



UNIVERSIDAD DE CHILE

FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

EFFECTO DEL CONTENIDO DE FINOS NO PLÁSTICOS EN LA COMPRESIBILIDAD Y ROTURA DE PARTÍCULAS DE ARENAS DE RELAVE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CAMILO IGNACIO CÓRDOVA PINTO

PROFESOR GUÍA:

FELIPE OCHOA CORNEJO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

RAMÓN VERDUGO ALVARADO

ROBERTO OLGUIN PIZARRO

SANTIAGO DE CHILE

2017

EFFECTO DEL CONTENIDO DE FINOS NO PLASTICOS EN LA COMPRESIBILIDAD Y ROTURA DE PARTICULAS DE ARENAS DE RELAVE

Este estudio es una investigación experimental que examina el comportamiento de arenas de relave a altas presiones; en particular, el efecto de finos no plásticos en el comportamiento de arena de relaves sometidos a esfuerzos efectivos e isotrópicos, de hasta 50 kgf/cm^2 . Esta investigación explora cómo el contenido de finos influye en la rotura de partículas y compresibilidad ante altas presiones isotrópicas de confinamiento.

La rotura de partículas es un tema de interés para el diseño de grandes tranques de relave. La gran producción minera y la baja ley de los yacimientos en Chile, requiere que se proyecten estructuras capaces de almacenar grandes volúmenes de desechos, las cuales alcanzan alturas de coronamiento sobre los 300 m, i.e., niveles de carga solicitante sobre los 5 MPa. Estos niveles de carga acentúan el proceso de deformación y pérdida de resistencia, producto de la rotura de partículas asociada.

El programa experimental considera ensayos de consolidación isotrópica, en probetas de arena de relave con diferentes porcentajes de contenido de finos no plásticos para caracterizar su comportamiento. Las cargas aplicadas en estos ensayos son isotrópicas y van desde 1MPa a 5MPa.

Los resultados experimentales sugieren que la presencia y cantidad de finos influyen aumentando la compresibilidad de las arenas de relave depositadas en estado suelto. Lo anterior se traduce en cambios significativos en el índice de vacíos al ser confinados. El efecto de los finos en la compresibilidad se pierde con el aumento de la densidad relativa de confección de las muestras, incluso rigidizando la muestra para los estados más densos de confección. Los resultados también sugieren que la arena de relave exhibe una leve rotura al ser consolidadas a altas presiones, sobre todo para densidades relativas altas, mostrando diferencias en el contenido de finos de hasta un 4% para la arena lavada ($c_f=1\%$). Esta diferencia disminuye al aumentar el contenido de finos no plásticos de la arena, indicando que los finos contribuyen en la distribución de los esfuerzos efectivos, disminuyendo el nivel de rotura.

"Let life come to you, like waves running ashore"

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primero que todo a la ohana, mi familia, Víctor, Claudia, Paula y Nicolás, por todo su apoyo, cariño y comprensión durante este largo camino que elegí seguir. Gracias por enseñarme a confiar en el proceso y que cualquier meta propuesta es alcanzable mediante esfuerzo y dedicación.

Agradezco a mi tutor, Felipe Ochoa, por la confianza depositada para realizar este trabajo, por los buenos consejos, por el apoyo en los momentos difíciles, por guiarme en el camino de la ciencia y enseñarme que el laboratorio es una tremenda oportunidad de aprendizaje y crecimiento.

A los miembros que componen la comisión de este trabajo, Don Roberto Olguín y al profesor Ramo Verdugo, gracias por su buena disposición y sus observaciones que fueron un vital aporte para esta investigación.

A Omar Gonzalez (Hum) y a Mario Carrillo, que sin su paciencia, ayuda y enseñanzas en el proceso experimental, este trabajo no hubiese llegado a buen puerto. Omar, perdón por todos los objetos rotos durante el periodo de aprendizaje.

A mis grandes amigos de la universidad, Sere y Juan, por los viajes, las risas y experiencias vividas. A mis amigos y compañeros de estructuras Waltito, CHM y Alan, por las tardes de estudio y te, por las batallas ganadas y perdidas y los buenos recuerdos que estoy seguro durarán toda la vida. A los cabros, Caicha, Ulloa, Nachito, Mauri, Cesar, Ruso, Waton (QEPD) y Feña, muchísimas gracias a todos por haber sido participes de esta gran etapa.

A mis amigos del laboratorio y extraordinarios colegas, Sergio M. y Miguel B., gracias por todo el vital apoyo en el periodo experimental, por el crecimiento personal y académico, por las tardes de dispersión e increíbles momentos.

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. CONTEXTO GENERAL.....	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. OBJETIVOS GENERALES.....	2
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.2.3. METODOLOGÍA.....	3
1.3. ORGANIZACIÓN DE LA MEMORIA.....	3
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. SUELOS GRANULARES.....	5
2.2. COMPRESIBILIDAD EN SUELOS GRANULARES	5
2.2.1. PROPIEDADES INTRÍNSECAS Y DE ESTADO QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE SUELOS GRANULARES Y SU EFECTO EN LA COMPRESIBILIDAD.....	5
2.3. ROTURA DE PARTÍCULAS	9
2.3.1. FACTORES QUE AFECTAN EN LA ROTURA DE PARTÍCULAS EN SUELOS GRANULARES.....	9
2.4. CUANTIFICADORES DE ROTURA DE PARTÍCULAS.....	15
2.5. EFECTO DEL CONTENIDO DE FINOS EN SUELOS GRANULARES.....	16
3. EQUIPOS, SUELO ENSAYADO Y METODOLOGÍA	20
3.1. TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES.....	20
3.2. SUELO ENSAYADO.....	22
3.2.1. CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO ENSAYADO	22
3.2.2. DESCRIPCIÓN MINERALOGICA DEL RELAVE ORIGINAL.....	24
3.3. METODOLOGÍA DE UN ENSAYO	25
3.3.1. PREPARACIÓN DE LAS PROBETAS.....	25
3.3.2. CONSOLIDACIÓN ISOTROPA	26
3.3.3. EVALUACIÓN DEL INDICE DE VACIOS FINAL	26
3.3.4. ANÁLISIS POST ENSAYOS.....	27
3.4. PROGRAMA DE ENSAYOS.....	27
4. TRABAJOS REALIZADOS EN EL EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES.	30
4.1. RESUMEN.....	30
4.2. INTRODUCCIÓN.....	30
4.3. RESUMEN DE TRABAJOS REALIZADOS EN EL EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES, EN EL LABORATORIO DE SOLIDOS Y MEDIOS PARTICULADOS DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE	30
4.3.1. EQUIPO TRIAXIAL MONÓTONO Y CÍCLICO DE ALTAS PRESIONES Y SU APLICACIÓN EN ARENAS DE RELAVE.....	30

4.3.2.	RESPUESTA CÍCLICA DE ARENA DE RELAVES EN UN AMPLIO RANGO DE PRESIONES.....	31
4.3.3.	EFEECTO ACOPLADO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO Y EL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENA DE RELAVES.....	32
4.3.4.	ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO Y ROTURA DE PARTÍCULAS DE MATERIALES QUEBRADOS DEL PROYECTO CHUQUICAMATA SUBTERRÁNEO (PMCHS) USANDO EL MÉTODO DE GRADACIÓN PARALELA.....	33
4.3.5.	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y ROTURA DE PARTÍCULAS BAJO COMPRESIÓN TRIAXIAL CID DE MEZCLA DE MATERIALES GRANULARES DE DISTINTA RESISTENCIA APLICADO A MINERÍA DE BLOCK CAVING.....	34
5.	PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS	36
5.1.	RESUMEN.....	36
5.2.	INTRODUCCIÓN.....	36
5.3.	MATERIALES, METODOLOGIA Y EQUIPOS UTILIZADOS	37
5.3.1.	MATERIALES.....	37
5.3.2.	METODOLOGIA.....	38
5.3.3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	39
5.4.	RESULTADOS EXPERIMENTALES	42
5.4.1.	VARIACIÓN DE ÍNDICE DE VACÍOS DURANTE CONSOLIDACIÓN	42
5.4.2.	ROTURA DE PARTICULAS	47
5.5.	DISCUSION.....	57
5.5.1.	VARIACIÓN DEL INDICE DE VACIOS DURANTE CONSOLIDACIÓN	57
5.5.2.	ROTURA DE PARTICULAS	67
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	70
6.1.	CONCLUSIONES.....	70
6.2.	RECOMENDACIONES PARA FUTUROS TRABAJOS.....	71
7.	BIBLIOGRAFÍA	72

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Influencia de la densidad relativa en el ángulo de fricción. Resumen de resultados de Al-Hussaini, (Dorador, 2010).....	7
Figura 2 Clasificación de forma de partículas Krumbein and Sloss (1963)	8
Figura 3 Influencia del tamaño de partículas en el índice de vacíos para suelos con el mismo coeficiente de uniformidad (Lambe, 2008).	9
Figura 4 Efecto del tamaño máximo y de la gradación en la rotura de partículas en muestras de granito generada en ensayos de consolidación isótropa (Lee and Farhoomand, 1967).....	10
Figura 5 Ensayo de resistencia individual de partículas de arena de Aio: a) Partícula redondeada y b) partícula angulosa (Nakata, 1999)	11
Figura 6 Representación gráfica del punto de fluencia (Nakata, 2001)	12
Figura 7 Fases de compresión en consolidaciones unidimensionales a presiones extremadamente altas en materiales granulares (Hagerty, 1993).....	12
Figura 8 Relación entre el cambio volumétrico y el esfuerzo principal mayor en consolidaciones anisótropas: a) arena gruesa angular y b) arena gruesa subredondeada (Lee and Harhoomand, 1967)	13
Figura 9 Distribución granulométrica inicial y post consolidación isótropa en muestras de arenas de Cambria a diferentes densidades: a) Presión de confinamiento 25 MPa y b) Presión de confinamiento 60MPa (Ensayos por Bopp and Lade, 1997).....	14
Figura 10 Efecto de la resistencia de las partículas en ensayos de compresión unidimensional: a) índice de vacíos inicial igual al máximo b) índice de vacíos inicial 0.75-0.84 (Nakata, 1999)	14
Figura 11 Rotura total (Hardin, 1985).....	16
Figura 12 Potencial de rotura (Hardin, 1985)	16
Figura 13 Esquema de arena suelta con finos. A la izquierda se muestra el suelo antes de ensayar, a la derecha se muestra la estructura post ensayo (Yamamuro and Lade, 1997)	16
Figura 14 Índices de vacíos máximos y mínimos de arena de Cambria con finos de Nevada (Cubrinovski & Ishihara, 2002).....	17
Figura 15 Variación del rango entre índices de vacíos máximo y mínimo con el contenido de finos (Cubrinovski & Ishihara, 2002)	18
Figura 16 Diagrama de fase mostrando el concepto de índice de vacíos intergranular e_g y el índice de vacíos granular equivalente e^* (Misko Cubrinovski & Rees, 2008)	18
Figura 17 Clasificación de índice de vacíos intergranulares para arenas con distintos contenidos de finos (Thevanayagam, 2002)	19
Figura 18 Componentes del equipo triaxial de altas presiones (Maureira, 2012).....	21
Figura 19 Ubicación mina El Soldado (Google Maps)	22
Figura 20 Sector de extracción de la arena ensayada (Vargas, 2015)	22
Figura 21 Distribución granulométrica arena de relaves El Torito con 1%, 5%, 10% y 20% de contenido de finos.....	23
Figura 22 Resultados de hidrometría de arena de relave El Torito con 12% de contenido de finos con respecto al total.	23
Figura 23 Relave tranque El Torito lavado, contenido de finos 1%, arena base de este estudio.	24
Figura 24 Arena de relaves proveniente del tranque de relaves El Torito, 1% de contenido de finos con respecto a la arena.	38
Figura 25 Índices de vacíos máximos y mínimos de arena de relave del tranque El Torito, para un amplio rango de diferentes dosificaciones de contenido de finos con respecto a la arena. ..	42
Figura 26 Consolidaciones isótropas con un contenido de finos de 1% y 5%, para las densidades relativas de 15%, 65% y 90% - escala aritmética y logarítmica.....	43
Figura 27 Consolidaciones isótropas con un contenido de finos de 10% y 20%, para las densidades relativas de 15%, 65% y 90% - escala aritmética y logarítmica.....	43

Figura 28 Curvas de consolidación normalizadas por el índice de vacíos inicial de las arenas de relave de densidad relativa 15% con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20%, y la arena de Ottawa en su estado más suelto (Maureira, 2012) - Escala aritmética y logarítmica.	44
Figura 29 Curvas de consolidación normalizadas por el índice de vacíos inicial de las arenas de relave de densidad relativa 65% con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20% - Escala aritmética y logarítmica.	44
Figura 30 Curvas de consolidación normalizadas por el índice de vacíos inicial de las arenas de relave de densidad relativa 90% con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20%, y la arena de Ottawa en su estado más denso (Maureira, 2012) - Escala aritmética y logarítmica.	45
Figura 31 a) Cambio del índice de vacíos intergranular normalizado con la presión media efectiva normalizada, para las arenas con un contenido de finos de 1%, 5%, 10% y 20% con respecto a su cantidad de arena, para una densidad relativa de confección de 15%; b) Los mismos resultados para una densidad relativa de confección de 65%; c) Los mismos resultados para una densidad relativa de confección de 90%.	45
Figura 32 Porcentaje de la variación vertical con respecto al porcentaje de variación volumétrica para las muestras de arena de relave con diferentes contenidos de finos con respecto a su contenido de arena, para diferentes densidades relativas de confección.	46
Figura 33 Comparación de distribuciones granulométricas inicial y post consolidación isotrópica de las densidades relativas de confección de 15%, 65% y 90%, para los contenidos de finos de 1%, 5%, 10% y 20%.	47
Figura 34 Variación del factor de rotura de partículas B10 (Lade, 1996) con la presión media efectiva p' , para muestras de densidad relativa de confección de 15%, 65% y 90%, con contenido de finos inicial de 1%, 5%, 10% y 20%.	¡Error! Marcador no definido.
Figura 35 Contenido de finos normalizado por el contenido de finos inicial con respecto al total de la muestra, para las densidades relativas de confección de 15%, 65% y 90% y con contenido de finos de 1%, 5% 10% y 20%.	49
Figura 36 Microscopía del material fino de la arena de relave del tranque El Torito (escala 100 μm).	57
Figura 37 Índice de vacíos para los estados más sueltos y más densos de la arena de relave con diferentes porcentajes de contenido de finos.	58
Figura 38 Esquema del mecanismo de ordenamiento del estado más suelto para la arena de relave al aumentar su contenido de finos.	58
Figura 39 Esquema del mecanismo de ordenamiento del estado más denso para la arena de relave al aumentar su contenido de finos.	58
Figura 40 Esquema que muestra la diferencia en tamaño del espacio entre partículas para dos arenas con naturaleza diferente de forma de partículas.	59
Figura 41 Mecanismo de meta-estructura movilizada para estados sueltos de arena de relave al ser consolidada.	60
Figura 42 Variación del coeficiente de compresión C_{c10} , para p' mayor a 10 kgf/cm^2 al aumentar la cantidad de finos para densidades relativas de 15%, 65% y 90% de arena de relave.	61
Figura 43 a) Variación del coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v) de las arenas de relave de densidad relativa 15%, 65% y 90% con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20%.	63
Figura 44 Variación del trabajo por unidad de volumen (W) para la arena de relave con diferentes contenidos de finos ($cf=1\%$, 5%, 10% y 20%), para una densidad relativa de confección de 15%, 65% y 90%.	65
Figura 45 Trabajo por unidad de volumen necesario para que se alcancen distintos niveles de rotura ($B_{10}=0.5\%$, 1% y 2%), para diferentes contenidos de finos ($cf=1\%$, 5%, 10% y 20%).	66
Figura 46 Factor de área B10 al variar el contenido de finos para las densidades vistas en este estudio.	69

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Resumen de características del equipo triaxial de altas presiones	21
Tabla 2 Resumen de propiedades de plasticidad (Palma, 2004)	23
Tabla 3 Caracterización geotécnica arena de relaves con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20% con respecto a la arena.	24
Tabla 4 Batería de ensayos de consolidación isótropa	27
Tabla 5 Ensayos de caracterización	29
Tabla 6 Caracterización geotécnica de las arenas de relave utilizadas en este estudio.	38
Tabla 7 Resumen de consolidaciones isótropas.....	40
Tabla 8 Parametrización de las curvas de contenido de finos normalizado por el contenido de finos inicial, para las densidades relativas de confección de 15%, 65% y 90%, a), b) y c) respectivamente y para los contenidos de finos de 1%, 5% 10% y 20%.	49
Tabla 9 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 15% hasta una presión media efectiva de 20 <i>kgf/cm²</i>	51
Tabla 10 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 15% hasta una presión media efectiva de 50 <i>kgf/cm²</i>	52
Tabla 11 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 65% hasta una presión media efectiva de 20 <i>kgf/cm²</i>	53
Tabla 12 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 65% hasta una presión media efectiva de 50 <i>kgf/cm²</i>	54
Tabla 13 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 90% hasta una presión media efectiva de 20 <i>kgf/cm²</i>	55
Tabla 14 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 90% hasta una presión media efectiva de 50 <i>kgf/cm²</i>	56

1. INTRODUCCIÓN

1.1. CONTEXTO GENERAL

El análisis de materiales granulares se ha enfocado en el comportamiento a niveles tensionales acordes con proyectos convencionales, estas tensiones no sobrepasan 1MPa. El desarrollo de infraestructura ha impulsado proyectos en los cuales el nivel tensional sobre el suelo supera 1MPa, o 10 kgf/cm^2 , esto se observa en presas de relave, o de tierra, en túneles profundos y en pilas de fundación. En estos casos las tensiones pueden llegar incluso a los 5MPa.

Actualmente, junto con el avance de la industria minera en Chile, obras como las presas de relave, que son un tipo especial de presa de relleno hidráulico, están alcanzando alturas de gran magnitud. Estas almacenan los grandes volúmenes de desechos provenientes del chancado y la molienda de roca que se realiza para obtener mineral en las faenas mineras. Debido a la disminución de espacios disponibles para su construcción, ha sido necesario proyectar a alturas de hasta 300 m. Esto conlleva a niveles de carga solicitantes que superarían los 5MPa, que acentúan el proceso de deformación y pérdida de resistencia por la rotura de partículas asociada.

Las presas de relave se construyen con la fracción gruesa del material de desecho de los procesos de chancado y molienda. En contraste con las presas de agua, hechas con empréstito bien caracterizado, pocos estudios han evaluado el comportamiento geotécnico de las arenas de relave en un rango amplio de presiones. Usualmente se resuelve extrapolando parámetros correspondientes a presiones bajo 1 Mpa. Lo anterior es insuficiente para estudiar el real comportamiento de relaves, en ambientes de altas presiones.

Así, es importante caracterizar el comportamiento geomecánico de arenas de relave a niveles tensionales mayores a 1MPa, considerando rotura de partículas, producto del alto confinamiento. Esto permite entender como la rotura es influenciada por otras variables, como, por ejemplo, el contenido de finos no plásticos, y la distribución de esfuerzos inducida por ellos.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVOS GENERALES

El objetivo general de este trabajo de título es estudiar experimentalmente el comportamiento bajo consolidación isótropa de medios granulares (arenas de relave), que contienen diferentes dosificaciones de finos no plásticos, sometidos a altas presiones.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar la respuesta en la compresibilidad de medios granulares limpios y de medios granulares con diferentes dosificaciones de contenido de finos, determinando el nivel de rotura de partículas asociado a cada nivel de confinamiento efectivo.
- Determinar cómo cambia el nivel de rotura asociado a cada nivel de presión de confinamiento utilizando distintas dosificaciones de finos no plásticos.
- Cuantificar el cambio en el nivel de rotura de partículas asociado al contenido de finos no plásticos.

1.2.3. METODOLOGÍA

La metodología experimental del presente estudio considera la realización de ensayos de laboratorio para caracterizar diferentes aspectos del material. En particular los ensayos a realizar son los siguientes:

- Ensayos de granulometría
- Ensayos de gravedad específica
- Ensayos de densidades máximas y mínimas.
- Ensayo de microscopía y análisis de imágenes.
- Ensayos de consolidación isótropa a altas presiones. Estos ensayos se realizarán en probetas confeccionadas a un mismo método de preparación. Además, se consideran tres condiciones de densidad relativa (DR=15%, 65% y 90%), con diferentes dosificaciones de contenido de finos no plásticos (cf=1%, 5%, 10% y 20%).

1.3. ORGANIZACIÓN DE LA MEMORIA

El presente trabajo de título se encuentra constituido por 7 capítulos, cuyas descripciones generales se encuentran detalladas a continuación.

Capítulo 1: Se presenta el resumen, argumentos que justifican el desarrollo de esta investigación, introducción, tabla de contenidos y objetivos del presente trabajo de título.

Capítulo 2: Comprende una descripción detallada de los estudios previos que sustentan esta investigación y que conforman su marco teórico. Se abordan los siguientes temas:

- Suelos granulares.
- Compresibilidad en suelos granulares.
- Rotura de partículas.
- Cuantificadores de rotura de partículas.
- Efecto del contenido de finos en suelos granulares.

Capítulo 3: Se describen los equipos utilizados en esta investigación, la caracterización geotécnica de los materiales empleados y se describe la metodología de los ensayos desarrollados.

Capítulo 4: Se presenta un resumen de los trabajos realizados a altas presiones en arenas de relave en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile.

Capítulo 5: Se exponen los resultados experimentales y se hace un análisis de estos, comentando y destacando información relevante, además, de las limitaciones de los resultados.

Capítulo 6: Se muestran las conclusiones obtenidas de los resultados del programa experimental.

Capítulo 7: Bibliografía, se presentan las referencias de las publicaciones consultadas en este trabajo de título.

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. SUELOS GRANULARES

Se les llama suelos granulares a los suelos en que la interacción entre partículas está dominada principalmente por fuerzas gravitacionales y no por fuerzas electroquímicas. Estos están formados en su mayoría por rocas, gravas, arenas y limos. Existen casos que pueden presentar características de cohesión y plasticidad, pero con una matriz que sigue siendo granular. Se clasifican según el sistema unificado de clasificación de suelos (Casagrande, 1948), tomando en cuenta su curva granulométrica, coeficiente de curvatura y coeficiente de uniformidad.

El comportamiento de estos puede ser drenado o no drenado, dependiendo si las presiones de poros se disipan de manera rápida o lenta. Esto depende de la velocidad de la carga que se les aplica y de la capacidad que tiene la estructura de suelo de hacer circular agua por los espacios intergranulares.

Al aplicar tensiones sobre la estructura de este tipo de suelos, las partículas tienden a acomodarse, esto se traduce en un cambio volumétrico, aumentando o disminuyendo la densidad del suelo. Este proceso continúa hasta que se produce un trabamiento entre partículas, aumentando la acumulación de esfuerzos entre ellas, lo que provoca la rotura de los cantos angulosos o de la partícula propiamente tal. Este proceso de rotura lleva asociado un aumento en la compresibilidad, eliminación de la dilatancia y la disminución del ángulo de fricción interna (Maureira, 2012).

2.2. COMPRESIBILIDAD EN SUELOS GRANULARES

Dependiendo del confinamiento y de la densidad inicial, además de otros factores, los suelos granulares pueden mostrar dilatancia o compresibilidad. Esto se debe a un reacomodo de las partículas que produce un cambio volumétrico. Las razones principalmente son, la deformación de las partículas de suelo (reversible) y el deslizamiento y reordenamiento entre las mismas (irreversible), lo que genera un comportamiento no lineal del material.

La deformación y reordenamiento de las partículas, además, produce un daño en ellas de distinto orden.

Nivel I: En el cual hay abrasión de las asperezas de las mismas.

Nivel II: Que produce rotura de las protuberancias superficiales y de los cantos angulosos.

Nivel III: Donde finalmente hay rotura de partículas (Gupta, 2009).

2.2.1. PROPIEDADES INTRÍNSECAS Y DE ESTADO QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO DE SUELOS GRANULARES Y SU EFECTO EN LA COMPRESIBILIDAD

El comportamiento de los suelos granulares dependerá tanto de la condición física del material, sus condiciones iniciales y las características intrínsecas del material (Been, Jefferies, &

Hachey, 1991). A continuación, se presentan estas propiedades y el rol que cumplen en el comportamiento.

2.2.1.1. MINERALOGÍA

La mineralogía indica el tipo de minerales que conforman el esqueleto granular del suelo. Estos minerales controlan propiedades físicas como la fricción entre partículas, dureza y compresibilidad del suelo. Este factor influye en la resistencia y deformación elástica de cada partícula individual, por lo que la compresibilidad va a variar significativamente dependiendo del tipo de mineral que posea cada partícula.

2.2.1.2. CONFINAMIENTO

El confinamiento refiere a los esfuerzos, todos de igual magnitud, aplicados en las tres direcciones principales. Estos esfuerzos aumentan la presión en los puntos de contacto entre partículas, resultando primero en la rotura de los bordes angulosos y finalmente en la rotura de estas. Esto provoca una disminución de la resistencia al corte y una disminución en el ángulo de fricción interna (Lambe, T. W., & Whitman, 2008). La compresibilidad también disminuye con el confinamiento, pues existe un reordenamiento de partículas, hasta que estas ocupan el mínimo espacio posible en la estructura granular (Marsal, 1967).

2.2.1.3. GRANULOMETRÍA

La granulometría es la medición del tamaño de las partículas de una muestra de suelo y de la proporción de abundancia de cada tamaño de grano en relación a la masa total de la muestra. Esta determina las fuerzas que dominan a nivel de granos en una muestra de suelo, esto define su comportamiento a gran escala. Se caracteriza con los parámetros de coeficiente de uniformidad, coeficiente de curvatura y tamaño medio de partículas (D_{50}). Cuando una distribución posee varios tamaños de partículas, se dice que es un material bien graduado, mientras que, para un material con una distribución uniforme se dice que está mal graduado. En un material bien graduado, con mayor coeficiente de uniformidad, el ángulo de fricción interna es mayor y la resistencia al corte aumenta (Lambe, T. W., & Whitman, 2008). Además, presentan menor compresibilidad que los suelos mal graduados (Marsal, 1967). Este efecto desaparece a altas presiones debido a la rotura de partículas (Maureira, 2012). En este mismo estudio, también se asocia el mayor tamaño de partículas a un mayor fracturamiento de estas. Esto se debe a la mayor existencia de micro fisuras, planos de debilidad u orientación preferente en una partícula dada.

2.2.1.4. ÍNDICE DE VACÍOS Y DENSIDAD RELATIVA

El índice de vacíos y la densidad relativa son parámetros que representan el grado de compactación de los suelos cohesivos y no cohesivos. A menor índice de vacíos se tiene mayor número de contacto, esto limita la rotación entre partículas y mejora la distribución de esfuerzos (Santamarina & Cho, 2004). Debido a esto, se espera un ángulo de fricción peak mayor para un

estado más denso. Por ejemplo, a un mismo confinamiento, suelos con mayor densidad tendrán una mayor rigidez inicial y mayor resistencia peak (Dorador, 2010). Como se aprecia en la *Figura 1*, el aumento en la densidad relativa de 75% a 100%, produce un ángulo de fricción interna hasta 3° mayor para un confinamiento de 5 kgf/cm^2 . Pero para un confinamiento cercano a los 30 kgf/cm^2 , esta diferencia entre ángulos de fricción disminuye a 1° o menos.

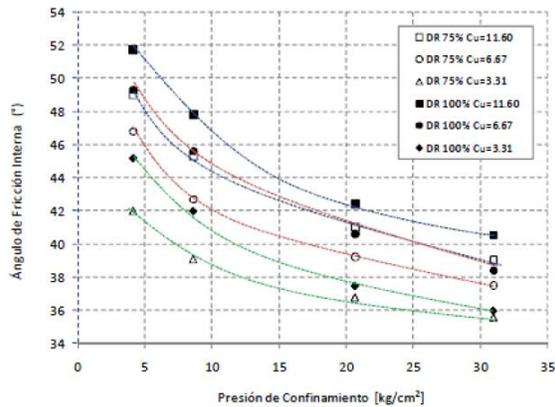


Figura 1 Influencia de la densidad relativa en el ángulo de fricción. Resumen de resultados de Al-Hussaini, (Dorador, 2010).

2.2.1.5. FORMA DE LAS PARTÍCULAS

La forma de las partículas es una variable importante en la resistencia de los suelos granulares. Dependiendo de este factor, puede variar significativamente la resistencia al corte y la compresibilidad del suelo. Según su forma, las partículas se clasifican en angulosas, sub angulosas, sub redondeadas y redondeadas. A mayor angulosidad de las partículas, es mayor el ángulo de fricción interno y la resistencia al corte, esto para una misma mineralogía (Holtz & Gibbs, 1956). La clasificación de la forma se puede realizar con inspección visual o con microscopios, basándose en la esfericidad de las partículas y en el grado de redondez de sus bordes (Krumbein, W. C., 1964) como se aprecia en la *Figura 2*.

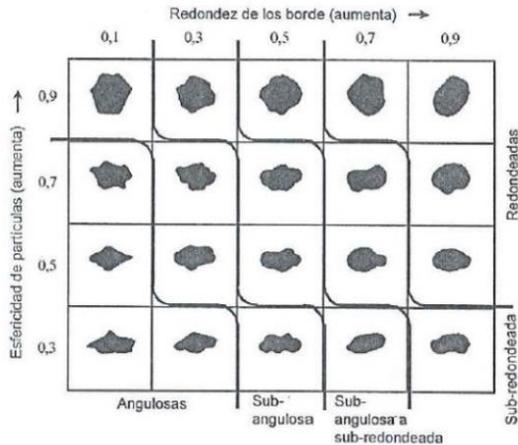


Figura 2 Clasificación de forma de partículas Krumbein and Sloss (1963)

Por otra parte, para el caso de partículas angulares existe un aumento en la compresibilidad, en relación a las redondeadas. Sin embargo, en presiones elevadas de confinamiento, el efecto de la angulosidad se ve disminuido debido a la rotura de los bordes de los granos (Kenneth & Farhoomand, 1967).

2.2.1.6. TAMAÑO MEDIO DE PARTÍCULAS

El tamaño medio de partículas es el tamaño promedio que tienen las partículas de suelo en un medio granular. Lo que sería el parámetro D_{50} , para una misma mineralogía. La relación de esfuerzos entre partículas de diferente tamaño es el cuadrado de su relación de tamaño (Marsal, 1967). Además, la compresibilidad de una partícula es directamente proporcional al tamaño medio de esta (Marachi, 1969). Otro aspecto a considerar sobre el tamaño, es que para una misma energía de compactación, se obtienen menores índices de vacíos para suelos con mayor tamaño de partículas (Lambe, T. W., & Whitman, 2008), como se observa en la *Figura 3*. Para un menor índice de vacíos se produce un mejor acomodamiento entre partículas, esto aumenta la resistencia del suelo. Pero esto puede ser contraproducente, ya que al aumentar el tamaño de partículas también aumenta la probabilidad de rotura de estas, disminuyendo la resistencia. Es por esto que se deben tomar en cuenta ambos factores.

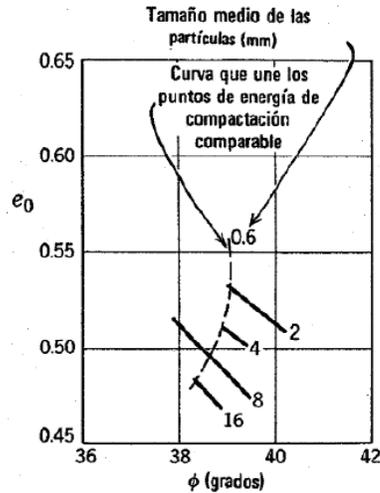


Figura 3 Influencia del tamaño de partículas en el índice de vacíos para suelos con el mismo coeficiente de uniformidad (Lambe, 2008).

2.3. ROTURA DE PARTÍCULAS

La rotura de partículas es un proceso mecánico bastante estudiado. Es uno de los principales factores que dominan el comportamiento del suelo a altas presiones (Miura, N., & Yamanouchi, 1975). El fenómeno consiste en que, tras recibir suficiente energía la partícula falla, fracturándose en partículas más pequeñas. Este mecanismo provoca un reajuste de las partículas y mayor compresibilidad del suelo, lo que lleva a un cambio volumétrico y a una mejora en la gradación de la muestra.

Existen varios factores que afectan en la cantidad de rotura que experimenta el suelo a altas presiones, algunos ya fueron mencionados en la sección anterior. A continuación se especificará sobre estos factores, explicándose los mecanismos de rotura.

2.3.1. FACTORES QUE AFECTAN EN LA ROTURA DE PARTÍCULAS EN SUELOS GRANULARES

Existen varios factores que influyen en el potencial que tiene un material granular a sufrir fractura de las partículas individuales que lo conforman. Estos pueden ser características intrínsecas del suelo o factores externos, los cuales se enumeran y desarrollan a continuación.

2.3.1.1. DISTRIBUCIÓN GRANULOMETRICA INICIAL

La gradación del material tiene gran influencia con la distribución de esfuerzos entre partículas y por ende la rotura de estas. Un material uniforme compuesto por partículas grandes (suelo A) tiende a sufrir mayor rotura que un material bien graduado (suelo F), con el mismo tamaño máximo de partículas (Kenneth & Farhoomand, 1967), *Figura 4*.

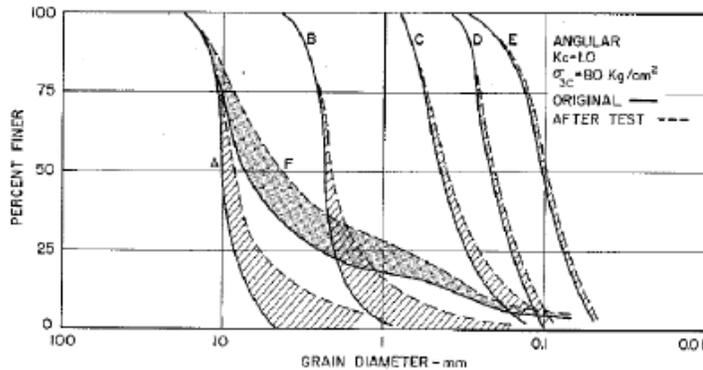


Figura 4 Efecto del tamaño máximo y de la gradación en la rotura de partículas en muestras de granito generada en ensayos de consolidación isotrópica (Lee and Farhoomand, 1967)

Complementando lo anterior, existen además estudios que afirman que a pesar de la fragilidad intrínseca de las partículas de mayor tamaño, la probabilidad de no sufrir rotura sujeta a altas presiones es mayor debido al gran número de contactos. Esto se cumple para una distribución uniforme de los esfuerzos en un material bien graduado (Nakata, 1999).

2.3.1.2. FORMA DE LAS PARTÍCULAS

La forma de las partículas, como se mencionó en la sección anterior, es un factor que tiene gran influencia en el porcentaje de rotura de una muestra de suelo. Partículas angulares serán más propensas a presentar rotura, debido a la fractura de sus cantos angulosos. Esto debido a la acumulación de tensiones que se produce en las zonas de contacto de menor área (P. Lade & Yamamuro, 1996).

Otro factor a considerar, es que los mecanismos de rotura entre partículas angulosas y partículas redondeadas son diferentes, esto cobra importancia en el comportamiento a altas presiones. En ensayos de partículas individuales, las partículas angulosas presentan pequeñas pérdidas de resistencia asociadas a la fractura de los cantos angulosos. Por otra parte, en partículas redondeadas se observa una relación fuerza desplazamiento lineal hasta llegar a una falla explosiva, atribuida a la división de la partícula en fragmentos pequeños (Nakata, 1999), como se observa en la *Figura 5*.

Otros estudios realizados en arenas de relave, que tienen una naturaleza angular, y de Ottawa, de partículas redondeadas, observaron gran compresibilidad y mayor tendencia contractiva en arenas de relave (Maureira, 2012). Por otro lado, la arena de Ottawa, de partículas redondeadas, donde no se observó rotura importante, no mostraba esta tendencia. Este comportamiento de la arena de relaves se mantiene incluso a densidades altas y se lo atribuye a la rotura de los cantos angulosos del material (Vaid, 1985).

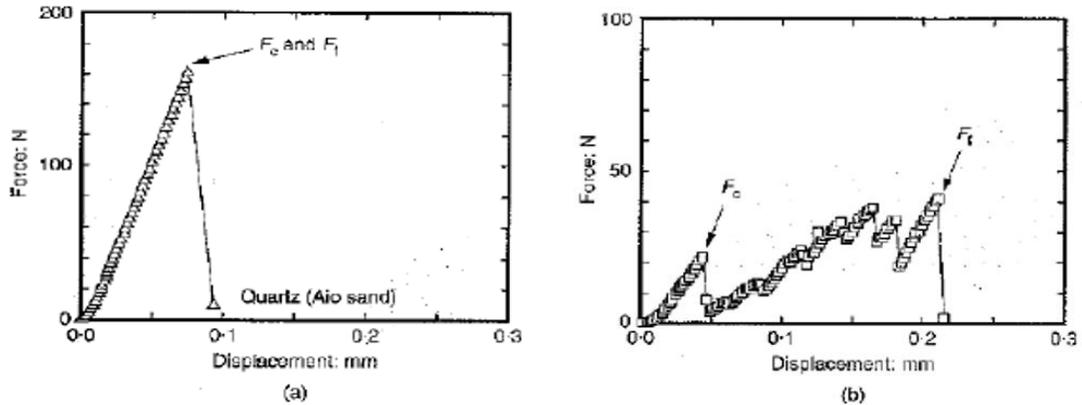


Figura 5 Ensayo de resistencia individual de partículas de arena de Aio: a) Partícula redondeada y b) partícula angular (Nakata, 1999)

2.3.1.3. ESTADO TENSIONAL, ALTAS PRESIONES DE CONFINAMIENTO

El estado tensional al cual es sometido el suelo es un factor muy influyente para que se produzca rotura de partículas. Cuando este es sometido a tensiones usuales en la práctica de ingeniería, hasta 1MPa, el efecto de la rotura de partículas no es un factor relevante.

Para presiones de confinamiento sobre 1MPa el material granular presenta cambios en su comportamiento. Estos cambios se relacionan fuertemente al efecto que tiene la rotura de partículas. El suelo presenta cambios en su estado último, disminución del ángulo de fricción, cambio de la compresibilidad, disminución de la dilatancia, cambio en la rigidez (Maureira, 2012).

Respecto a la compresibilidad del material, numerosas investigaciones que realizaron compresiones isótropas y unidimensionales, observaron que la curva sufre un repentino quiebre o curvatura indicando un gran aumento de la compresibilidad (P. Lade & Yamamuro, 1996). Este quiebre llamado punto de fluencia ("yield point") en consolidación unidimensional y presión crítica o presión de quiebre en consolidación isotrópica (McDowell & Bolton, 1998), como se ve en la *Figura 6*. El cambio de pendiente de la curva de consolidación se asocia con el inicio de una importante cantidad de rotura en la muestra.

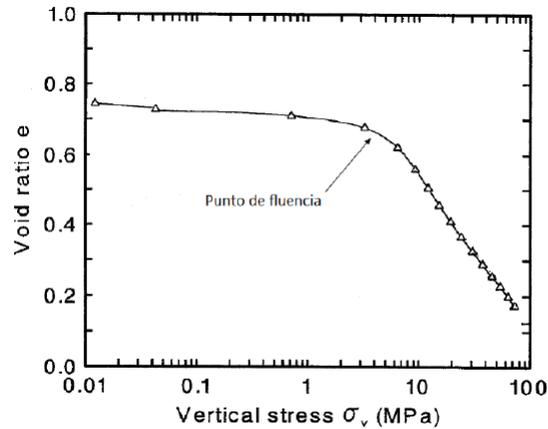


Figura 6 Representación gráfica del punto de fluencia (Nakata, 2001)

Lo mostrado anteriormente coincide con la investigación de (Hagerty, 1993). En esta se identifican tres fases durante el proceso de consolidación a altas presiones de confinamiento. La primera es la consolidación a bajas presiones donde la rotura de partículas no es importante, el cambio volumétrico se atribuye al reordenamiento de las partículas dentro de la estructura granular. La segunda comienza cuando se sobrepasa el punto de fluencia y se caracteriza por un significativo aumento de la compresibilidad atribuido a una importante rotura de partículas. La tercera se alcanza luego de un punto de estabilización, donde la tendencia vuelve a ser lineal como a bajas presiones, como se muestra en la *Figura 7*. Esto se explica por una mejor distribución de esfuerzos entre partículas y comienzo de una compresión volumétrica de las partículas individuales.

Junto a lo anterior, en los primeros estudios de compresibilidad realizados por Terzaghi en materiales granulares, se menciona una deformación continua durante un considerable periodo de tiempo, a una tasa decreciente. Este comportamiento, fue comparado con el que presentan los suelos finos, llamado compresión secundaria (Lee & Seed, 1967).

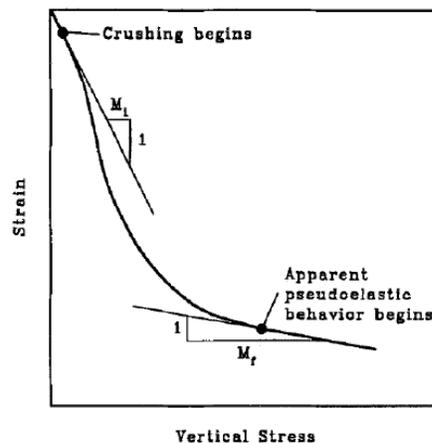


Figura 7 Fases de compresión en consolidaciones unidimensionales a presiones extremadamente altas en materiales granulares (Hagerty, 1993)

Otro estudio investigó existe una única relación entre el cambio volumétrico y la tensión principal mayor durante ensayos de compresión anisótropa (Kenneth & Farhoomand, 1967), *Figura 8*. Indicando que la contribución de la aplicación de corte y sollicitación hidrostática a la cantidad de rotura es constante para un mismo nivel de tensión principal mayor. En este mismo estudio se observó que los suelos con partículas angulosas son notoriamente más compresibles que los suelos con partículas redondeadas. Se observó además, que suelos uniformes compuestos por partículas gruesas son más compresibles que suelos uniformes con partículas finas. Complementando lo anterior, suelos uniformes son más compresibles que suelos bien graduados con el mismo tamaño máximo de partículas. Estos resultados coinciden con la cantidad de rotura registrada en suelos con las mismas características (Lobo-Guerrero & Vallejo, 2005).

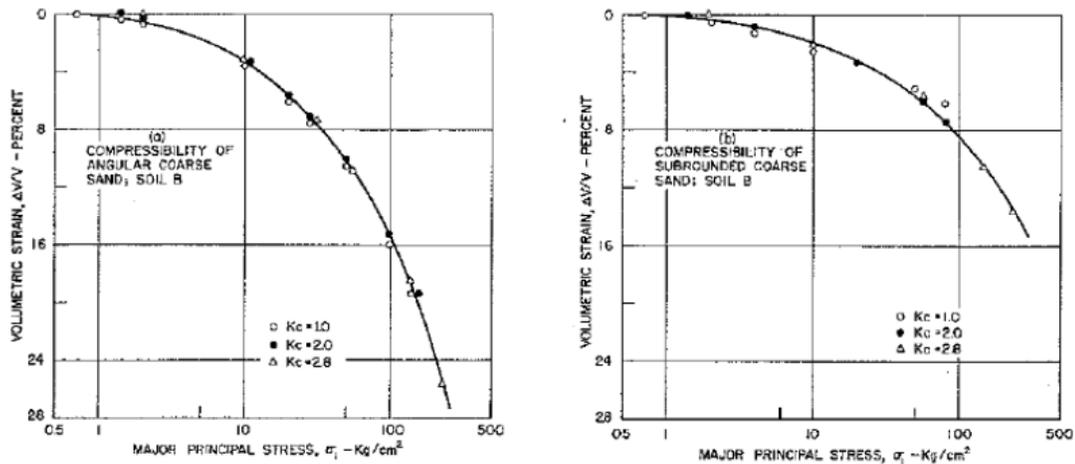


Figura 8 Relación entre el cambio volumétrico y el esfuerzo principal mayor en consolidaciones anisótropas: a) arena gruesa angular y b) arena gruesa subredondeada (Lee and Harhoomand, 1967)

2.3.1.4. ÍNDICE DE VACÍOS

El índice de vacíos de una muestra de suelo tiene una influencia importante en la rotura de partículas. Este comportamiento fue estudiado por Lade & Bopp (1997), que observaron una mayor rotura a medida que el índice de vacíos aumenta para ensayos de consolidación isotropa en arena natural de Cambria, mostrados en la *Figura 9*.

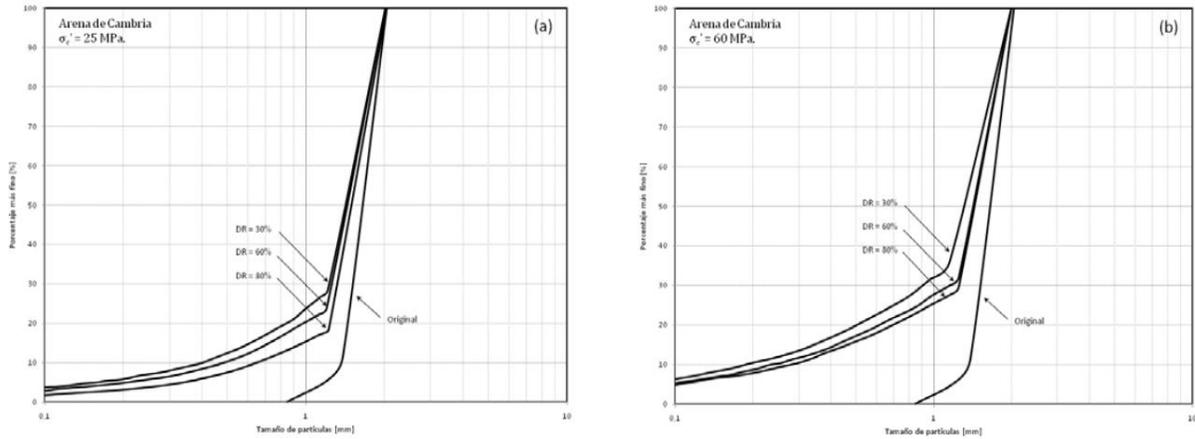


Figura 9 Distribución granulométrica inicial y post consolidación isotrópica en muestras de arenas de Cambria a diferentes densidades: a) Presión de confinamiento 25 MPa y b) Presión de confinamiento 60MPa (Ensayos por Bopp and Lade, 1997)

Este efecto estaría relacionado con el número de contacto entre partículas. En este tipo de arenas se observa que la cantidad de rotura, producida por un estado tensional dado, aumenta al aumentar el índice de vacíos, debido a que las fuerzas de contacto inter-partícula se reducen al tener una muestra en un estado más suelto.

2.3.1.5. RESISTENCIA DE LAS PARTÍCULAS

La resistencia individual de las partículas de una muestra de suelo, es un factor importante en el fenómeno de rotura. La resistencia de las partículas está directamente relacionada con la magnitud y característica de la rotura (Lobo-Guerrero & Vallejo, 2005).

Complementa esto, el estudio realizado por (Nakata, 1999) en arenas con contenido de cuarzo y feldespato y dice que, al aumentar la proporción de cuarzo, que es un mineral de mayor dureza, la tensión de fluencia aumenta. Este punto se relaciona con el comienzo de la rotura de partículas, como se puede apreciar en la *Figura 10*.

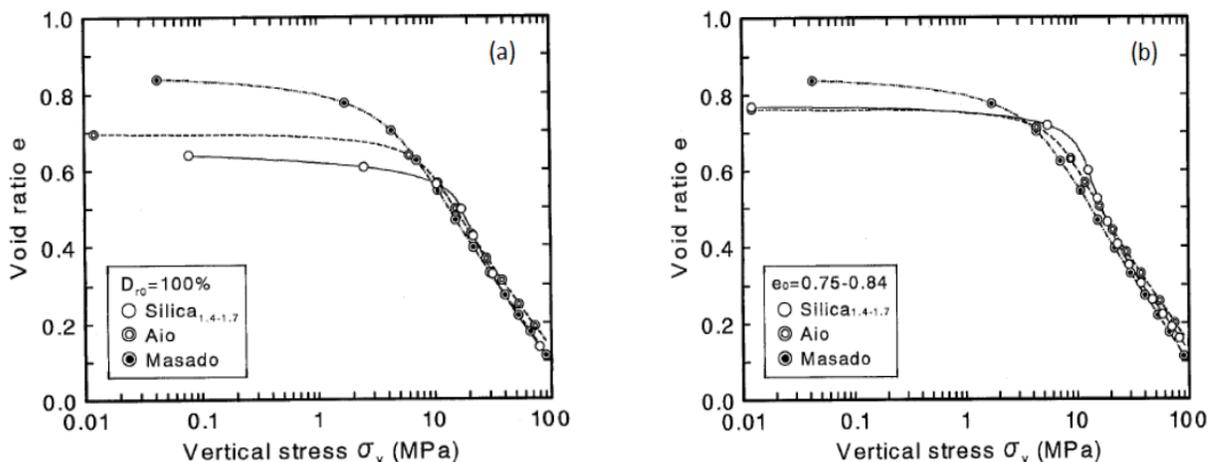


Figura 10 Efecto de la resistencia de las partículas en ensayos de compresión unidimensional: a) índice de vacíos inicial igual al máximo b) índice de vacíos inicial 0.75-0.84 (Nakata, 1999)

2.3.1.6. TIEMPO

Otro elemento que tiene influencia en la rotura es el tiempo. En un estado tensional constante a lo largo del tiempo el suelo desarrolla un “creep”, evidenciando rotura y deformación a largo plazo (P. Lade & Yamamuro, 1996).

Otros estudios, analizando la distribución granulométrica antes y después de ensayo a un mismo nivel tensional por diferentes intervalos de tiempo, han evidenciado que los intervalos se correlacionan de buena forma con la cantidad de rotura obtenida (Colliat-Dangus, 1988). Esta propagación de rotura en el tiempo se debe a la redistribución de tensiones a que se enfrentan los materiales granulares a altas presiones.

2.4. CUANTIFICADORES DE ROTURA DE PARTÍCULAS

Numerosos estudios han propuesto métodos para cuantificar el nivel de rotura de partículas en un medio granular. Existen cuantificadores que comparan las granulometrías iniciales W_{ki} y post ensayos W_{kf} , tomando las diferencias positivas entre los porcentajes retenidos en cada tamiz (Marsal, 1967), ecuación (2).

$$\Delta W_k = W_{ki} - W_{kf} \quad (1)$$

$$Bg = \sum \Delta W_k (\text{positivos}) \quad (2)$$

Otro método es el implementado por (Hardin, 1985), quien propone el concepto de la Rotura Relativa B_r , ecuación (3). Esta es la razón entre la rotura total B_t y el potencial de rotura B_p . La rotura total es el área entre las curvas granulométricas pre y post ensayo y el potencial de rotura es el área entre la curva granulométrica inicial y el tamaño mínimo considerado 0.074 [mm]. La Rotura Relativa se destaca debido a que considera todo el espectro de la granulometría original y también los nuevos tamaños añadidos después de la rotura. Por otro lado, (P. Lade & Yamamuro, 1996) propusieron el factor de rotura de partículas B_{10} , que está definido en términos de D_{10} , $B_{10} = 1 - D_{10f}/D_{10i}$, donde D_{10i} , es el tamaño de partícula en que el 10% de la muestra original es más fina y D_{10f} es el tamaño de partícula en que el 10% de la muestra ensayada es más fina.

$$B_r = \frac{B_t}{B_p} \quad (3)$$

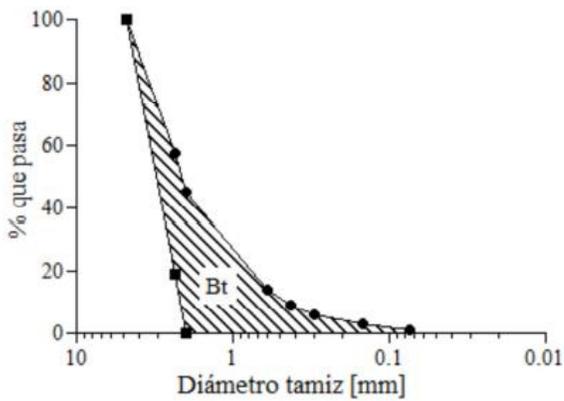


Figura 11 Rotura total (Hardin, 1985)

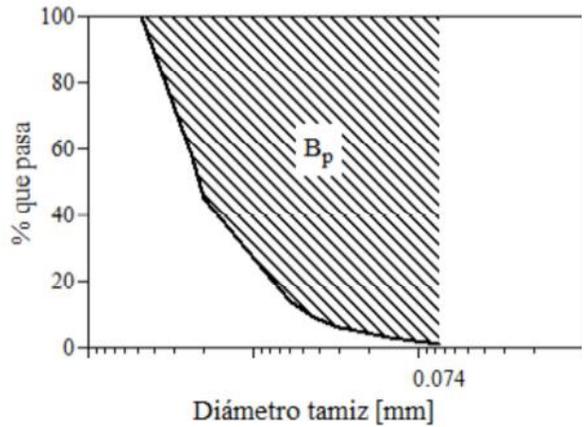


Figura 12 Potencial de rotura (Hardin, 1985)

2.5. EFECTO DEL CONTENIDO DE FINOS EN SUELOS GRANULARES

Se ha reconocido por diferentes estudios que el contenido de finos afecta la estructura interna de un suelo granular. Trabajos realizados por Terzaghi en 1956 sugieren que el agregar finos no plásticos en arena crean una estructura meta-estable que podría ayudar a explicar la licuación estática en taludes submarinos (Yamamuro & Covert, 2001). Estudios en compresión monótona, sugieren que arenas sueltas con una cantidad baja de finos son más compresibles, particularmente a presiones de confinamiento bajas, en comparación con arenas limpias. Se plantea que la estructura meta-estable, como la que se presenta en la *Figura 13*, es la causa de este incremento en la compresibilidad.

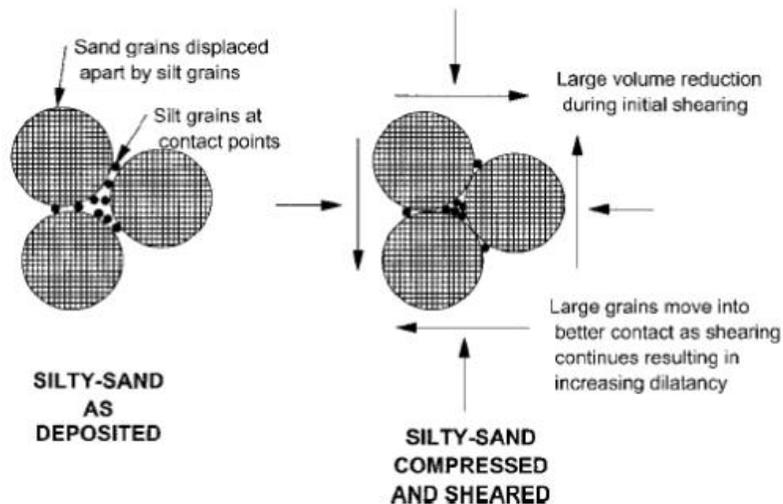


Figura 13 Esquema de arena suelta con finos. A la izquierda se muestra el suelo antes de ensayar, a la derecha se muestra la estructura post ensayo (Yamamuro and Lade, 1997)

Existen otros estudios se han enfocado en la relación que tiene el contenido de finos de una arena con los índices de vacíos máximo y mínimos, e_{max} y e_{min} . Estos índices se relacionan con los estados más densos y más sueltos de la estructura de suelo. Estudios realizados con arena Cambria han mostrado que los índices de vacíos máximo y mínimo tienden inicialmente a decrecer al incrementar la cantidad de finos, entre $cf = 20\% - 40\%$ (P. V. Lade, Liggio, & Yamamuro, 1998). Luego de esto, para la arena de Cambria con finos de Nevada, los límites de los índices de vacíos tienden a aumentar nuevamente, *Figura 14*.

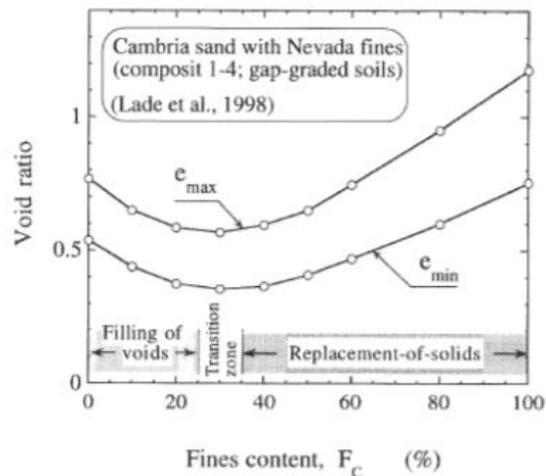


Figura 14 índices de vacíos máximos y mínimos de arena de Cambria con finos de Nevada (Cubrinovski & Ishihara, 2002)

Por otro lado, los límites de índices de vacíos máximos y mínimo en arenas naturales, no presentan el comportamiento mostrado en la *Figura 14* de manera tan notoria para contenidos de finos entre $fc = 0\% - 30\%$ (M. Cubrinovski & Ishihara, 2002). De manera contraria, ambos e_{max} y e_{min} tienden a ser mayores al aumentar el contenido de finos, lo que lleva a un aumento del rango entre índices de vacíos máximos y mínimo, $(e_{max} - e_{min})$, como se muestra en la *Figura 15*, (M. Cubrinovski & Ishihara, 2002). Se debe hacer notar que el contenido de finos no es responsable por si solo del cambio en los límites de índices de vacíos. Otros factores son influyentes en este cambio, tal como, el tamaño de los granos y su angulosidad. Aun así, el contenido de finos tiene una clara influencia en el rango de densidad que puede alcanzar, lo que significa que la estructura interna de la arena está siendo afectada.

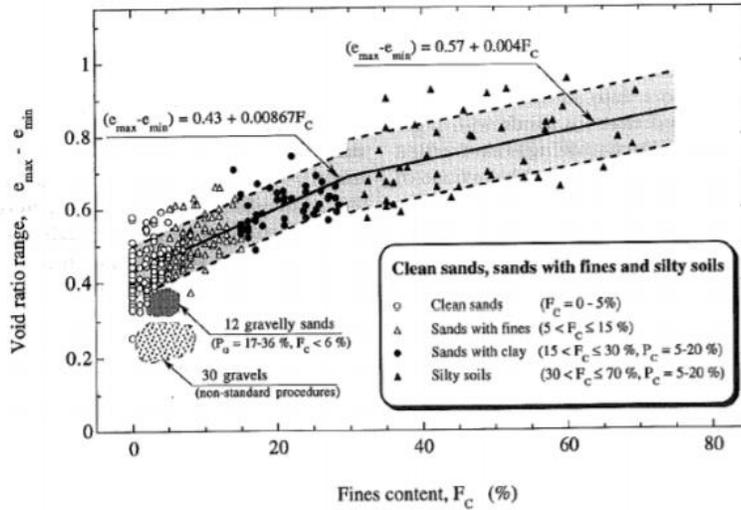


Figura 15 Variación del rango entre índices de vacíos máximo y mínimo con el contenido de finos (Cubrinovski & Ishihara, 2002)

La estructura interna de una arena con finos también se ha discutido en términos de cómo se distribuyen los esfuerzos entre partículas. Se ha propuesto que cuando un suelo es cargado, las fuerzas internas se transfieren de manera diferente a distintos niveles, dependiendo del tamaño de las partículas (Thevanayagam, 1998). Debido a que una arena con finos contiene un amplio rango de tamaños de partículas, es posible que las partículas más pequeñas no participen en la transferencia de esfuerzos. Esto se explicaría porque estas partículas pueden estar entre los espacios intergranulares de las partículas más grandes sin necesariamente estar en contacto con ellas.

Este concepto de una estructura interna de la arena con finos ha sido usado en un gran número de estudios que comparan el comportamiento no drenado de arenas con finos no plásticos. La modificación de utilizar el índice de vacíos como el espacio entre las partículas de arenas sin contar los finos, fue llamado índice de vacíos intergranular, e_g "skeleton void ratio". Este concepto de no contar los finos en el cálculo de índices de vacíos se muestra en el diagrama de fase en la Figura 16.

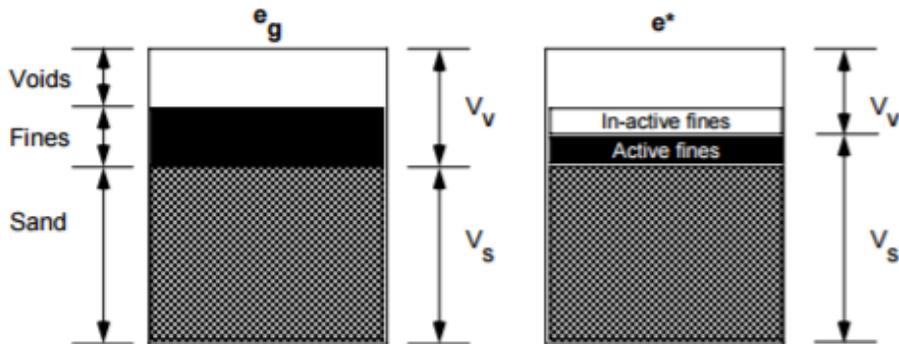


Figura 16 Diagrama de fase mostrando el concepto de índice de vacíos intergranular e_g y el índice de vacíos granular equivalente e^* (Misko Cubrinovski & Rees, 2008)

Los finos pueden causar una estructura meta-estable (Yamamuro & Covert, 2001), mencionada anteriormente, o estar entre los espacios intergranulares sin participar en la distribución de esfuerzos. Debido a esto, existen un gran número de casos posibles para la estructura interna de las arenas con finos. Estos casos se presentan en el esquema de la *Figura 17*, a) mezcla de suelo grueso, b) mezcla de suelo fino, y c) suelo en capas (Thevanayagam, 2002). La mezcla de suelos gruesos corresponde a casos donde las partículas de arenas controlan principalmente el comportamiento, ya que ellas distribuyen la mayor parte de las fuerzas.

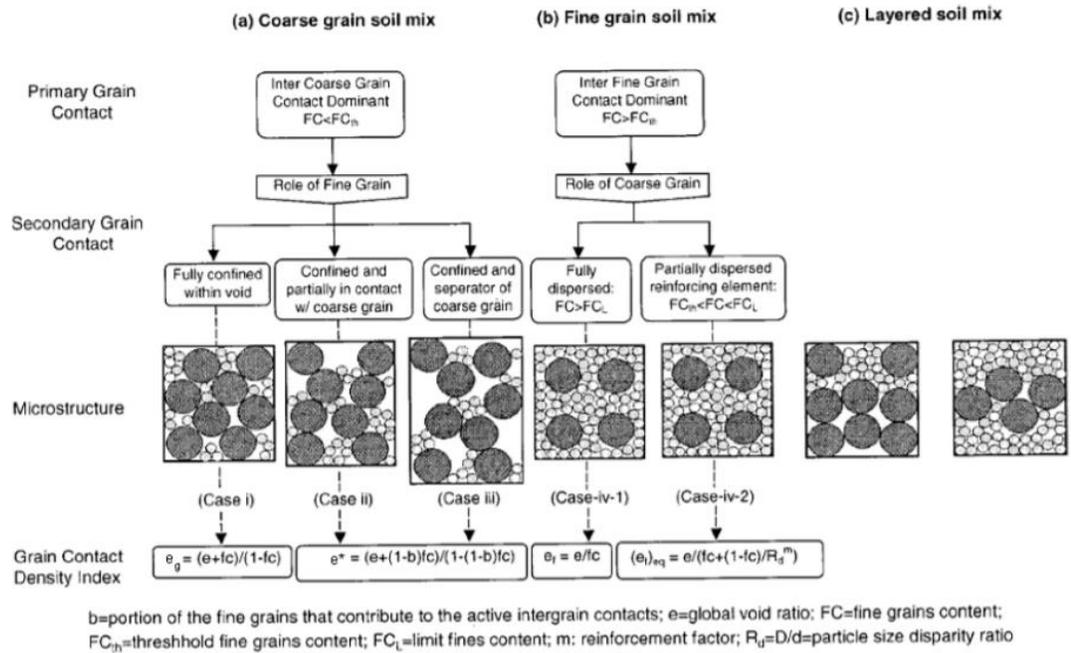


Figura 17 Clasificación de índice de vacíos intergranulares para arenas con distintos contenidos de finos (Thevanayagam, 2002)

El índice de vacíos granular equivalente mencionado en el diagrama de fase de la *Figura 16*, es usado para los casos I) y II) de los suelos gruesos con finos. Este permite participación de los finos en la distribución de esfuerzos dentro del esqueleto granular (Thevanayagam, 2002). Participación que se produce por el contacto parcial entre los finos, separando las partículas más gruesas. Se debe hacer notar que esta medida de índice de vacíos cuantifica un amplio rango de posibles estructuras granulares de suelo. No así el índice de vacíos tradicional que asume a todas las partículas activas en la distribución de esfuerzos.

3. EQUIPOS, SUELO ENSAYADO Y METODOLOGÍA

3.1. TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES

En este estudio se utilizó el equipo triaxial de altas presiones disponible en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile, con el objetivo de realizar la batería de ensayos de consolidación isotrópica a altas presiones de confinamiento. Equipo que fue desarrollado por Solans (2010) en su tesis de magister. Esta compuesto por un marco de carga, sistemas de aplicación de carga axial, presión de cámara, contrapresión y cambio volumétrico, cámara triaxial, instrumentación y sistema de adquisición de datos.

La aplicación de la carga tiene dos modalidades que dependen del tipo de ensayo a realizar. La primera, para ensayos monótonos, utiliza un motoreductor que se encuentra conectado a un variador de frecuencia que permite mantener la velocidad del ensayo constante, es decir, a deformación controlada. La segunda, para ensayos cíclicos, la modalidad de aplicación de la carga es mediante el control manual de esta a partir de la visualización de una curva sinusoidal en el tiempo en el programa de adquisición de datos.

Para la medición de la presión de cámara y presión de poros este equipo utiliza transductores con presiones máximas hasta 52 kgf/cm^2 . Para medir deformaciones se utiliza un transductor de desplazamiento (LVDT), este se dispone en el mismo sentido que la aplicación de la carga y posee un desplazamiento máximo de 50.88 mm.

Respecto a los componentes del sistema de adquisición de datos, se utilizó una unidad display y acondicionador de señal para cuatro canales: una celda de carga, dos transductores de presión y un transductor de deformación. Este acondicionador de señal permite seleccionar las frecuencias de respuesta y tasas de adquisición de datos del sistema de transductores. Para poder obtener el registro de datos en forma digital, se utilizó una tarjeta de conversión análoga digital que posee una tasa de muestreo de 200 kS/s, permitiendo un registro lo más continuo posible. A través del software LabView, se elaboró una rutina para los ensayos del tipo estático con una frecuencia de muestreo de 1 muestra por segundo. En el caso de ensayos del tipo cíclico, se elaboró una rutina que permite definir una senoide de carga en amplitud y frecuencia, la que es seguida solidariamente para efectuar los ciclos de carga y descarga. La frecuencia de muestreo de esta rutina es de 10 muestras por segundo.

Tabla 1 Resumen de características del equipo triaxial de altas presiones

Características	Opciones
Rango presión de cámara [kg/cm ²]	0-60
Rango contrapresión [kg/cm ²]	0-7
Carga axial máxima [ton]	20
Tipos de ensayos	CID (compresión y extensión)
	CIU (compresión y extensión)
	Triaxial Cíclico (drenado y no drenado)
Modo de carga	Deformación controlada (Ensayo estático)
	Carga controlada (Ensayo cíclico)
Rango velocidades de deformación [mm/min]	0,12-0,20
Tamaño máximo de partículas [mm]	16
Dimensión de probetas D/H [cm/cm]	5/10 y 10/20
Deformación axial máxima [mm]	50



Figura 18 Componentes del equipo triaxial de altas presiones (Maureira, 2012)

3.2. SUELO ENSAYADO

3.2.1. CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO ENSAYADO

La arena utilizada en este trabajo corresponde a la arena de relaves del muro del tranque El Torito, de la mina de cobre El Soldado. Dicha arena constituye la fracción gruesa del relave producido, que es el material de desecho producto de la extracción minera.

Este tranque se encuentra emplazado en la V región, en la comuna de Nogales. El sector de la extracción del material que fue utilizado en este trabajo se presenta en la *Figura 20*.

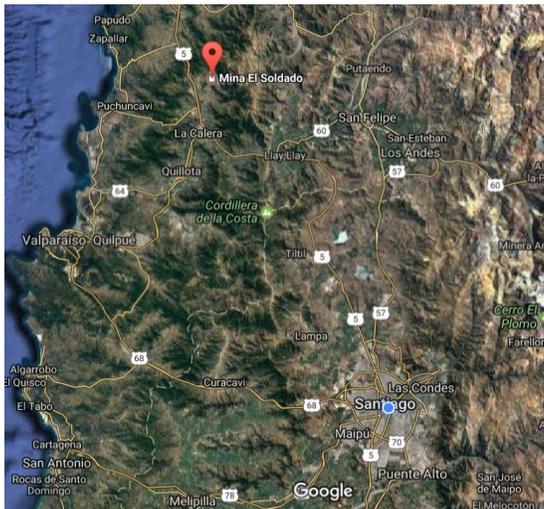


Figura 19 Ubicación mina El Soldado (Google Maps)



Figura 20 Sector de extracción de la arena ensayada (Vargas, 2015)

3.2.1.1. CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL SUELO UTILIZADO

El material natural fue lavado con el objetivo de extraer todo el contenido de finos de la arena de relaves. Para la batería de ensayos se utilizó arena de relave lavada con 1% de contenido de finos, además, a esta misma se le mezcló con distintas dosificaciones de finos provenientes del mismo relave. Se realizó una caracterización geotécnica para el material con 1%, 5%, 10% y 20% de contenido de finos, con ensayos de granulometría, gravedad específica y densidad máxima y mínima.

En la *Figura 21* se presenta la curva granulométrica de todos los materiales utilizados en este estudio.

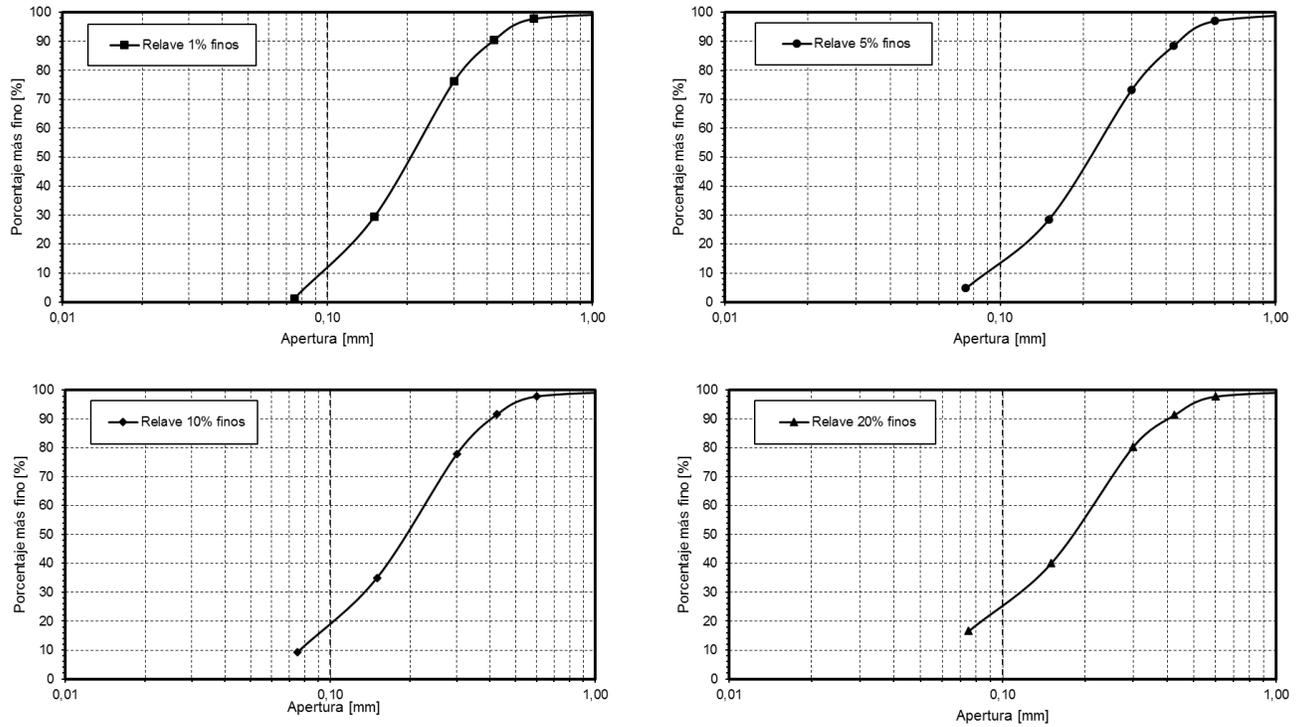


Figura 21 Distribución granulométrica arena de relaves El Torito con 1%, 5%, 10% y 20% de contenido de finos

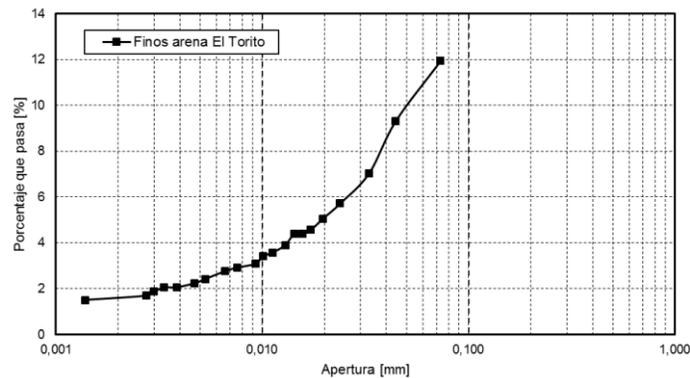


Figura 22 Resultados de hidrometría de arena de relave El Torito con 12% de contenido de finos con respecto al total.

En la *Tabla 2* se muestran las propiedades de plasticidad del material fino utilizado en este estudio proveniente del muro del tranque de relaves El Torito.

Tabla 2 Resumen de propiedades de plasticidad (Palma, 2004)

Limite líquido, LL	-
Limite plástico, LP	-
Índice de plasticidad, IP	NP

Para realizar el cálculo de las densidades mínimas y máximas se utilizó el método japonés (JSSMFE). Que consiste en depositar 10 capas de suelo en un molde de dimensiones conocidas y golpear 100 veces en su superficie exterior, lo que se hace por cada capa. La densidad mínima se obtuvo mediante la deposición lenta del material seco, dentro de un molde de dimensiones conocidas, con un cono de papel (ASTM D 4254-00). El cálculo de la densidad específica entrega un valor de $G_s = 2.81$ (ASTM D 854-10). A continuación, se muestran los resultados de la caracterización geotécnica para las arenas utilizadas en este estudio, *Tabla 3*.

Tabla 3 Caracterización geotécnica arena de relaves con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20% con respecto a la arena.

Característica	Resultado			
	1%	5%	10%	20%
Porcentaje de finos [%]				
D_{50} [mm]	0,216	0,215	0,202	0,187
C_u [-]	2,525	2,703	3,064	4,982
C_c [-]	0,943	1,045	0,998	1,091
$e_{máx}$ [-]	1,215	1,195	1,189	1,125
$e_{mín}$ [-]	0,609	0,563	0,559	0,502
G_s [-]	2,81	2,81	2,81	2,81

3.2.2. DESCRIPCIÓN MINERALÓGICA DEL RELAVE ORIGINAL

El material de relave original, extraído del tranque El Torito, corresponde a una arena limosa de $D_{50} = 0.148$ mm, que presenta partículas angulosas y sub angulosas de esfericidad media. Esta compuesta por un 15% de feldespato potásico, 20% de cuarzo, 20% de partículas volcánicas y 30% de partículas ígneas. De manera aislada se observan minerales maficos (piroxeno y anfíbolos) con tamaños menores a 0.5 mm y en cantidad de 5% del volumen total. Se observan además, abundantes cristales de magnetita de forma angulosa con tamaños menores a 0.5 mm, constituyendo un 10% del volumen de la muestra (Vargas, 2015). El material original fue lavado con el objetivo de extraer la mayor cantidad de finos posibles. La arena resultante de este proceso, posee un contenido de finos de 1% con respecto al material grueso. Este material fue la base a la cual se le fue aumentando su contenido de finos no plásticos para la realización de este estudio.

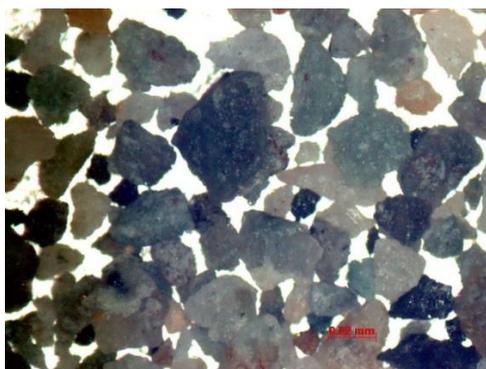


Figura 23 Relave tranque El Torito lavado, contenido de finos 1%, arena base de este estudio.

3.3. METODOLOGÍA DE UN ENSAYO

3.3.1. PREPARACIÓN DE LAS PROBETAS

La técnica que se utilizó para la preparación de las probetas fue el método de compactación húmeda (*wet tamping*). El cual consiste en mezclar una cantidad conocida de suelo seco con agua destilada, para obtener un 5% de humedad. Posteriormente utilizando una tabla dependiente de la densidad mínima y máxima del material se calcula la cantidad para alcanzar una densidad relativa en particular. Se compacta en 10 capas iguales, dentro de un molde de bronce de dimensiones conocidas, dependiendo de la densidad que se desea alcanzar.

Las probetas son confeccionadas en las celdas triaxiales de bajas presiones, se les posiciona un geotextil por arriba y otro por abajo, estos evitan la pérdida de material durante el ensayo. Se instala una membrana de goma para poder transportarlas y luego re ubicarlas cuidadosamente en el triaxial de altas presiones. Acto siguiente se procede al montaje. El que consiste en bajar la membrana hacia el cabezal inferior e instalar dos anillos de goma que aíslan la probeta de la cámara. Posteriormente se baja el pistón con el cabezal superior, se ubica la membrana sobre este y se instalan dos anillos de gomas más para sellar la probeta por arriba. Finalmente se ubica el serpentín que conecta la probeta por arriba y por abajo.

A continuación se debe realizar el montaje de la cámara triaxial, para la cual se utilizan tecles mecánicos para su manipulación. Esta debe quedar sellada para evitar filtraciones de presión. Se prenden los equipos y sensores y se prepara para el proceso de paso de dióxido de carbono por la probeta, aplicando 0.2 kg/cm^2 de presión de cámara.

El dióxido de carbono (CO_2) debe pasar durante treinta minutos por la probeta, para desplazar el aire que esta dentro de los poros del material. Posteriormente se hace circular agua destilada y desairada a través de la probeta, la que desplaza el dióxido de carbono y llena todos los espacios al interior de la muestra. Este proceso de saturación se mantiene hasta que han pasado al menos 200 ml de agua por el material. Una vez finalizado, se verifica el nivel de saturación mediante el parámetro B de Skempton. Este se define como el cambio de presión de poros dividido por el cambio de la presión de confinamiento, ecuación (4).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4)$$

Donde:

Δu : Incremento en la presión de poros en respuesta al incremento de la presión de cámara.

$\Delta \sigma_3$: Incremento en la presión de cámara.

Solo se utilizaron probetas en las cuales el valor de B fuese igual o mayor a 0.95.

3.3.2. CONSOLIDACIÓN ISOTROPA

Durante el proceso de consolidación, se aplica un estado tensional igual en todos los ejes axiales a la probeta, sin aplicar un esfuerzo desviador, es decir, con carga isotrópica y de manera drenada.

Posteriormente luego de haber pasado dióxido de carbono, agua destilada y desairada por la probeta, se da inicio al proceso de consolidación. Para lo cual se utiliza un backpressure de 2 kg/cm^2 . Se continúa aumentando paulatinamente, en intervalos de 1 kg/cm^2 , la presión de confinamiento permitiendo que se disipen las presiones de poros y que se establezca el cambio volumétrico. Se realizan mediciones de la presión de poros, deformación axial y cambio volumétrico a los 30 seg., 1min., 2min. y 4 min., esto para cada intervalo de presión hasta alcanzar la presión de confinamiento efectivo final deseada. Lo anterior con el fin de estudiar la compresibilidad del material y su cambio volumétrico ante la presión hidrostática.

3.3.3. EVALUACIÓN DEL ÍNDICE DE VACIOS FINAL

Luego de la consolidación se procede a la evaluación del índice de vacíos final del ensayo. El cálculo del índice de vacíos final del ensayo fue realizado mediante el método propuesto por Verdugo, (1996), este cuantifica el índice de vacíos de probetas saturadas a través del agua contenida en las muestras. Para esto se procede con los siguientes pasos:

- Al finalizar el ensayo, se cierran las válvulas de drenaje de la celda triaxial para así tener la probeta en condición no drenada.
- Se libera la contrapresión, esto se realiza para evitar posibles errores originados por la expansión o contracción de las mangueras que conectan la probeta con la bureta de medición.
- Se registra el valor de V_i en la bureta de medición.
- Se abre la válvula de drenaje de la probeta.
- Se aumenta la presión de confinamiento hasta un número adecuado para no causar excesos de presiones efectivas en el suelo.
- Se contrarresta la salida del pistón bajando el cabezal superior de la probeta con la manivela del equipo.
- Una vez estabilizado el volumen se cierra la válvula de drenaje y se registra el volumen final en la bureta de medición.
- Se desmonta la probeta y se saca cuidadosamente todo el material para depositarlo en un recipiente limpio y seco. Se tiene cuidado de no perder material.
- Se pesa el recipiente con el suelo húmedo y se registra su valor W_w . Posteriormente se lleva el recipiente al horno. Cuando el suelo del recipiente este seco se registra su peso como W_d .

Finalmente, el índice de vacíos de la probeta se determina mediante la siguiente expresión, ecuación (5).

$$e = \frac{(V_f - V_i) * \gamma_{agua} + (W_w - W_d)}{W_d} * G_s \quad (5)$$

3.3.4. ANÁLISIS POST ENSAYOS

Posteriormente al ensayo de consolidación, se hace pasar la muestra ensayada por diferentes tamaños de tamices, para ser comparada con la granulometría del material sin ensayar. Junto con esto se toman imágenes de microscopia para el material retenido en cada tamiz, esto se realiza en el material sin ensayar y para las consolidaciones llevadas hasta 20 kgf/cm^2 y 50 kgf/cm^2 . Con esta información se calculan el coeficiente de uniformidad, coeficiente de curvatura, diferencia entre el contenido de finos pre y post ensayos, parámetros para cuantificar rotura, además de la curva granulométrica pre y post ensayo.

3.4. PROGRAMA DE ENSAYOS

Tabla 4 Batería de ensayos de consolidación isótropa

Ensayo	Muestra	Contenido de Finos [%]	DR confección [%]	$\sigma'_c \text{ kgf/cm}^2$
Ensayo completo	Arena de relave	1	90	10
				20
				40
				50
			65	10
				20
				40
				50
			15	10
				20
				40
				50

Ensayo	Muestra	Contenido de Finos [%]	DR confección [%]	$\sigma'_c \text{ kgf/cm}^2$
Ensayo completo	Arena de relave	5	90	10
				20
				40
				50
			65	10
				20
				40
				50
			15	10
				20
				40
				50
		10	90	10
				20
				40
				50
			65	10
				20
				40
				50
			15	10
				20
				40
				50
20	90	10		
		20		
		40		
		50		
	65	10		
		20		
		40		
		50		
	15	10		
		20		
		40		
		50		

Tabla 5 Ensayos de caracterización

Muestra	Ensayo	Contenido de Finos [%]
Arena de relave	Gravedad específica	1
		5
		10
		20
	Densidad máxima y mínima	1
		5
		10
		20

4. TRABAJOS REALIZADOS EN EL EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES.

4.1. RESUMEN

Este capítulo muestra, de manera breve, los trabajos realizados con el equipo triaxial de altas presiones en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile (MECESUP). Describe las características principales de los estudios, junto a sus resultados con el objetivo de tener una imagen general de las investigaciones desarrolladas hasta la fecha en la universidad.

4.2. INTRODUCCIÓN

En el marco del estudio de materiales granulares sometidos a altas presiones de confinamiento, se han realizado un total de 5 trabajos en el Laboratorio de Sólidos y Medios Particulados de la Universidad de Chile (MECESUP). Estos estudios comienzan el año 2010 con la confección del equipo triaxial de altas presiones realizada por David Solans, quien estudió el comportamiento monótono y cíclico de arenas de la arena de relave proveniente de El Torito. Estos trabajos se han enfocado en su mayoría a analizar el comportamiento de materiales granulares provenientes del área de la minería, como son los relaves y material estéril provenientes de tronaduras. En el presente capítulo se detalla el equipo utilizado y los materiales estudiados, además, se muestran los resultados y conclusiones correspondientes a cada uno de estos trabajos. Lo anterior con el objetivo de dar a conocer lo que se sabe y se ha demostrado empíricamente por alumnos de la Universidad de Chile.

4.3. RESUMEN DE TRABAJOS REALIZADOS EN EL EQUIPO TRIAXIAL DE ALTAS PRESIONES, EN EL LABORATORIO DE SÓLIDOS Y MEDIOS PARTICULADOS DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE

4.3.1. EQUIPO TRIAXIAL MONÓTONO Y CÍCLICO DE ALTAS PRESIONES Y SU APLICACIÓN EN ARENAS DE RELAVE

Autor: David Solans

Año: 2010

Objetivos:

- Construir el equipo triaxial para altas presiones.
- Determinar cambios en el comportamiento y propiedades mecánicas de las arenas de relaves bajo sollicitación monótona a altas presiones de confinamiento.
- Estudiar el comportamiento cíclico de arenas de relaves a altas presiones de confinamiento, en especial el parámetro K_{σ} .

- Cuantificar el fenómeno de rotura de partículas para los ensayos triaxiales monótonos y cíclicos.

Metodología y resumen de ensayos:

Utilizo probetas confeccionadas con el método wet tamping y consolidaciones isotropas antes de realizar cada ensayo. Se realizaron ensayos triaxiales estáticos CIU a deformación controlada (9 ensayos) y ensayos triaxiales cíclicos a carga controlada (29 ensayos). A continuación de cada ensayo se realizaron análisis granulométrico con el equipo Mastersizer 2000 del Laboratorio de Sedimentología del Departamento de Geología de la Universidad de Chile. Además, se hicieron análisis de microscopia para ver la forma de las partículas, previa y posterior al ensayo.

Resultados principales y conclusiones:

- Se estableció que la arena de relaves presenta una compresibilidad significativamente mayor que arenas naturales, así como una alta susceptibilidad intrínseca a desarrollar el fenómeno de Falla de Flujo o Licuación Verdadera respecto a arenas naturales.
- La respuesta estática mostró una pérdida de dilatancia y reducción del ángulo de fricción a medida que aumenta la presión de confinamiento.
- En la respuesta cíclica, el parámetro K_σ presentó una disminución inicial alcanzando un valor de 0.67 a presiones bajas, 5 kgf/cm^2 , para estabilizarse con un valor de 0.75 a mayores presiones de confinamiento. Esta tendencia difiere considerablemente de lo observado sobre arenas naturales. Este resultado es fundamental en el diseño sísmico de grandes muros de relaves, pues claramente permite optimizar el diseño.

4.3.2. RESPUESTA CÍCLICA DE ARENA DE RELAVES EN UN AMPLIO RANGO DE PRESIONES

Autor: Sebastián Maureira

Año: 2012

Objetivos:

- Estudiar si los valores del factor de corrección por confinamiento propuestos en la literatura técnica son aplicables a una arena de relaves.
- Caracterizar el comportamiento geomecánico de arenas de relaves sujetas a presiones de confinamiento de hasta 50 kgf/cm^2 .
- Evaluar el efecto de la densidad relativa en la resistencia cíclica de arenas de relaves.
- Determinar y evaluar el efecto de la rotura de partículas en la respuesta estática y cíclica de las arenas estudiadas.

Metodología y resumen de ensayos:

La confección de las probetas se hace mediante el método wet tamping. Se realizan consolidaciones isotropas antes de cada ensayo registrando el cambio volumétrico. La batería de ensayos consta de 8 ensayos de consolidación isotropa hasta 50 kgf/cm^2 de presión de confinamiento, 9 ensayos triaxiales monótonos no drenados, hasta 20 kgf/cm^2 de presión de confinamiento y 23 ensayos triaxiales cíclicos no drenados, hasta 50 kgf/cm^2 de presión de confinamiento.

Se realizó granulometría y microscopia luego de cada ensayo.

Resultados principales y conclusiones:

- Respecto a la compresibilidad, en el plano $e-p'$ se pueden definir todas las combinaciones posibles de índice de vacíos y presión media efectiva que pueden existir. Existe una diferencia entre arenas naturales y arenas de relave. En el estado más suelto se aprecia un cambio en el índice de vacíos hasta dos veces menor en la arena natural en la presión de confinamiento máxima. En el estado más denso también se observa una compresibilidad mayor en la arena de relave, aproximadamente del mismo orden. Además, en arenas de relave la variación del índice de vacíos aumenta drásticamente durante la primera etapa de la consolidación, mientras que en arenas naturales la variación es gradual a lo largo de todo el rango de presiones.
- El factor de corrección por confinamiento K_σ para densidades bajas en la arena de relave son significativamente mayores a los recomendados en la literatura técnica.
- La resistencia cíclica aumenta con el incremento de la presión de confinamiento en contraposición a lo generalmente aceptado.
- Los resultados de muestras densas de arena de relave se correlacionan de mejor manera con los valores propuestos, pero solo a presiones menores a 10 kgf/cm^2 . En consecuencia, el factor K_σ no es un parámetro que represente el efecto de la presión de confinamiento en la resistencia cíclica de arenas.
- Se establece que la resistencia cíclica en la arena de relaves depende de la posición relativa del estado inicial con respecto a los estados más suelto y más denso para el mismo nivel tensional expresado mediante un nuevo parámetro propuesto denominado Densidad Relativa Modificada por presión DR_{presión}.
-

4.3.3. EFECTO ACOPLADO DE LA PRESIÓN DE CONFINAMIENTO Y EL CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENA DE RELAVES

Autor: Marcelo Vargas

Año: 2015

Objetivos:

- Determinar el factor de corrección $K_{\sigma\alpha}$ para arena de relaves a distintos valores de densidad relativa.
- Entregar una parametrización del factor $K_{\sigma\alpha}$, dependiente de la presión de confinamiento, corte estático inicial y la densidad relativa.
- Comparar el factor $K_{\sigma\alpha}$ con los valores desacoplados de $K_\sigma * K_\alpha$.
- Determinar gráficamente curvas equipotenciales de $K_{\sigma\alpha}$ a partir de la combinación de presión de confinamiento y corte estático inicial, delimitando las regiones donde la combinación de las variables de control tiene un efecto positivo o negativo en la resistencia cíclica de arenas de relave.

Metodología y resumen de ensayos:

El método utilizado para confeccionar las probetas fue el método de wet tamping. Se realiza saturación y consolidación isótropa y anisótropa para los ensayos correspondientes. El

programa completo de ensayos consta de 26 ensayos triaxiales monótonos no drenados, 108 triaxiales cíclicos no drenados y 5 consolidaciones isotrópicas. Las densidades relativas utilizadas fueron de 40%, 60% y 75% hasta una presión máxima de confinamiento de 30 kgf/cm^2 . Se realiza una inspección visual

Resultados principales y conclusiones:

- En el rango de presiones utilizado hasta 30 kgf/cm^2 no se evidencian signos significativos de rotura de partículas y por consiguiente existe un único mecanismo de corte. De esta forma, la rotura de partículas corresponde a un pulido de los cantos angulosos de su estructura
- La presión de confinamiento posee efectos en la resistencia cíclica de la arena de relaves que son distintos para los diferentes niveles de densidad, observándose que tanto para los casos densos con DR = 75% y medios DR = 60%, la resistencia cíclica disminuye al incrementar la presión media efectiva de consolidación.
- Los resultados obtenidos del efecto acoplado de la presión de confinamiento y el corte estático en la resistencia cíclica de arena de relaves, se han resumido a través del parámetro $K_{\sigma\alpha}$.
- El análisis de datos indica una sobrestimación de la resistencia al usar el producto de los factores por separado, en comparación al uso del factor acoplado $K_{\sigma\alpha}$, para cada una de las densidades estudiadas.
- Existen dos modos de generación de deformaciones. El primer caso donde la probeta claramente exhibe deformaciones axiales cíclicas, identificándose la falla por un nivel de deformación entre los peaks de compresión y extensión. El segundo donde existe una reducida deformación cíclica, pero un marcado desarrollo de deformación acumulada hacia la zona en compresión, identificándose la falla por el nivel de deformaciones máximo acumulado.

4.3.4. ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO Y ROTURA DE PARTÍCULAS DE MATERIALES QUEBRADOS DEL PROYECTO CHUQUICAMATA SUBTERRÁNEO (PMCHS) USANDO EL MÉTODO DE GRADACIÓN PARALELA

Autor: Felipe Urbina

Año: 2015

Objetivos:

- Determinar las propiedades de resistencia de 3 materiales quebrados utilizando el triaxial de grandes dimensiones ($d=100 \text{ cm}$ y $d=150 \text{ cm}$).
- Caracterizar geotécnicamente 3 materiales (gravas y arenas pobremente graduadas) en cuanto a granulometría, densidades mínimas y máximas, gravedad específica y ensayos de compresión simple de partículas.
- Determinar la resistencia, compresibilidad, y rotura de partículas en probetas escaladas mediante ensayos triaxiales CID en base a probetas entre 5 y 15 cm de diámetro y confinamiento entre 1 y 20 kgf/cm^2 . Así se podrán comparar estos resultados con los ensayos triaxiales de grandes dimensiones de 100 cm y 60 cm de diámetro.

- Proponer un modelo de predicción de rotura para muestras de mayor tamaño mediante muestras escaladas.
- Analizar el comportamiento tensión deformación y cambio volumétrico de estos materiales.

Metodología y resumen de ensayos:

Se realizaron 33 ensayos triaxiales monótonos CIU escalados de tamaño convencional y 3 ensayos triaxiales escalados de grandes dimensiones. Se utilizaron presiones de confinamiento de 1 hasta 20 kgf/cm^2 . Las probetas se confeccionaron en 8 capas de igual peso. Se utilizaron 2 membranas y una falda de saco que previene el punzonamiento de la membrana. Las probetas se saturan y se consolidan antes de cada ensayo.

Resultados principales y conclusiones:

- La resistencia mecánica de un material granular grueso puede ser estimada de forma aceptable con el uso de gradación paralela.
- La rotura de partículas de un material granular grueso puede estimarse a través de extrapolaciones de la rotura de muestras escaladas ensayadas a un mismo confinamiento mediante el método de gradación paralela.
- Los materiales granulares presentan un decaimiento de su resistencia en función del esfuerzo normal. Este decaimiento puede ser pronunciado dependiendo no solo de la rotura de partículas sino también de otras propiedades intrínsecas del material como la forma de las partículas.
- El tamaño máximo de la partícula de una muestra afecta la resistencia de una probeta, encontrándose en este estudio que las granulometrías de mayor tamaño presentan mayor resistencia.
- La rotura existente en un ensayo triaxial es proporcional al tamaño de partículas y al confinamiento.
- Materiales de bajo coeficiente de uniformidad requieren de mayores deformaciones para alcanzar un estado crítico.

4.3.5. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA Y ROTURA DE PARTÍCULAS BAJO COMPRESIÓN TRIAXIAL CID DE MEZCLA DE MATERIALES GRANULARES DE DISTINTA RESISTENCIA APLICADO A MINERÍA DE BLOCK CAVING

Autor: Josefina Urrutia

Año: 2016

Objetivos:

- Caracterizar geotécnicamente las arenas en cuanto a granulometría, densidades mínimas y máximas, gravedad específica y ensayos de compresión simple a partículas.
- Realizar ensayos de compresión triaxial CID para 5 porcentajes de mezclas de arenas de baja y alta resistencia, en dos sets de ensayos
- Comprobar la influencia del tamaño medio de la muestra D_{50} , en el comportamiento de los materiales estudiados.

Metodología y resumen de ensayos:

Se realizaron ensayos en el equipo triaxial convencional y en el equipo triaxial de altas presiones. Se tomaron consideraciones en la confección de las probetas para el equipo triaxial de altas presiones debido al posible punzonamiento de la membrana, para esto se utilizan 2 membranas y una falda saco. Se realizaron 27 ensayos triaxiales convencionales y 5 ensayos triaxiales a altas presiones.

Resultados principales y conclusiones:

- La resistencia y la compresibilidad de las muestras aumentaron con la presión de confinamiento. Por lo que se determina que es uno de los factores más influyentes en el comportamiento. Además, al comparar muestras con un mismo confinamiento no se encuentra tendencia que relacione la resistencia y la compresibilidad con la proporción de mezcla de material. Esto confirma la superioridad que tiene el confinamiento sobre la naturaleza del material.
- Se confirma la disminución del ángulo de fricción secante a una tasa desacelerada a medida que aumenta el confinamiento.
- Con respecto a la mezcla de materiales, se obtuvo que aquellas con una proporción de partículas fuertes mayor al 50% muestran un mayor decaimiento en el ángulo de fricción secante. Esto se debe a la diferencia en la resistencia de las partículas fuertes y débiles. Las partículas fuertes proveen una resistencia inicial mayor, pero esta se pierde al aumentar los esfuerzos ya que la resistencia individual se ve sobrepasada. De esto se concluye existe un efecto de la resistencia de las partículas en el ángulo de fricción, pero se ve anulado con el aumento de la presión de confinamiento.
- Respecto a la rotura de partículas el confinamiento nuevamente es un factor principal. La rotura de partículas aumenta a una tasa decreciente con el aumento de la presión de confinamiento. La resistencia individual de las partículas también es un factor crítico en la rotura, al aumentar la proporción más débil, también aumenta la rotura.
- El tamaño medio no influye particularmente en la resistencia al corte o en la compresibilidad de una muestra, pero sí en la rotura. Las partículas con un tamaño medio menor son menos susceptibles a quebrarse, disminuyendo la rotura global del material.

5. PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. RESUMEN

Este capítulo presenta los resultados de los ensayos de consolidación isotrópica en arenas de relave con diferentes dosificaciones de contenido de finos, calculados con respecto a la cantidad de arena de la muestra. Para estudiar cómo el contenido de finos influye en la compresibilidad del suelo y la rotura de partículas, producto de altas presiones de confinamiento, se analizó el cambio volumétrico, además de la realización de ensayos granulométricos y microscopia a las muestras post ensayo. Se hizo un total de 48 ensayos de consolidación isotrópica, a presiones de confinamiento de 10, 20, 40 y 50 kgf/cm^2 . Los resultados sugieren un notorio aumento en la compresibilidad del material al aumentar el porcentaje de finos, en muestras en estado suelto. Al aumentar la densidad relativa de confección de las muestras ensayadas, se observa que el contenido de finos no tiene un efecto significativo en la compresibilidad. Junto con lo anterior, se observó una leve disminución en la rotura de partículas provocada por altas presiones de confinamiento con el aumento de la cantidad de finos de las muestras. Lo que sugiere que el contenido de finos afecta la compresibilidad de muestras sueltas, facilitando el reordenamiento de las partículas durante la consolidación. Respecto a la rotura, al aumentar la cantidad de finos, existe una distribución más eficiente de los esfuerzos efectivos, disminuyendo la gradual fractura de los cantos angulosos, propios de las arenas de relave.

5.2. INTRODUCCIÓN

El continuo avance de la industria minera en Chile ha obligado a buscar soluciones para almacenar cada vez mayores cantidades de volúmenes de desechos provenientes del chancado y molienda de la roca, que, al ser nocivos para el medio ambiente, deben ser contenidos de manera aislada y segura. Estas soluciones contemplan llevar a las estructuras que contienen los desechos, como son las presas de relave, a mayores alturas de coronamiento. Las arenas de relave poseen un comportamiento geotécnico poco estudiado y diferente a las arenas naturales. Razón por la cual se hace necesario realizar trabajos experimentales que reflejen las condiciones a las que se verán sometidas estas arenas, en diseños que impliquen mayores presiones de confinamiento.

Varios trabajos han indagado en la compresibilidad y rotura de partículas en arenas de relave (Maureira, 2012), (Solans, 2010), (Campaña, 2011). Estos estudios sugieren que este tipo de arenas presentan mayor compresibilidad que las arenas naturales, particularmente para estados más sueltos y en la primera etapa de la consolidación (Solans, 2010). Las curvas de consolidación de los estados más suelto y denso, en el plano $e-p'$, determinan la región de todos los estados posibles del índice de vacíos, para los diversos estados tensionales, en una arena con un cierto contenido de finos, definiendo la respuesta del suelo. Por lo que conocer cómo varía esta región, con el contenido de finos no plásticos y para un amplio rango de presiones, se hace necesario para un correcto diseño. Otro aspecto importante a considerar, cuando se aumentan las presiones confinantes del material, es la rotura de partículas asociada. La rotura en arenas de relave en consolidación isotrópica, al contrario de la literatura técnica (Lade & Bopp, 1997), se ve aumentada a mayores densidades relativas de confección (Maureira, 2012).

Con respecto al aumento del contenido de finos en arenas, estudios realizados en arenas naturales evidencian un aumento en la compresibilidad del material. Este aumento se explica por una estructura meta-estable, conformada por las partículas de material fino, entre partículas de arena de mayor tamaño, *Figura 13*. Estas al ser desplazadas hacia el espacio intergranular facilitarían el reacomodo de las partículas de arena (Yamamuro & Covert, 2001). El contenido de finos, además, influye en cómo se distribuyen las tensiones dentro del esqueleto granular. Estudios en arenas naturales muestran que un material bien graduado presenta menor rotura que uno mal graduado. Esto se debe a que, un material mal graduado, bajo una misma mineralogía, posee menores contactos entre partículas, lo que implica una mayor concentración de esfuerzos en estos contactos (Kenneth & Farhoomand, 1967). Otros estudios que analizan el fenómeno de rotura, en arenas de relave, en consolidación isótropa hasta una presión confinante de 50 kgf/cm^2 , muestran que en estas arenas se presenta un aumento en su contenido de finos de hasta un 3% con respecto a su contenido de finos inicial. Esto para una arena de relave con un contenido de finos previo consolidación de 14% con respecto al total de material, (Maureira, 2012). Lo que evidencia un pulido de los cantos angulosos, propios de las arenas de relave, en consolidación isótropa.

En este capítulo se dan a conocer los resultados experimentales obtenidos de 48 ensayos de consolidación isótropa, llevados a diferentes presiones de confinamiento entre 10 y 50 kgf/cm^2 , además de los análisis de ensayos de granulometría y microscopía post consolidación para ser comparadas con el material sin ensayar. El objetivo es estudiar cómo evoluciona el grado de rotura y la compresibilidad para diferentes presiones de confinamiento, en arenas con distintos porcentajes de contenido de finos, para tres densidades relativas de confección analizadas (DR=15%, 65% y 90%). De esta manera, entender cuál es el efecto que tienen los finos no plásticos en la compresibilidad de las arenas de relave y como afectan estos en el porcentaje de rotura de partículas asociadas a altas presiones de confinamiento.

Se comienza mostrando y analizando los resultados de los ensayos de consolidación isótropa, estudiando el cambio volumétrico para materiales con diferentes combinaciones de densidades relativas y de contenido de finos. Las curvas de compresibilidad se comparan con las de arenas de Ottawa ensayadas hasta el mismo nivel tensional, esto para tener una referencia respecto al comportamiento de arenas naturales. A continuación se hará un análisis de la rotura de partículas generada en cada uno de estos ensayos, utilizando la información entregada por las granulometrías post consolidación, comparando también, imágenes de microscopía por tamiz para las consolidaciones isótropas llevadas hasta 20 y 50 kgf/cm^2 con el material sin ensayar.

5.3. MATERIALES, METODOLOGIA Y EQUIPOS UTILIZADOS

5.3.1. MATERIALES

Como se discute más adelante, este programa experimental incluye principalmente consolidaciones isótropas, realizadas en muestras de arenas de relave, provenientes del tranque de relaves El Torito. Esta arena, de naturaleza angular, fue lavada con el fin de extraer la mayor cantidad de material fino, obteniéndose una arena de relave base con un 1% de contenido de finos con respecto al material grueso. Esta arena se mezcla con material fino no plástico proveniente de la misma arena sin lavar, para lograr el material con los porcentajes deseados para confeccionar las probetas ensayadas en este estudio. Los materiales utilizados poseen un contenido de finos no plásticos de 1%, 5%, 10% y 20% con respecto a la cantidad de arena de la muestra, sus características geotécnicas se presentan en la *Tabla 6*.

Tabla 6 Caracterización geotécnica de las arenas de relave utilizadas en este estudio.

Característica	Resultado			
	1%	5%	10%	20%
Porcentaje de finos [%]				
D ₅₀ [mm]	0,216	0,215	0,202	0,187
C _u [-]	2,525	2,703	3,064	4,982
C _c [-]	0,943	1,045	0,998	1,091
e _{máx} [-]	1,215	1,195	1,189	1,125
e _{mín} [-]	0,609	0,563	0,559	0,502
G _s [-]	2,81	2,81	2,81	2,81

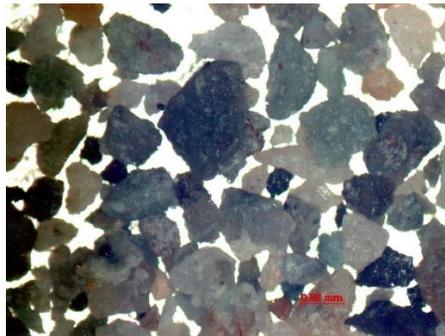


Figura 24 Arena de relaves proveniente del tranque de relaves El Torito, 1% de contenido de finos con respecto a la arena.

5.3.2. METODOLOGIA

El material que se utiliza para la confección de las probetas se obtiene mezclando en seco la arena lavada con el porcentaje de finos requerido con respecto a la arena. Se utiliza el método de compactación húmeda, el que consiste en mezclar una cantidad conocida de suelo seco con agua destilada, para obtener un 5% de humedad. Posteriormente utilizando una tabla dependiente de la densidad mínima y máxima del material se calcula la cantidad para alcanzar una densidad relativa en particular. Se compacta en 10 capas iguales, dentro de un molde de bronce de dimensiones conocidas, dependiendo de la densidad que se desea alcanzar.

Las probetas son confeccionadas en las celdas triaxiales de bajas presiones, se les posiciona un geotextil por arriba y otro por abajo, estos evitan la perdida de material durante el ensayo. Se instala una membrana de goma para poder transportarlas y luego re ubicarlas cuidadosamente en el triaxial de altas presiones. Acto siguiente se procede al montaje, este consiste en bajar la membrana hacia el cabezal inferior e instalar dos anillos de goma que aislaran la probeta de la cámara. A continuación se baja el pistón con el cabezal superior y se ubica la membrana sobre este y se instalan dos anillos de gomas más para sellar la probeta por arriba. Finalmente se ubica el serpentín que conecta la probeta por arriba y por abajo.

En el proceso de consolidación se procede a aplicar un estado tensional igual en todos los ejes axiales a la probeta, sin aplicar un esfuerzo desviador. Esto se realiza de manera drenada e isotrópica.

El proceso es el siguiente: luego de haber pasado dióxido de carbono, agua destilada y desairada por la probeta, se da inicio al proceso de consolidación. Para esto se utiliza un

backpressure de 2 kgf/cm^2 . Se continúa aumentando paulatinamente, en intervalos de 1 kgf/cm^2 la presión de confinamiento, permitiendo que se disipen las presiones de poros y que se estabilice el cambio volumétrico. Se hacen mediciones de la presión de poros, deformación axial y cambio volumétrico a los 30 seg., 1min., 2min. y 4 min., en cada intervalo de presión hasta alcanzar la presión de confinamiento efectivo final deseada. Esto con el objetivo de estudiar la compresibilidad del material y su cambio volumétrico ante la presión hidrostática.

Posteriormente al ensayo de consolidación, se hace pasar la muestra ensayada por diferentes tamaños de tamices, para ser comparada con la granulometría del material sin ensayar. Además, se toman imágenes de microscopia para el material retenido en cada tamiz, esto se realiza en el material sin ensayar y para las consolidaciones llevadas hasta 20 y 50 kgf/cm^2 . Con esta información se calculan el coeficiente de uniformidad, coeficiente de curvatura, diferencia entre el contenido de finos pre y post ensayos, parámetros para cuantificar rotura, además de la curva granulométrica pre y post ensayo.

5.3.3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

En la presentación y análisis de resultados, debido a la cantidad de variables analizadas, se utiliza el siguiente código para identificar cada ensayo.

CICFXXDRXXPCXX

CI: Consolidación isótropa.

CF: Contenido de finos de confección de la muestra con respecto a la cantidad de arena.

DR: Densidad relativa de confección de la muestra.

PC: Presión de confinamiento a la que fue ensayada la muestra.

Ejemplo: *CICF10DR15PC20*, muestra ensayada en compresión isótropa, con un contenido de finos de confección de 10% con respecto a la arena, densidad relativa de confección de 15% y ensayada hasta una presión de confinamiento de 20 kg/cm^2 .

El programa experimental incluye 48 ensayos de consolidación isótropa, variando el contenido de finos de las muestras, la densidad relativa de confección y la presión de confinamiento a la cual se alcanza en el proceso de consolidación isótropa. En la *Tabla 7* se resumen las características de los ensayos realizados.

Tabla 7 Resumen de consolidaciones isotrópicas

Ensayo	σ_c <i>kgf/cm²</i>	C _f [%]	CF _f [%]	e _i [-]	e _f [-]	B10
CICF1DR15PC10	10	1,3	1,9	1,117	1,008	0,005
CICF1DR15PC20	20	1,3	2,1	1,124	0,952	0,018
CICF1DR15PC40	40	1,3	3,2	1,120	0,885	0,049
CICF1DR15PC50	50	1,3	4,2	1,120	0,879	0,083
CICF1DR65PC10	10	1,3	2,2	0,819	0,774	0,044
CICF1DR65PC20	20	1,3	2,8	0,819	0,734	0,050
CICF1DR65PC40	40	1,3	3,7	0,826	0,696	0,059
CICF1DR65PC50	50	1,3	4,0	0,818	0,666	0,074
CICF1DR90PC10	10	1,3	3,2	0,686	0,620	0,049
CICF1DR90PC20	20	1,3	4,4	0,686	0,612	0,053
CICF1DR90PC40	40	1,3	5,2	0,684	0,594	0,090
CICF1DR90PC50	50	1,3	5,6	0,685	0,583	0,125
CICF5DR15PC10	10	5,1	5,3	1,090	0,976	0,002
CICF5DR15PC20	20	5,1	5,7	1,121	0,950	0,019
CICF5DR15PC40	40	5,1	6,2	1,122	0,884	0,028
CICF5DR15PC50	50	5,1	7,2	1,094	0,847	0,045
CICF5DR65PC10	10	5,1	6,0	0,777	0,699	0,015
CICF5DR65PC20	20	5,1	6,1	0,764	0,663	0,038
CICF5DR65PC40	40	5,1	7,1	0,784	0,639	0,060
CICF5DR65PC50	50	5,1	7,4	0,782	0,628	0,071
CICF5DR90PC10	10	5,1	6,3	0,635	0,595	0,026
CICF5DR90PC20	20	5,1	7,3	0,630	0,566	0,047
CICF5DR90PC40	40	5,1	8,0	0,628	0,548	0,087
CICF5DR90PC50	50	10,1	8,5	0,626	0,534	0,109
CICF10DR15PC10	10	10,1	10,2	1,088	0,965	0,004
CICF10DR15PC20	20	10,1	10,6	1,090	0,924	0,015
CICF10DR15PC40	40	10,1	11,0	1,083	0,867	0,029
CICF10DR15PC50	50	10,1	11,1	1,094	0,825	0,031
CICF10DR65PC10	10	10,1	10,3	0,773	0,703	0,010
CICF10DR65PC20	20	10,1	10,7	0,773	0,672	0,020
CICF10DR65PC40	40	10,1	11,3	0,763	0,627	0,039
CICF10DR65PC50	50	10,1	11,6	0,779	0,625	0,047
CICF10DR90PC10	10	10,1	10,9	0,626	0,578	0,026
CICF10DR90PC20	20	10,1	11,3	0,625	0,569	0,046
CICF10DR90PC40	40	10,1	11,8	0,623	0,543	0,081
CICF10DR90PC50	50	10,1	13,0	0,622	0,530	0,089
CICF20DR15PC10	10	20,0	20,1	1,037	0,907	0,003
CICF20DR15PC20	20	20,0	20,3	1,031	0,827	0,011
CICF20DR15PC40	40	20,0	20,4	1,021	0,746	0,016
CICF20DR15PC50	50	20,0	20,5	1,027	0,716	0,019

Ensayo	σ_c <i>kgf/cm²</i>	Cf _i [%]	CF _f [%]	ei [-]	ef [-]	B10
CICF20DR65PC10	10	20,0	20,2	0,714	0,650	0,008
CICF20DR65PC20	20	20,0	20,3	0,717	0,624	0,011
CICF20DR65PC40	40	20,0	20,8	0,713	0,578	0,033
CICF20DR65PC50	50	20,0	20,9	0,719	0,572	0,035
CICF20DR90PC10	10	20,0	20,3	0,568	0,529	0,013
CICF20DR90PC20	20	20,0	20,4	0,575	0,514	0,015
CICF20DR90PC40	40	20,0	20,9	0,570	0,496	0,037
CICF20DR90PC50	50	20,0	21,1	0,566	0,481	0,045

5.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.4.1. VARIACIÓN DE ÍNDICE DE VACÍOS DURANTE CONSOLIDACIÓN

La Figura 25 muestra los resultados de los ensayos de densidad máxima y densidad mínima, utilizando el método japonés (JSSMFE) y depositación lenta del material (ASTM D 4254-00), respectivamente, para diferentes dosificaciones de contenido de finos con respecto su contenido de arena. Lo anterior con el fin de evaluar cómo se ven afectados, para un amplio rango de contenido de finos, los límites de e_{max} y e_{min} , en este tipo de arenas.

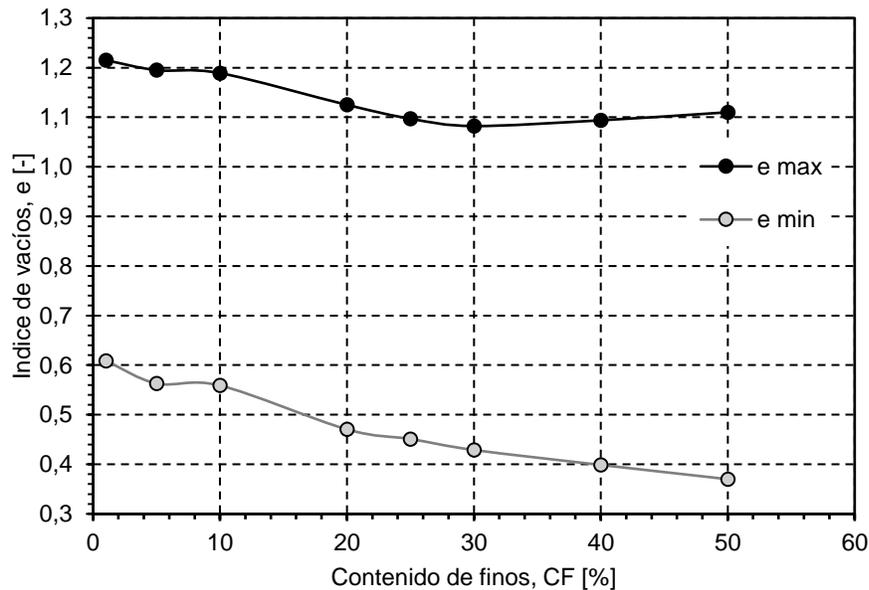


Figura 25 Índices de vacíos máximos y mínimos de arena de relave del tranque El Torito, para un amplio rango de diferentes dosificaciones de contenido de finos con respecto a la arena.

La Figura 26 y Figura 27 muestra los resultados de las consolidaciones isotrópicas para presiones de confinamiento desde 0 kgf/cm^2 hasta 50 kgf/cm^2 para las arenas de relave con contenidos de finos 1%, 5%, 10% y 20% en escala aritmética y logarítmica. Para cada contenido de finos se realizaron ensayos de consolidación isotrópica en probetas de diferentes densidades relativas de confección (DR=15%, 65% y 90%), como se ve en la Tabla 7. Se debe destacar que para los ensayos realizados a densidades relativas de 90%, llevadas por sobre los 20 kg/cm^2 de presión de confinamiento, se alcanzan índices de vacíos menores al valor mínimo obtenido en los ensayos de densidad máxima, para todos los contenidos de finos analizados. En la Figura 27 d), se observa una mayor pendiente en la curva de consolidación, por sobre los 10 kg/cm^2 , en comparación con los estados más densos (DR=65% y 90%). Esta misma tendencia ocurre para todos los estados más suelto y para todos los contenidos de finos estudiados, como se muestra en las imágenes b) y d), en las Figura 26 y Figura 27.

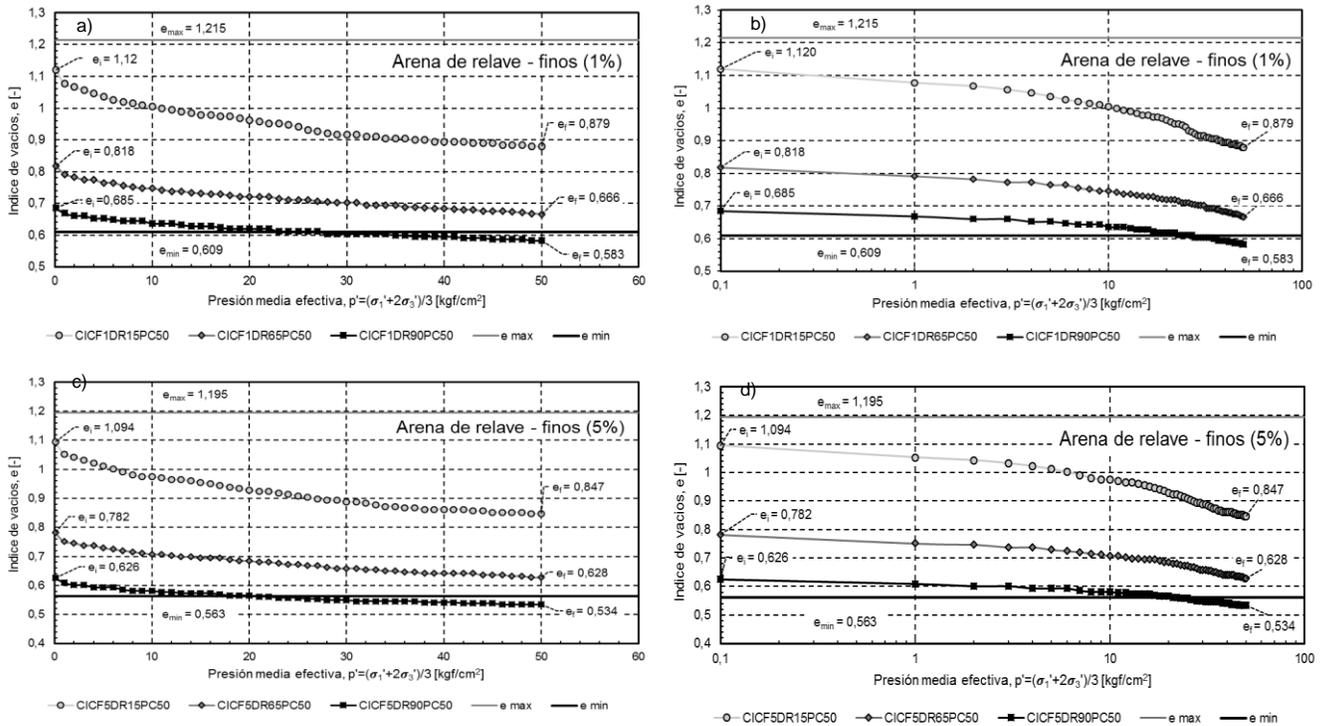


Figura 26 Consolidaciones isotópicas con un contenido de finos de 1% y 5%, para las densidades relativas de 15%, 65% y 90% - escala aritmética y logarítmica.

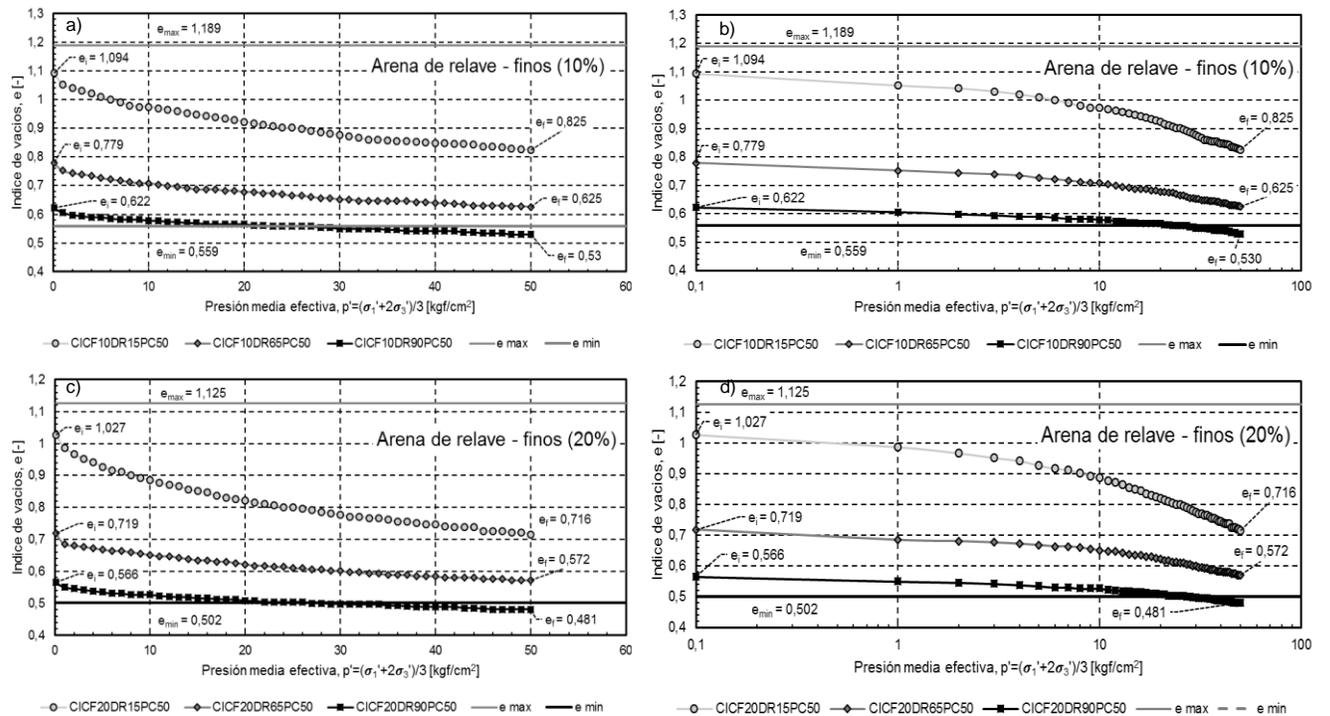


Figura 27 Consolidaciones isotópicas con un contenido de finos de 10% y 20%, para las densidades relativas de 15%, 65% y 90% - escala aritmética y logarítmica.

En las *Figura 28*, *Figura 29*, *Figura 30* se presentan las curvas de las consolidaciones isotópicas realizadas hasta una presión de confinamiento de 50 kgf/cm^2 normalizadas por el índice de

vacíos inicial, en escala aritmética. Se muestran, además, las curvas de las consolidaciones isotrópicas de arena de Ottawa hasta la misma presión de confinamiento y normalizadas por su índice de vacíos inicial. Esto de manera de comparar la compresibilidad de la arena de relave con una arena natural de naturaleza redonda. Se muestran los mismos resultados en escala logarítmica.

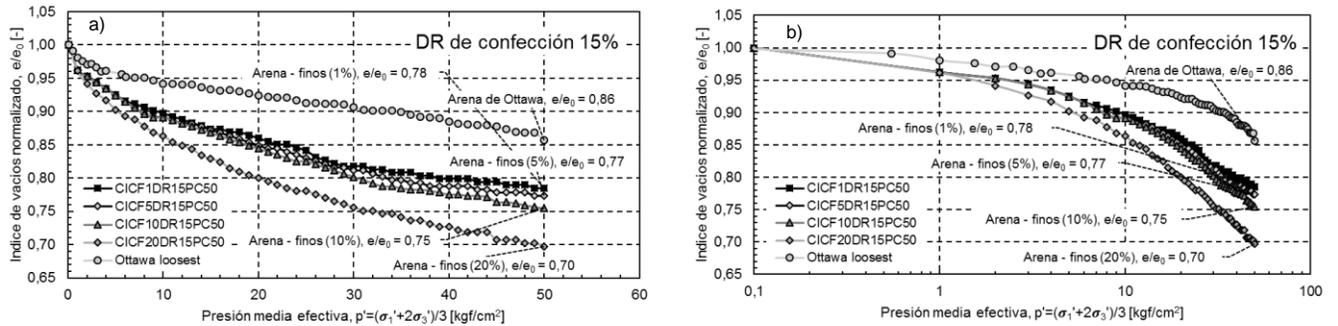


Figura 28 Curvas de consolidación normalizadas por el índice de vacíos inicial de las arenas de relave de densidad relativa 15% con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20%, y la arena de Ottawa en su estado más suelto (Maureira, 2012) - Escala aritmética y logarítmica.

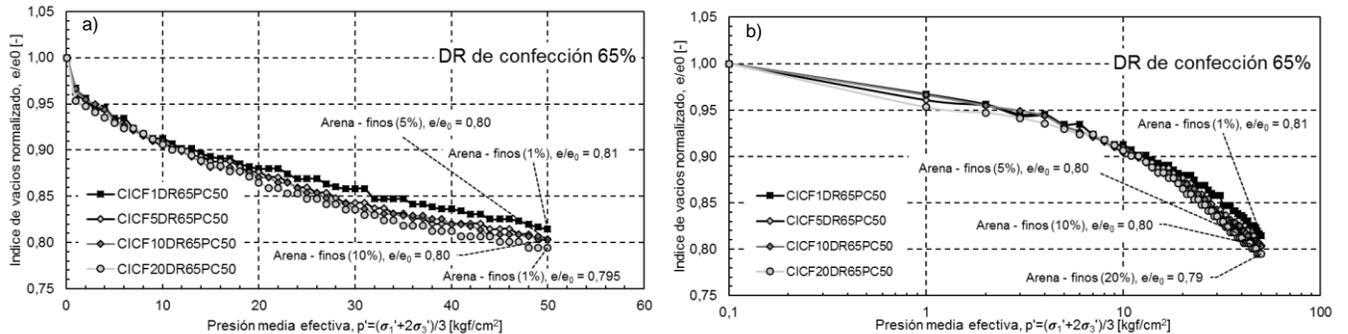


Figura 29 Curvas de consolidación normalizadas por el índice de vacíos inicial de las arenas de relave de densidad relativa 65% con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20% - Escala aritmética y logarítmica.

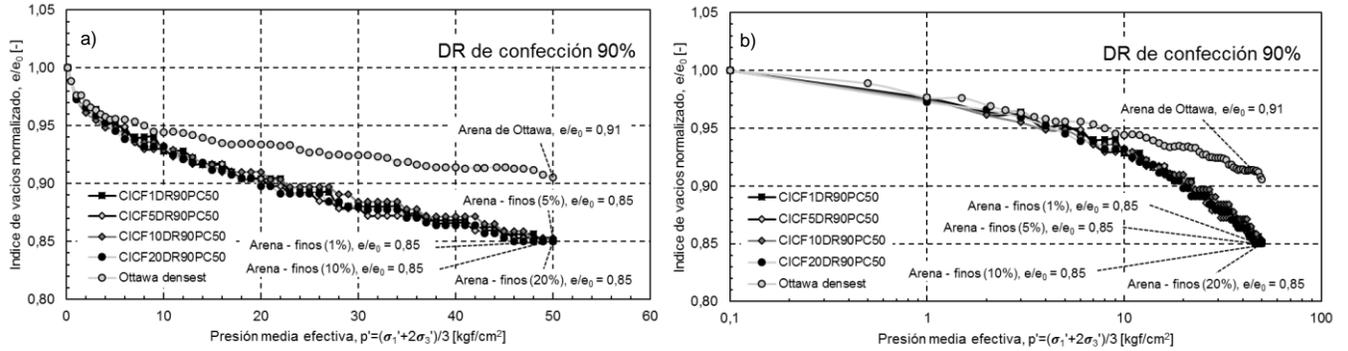


Figura 30 Curvas de consolidación normalizadas por el índice de vacíos inicial de las arenas de relave de densidad relativa 90% con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20%, y la arena de Ottawa en su estado más denso (Maureira, 2012) - Escala aritmética y logarítmica.

La Figura 31 muestra los resultados de las consolidaciones isotrópicas hasta una presión de confinamiento efectiva de 50 kgf/cm^2 . Estas muestran el cambio del índice de vacíos del esqueleto intergranular normalizado por el índice de vacíos del esqueleto intergranular inicial, al aumentar la presión media efectiva en escala aritmética normalizada por la presión media efectiva máxima.

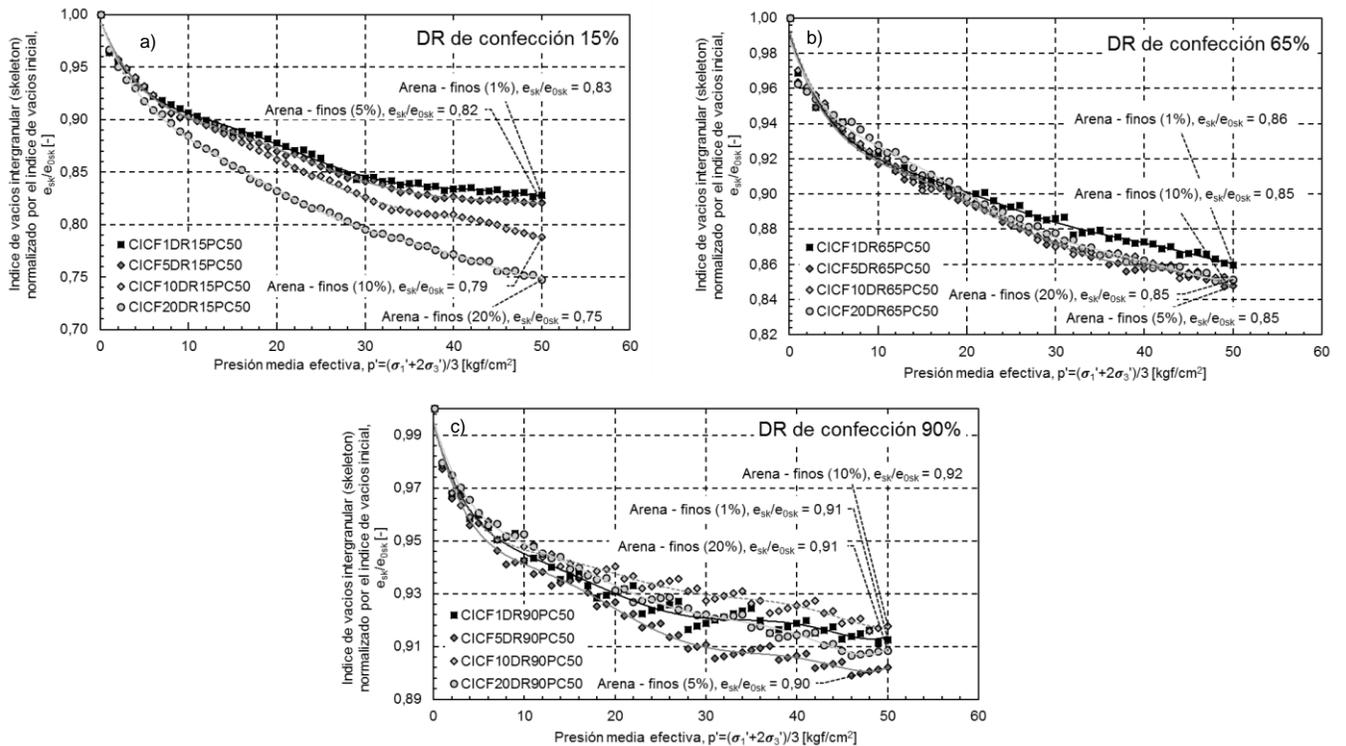


Figura 31 a) Cambio del índice de vacíos intergranular normalizado con la presión media efectiva normalizada, para las arenas con un contenido de finos de 1%, 5%, 10% y 20% con respecto a su cantidad de arena, para una densidad relativa de confección de 15%; b) Los mismos resultados para una densidad relativa de confección de 65%; c) Los mismos resultados para una densidad relativa de confección de 90%.

Con el fin de estudiar la anisotropía inherente de la arena de relaves a medianas deformaciones se estudió cómo varía la deformación vertical con la deformación volumétrica en consolidación isotrópica hasta presiones de confinamiento de 50 kgf/cm^2 . Lo anterior para diferentes

densidades relativas de confección aumentando el contenido de finos no plásticos en las muestras. En estas se observan pendientes cercanas a 0.3, lo que sugiere una isotropía inherente de las muestras remodeladas para todas las densidades estudiadas.

Al comparar la arena de relave lavada (cf=1%), con la arena de relave con 20% de contenido de finos 20%, se observa que, al agregar finos a las muestras, la deformación vertical aumenta en relación a la deformación volumétrica. Esto se evidencia debido a que la pendiente que relaciona cuanto varía la deformación vertical en función a la deformación volumétrica aumenta su valor, esto para todas las densidades estudiadas en este trabajo.

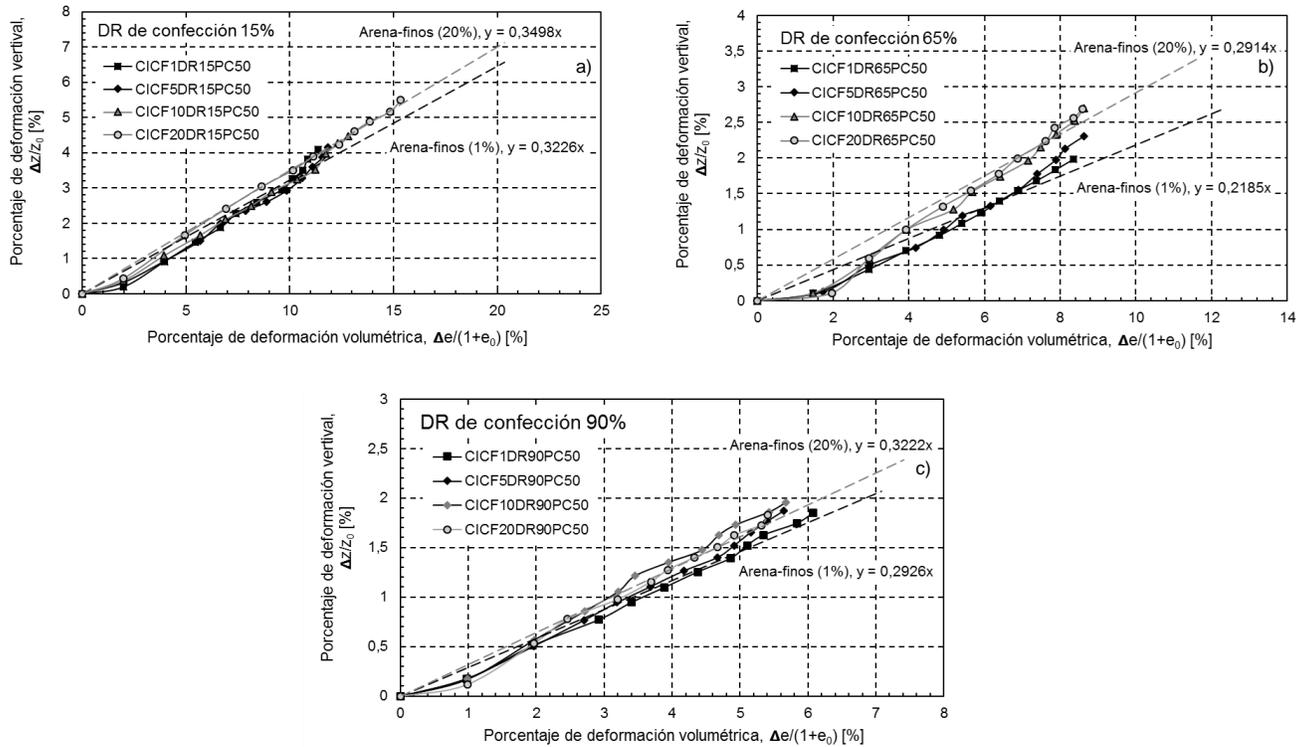


Figura 32 Porcentaje de la variación vertical con respecto al porcentaje de variación volumétrica para las muestras de arena de relave con diferentes contenidos de finos con respecto a su contenido de arena, para diferentes densidades relativas de confección.

5.4.2. ROTURA DE PARTICULAS

La *Figura 33* presenta las curvas granulométricas para cada contenido de finos analizado. En cada figura se grafican los resultados de las granulometrías para las densidades de confección de 15%, 65% y 90% consolidadas hasta una presión de 50 kgf/cm^2 . Se observa en estas figuras que, la arena lavada ($cf=1\%$) presenta mayor diferencia en su distribución granulométrica al aumentar la densidad relativa de confección de las muestras. Esto sugiere que la densidad relativa, para la arena lavada, es un factor influyente en términos de rotura para este tipo de arenas.

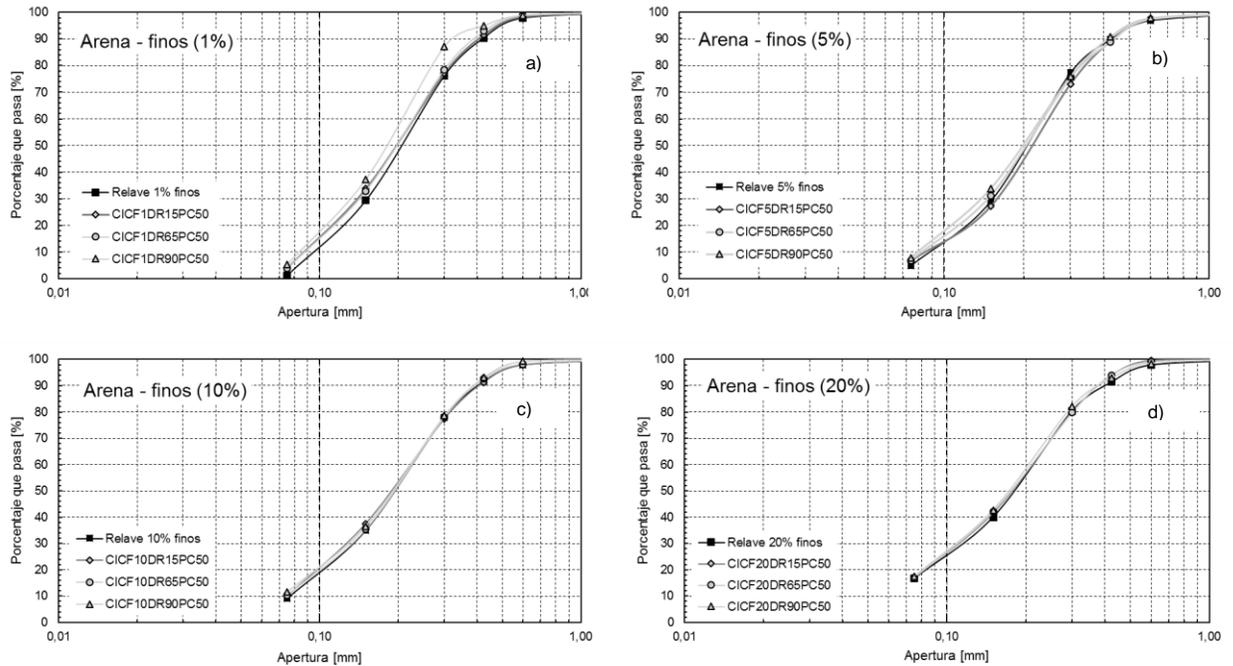


Figura 33 Comparación de distribuciones granulométricas inicial y post consolidación isotrópica de las densidades relativas de confección de 15%, 65% y 90%, para los contenidos de finos de 1%, 5%, 10% y 20%.

Se utiliza el factor de rotura de partículas B_{10} , propuesto por (P. Lade & Yamamuro, 1996). Este parámetro se calcula con la ecuación número (6), entrega valores en el rango de 0 a 1, siendo 1 el valor de rotura máximo. Representa el porcentaje de variación que tiene el 10% más fino de la muestra de material ensayado. Estos niveles de rotura se comparan para los ensayos de consolidación isotrópica para las densidades relativas analizadas en este estudio y variando su porcentaje de finos, *Figura 34*.

$$B_{10} = 1 - \frac{D_{10f}}{D_{10i}} \quad (6)$$

En la ecuación (6):

D_{10f} : Es el tamaño de partícula donde el 10% de la muestra ensayada es más fina.

D_{10i} : Es el tamaño de partícula donde el 10% de la muestra original es más fina.

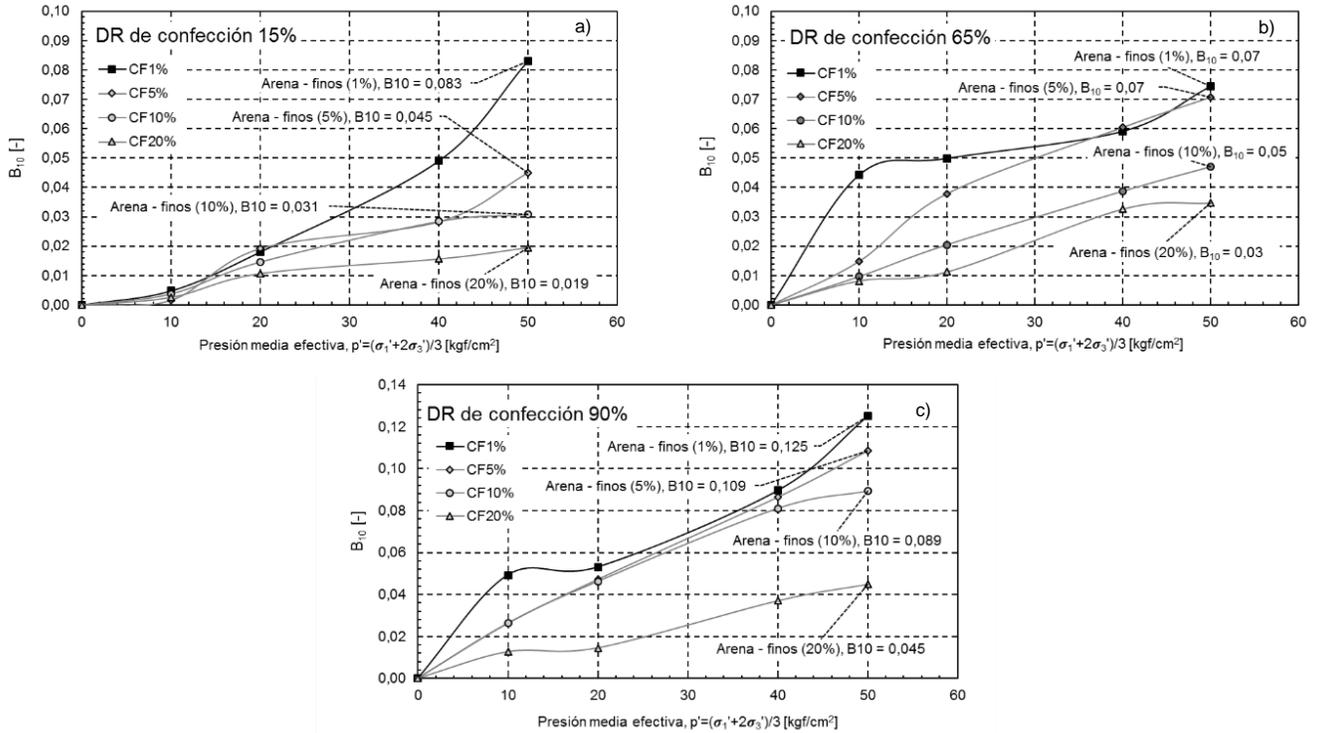


Figura 34 Variación del factor de rotura de partículas B_{10} (Lade, 1996) con la presión media efectiva p' , para muestras de densidad relativa de confección de 15%, 65% y 90%, con contenido de finos inicial de 1%, 5%, 10% y 20%.

En la *Figura 35* se muestra la variación del contenido de finos con respecto al total de las muestras, normalizada por el contenido de finos inicial antes del ensayo de consolidación isótropa, con respecto a la presión media efectiva. Se observa que la tendencia de rotura, al aumentar la densidad relativa y el contenido de finos, de las muestras sigue la misma tendencia mostrada por el parámetro de rotura B_{10} . La mayor variación del contenido de finos en las muestras se obtiene para la arena con 1% de contenido de finos para una densidad relativa de confección de 90%, siendo el contenido de finos final cuatro veces mayor al contenido de finos inicial. Complementando la idea anterior se tiene que la menor variación del contenido de finos se presenta para la arena con 20% de contenido de finos inicial y densidad relativa de 15%, mostrando un aumento de solo un 2% con respecto a su contenido de arena.

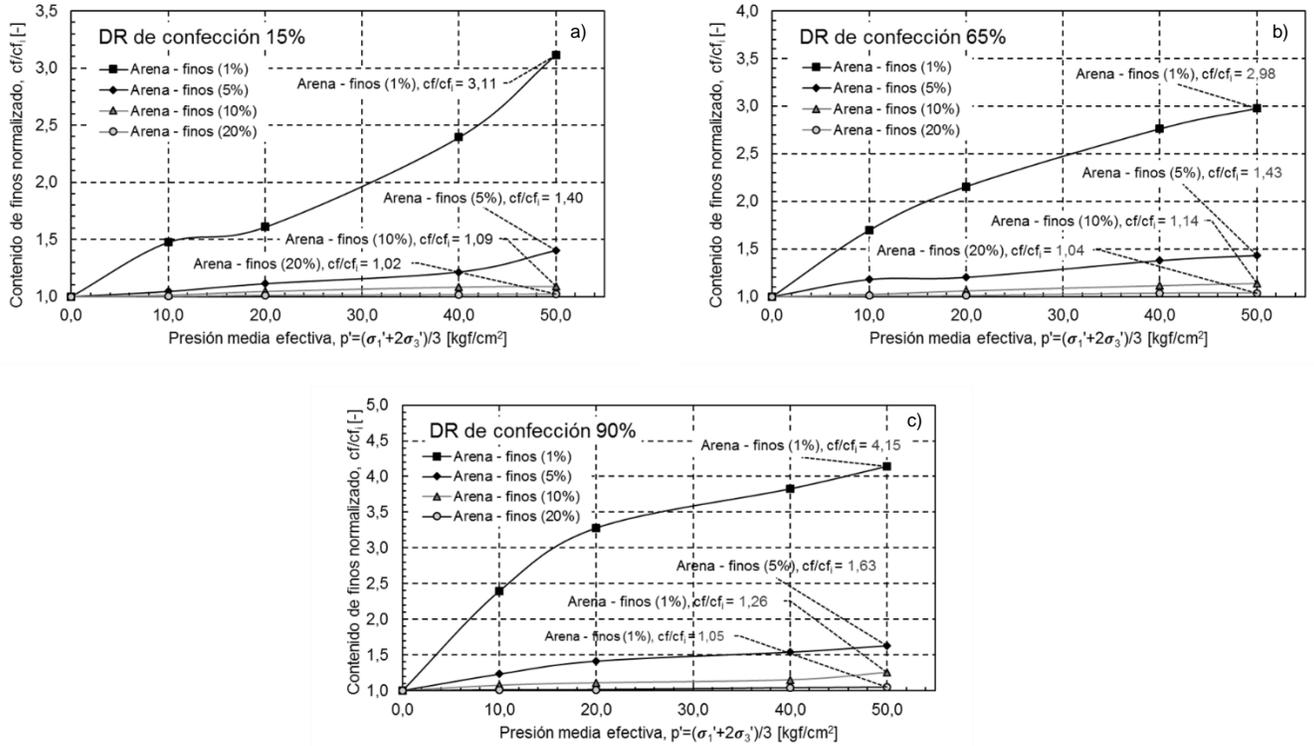


Figura 35 Contenido de finos normalizado por el contenido de finos inicial con respecto al total de la muestra, para las densidades relativas de confección de 15%, 65% y 90% y con contenido de finos de 1%, 5% 10% y 20%.

Tabla 8 Parametrización de las curvas de contenido de finos normalizado por el contenido de finos inicial, para las densidades relativas de confección de 15%, 65% y 90%, a), b) y c) respectivamente y para los contenidos de finos de 1%, 5% 10% y 20%.

Contenido de finos [%]	DR de confección 15% a)
1	$cf = 3 \cdot 10^{-5} \cdot p'^3 - 1,5 \cdot 10^{-3} \cdot p'^2 + 0,0524 \cdot p' + 1,0178$
5	$cf = 7 \cdot 10^{-6} \cdot p'^3 - 4 \cdot 10^{-4} \cdot p'^2 + 0,0098 \cdot p' + 0,995$
10	$cf = -1 \cdot 10^{-6} \cdot p'^3 + 7 \cdot 10^{-5} \cdot p'^2 + 0,0012 \cdot p' + 0,9989$
20	$cf = -3 \cdot 10^{-8} \cdot p'^3 - 3 \cdot 10^{-7} \cdot p'^2 + 0,0005 \cdot p' + 0,9995$

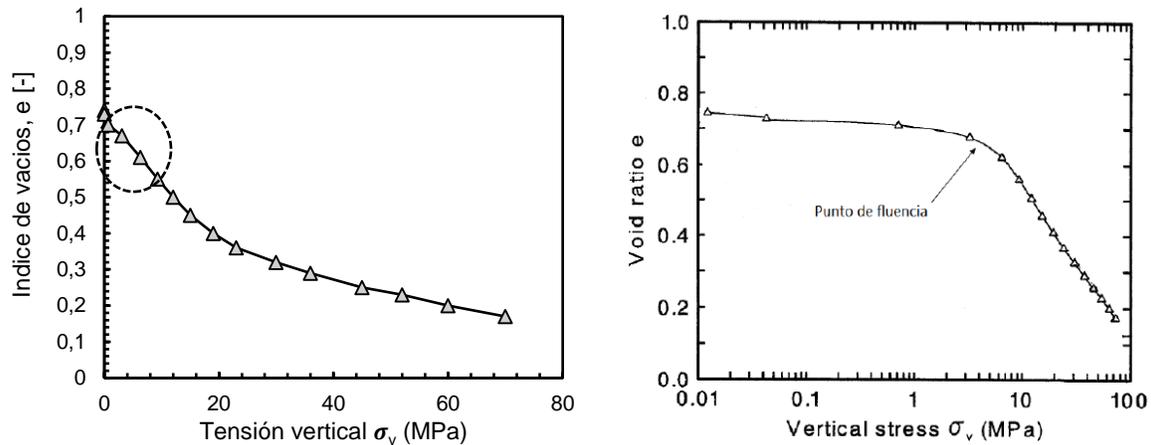
Contenido de finos [%]	DR de confección 65% b)
1	$cf = 1 \cdot 10^{-5} \cdot p'^3 - 1,3 \cdot 10^{-3} \cdot p'^2 + 0,0802 \cdot p' + 1,0034$
5	$cf = 4 \cdot 10^{-6} \cdot p'^3 - 3 \cdot 10^{-4} \cdot p'^2 + 0,0166 \cdot p' + 1,01$
10	$cf = -5 \cdot 10^{-7} \cdot p'^3 + 3 \cdot 10^{-5} \cdot p'^2 + 0,0025 \cdot p' + 0,9993$
20	$cf = -5 \cdot 10^{-7} \cdot p'^3 + 3 \cdot 10^{-5} \cdot p'^2 + 0,0002 \cdot p' + 1,0008$

Contenido de finos [%]	DR de confección 90% c)
1	$cf = 4 \cdot 10^{-5} \cdot p'^3 - 4,4 \cdot 10^{-3} \cdot p'^2 + 0,1856 \cdot p' + 0,9877$
5	$cf = 7 \cdot 10^{-6} \cdot p'^3 - 7 \cdot 10^{-4} \cdot p'^2 + 0,0319 \cdot p' + 0,9953$
10	$cf = 7 \cdot 10^{-6} \cdot p'^3 - 5 \cdot 10^{-4} \cdot p'^2 + 0,0122 \cdot p' + 0,9989$
20	$cf = 6 \cdot 10^{-8} \cdot p'^3 - 2 \cdot 10^{-6} \cdot p'^2 + 0,0009 \cdot p' + 1,001$

Respecto a la información entregada por el cambio volumétrico de las consolidaciones isotrópicas, se hace referencia a los resultados obtenidos por Nakata (2001), Figura 6, de la revisión bibliográfica de este estudio. En esta figura se muestra un punto de fluencia que

debiese indicar el comienzo de rotura de partículas, en el plano $e-p'$, indentificando un brusco aumento en la compresibilidad del material. Este punto de fluencia tan marcado no se evidencia en los resultados, en escala logarítmica ni aritmética, de las consolidaciones isotropas en el rango de presiones de confinamiento alcanzadas en este trabajo. Esto sugiere que la existencia de rotura de partículas no necesariamente provoquero un cambio de pendiente significativo en los graficos que muestran el cambio de índice de vacios con la presión media efectiva.

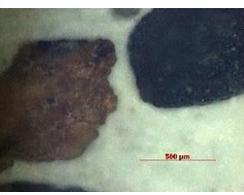
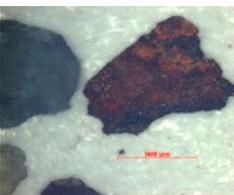
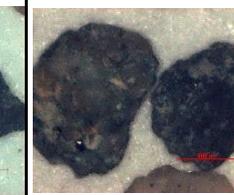
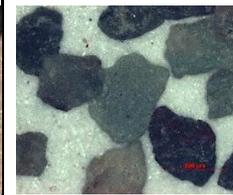
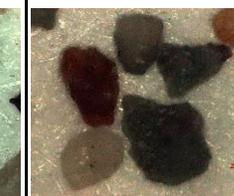
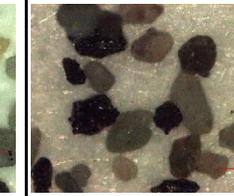
Al digitalizar los datos mostrados en la *Figura 6*, se observa que el punto de fluencia visto es un efecto de escala y no un cambio repentino en la compresibilidad del material. Lo anterior se evidencia al graficar los mismos resultados en escala aritmética, donde no se observa un cambio de pendiente marcado que pudiese indicar el inicio de rotura de partículas.



Complementando el análisis de rotura de partículas de arenas de relave en el rango de presiones estudiado, en las *Tabla 9*, *Tabla 10*, *Tabla 11*, *Tabla 12*, *Tabla 13* y *Tabla 14* se muestran las microscopias por tamiz, para las consolidaciones isotropas llevadas hasta una presión de confinamiento de 20 kgf/cm^2 y 50 kgf/cm^2 y para la arena sin ensayar. Lo anterior con el fin de cuantificar e identificar visualmente la rotura para estos dos niveles de tensión con las imágenes de microscopía de los granos de arena. Estas tablas exponen, también, los valores de cantidad de finos final con respecto a la cantidad de arena de la muestra y el valor del factor de rotura B_{10} , para cada nivel tensional.

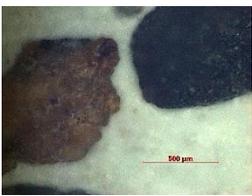
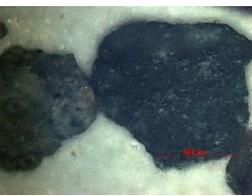
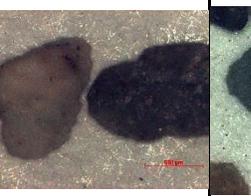
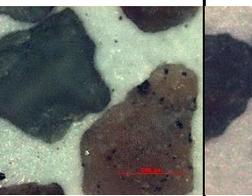
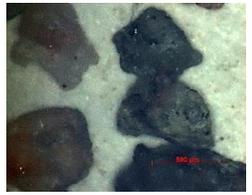
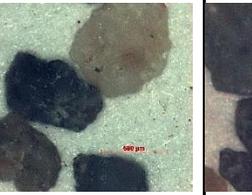
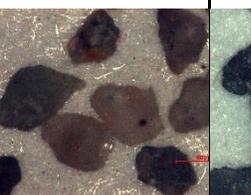
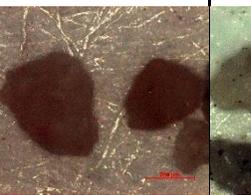
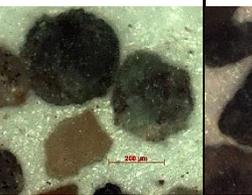
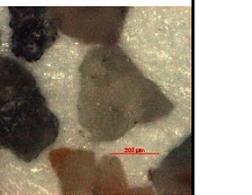
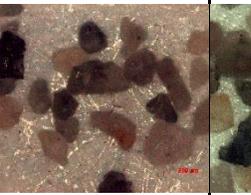
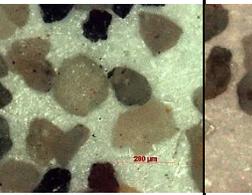
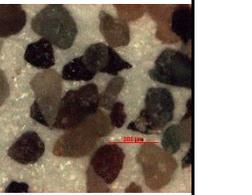
15% DR de confección hasta una presión media efectiva $p' = 20 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 9 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 15% hasta una presión media efectiva de 20 kgf/cm^2 .

Tamiz	Relave sin ensayar	1% CF	5% CF	10% CF	20% CF
#30					
#40					
#50					
#100					
#200					
CF final [%]	-	2,11	5,66	10,57	20,26
B10 [-]	-	0,018	0,019	0,015	0,0107

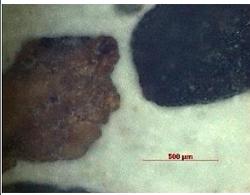
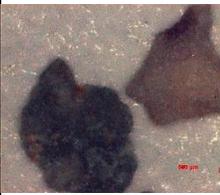
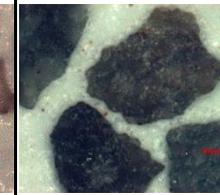
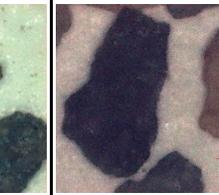
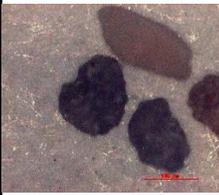
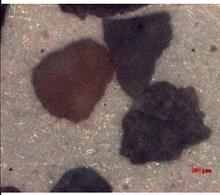
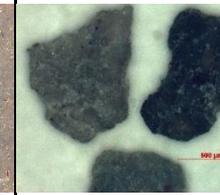
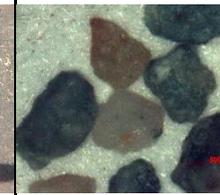
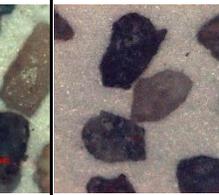
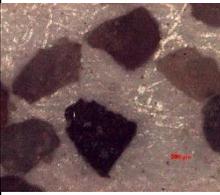
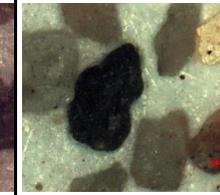
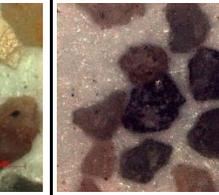
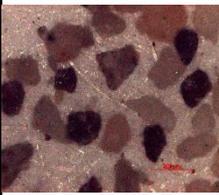
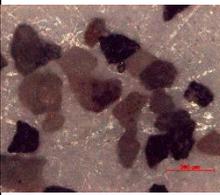
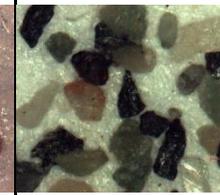
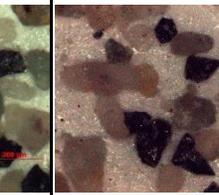
15% DR de confección hasta una presión media efectiva $p' = 50 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 10 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 15% hasta una presión media efectiva de 50 kgf/cm^2 .

Tamiz	Relave sin ensayar	1% CF	5% CF	10% CF	20% CF
#30					
#40					
#50					
#100					
#200					
CF final [%]	-	3,63	7,23	11,06	20,48
B10 [-]	-	0,07	0,045	0,031	0,02

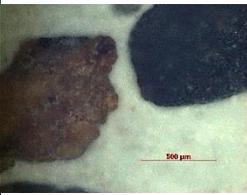
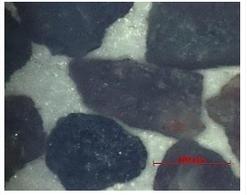
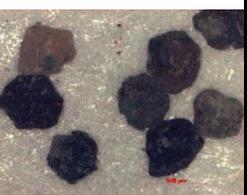
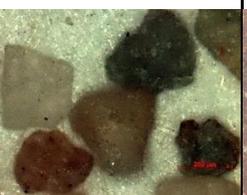
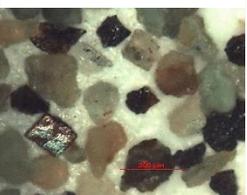
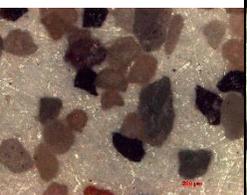
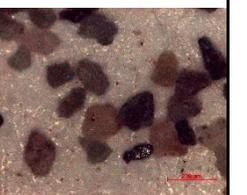
65% DR de confección hasta una presión media efectiva $p' = 20 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 11 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 65% hasta una presión media efectiva de 20 kgf/cm^2 .

Tamiz	Relave sin ensayar	1% CF	5% CF	10% CF	20% CF
#30					
#40					
#50					
#100					
#200					
CF final [%]	-	2,85	6,14	10,73	20,27
B10 [-]	-	0,05	0,038	0,021	0,011

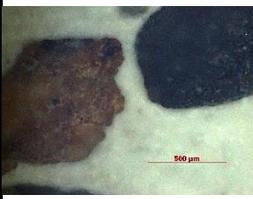
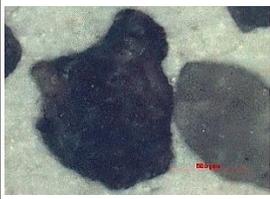
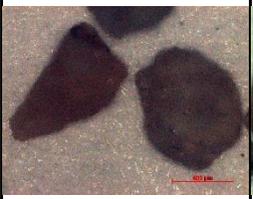
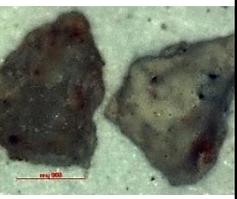
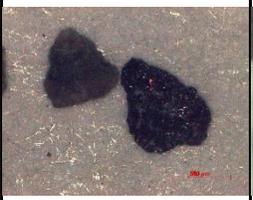
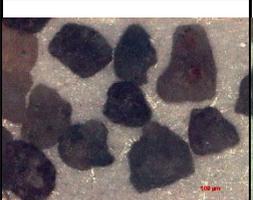
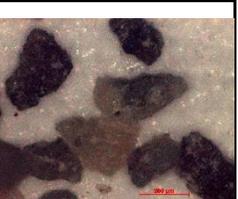
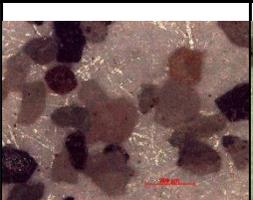
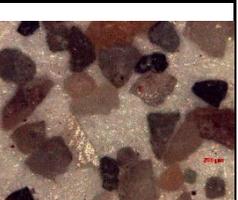
65% DR de confección hasta una presión media efectiva $p' = 50 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 12 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 65% hasta una presión media efectiva de 50 kgf/cm^2 .

Tamiz	Relave sin ensayar	1% CF	5% CF	10% CF	20% CF
#30					
#40					
#50					
#100					
#200					
CF final [%]	-	3,98	7,39	11,58	20,87
B10 [-]	-	0,075	0,071	0,047	0,035

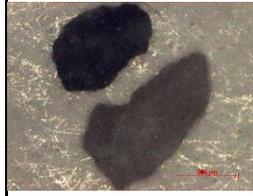
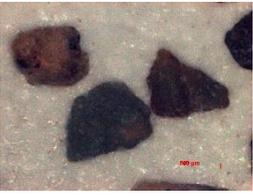
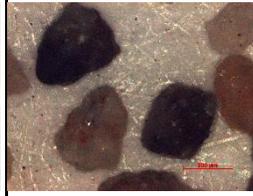
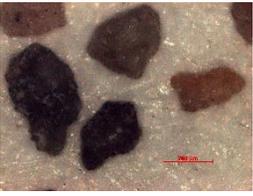
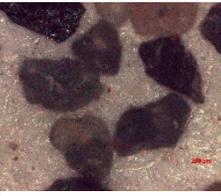
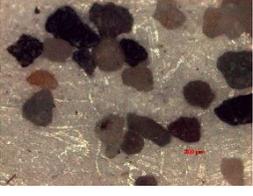
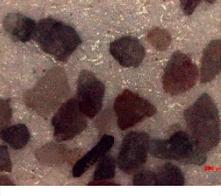
90% DR de confección hasta una presión media efectiva $p' = 20 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 13 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 90% hasta una presión media efectiva de 20 kgf/cm^2 .

Tamiz	Relave sin ensayar	1% CF	5% CF	10% CF	20% CF
#30					
#40					
#50					
#100					
#200					
CF final [%]	-	4,4	7,32	11,29	20,35
B10 [-]	-	0,053	0,047	0,046	0,015

90% DR de confección hasta una presión media efectiva $p' = 50 \text{ kgf/cm}^2$.

Tabla 14 Comparación de microscopías para arenas de relave sin ensayar y con diferentes dosificaciones de contenido de finos, ensayadas a una densidad relativa de confección de 90% hasta una presión media efectiva de 50 kgf/cm^2

Tamiz	Relave sin ensayar	1% CF	5% CF	10% CF	20% CF
#30					
#40					
#50					
#100					
#200					
CF final [%]	-	5,63	8,54	12,97	21,14
B10 [-]	-	0,125	0,109	0,089	0,045

5.5. DISCUSION

5.5.1. VARIACIÓN DEL INDICE DE VACIOS DURANTE CONSOLIDACIÓN

5.5.1.1. ENSAYO DE ÍNDICES DE VACÍOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS

El programa experimental incluye 48 ensayos de consolidación isótropa, variando el contenido de finos de las muestras, la densidad relativa de confección y la presión de confinamiento final de cada ensayo de consolidación isótropa. Además, se realizaron ensayos de índices de vacíos máximos y mínimos, en la misma arena de relave para diferentes dosificaciones de contenido de finos con respecto a su cantidad de masa de arena.

Al comparar los resultados de los ensayos de densidad máxima y mínima, para las arenas de relave con un contenido de finos de 1%, 5%, 10% y 20%, mostrados en la *Figura 25*, se observan dos tendencias diferentes para las curvas de e_{max} y e_{min} . La curva conformada por los estados más sueltos tiende inicialmente a decrecer hasta un contenido de finos de 30% con respecto a su contenido de arena, llega a un valor mínimo $e_{max}=1.082$, luego de esto tiende a aumentar. Esto concuerda con el comportamiento de arenas naturales con finos no plásticos visto por (P. V. Lade et al., 1998). El observó que el índice de vacíos máximo disminuye inicialmente hasta un porcentaje entre $cf=20\% - 40\%$, para luego aumentar, como se observa en la *Figura 14* de la revisión bibliográfica de este trabajo. Esto se debe a que los finos estarían inicialmente acomodándose en los espacios vacíos entre las partículas de arena, disminuyendo así el índice de vacíos. Lo anterior ocurre hasta que las partículas de finos comienzan a ubicarse en los espacios vacíos entre las partículas de arena, separándolas y aumentando nuevamente el índice. Esto concuerda con lo visto en la literatura técnica, *Figura 13*, donde los finos se acomodan como una estructura meta-estable entre los contactos de las partículas de arena (Yamamuro & Covert, 2001), separando las arenas y provocando un aumento en e_{max} .

Al analizar la curva conformada por los estados más densos, se observa que es decreciente para todos los porcentajes de finos analizados. Esto se debe a que, por la naturaleza angulosa de las partículas de arena de relave y la alta energía de compactación, los finos tenderían a acomodarse en los espacios vacíos entre las arenas, siempre disminuyendo el índice, *Figura 39*. Otro factor influyente es que la naturaleza angular de las partículas de arena también está presente en los finos, existiendo grandes espacios entre partículas finas, que ayudaría al reordenamiento de estas dentro de los espacios entre el esqueleto granular, para una misma energía de compactación. Esta naturaleza angular de los finos se muestra en la *Figura 36*.



Figura 36 Microscopía del material fino de la arena de relave del tranque El Torito (escala 100 μm).

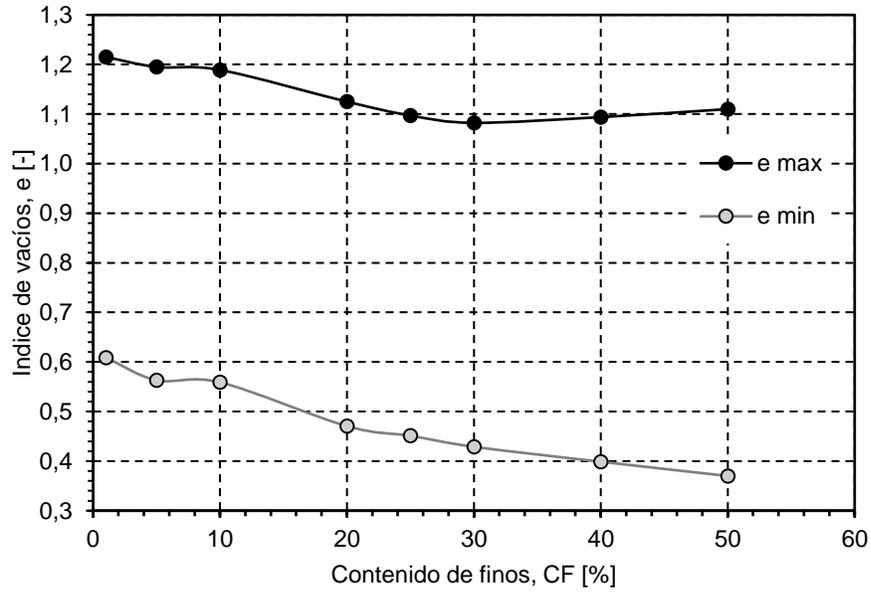


Figura 37 Índice de vacíos para los estados más sueltos y más densos de la arena de relave con diferentes porcentajes de contenido de finos.

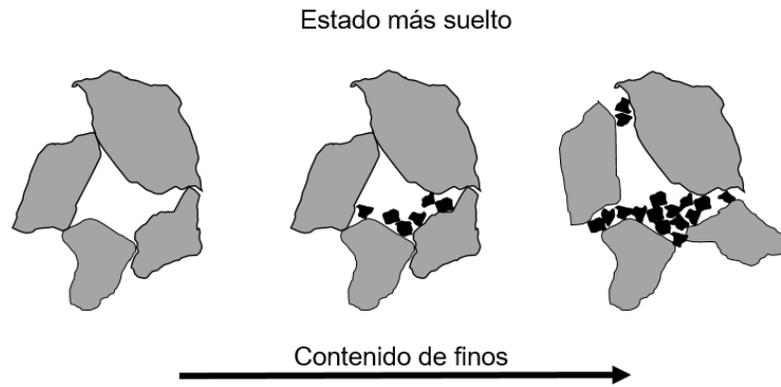


Figura 38 Esquema del mecanismo de ordenamiento del estado más suelto para la arena de relave al aumentar su contenido de finos.

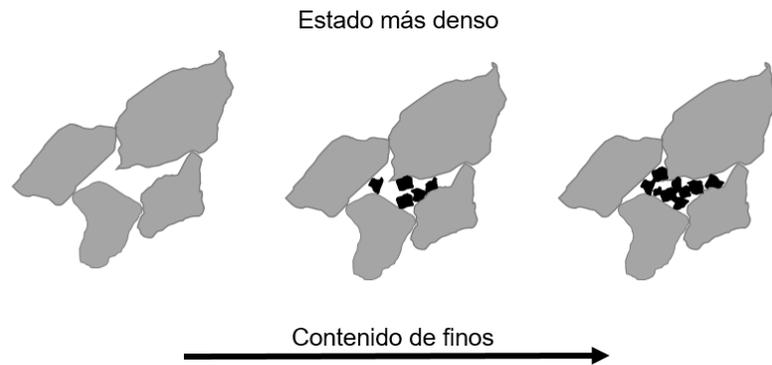


Figura 39 Esquema del mecanismo de ordenamiento del estado más denso para la arena de relave al aumentar su contenido de finos.

5.5.1.2. CONSOLIDACIONES ISÓTROPAS

Las *Figura 26* y *Figura 27*, muestran una amplia región de estados posibles de índices de vacíos para todas las arenas estudiadas. Esto se debe a la naturaleza irregular angulosa de estas arenas, que permite formar estructuras con índices de vacíos mayores en comparación con una arena redondeada, como se muestra en la *Figura 40*. Lo anterior hace que se generen estructuras granulares con mayores espacios entre partículas y por ende una mayor capacidad de ordenamiento al ser consolidada. Se observa en estas imágenes, que para los ensayos realizados a densidades relativas de 90%, llevadas por sobre los 20 kg/cm^2 de presión de confinamiento, se alcanzan índices de vacíos menores al valor mínimo obtenido en los ensayos de densidad máxima, para todos los contenidos de finos analizados. El hecho de que esto suceda para todas las arenas estudiadas, sugiere que, a niveles de tensión elevados, sea posible alcanzar estados de ordenamientos de partículas más compactas, no alcanzables con los métodos estandarizados de compactación que determinan el índice de vacíos mínimo. Este efecto, combinado con el aumento del contenido de finos de la muestra, producto de la rotura de los cantos angulosos, haría que se obtenga un e_{\min} menor en relación al e_{\min} de la arena al inicio del ensayo. Pudiendo lograrse estados más compactos que el mínimo entregado por el ensayo de densidad máxima utilizando el método japonés (JSSMFE) normado.

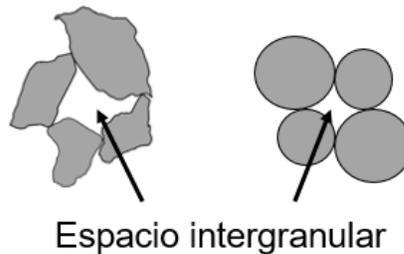


Figura 40 Esquema que muestra la diferencia en tamaño del espacio entre partículas para dos arenas con naturaleza diferente de forma de partículas.

Como se menciona en la presentación de resultados, las *Figura 26* y *Figura 27* muestran un cambio de pendiente en la curva de consolidación en escala logarítmica por sobre los 10 kg/cm^2 . Esta pendiente varía en función de la densidad y contenido de fino de las muestras, lo que sugiere diferencias en la compresibilidad que depende de estos factores en las probetas ensayadas.

Los resultados presentados en las curvas de consolidación normalizadas por el índice de vacíos inicial, muestran que, para el estado más suelto, *Figura 28*, existe una mayor variación del índice de vacíos, para todos los estados tensionales, al aumentar el contenido de finos. Comparando la arena con 20% de contenido de finos con la arena de 1% de finos, existe un 10% de diferencia entre el índice de vacíos final con el índice de vacíos inicial en ensayos de consolidación hasta 50 kg/cm^2 . Esta diferencia se va haciendo cada vez menos notoria al aumentar la densidad relativa de confección de las muestras, *Figura 29* y *Figura 30*. Esto se podría explicar debido a que, para los estados más densos, los finos se acomodarían entre la estructura granular, con una meta-estructura ya desplazada, acomodada y estable, que no

aportaría en el reordenamiento de las partículas de arena, incluso restringiendo el cambio. Al analizar la *Figura 31, (c)*, donde se muestra el cambio de índice de vacíos del esqueleto granular, se corrobora este hecho, exhibiendo también un aumento en la rigidez volumétrica, mostrando menores deformaciones del esqueleto de arena, para los estados más densos al aumentar el contenido de finos. Lo anterior se explica debido a que los finos, ya movilizados en una estructura más estable, impedirían el reacomodo de las partículas de arena. En esta misma imagen se debe destacar que se observa que el índice de vacíos del esqueleto granular tiende a aumentar levemente para luego decrecer, en intervalos marcados. Lo anterior sucede debido a que existe un crecimiento lineal interpolado de intervalos conocidos de contenido de finos. Esto hace que aparentemente aumente el índice de vacíos inter granular, pero lo que sucede es que existe una deformación volumétrica imperceptible para la sensibilidad del equipo (0.5 ml). Al alcanzarse la deformación mínima perceptible se produce la disminución en salto del índice de vacíos del esqueleto granular vista en el gráfico (c).

Para los estados más sueltos, los finos tendrían gran influencia en la compresibilidad del material, con una meta-estructura que aportaría en el reordenamiento de las partículas de arena, *Figura 31 y Figura 41, (a)*. Este hecho también se observa en la *Figura 28*, donde se aprecia un aumento de la compresibilidad del esqueleto granular al aumentar el contenido de finos de las muestras. Esto debido a que las partículas de finos tenderían a desplazarse hacia los espacios vacíos entre partículas de arena al ser consolidadas, *Figura 41*.

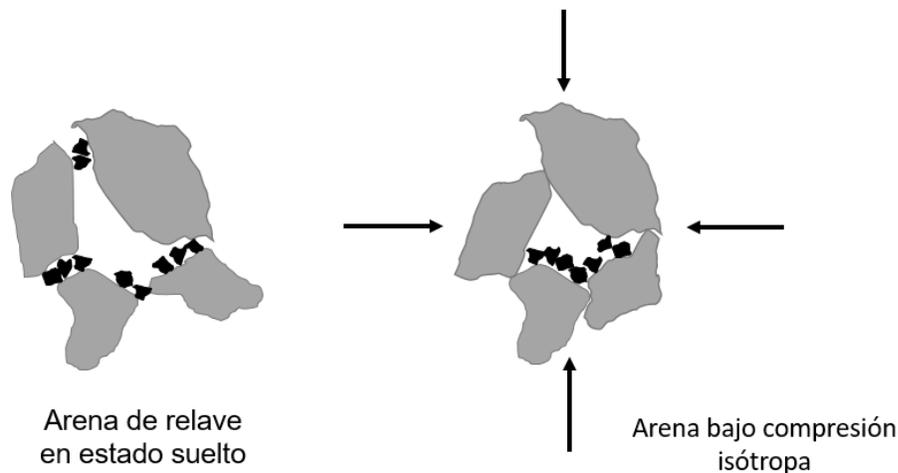


Figura 41 Mecanismo de meta-estructura movilizada para estados sueltos de arena de relave al ser consolidada

Con el fin de cuantificar la compresibilidad de estas arenas a altas presiones, por sobre los 10 kgf/cm^2 , con diferentes dosificaciones de contenido de finos, se propone el coeficiente de compresión, C_{c10} . Este parámetro lo definimos como la pendiente de la recta entre el punto que define el índice de vacíos a $p' = 10 \text{ kgf/cm}^2$ y el punto que define el índice de vacíos a $p' = 50 \text{ kgf/cm}^2$ en el plano $e\text{-log } p'$ en los ensayos de consolidación isotrópica. Este parámetro se define con la ecuación número (7), de esta manera no se toma en consideración los grandes cambios volumétricos que se producen en este tipo de arenas a bajas presiones de confinamiento. En la *Figura 42* se muestran los valores del coeficiente de compresión para la arena de relave con diferentes dosificaciones de contenido de finos ensayadas hasta 50 kg/cm^2 , para las densidades de confección de 15%, 65% y 90%.

$$C_{c10} = \frac{e_{50} - e_{10}}{\log(p'_{50}) - \log(p'_{10})} \quad (7)$$

La *Figura 42* muestra que existe un aumento gradual de la compresibilidad para las muestras con los estados más sueltos, al aumentar su cantidad de finos. Lo que concuerda con lo visto en la *Figura 28*, donde se aprecia un aumento de la diferencia del índice de vacíos con respecto al índice de vacíos inicial, en consolidación, al aumentar la cantidad de finos. Lo que se explica por la existencia de una meta-estructura formada por las partículas finas, que ayudaría al reacomodo de las partículas de arena, al trasladarse hacia los espacios entre partículas. Para el caso de la densidad relativa de 65%, el aumento de los finos no tiene influencia en la compresibilidad, no presentándose una diferencia en el parámetro C_{c10} al aumentar la cantidad de finos, *Figura 42*.

Finalmente, para el caso de las densidades relativas de 90%, los resultados muestran un aumento en la rigidez volumétrica, presentándose cada vez menores variaciones en el índice de vacíos al aumentar el contenido de finos de las muestras. Esto concuerda con lo postulado anteriormente, los finos para estados más densos, ya estarían acomodados entre los espacios de las partículas de arena, haciendo que la tendencia del cambio volumétrico esté controlada por la estructura de arena. Los finos ya acomodados entre los espacios inter-granulares tenderían a restringir el movimiento de las partículas más grandes, lo que explica el leve aumento en la rigidez volumétrica.

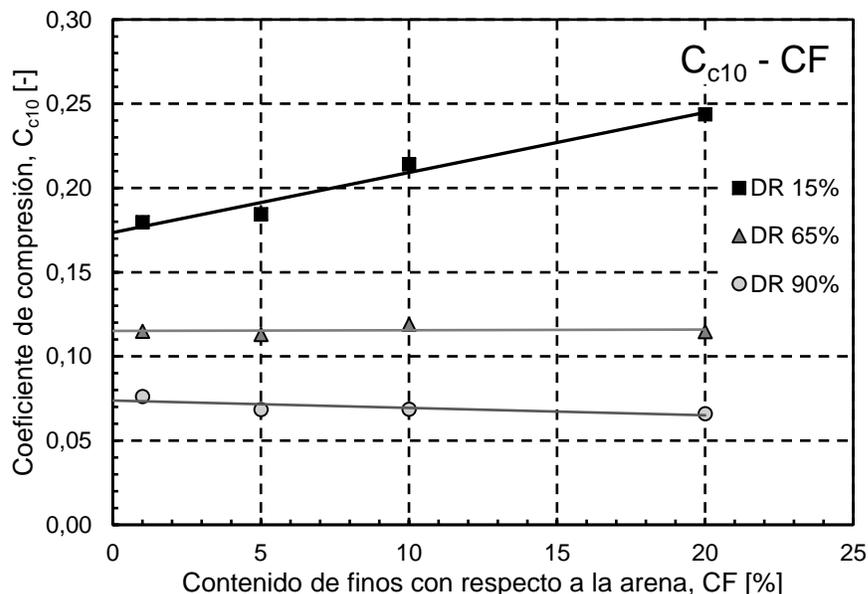


Figura 42 Variación del coeficiente de compresión C_{c10} , para p' mayor a 10 kgf/cm^2 al aumentar la cantidad de finos para densidades relativas de 15%, 65% y 90% de arena de relave.

Para contrastar la tendencia vista por el parámetro C_{c10} , cuando se aumenta la cantidad de finos de las muestras, se utilizó el coeficiente de compresibilidad volumétrica m_v . Este parámetro es usado para medir la compresibilidad de un material granular y se determina a

través de la ecuación número (8). Utiliza la deformación volumétrica de las muestras, por lo que considera deformaciones totales y no solo verticales. En la *Figura 43*, se muestra la variación del coeficiente de compresibilidad volumétrica al aumentar la presión de confinamiento en ensayos de consolidación isótropa llevados a $p' = 50 \text{ kg/cm}^2$. Las muestras ensayadas son confeccionadas a diferentes densidades relativas (DR=15%, 65% y 90%), y con diferentes dosificaciones de contenido de finos con respecto a su contenido de arena.

$$\Delta m_v = \frac{(e_{i+1} - e_i)}{(1 + e_0) * (p'_{i+1} - p'_i)} \quad (8)$$

Donde:

e : Índice de vacíos.

p' : Presión media efectiva.

e_0 : Índice de vacíos inicial.

La *Figura 43* muestra que, para los estados más sueltos, las curvas con mayor contenido de finos tienen mayores valores del coeficiente de compresibilidad volumétrica para todo el rango de presiones y esto concuerda con la información observada en la *Figura 28*. Esta diferencia no se observa de forma tan notoria para los estados más densos de la *Figura 43* b) y c), donde el coeficiente de compresibilidad volumétrica es muy similar para todos los contenidos de finos analizados, lo que concuerda con los resultados obtenidos en la *Figura 29* y *Figura 30*, que muestra cómo al aumentar la cantidad de finos en muestras densas, la densidad relativa tendría un efecto dominante en la compresibilidad por sobre el contenido de finos. Lo anterior concuerda con lo visto por el parámetro C_{c10} mostrado en la *Figura 42*.

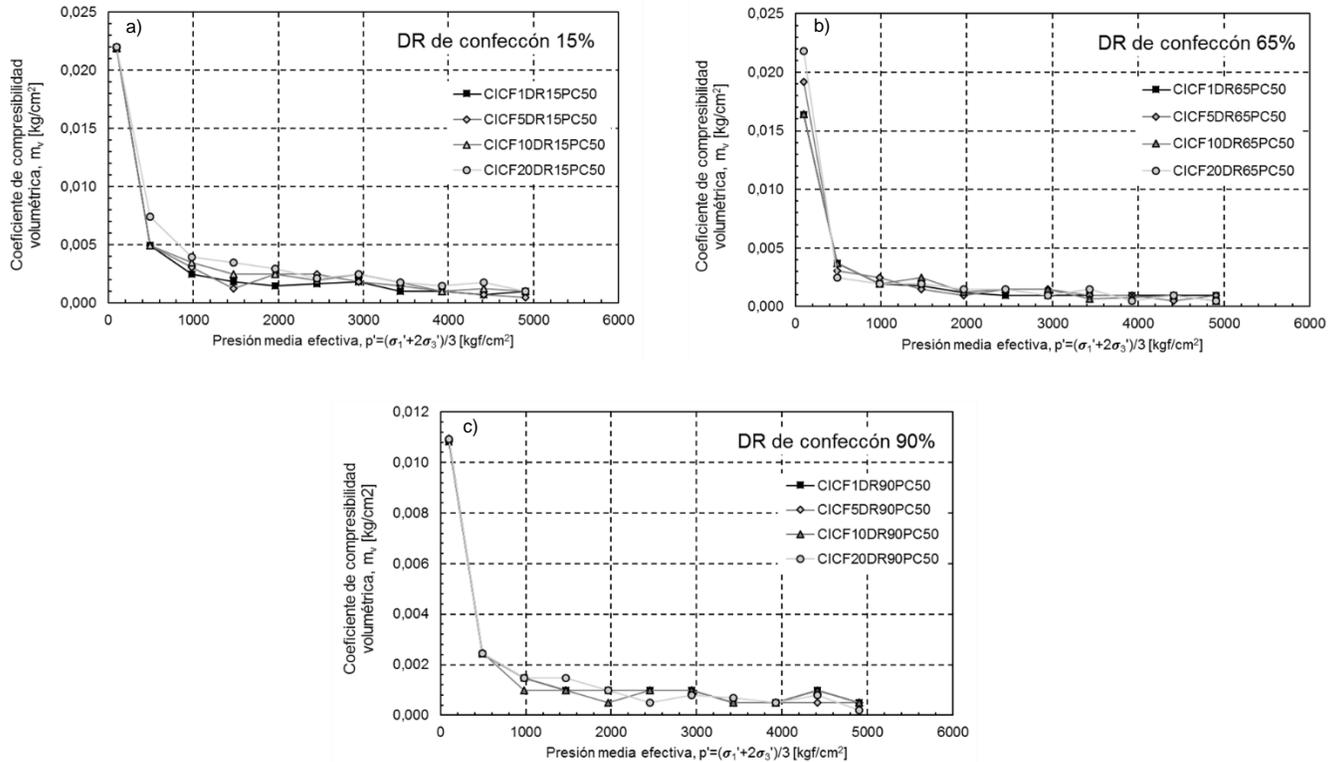


Figura 43 a) Variación del coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v) de las arenas de relave de densidad relativa 15%, 65% y 90% con contenido de finos 1%, 5%, 10% y 20%.

Los resultados obtenidos por los dos parámetros usados para medir la compresibilidad de las muestras ensayadas sugieren que: Para estados de confección más densos, la influencia de la meta-estructura que contribuye al reordenamiento de las partículas de arena en los estados sueltos, ya se habría acomodado en una condición más estable. Por lo que, la compresibilidad para estados densos, estaría dominada por la estructura de las partículas de arena y el reordenamiento de los finos entre estas partículas. Además, se destaca que, para todas las densidades relativas, *Figura 43*, se observan grandes aumentos en la rigidez volumétrica hasta una presión de confinamiento de 10 kg/cm^2 , lo que evidencia un gran cambio volumétrico para presiones de confinamiento bajas. Por lo tanto, confirma la idea de definir el parámetro C_{c10} para presiones por sobre 10 kg/cm^2 y así no considerar la gran variación de deformación volumétrica inicial.

El trabajo por unidad de volumen es un parámetro que ha sido utilizado en otros estudios para dar un mejor análisis a los resultados de ensayos odométricos en arcillas (Becker, Crooks, Been, & Jefferies, 1987). La relación entre el trabajo y el esfuerzo efectivo, usando escala aritmética, puede ser aproximada usando relaciones lineales, identificando cambios de pendiente significativos en el espacio $W-p'$. Obteniendo así información más precisa sobre el esfuerzo de pre consolidación. La *Figura 44* muestran el trabajo por unidad de volumen, calculado con la ecuación número (9), para los datos de las consolidaciones isotrópicas llevadas hasta una presión de confinamiento de 50 kg/cm^2 . Esto para las todas las densidades relativas de confección estudiadas (DR=15%, 65% y 90%). Para cada densidad se analizan la variación del trabajo por unidad de volumen al aumentar la presión media efectiva para diferentes dosificaciones de contenido de finos.

$$\Delta W = \frac{(p'_i + p'_{i+1}) * (e_i - e_{i+1})}{2 * (1 + e_0)} \quad (9)$$

Donde:

e : Índice de vacíos.

p' : Presión media efectiva.

e_0 : Índice de vacíos inicial.

Se observa en la *Figura 44* que, para el estado más suelto, se obtienen valores mayores de trabajo por unidad de volumen al aumentar la cantidad de finos con respecto a la cantidad de arena en 1%, 5%, 10% y 20%. Para la muestra con un 1% de contenido de finos se obtiene un valor de trabajo de $W = 19573 \text{ kJ/m}^3$, mientras que, para la muestra con contenido de finos de 20% se tiene un valor de trabajo de $W = 24138 \text{ kJ/m}^3$. Esto concuerda con los resultados vistos en el análisis de la compresibilidad del material, al ser más compresible una arena con más finos, estas tienen mayores deformaciones, por ende, mayores valores de trabajo por unidad de volumen, a una misma presión de confinamiento. Como se expuso anteriormente, los finos influyen en la compresibilidad con una estructura meta-estable. No así para densidades relativas altas, donde el efecto de la densidad relativa implica una mayor rigidez volumétrica que domina por sobre el efecto del contenido de finos. Esto se observa en las curvas de trabajo para la densidad de 90%, al aumentar el contenido de finos, existe un aumento en la rigidez volumétrica, disminuyendo la compresibilidad, *Figura 44 (c)*, por lo que exhiben valores menores de trabajo por unidad de volumen para la muestra con más contenido de finos.

Al comparar los valores de trabajo de consolidación de la arena natural de Ottawa con las arenas de este estudio, para los estados más sueltos y más densos, la arena de relave muestra valores mayores de trabajo en comparación con la arena de Ottawa para todo el rango de presiones. Esto concuerda con que la arena de relave sea más compresible que la arena de Ottawa para todas las densidades, como se ve en la *Figura 44 (a) y (c)*.

Al relacionar las curvas de trabajo por unidad de volumen con la rotura de partículas, se esperaría que existiese un cambio de pendiente significativo en el plano $W-p'$, evidenciando rotura de partículas explosiva, como ocurre con arenas naturales al ser sometidas a altas presiones en ensayos monótonos (Maureira, 2012). Esto no sucede para las arenas de relave en el rango de presiones de confinamiento estudiadas, donde más bien se observa un crecimiento paulatino de las curvas de trabajo para todas las densidades relativas sin cambios de pendiente significativos. La ausencia de este cambio brusco de pendiente sugiere que la rotura de partículas es gradual al aumentar la presión de confinamiento y se relacionaría con el pulido de los cantos angulosos característicos de esta arena. Un mecanismo similar se observa para la arena de Ottawa en consolidación isótropa, esta no presenta rotura en el rango de presiones estudiado.

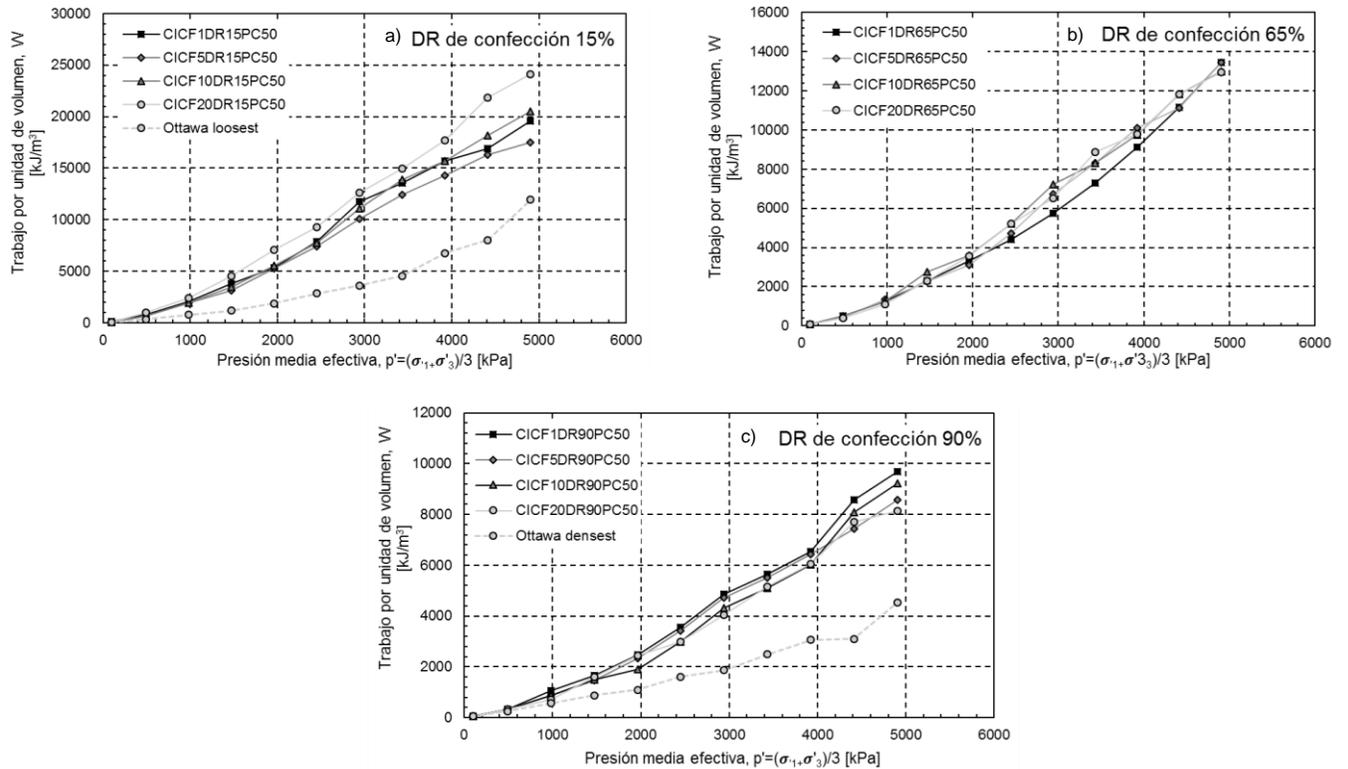


Figura 44 Variación del trabajo por unidad de volumen (W) para la arena de relave con diferentes contenidos de finos ($cf=1\%$, 5% , 10% y 20%), para una densidad relativa de confección de 15% , 65% y 90% .

Siguiendo con lo anterior, la *Figura 45* muestra el trabajo por unidad de volumen W , necesario para alcanzar distintos niveles de rotura de partículas, dado por el parámetro de rotura ($B_{10}=0.005, 0.01, 0.02$), para las diferentes dosificaciones de contenido de finos ($cf=1\%$, 5% , 10% y 20%). Estos resultados indican que el trabajo necesario para alcanzar un mismo nivel de rotura, siempre es mayor para la arena suelta ($DR=15\%$), esto para todos los niveles de rotura, (a), (b) y (c). Lo anterior se explica debido a que estas arenas en estados sueltos son capaces de tener grandes deformaciones sin mostrar rotura de cantos angulosos, lo que resulta en grandes valores de trabajo producto a la mayor deformación y mayor presión de confinamiento. En el caso de las arenas densas ($DR=90\%$) la rotura comienza antes y a presiones de confinamiento menores, es por esto que alcanzan valores de trabajo menores para alcanzar un mismo nivel de rotura.

En muestras densas, donde el reacomodo de partículas ya se encuentra limitado, sería posible atribuir que el trabajo que se produce sea solo de deformación producto de rotura, mientras que para las muestras sueltas ($DR=15\%$), el trabajo producido vendría de una combinación entre la rotura de partículas y el reacomodo de estas. Esto sugiere que sería posible separar el trabajo producido por la rotura de partículas comparando la energía producida por las muestras más densas con las muestras más sueltas.

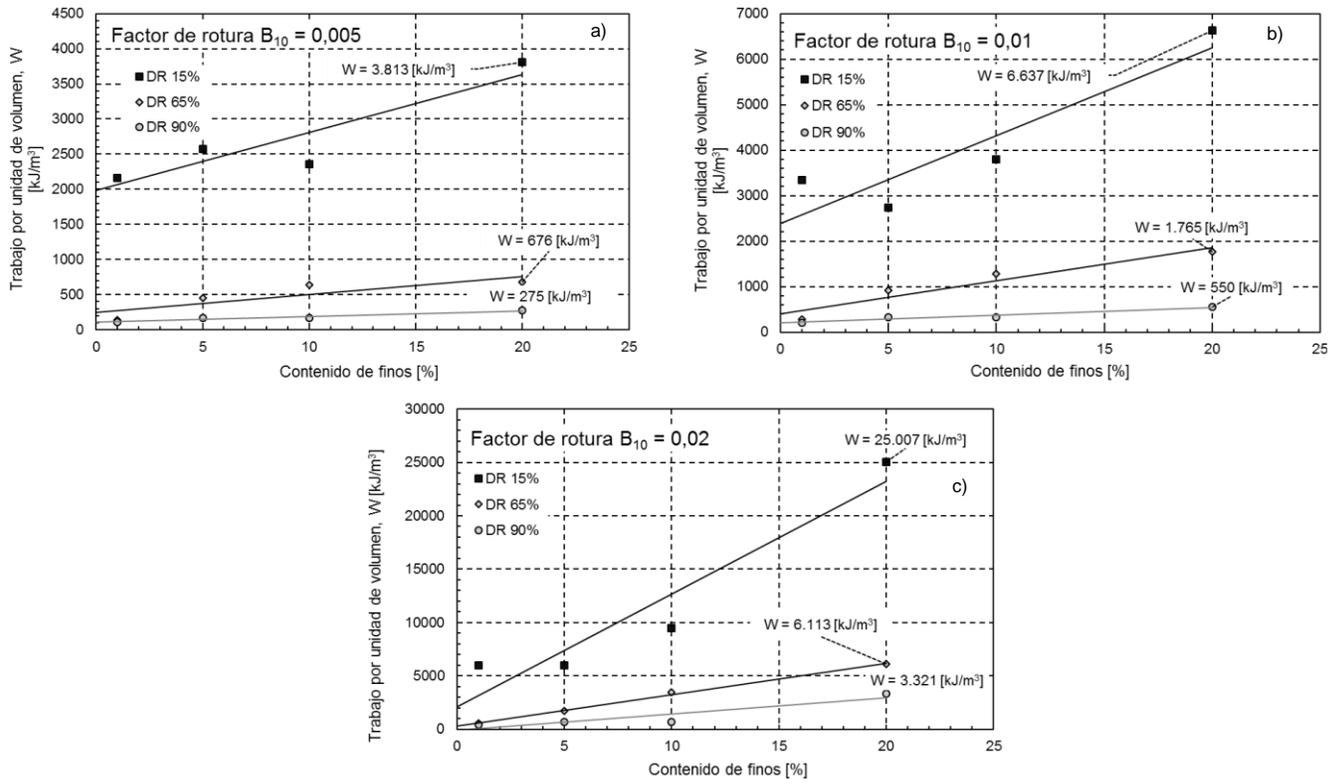


Figura 45 Trabajo por unidad de volumen necesario para que se alcancen distintos niveles de rotura ($B_{10}=0.5\%$, 1% y 2%), para diferentes contenidos de finos ($cf=1\%$, 5% , 10% y 20%).

5.5.2. ROTURA DE PARTICULAS

La información obtenida por las granulometrías realizadas post ensayos de consolidación se presentan en la *Figura 33*, donde se muestra que la diferencia entre curvas inicial y final es más notoria para las consolidaciones isotrópicas con contenido de finos de 1%, (a). Al aumentar la cantidad de finos esta diferencia se hace cada vez menor. Esta tendencia sugiere que la presencia de finos tiende a disminuir el nivel de rotura.

Para analizar la influencia que tiene la densidad relativa de confección de las muestras en la rotura, se comparó la diferencia entre las granulometrías pre y post consolidación, usando el factor de rotura de partículas B_{10} , *Figura 34*. Se observa que se alcanzan mayores valores de rotura al aumentar la densidad relativa de confección de las probetas ensayadas. Esto concuerda con los resultados obtenidos por Solans (2010) y Maureira (2012), en el mismo tipo de arena, pero con un diferente contenido de finos. En estos trabajos se explica que la naturaleza angulosa de las arenas de relave permite un estado suelto con grandes espacios entre las partículas de arena, lo que da como resultado una gran capacidad de reordenamiento sin que se comiencen a romper los cantos angulosos. Este comportamiento es contrario a lo visto en la literatura técnica en arenas naturales en los trabajos realizados por Lade & Bopp (1997) y Hardin (1985).

Las *Figura 34* (b) y (c), muestran que para las densidades relativas de DR=65% y DR=90%, se observa un aumento considerable de la rotura para las probetas con 1% de contenido de finos a 10 kg/cm^2 de presión de confinamiento. De manera diferente sucede para la muestra confeccionada a una densidad relativa de 15%, en el que el valor del factor de rotura aumenta paulatinamente, casi no evidenciando rotura inicialmente, como se muestra en la *Figura 34*, (a). Esto sugiere que, para estados más sueltos existirá más espacio para el reacomodo de partículas retardando la rotura de los cantos angulosos.

En relación al efecto que tiene el aumento del contenido de finos con respecto a la cantidad de arena de las muestras, *Figura 34*, es posible ver que, para todas las densidades estudiadas, al aumentar el contenido de finos se obtiene valores menores del factor de rotura de partículas, B_{10} . Lo que puede deberse a que los finos, por una parte, ayudarían al reordenamiento de partículas para las muestras más sueltas, retardando inicialmente la rotura de los cantos angulosos. Sería la influencia de una meta-estructura (Yamamuro & Covert, 2001), en el que los finos mejorarían el reordenamiento de las partículas al acomodarse entre los espacios intergranulares. Por otra parte, para el caso de las muestras confeccionadas a una densidad relativa de DR=65% y DR=90%, donde la meta-estructura ya se encuentra desplazada en una estructura más estable, el aumento del contenido de finos aumentaría la superficie de contacto entre partículas. Este aumento en la superficie de contacto entre partículas provoca que se distribuyan mejor las tensiones efectivas entre las partículas de arena, disminuyendo la rotura de los cantos angulosos.

La *Figura 35* muestra la variación que tiene contenido de finos, con respecto al total de la muestra, para todas las densidades relativas estudiadas, al aumentar la presión de confinamiento. Se observa que para la arena lavada (cf=1%), existe una mayor variación en relación a las muestras con mayor contenido de finos inicial, para todas las densidades relativas estudiadas. Lo anterior evidencia la influencia que un bajo porcentaje de finos no plásticos tienen en el proceso de pulido de los cantos angulosos de estas arenas. Se debe destacar también que el proceso de rotura comienza antes para las probetas de densidades de 65% y 90%, en relación a las probetas sueltas, DR=15%, haciendo que las curvas de las muestras más densas tengan una pendiente marcada inicialmente para luego estabilizarse en una pendiente horizontal, indicando mayor rotura en las primeras etapas de consolidación.

Al comparar estos resultados del parámetro de rotura de partículas, B_{10} , con la variación del contenido de finos de las muestras, se observa que en varios casos los estos entregan valores diferentes. Lo anterior sucede debido a que el parámetro B_{10} cuantifica la diferencia que existe en el tamaño de la fracción mas fina de la muestra con respecto al total, mientras que el comparar la diferencia entre el contenido de finos inicial y final muestra el cambio en masa de finos. Es posible que el cambio del 10% de la fracción más fina de la muestra, dada por el parámetro B_{10} , se encuentre por sobre el tamiz numero #200, por lo que existirían cambios en el tamaño de las partículas de arena que la diferencia entre el porcentaje de finos inicial y final no contabilizaria. Lo anterior indica que los parámetros muestran una tendencia similar pero no igual. Para caracterizar rotura de cantos seria más indicado utilizar el parámetro B_{10} , pero la información entregada por el cambio del contenido de finos, dependiendo de la densidad y su contenido de finos inicial, es más útil para el diseño. En la Tabla 8 se muestran las parametrizaciones de las curvas del cambio del contenido de finos con respecto al contenido de finos inicial. Con esta información es posible tener un buen estimado de cuanto varia el contenido de finos dependiendo de la densidad relativa inicial, el contenido de finos inicial y la presión de confinamiento.

Con el fin de resumir la influencia que tiene el contenido de finos en la rotura de partículas, se propone utilizar la información obtenida de las granulometrías post ensayos, usando el área bajo la curva en plano $B_{10} - p'$, definida por la ecuación (10). Este factor resume la información de rotura de las muestras para cada nivel tensional analizado, de 0 kg/cm^2 a 50 kg/cm^2 , para las muestras con diferentes porcentajes de contenido de finos y para todas las densidades relativas de confección analizadas. La *Figura 46* muestra cómo la rotura de partículas tiende a disminuir con el aumento del contenido de finos. Esta tendencia sugiere que se produce un aumento de los contactos entre partículas al aumentar el contenido de finos, distribuyendo de mejor manera las tensiones efectivas y disminuyendo el nivel de rotura.

$$\Delta A_{B_{10}} = \frac{\left(\frac{p'_{i+1}}{p_{\max}} - \frac{p'_i}{p_{\max}} \right) * (B_{10 \ i+1} + B_{10 \ i})}{2} \quad (10)$$

Donde:

p' : Presión media efectiva.

B_{10} : Factor de rotura de partículas, Lade (1996).

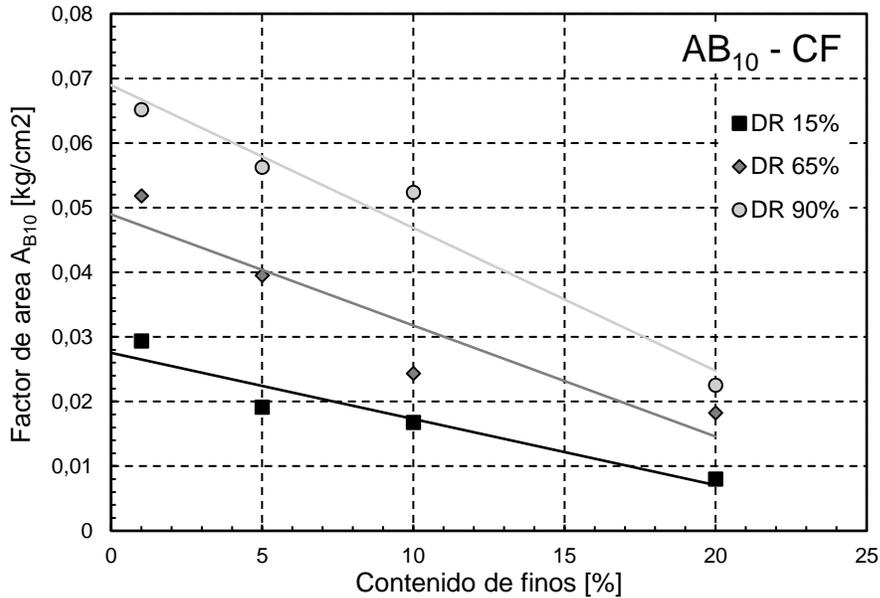


Figura 46 Factor de área B10 al variar el contenido de finos para las densidades vistas en este estudio.

La *Figura 34 c)*, muestra que los ensayos realizados en probetas de densidad relativa de confección de 90% exhibieron mayor variación del contenido de finos con respecto a la cantidad de arena de las muestras ensayadas. Se destaca que, para la arena lavada, con un 1% de contenido de finos inicial, la variación de este porcentaje fue de un 4% para la muestra más densa. Esta diferencia llega a ser de 3% para los ensayos con 10% de contenido de finos inicial y de un 1% para los ensayos de 20% de contenido de finos inicial.

Al comparar las imágenes de microscopia separadas por tamiz, de la Tabla 14, mediante inspección visual, para el ensayo que registró mayor rotura de partículas según el parámetro B_{10} , se observa una tendencia de estas a ser más redondeadas en comparación con la arena sin ensayar. Esta tendencia se observa, pero de menor manera, para el resto de los ensayos. Lo que sugiere que la rotura vista en los ensayos de consolidación corresponde a la rotura de los cantos angulosos propia de la arena de relaves. Es importante destacar que cada imagen muestra una fracción representativa de partículas, existen partículas que no sufrirán rotura y otras que si, por lo que la inspección visual no sería un método muy exacto para identificar rotura, pero si para concluir que existe un pulido de los cantos angulosos de este tipo de arenas.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

En este trabajo se presentan los resultados de ensayos de consolidación isótropa en arenas de relave lavada (con 1% de contenido de finos con respecto a la masa de arena de la muestra) y en arenas de relave con pequeñas cantidades de finos no plásticos (5%-20% con respecto a la masa de arena de la muestra). Los objetivos de este trabajo fueron: cuantificar el efecto de estos en la compresibilidad y rotura de partículas en arenas de relave y comparar los resultados con la arena de relave lavada, con un 1% de contenido de finos.

Los resultados de este programa experimental sugieren que el aumento del porcentaje de finos no plásticos influencia incrementando la compresibilidad de las arenas de relave para densidades relativas bajas. Las arenas con un 20% de contenido de finos mostraron una variación volumétrica de hasta un 10% mayor en comparación a la arena lavada. El resultado de esto se ve en una gran variación de la densidad relativa de las muestras luego del confinamiento.

La presencia de finos entre los contactos de las partículas de arena de relave en estado suelto, junto con la naturaleza angular de estas, hace que existan grandes espacios entre partículas, que facilitarían el reordenamiento al ser consolidadas. Generando cambios volumétricos importantes para todo el rango de presiones estudiadas en muestras sueltas. Lo que significa que la compresibilidad de la arena de relave, inicialmente, depende principalmente de la densidad relativa inicial y la cantidad de finos en ellas.

El contenido de finos no plásticos para muestras densas, de densidades relativas de confección de 90%, tiende levemente a disminuir la variación volumétrica de las muestras en consolidación isótropa, haciéndolas menos compresibles. Por lo que presenta cambios de densidad relativa menores para la arena con 20% de contenido de finos en comparación con la arena lavada (cf=1%).

El porcentaje de finos en estas arenas, también muestra tener influencia en la rotura de partículas en ensayos de consolidación a diferentes niveles de presión. Los resultados sugieren que, la rotura presentada en arenas de relave es cada vez mayor al aumentar la densidad relativa de confección y disminuye al aumentar el contenido de finos. Esto sucede para todas las densidades relativas estudiadas, observándose una diferencia en el parámetro de rotura B_{10} de un 6%, para la arena de relave con 20% de contenido de finos en relación a la arena lavada (cf=1%), en muestras en estado suelto (DR=15%). Este patrón también se evidencia en muestras densas (DR=90%), exhibiendo una diferencia de hasta un 8% en el cambio de la fracción más fina de la muestra, dada por parámetro de rotura B_{10} , para las muestras con 20% de contenido de finos, en relación con la arena lavada (cf=1%).

Para los estados más sueltos (DR=15%), se puede ver que el desarrollo del nivel de rotura, dado por el parámetro de rotura B_{10} , es casi nulo hasta presiones de confinamiento de 10 kg/cm^2 , alcanzando un valor máximo de 0.5% en la arena lavada (cf= 1%). Por otro lado, para las muestras más densas, confeccionadas a DR=90%, para la misma arena lavada (cf= 1%), evidencian diferencias de hasta un 5% en la fracción más fina en las muestras, dada por el parámetro de rotura B_{10} , para un mismo nivel de confinamiento de 10 kg/cm^2 . Se propone un mecanismo para explicar la baja tasa de rotura de partículas para las muestras más sueltas, a bajas presiones de confinamiento: La naturaleza angulosa de las partículas de arena tiene la capacidad de formar estructuras estables con grandes espacios entre partículas. Estos espacios le darían a este tipo de arenas una gran capacidad de reordenamiento antes de que

se produzca trabamamiento que genere rotura. Este efecto, combinado con la mejora en la distribución de esfuerzos efectivos entre partículas y al efecto positivo en el reordenamiento de partículas de arenas al agregar finos, retarda y disminuye el pulido de los cantos angulosos a presiones de confinamiento hasta 10 kgf/cm^2 .

El análisis de los resultados de este programa experimental sugiere que, el aumento del contenido de finos en arenas de relave tiene un efecto significativo en la compresibilidad para muestras sueltas, mostrando deformaciones de hasta un 10% mayores para mezclas de arena de relave con finos (20%), en comparación con arenas lavadas ($cf=1\%$). Los resultados también muestran que, para todas las densidades relativas estudiadas, el aumento del porcentaje de finos disminuye significativamente el nivel de rotura a un mismo nivel tensional, ya sea retardando la rotura al mejorar el reordenamiento entre partículas o distribuyendo de mejor manera los esfuerzos efectivos entre ellas. Respecto a lo anterior, se observa además que no existe rotura explosiva de las partículas de este tipo de arenas en el rango de presiones de consolidación isotrópica estudiado ($0 - 50 \text{ kgf/cm}^2$).

6.2. RECOMENDACIONES PARA FUTUROS TRABAJOS

El programa experimental presentado en esta investigación a provisto de nueva información del cómo afecta el contenido de finos no plásticos en la compresibilidad y rotura de partículas asociadas a altas presiones de confinamiento, mediante ensayos de consolidación isotrópica. Esta información a permitido obtener evidencia de la influencia que tienen los finos en la compresibilidad de arenas de relave depositadas de manera suelta y el cómo disminuyen el nivel de rotura en consolidación para un amplio rango de densidades relativas. Junto con esto, el estudio ha generado una variedad de interrogantes que son las ideas principales para futuros trabajos realizados en la misma línea de esta investigación experimental.

- El estudio del efecto del contenido de finos no plásticos en la rotura de partículas de arenas de relave al aplicar corte estatico en un amplio rango de presiones de confinamiento.
- Estudiar en detalle la mecánica del ordenamiento y rotura en la facrica de arenas de relave sometidas a altas presiones de confinamiento, utilizando microscopia SEM.
- Analizar la rotura de partículas de arenas de relave a presiones de confinamiento hasta 10 MPa , el doble que las alcanzadas en este estudio, para mostrar si existe rotura explosiva de los granos de este tipo de arenas.
- El efecto que tiene el contenido de finos no plásticos en arenas de relave en la respuesta a grandes deformaciones.
- Investigar un método capaz de serparar deformación producida por el reordenamiento de partículas y deformación producida por la rotura de partículas o pulido de cantos angulosos.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Becker, D. E., Crooks, J. H. a, Been, K., & Jefferies, M. G. (1987). Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 24(4), 549–564. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(88\)90194-5](https://doi.org/10.1016/0148-9062(88)90194-5)
- Been, K., Jefferies, M. G., & Hachey, J. (1991). The critical state of sands. *Géotechnique*, 41(3), 365–381. <https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.3.365>
- Campaña, J. (2011). Comportamiento de arenas de relave a altas presiones.
- Casagrande, A. (1948). Classification and identification of soils. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113, 901–930.
- Colliat-Dangus, J. L. (1988). Triaxial testing of granular soil under elevated cell pressure. *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*.
- Cubrinovski, M., & Ishihara, K. (2002). Maximum and minimum void ratio characteristics of sands, 65–78.
- Cubrinovski, M., & Rees, S. D. (2008). Effects of Fines on Undrained Behaviour of christchurch sandy soils. *PHD Theis@Canterbury Univ*, 40975(May), 1–11. [https://doi.org/10.1061/40975\(318\)91](https://doi.org/10.1061/40975(318)91)
- Dorador, L. (2010). Análisis Experimental de las Metodologías de Curvas Homotéticas y Corte en la Evaluación de Propiedades Geotécnicas de Suelos ..., (July).
- Gupta, A. K. (2009). Effect of particle size and confining pressure on breakage and strength parameters of rockfill materials. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 14 (Bund. H), 14, 1–12.
- Hagerty, M. M. (1993). One-dimensional high-pressure compression of granular media. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1, 1–18.
- Hardin, B. O. (1985). Crushing of soil particles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 10, 1177–1192.
- Holtz, W. G., & Gibbs, H. J. (1956). Triaxial Shear Tests on Pervious Gravelly Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 82(1), 1–22.
- Kenneth, L., & Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soil in anisotropic triaxial compression. *Canadian Geotechnical Journal*, 1, 68–86.
- Krumbein, W. C., and L. L. S. (1964). Stratigraphy and sedimentation.
- Lade, P. V., Liggio, C. D., & Yamamuro, J. A. (1998). Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand. *Geotechnical Testing Journal*, 21(4), 336–347. <https://doi.org/10.1520/GTJ11373J>
- Lade, P., & Yamamuro, J. (1996). Undrained Sand Behavior in Axisymmetric Tests at High Pressures. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(2), 120–129. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:2\(120\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:2(120))
- Lade, & Bopp. (1997). EFFECTS OF INITIAL DENSITY ON SOIL INSTABILITY AT HIGH PRESSURES. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(July), 671–677.

- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (2008). Soil mechanics SI version. John Wiley & Sons..pdf.
- Lee, K. L., & Seed, H. B. (1967). Drained strength characteristics of sand. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Lobo-Guerrero, S., & Vallejo, L. E. (2005). Discrete element method evaluation of granular crushing under direct shear test conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1295–1300.
- Marachi, N. D. (1969). Strength and deformation characteristics of rockfill materials. *Department of Civil Engineering, University of California*, 20–23.
- Marsal, R. (1967). Large-Scale Testing of Rockfill Materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(2), 27–43. Retrieved from <http://cedb.asce.org/cgi/WWWdisplay.cgi?14902>
- Maureira, S. (2012). RESPUESTA CICLICA DE ARENA DE RELAVES EN UN AMPLIO RANGO DE PRESIONES. *Universidad de Chile*, 1–139. Retrieved from http://www.tesis.uchile.cl/tesis/uchile/2007/celis_c/sources/celis_c.pdf
- McDowell, G. R., & Bolton, M. D. (1998). On the micromechanics of crushable aggregates. *Géotechnique*, 48(5), 667–679. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.3.315>
- Miura, N., & Yamanouchi, T. (1975). An experimental study on the particle-crushing of a sand under shear stresses. *Tech. Reps, of the Kyushu University*, 48–69.
- Nakata, Y. (1999). UNDRAINED MONOTONIC AND CYCLIC SHEAR BEHAVIOUR OF SAND UNDER LOW AND HIGH CONFINING STRESSES.
- Santamarina, J., & Cho, G. (2004). Soil behaviour: The role of particle shape. *Advances in Geotechnical Engineering. Proceedings of the Skempton Conference*, 1–14. https://doi.org/http://pmrl.ce.gatech.edu/tools/santamarina_cho_2004.pdf
- Solans, D. (2010). Equipo triaxial monótono y cíclico de altas presiones y su aplicación en arenas de relave. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Thevanayagam, S. (1998). Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124, 479–491.
- Thevanayagam, S. (2002). Undrained fragility of clean sands, silty sands, and sandy silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128, 849–859.
- Vaid, Y. P. and J. C. C. (1985). Confining pressure, grain angularity, and liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1(10), 1229–1235.
- Vargas, M. (2015). *Efecto Acoplado de la Presión de Confinamiento y el Corte Estático Inicial en la Resistencia Cíclica de Arena de Relaves. Repositorio Universidad de Chile.*
- Verdugo, R. (1996). The steady state of sandy soils, 2–3.
- Yamamuro, J. A., & Covert, K. M. (2001). Monotonic and cyclic liquefaction of very loose sands with high silt content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, 314–324.