14,19
10	6,95E-05	24,48	10	2,05E-04	17,26	10	3,55E-04	14,05
20	7,65E-05	23,97	20	2,12E-04	16,69	20	3,62E-04	14,51
40	7,65E-05	23,97	40	2,16E-04	16,42	40	3,69E-04	14,24
80	6,95E-05	24,48	80	2,12E-04	17,93	80	3,72E-04	14,46
160	7,65E-05	22,26	160	2,05E-04	17,25	160	3,82E-04	13,03
320	7,65E-05	22,26	320	2,12E-04	16,07	320	3,82E-04	13,72
640	7,65E-05	22,26	640	2,05E-04	15,97	640	3,93E-04	12,69
1280	8,00E-05	22,91	1280	2,09E-04	15,71	1280	4,00E-04	12,14
$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 10\%$			$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 20\%$			$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 30\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	1,46E-04	24,07	5	3,34E-04	20,41	5	5,98E-04	17,07
10	1,36E-04	25,92	10	3,41E-04	20,38	10	6,16E-04	16,58
20	1,39E-04	25,29	20	3,44E-04	19,80	20	6,26E-04	16,52
40	1,32E-04	26,61	40	3,55E-04	19,21	40	6,51E-04	15,70
80	1,46E-04	24,07	80	3,62E-04	19,21	80	6,71E-04	15,21
160	1,36E-04	25,93	160	3,58E-04	19,39	160	6,92E-04	14,56
320	1,36E-04	25,93	320	3,65E-04	19,02	320	7,24E-04	14,29
640	1,39E-04	25,28	640	3,79E-04	17,98	640	7,58E-04	13,47
1280	1,32E-04	26,61	1280	3,86E-04	17,99	1280	8,04E-04	12,71
$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 10\%$			$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 20\%$			$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$ $\sigma_{vc}/\sigma'_c = 30\%$		
Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa	Ciclos N	γ_c	G Mpa
5	1,32E-04	36,60	5	3,13E-04	32,15	5	5,57E-04	26,46
10	1,32E-04	37,58	10	3,24E-04	31,12	10	5,78E-04	25,96
20	1,32E-04	37,58	20	3,31E-04	30,46	20	5,89E-04	25,28
40	1,36E-04	36,61	40	3,34E-04	30,15	40	6,06E-04	24,98
80	1,36E-04	36,62	80	3,45E-04	29,62	80	6,17E-04	24,14
160	1,36E-04	36,62	160	3,55E-04	28,37	160	6,41E-04	23,42
320	1,36E-04	36,62	320	3,62E-04	27,47	320	6,69E-04	22,45
640	1,32E-04	37,58	640	3,62E-04	27,47	640	7,00E-04	21,44
1280	1,32E-04	37,58	1280	3,73E-04	27,05	1280	7,45E-04	19,97

Tabla A-7 Resultados de las pruebas de columna resonante, ACS

$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$		$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$		$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$	
γ_c	G Mpa	γ_c	G Mpa	γ_c	G Mpa
4,00E-05	22,4	2,80E-05	38,1	4,15E-05	47,8
7,82E-05	22,4	6,31E-05	34,3	7,54E-05	45,1
1,67E-04	19,8	1,13E-04	31,5	1,33E-04	41,9
3,27E-04	16,9	2,36E-04	25,4	2,25E-04	37,8
6,50E-04	13,2	4,80E-04	20,9	3,79E-04	32,8
1,48E-03	6,65	9,62E-04	15,5	6,39E-04	25

Tabla A-8 Resultados de las pruebas de columna resonante, LAD

$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$		$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$		$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$	
γ_c	G Mpa	γ_c	G Mpa	γ_c	G Mpa
3,80E-05	66,6	3,45E-05	75,3	3,34E-05	91,8
5,84E-05	63,2	5,45E-05	74,7	5,30E-05	87,9
9,21E-05	57,5	8,57E-05	70,0	8,24E-05	85,6
1,42E-04	52,7	1,36E-04	62,8	1,30E-04	78,2
2,26E-04	42,2	2,17E-04	53,9	2,07E-04	67,8
4,75E-04	28,3	3,88E-04	41,2	3,48E-04	55,4

Tabla A-9 Resultados de las pruebas de columna resonante, LC

$\sigma'_c = 50 \text{ kPa}$		$\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$		$\sigma'_c = 150 \text{ kPa}$	
γ_c	G Mpa	γ_c	G Mpa	γ_c	G Mpa
5,88E-05	28,5	2,51E-05	42,8	3,39E-05	65,0
9,86E-05	27,0	5,54E-05	41,2	5,83E-05	62,1
1,80E-04	22,4	1,12E-04	38,9	9,51E-05	60,0
3,05E-04	19,3	2,06E-04	34,2	1,57E-04	54,7
5,79E-04	14,4	3,79E-04	28,0	2,50E-04	46,7
1,40E-03	8,31	7,64E-04	20,7	5,56E-04	35,5