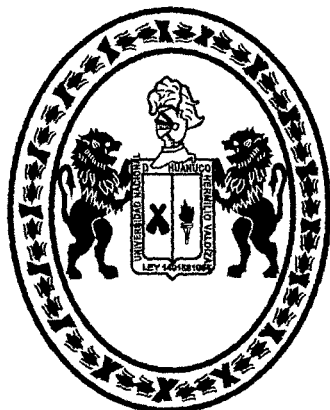


UNIVERSIDAD NACIONAL "HERMILIO VALDIZAN"

**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
E.A.P. DE INGENIERIA CIVIL**



TESIS

**"EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL
EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE LA RELAVERA
PUQUIOCOCHA SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ SAC
JUNÍN - 2014"**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERIA CIVIL**

TESISTAS

**AQUINO CONDEZO, JUVENAL
IZAGUIRRE BARBARAN, BORIS FRANKLIN.**

ASESOR

ING. ZEVALLOS HUARANGA, JORGE

**HUÁNUCO – PERÚ
2015**

DEDICATORIA

Esta tesis se la dedico al Señor Jesucristo quién supo guiarme por el buen camino, darme fuerzas para seguir adelante y no desmayar en los problemas que se presentaban, enseñándome a encarar las adversidades sin perder nunca la fe, ni desfallecer en el intento.

A mi familia quienes por ellos soy lo que soy. Para mi padre Concepción y mi madre Juliana, que con su apoyo, consejos, comprensión, amor, me ayudaron en los momentos difíciles. Me han dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi carácter, mi empeño mi perseverancia, mi coraje para conseguir mis objetivos.

A mis ocho hermanos por estar siempre presentes, acompañándome para poderme realizarme como profesional.

A mi sobrinos David, Guillermo, Adriel y Juhlana quienes han sido y son mi motivación, inspiración y felicidad.

A mí enamorada Johana por estar a mi lado, sin ningún interés alguno.

"Yo no era nadie, pero eso tampoco importa. Porque estaba pensando, que no importa si pierdo esta pelea, tampoco importa si el tipo me abre la cabeza, porque solo tengo que guardar la distancia; Nadie ha guardado la distancia con Creed, y si yo guardo la distancia y la campana suena y yo aún estoy de pie, en ese momento voy a saber, por primera vez en mi vida, que yo no era solo un vago más del barrio." Rocky Balboa.

DEDICATORIA

Al creador de todas las cosas el que me ha dado fortaleza para continuar cuando estuve a punto de caer; por ello con toda humildad dedico en primer lugar mi trabajo a Dios.

A mi padre que me dio la vida, el cual a pesar de haberlo perdido a muy temprana edad, ha estado siempre conmigo, cuidándome y guiándome desde el cielo en todo momento.

A mi madre Silvia Lucrecia Barbarán Salinas por la confianza y el apoyo brindado que sin duda alguna me ha demostrado su amor corrigiendo mis faltas, celebrando mis triunfos.

A mis abuelos Jimmy Barbarán Rodríguez y Justina Salinas Rodríguez, quienes supieron formarme con buenos sentimientos hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante en los momentos más difíciles.

A mi tía Leticia Raquel Salinas Barbarán, que siempre será como una segunda madre, por su amor y apoyo brindado en toda mi formación personal y profesional.

A mi familia en general, quienes me han brindado su apoyo incondicional y por haber compartido conmigo buenos y malos momentos.

A mi novia Marybel que gracias a su apoyo, y conocimientos hicieron de esta experiencia una de las más especiales, y fue un gran apoyo emocional durante el tiempo en que escribía esta tesis.

A mis maestros quienes nunca desistieron al enseñarme, aun sin importar que muchas veces no ponía atención en el desarrollo de sus clases, a ellos que continuaron depositando su esperanza en mí.

AGRADECIMIENTO

Al finalizar un trabajo tan arduo y lleno de dificultades como el desarrollo de una tesis, es inevitable que nos asalte un muy humano egocentrismo que nos lleva a concentrar la mayor parte del mérito en el aporte que hemos hecho. Sin embargo, el análisis objetivo te muestra inmediatamente la magnitud de este aporte hubiese sido imposible sin la participación de personas e instituciones que han facilitado las cosas para que este trabajo llegue a un feliz término. Por ello es para nosotros un verdadero placer utilizar este espacio para ser justo y consecuente con ellas, expresándoles nuestros agradecimientos.

Agradecemos a Dios nuestro padre por darnos la vida y guiado a lo largo de nuestra carrera, por ser nuestra fortaleza en los momentos de debilidad y brindarnos una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidades permitiéndonos llegar a un feliz término en nuestra preparación profesional.

Debemos agradecer de manera especial y sincera al Ing. Jorge Zevallos Huaranga, Por aceptarnos asesorar para realizar esta tesis. Su apoyo y confianza en nuestro trabajo y su capacidad para guiar nuestras ideas ha sido invaluable, no solamente en el desarrollo de esta tesis, sino también en nuestra formación como investigadores.

Las ideas propias, siempre enmarcadas en su orientación y rigurosidad, ha sido la clave del buen trabajo que hemos realizado juntos, el cual no se puede concebir sin su siempre oportuna participación. Muchas gracias ingeniero.

Queremos expresar también nuestros más sinceros agradecimientos al Gerente de Operaciones de la Sociedad Minera AUSTRIA DUVAZ S.A.C. Junín – Ing. Luis Eduardo Banda Gonzales por habernos permitido realizar esta tesis en la prestigiosa empresa que acertadamente dirige. Debemos de destacar, por encima de todo, su disponibilidad, paciencia y amplio conocimiento sobre la tesis titulada EL EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE LA RELAVERA PUQUIOCOCHA. Su colaboración fue de gran ayuda durante nuestra estancia en la empresa minera; no cabe duda que su participación ha enriquecido el trabajo realizado, muchas gracias.

A nuestros padres por todo el apoyo brindado a lo largo de nuestras vidas, por su ejemplo de lucha y honestidad y darnos la oportunidad de estudiar esta carrera y ser ejemplos de vida y promover el desarrollo y la unión familiar en nuestras familias.

A nuestros hermanos por apoyarnos en los momentos de necesidad y flaqueza, quienes con su constancia y ejemplo de desarrollo laboral permitieron salir airosos de las pruebas que encontrábamos a lo largo de nuestra preparación profesional.

A nuestros familiares que nos apoyaron de manera incondicional durante nuestra estadía universitaria, dándonos confianza para seguir adelante en los momentos de debilidad y se convirtieron en una base sólida de hábitos de trabajo para poder afrontar nuestra carrera profesional.

A nuestros amigos que confiaron y creyeron en nosotros, y que han hecho de nuestra etapa universitaria un trayecto de vivencias que nunca olvidaremos.

Finalmente agradecer a todas aquellas personas, que de una manera u otra nos han acompañado y colaboraron con nosotros en el planteamiento, aplicación y desarrollo de la tesis que sin su colaboración y aporte se pudo concretar y llegar así a un feliz término. Gracias a todos ellos.

INDICE

I <u>GENERALIDADES</u>	1
II <u>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</u>	6
2.1. ANTECEDENTES	6
2.1.1. Antecedentes Internacionales	6
2.1.2. Antecedentes Nacionales	9
2.1.3. Antecedentes Regionales	13
2.1.4. Antecedentes Locales	14
2.2. FUNDAMENTOS DEL PROBLEMA	15
2.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	24
2.3.1. Problema General	24
2.3.2. Problemas Específicos	24
2.4. OBJETIVOS	24
2.4.1. Objetivo General	24
2.4.2. Objetivos Específicos	25
2.5. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	25
2.6. PROPOSITO	32
2.7. LIMITACIONES	32
III <u>MARCO TEÓRICO</u>	33
3.1. REVISIÓN DE ESTUDIOS REALIZADOS	33
3.2. CONCEPTOS FUNDAMENTALES	40
3.2.1. Opciones para la Descarga de los Relaves	40

3.2.2. Efectos de la Razón Sólido/Agua (S:A)	41
3.2.3. Permeabilidad e infiltración y densidad Relativa	43
3.2.3.1. Permeabilidad de los Suelos	43
3.2.3.2. Densidad Relativa	44
3.2.4. Depósitos de Relaves	45
3.2.4.1. Tranques de Relaves	46
3.2.4.1.1. Construcción del Muro Método Aguas Arriba	46
3.2.4.1.2. Construcción del Muro Método Aguas Abajo	47
3.2.4.1.3. Construcción del Muro Método Eje Central o Mixto	48
3.2.5. Concepto de Licuefacción	49
3.3. MARCO SITUACIONAL	52
3.3.1. Generalidades	52
3.3.2. Metodología del Análisis de Estabilidad	53
3.3.3. Propiedades de los Materiales	55
3.3.3.1. Relave Fino Proyectado	55
3.3.3.2. Relave Grueso Proyectado	55
3.3.3.3. Material de Desmonte de Mina	55
3.3.4. Resultados y Conclusiones del Análisis de Estabilidad	57
3.3.5. Características del Depósito de Relave Proyectado	57
3.3.6. Conformación del dique	58
3.3.7. Características del dique de arranque	58
3.3.8. Volumen total de almacenamiento	59

3.3.9. Conformación de la Etapa I	59
3.3.10. Conformación de la Etapa II	60
3.4. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	61
<u>IV HIPÓTESIS, VARIABLES, INDICADORES Y DEFINICIONES OPERACIONALES</u>	64
4.1. HIPÓTESIS	64
4.1.1. Hipótesis General	64
4.1.2. Hipótesis Específica	64
4.2. SISTEMA DE VARIABLES–DIMENSIONES E INDICADORES	64
4.2.1. Variable Independiente	64
4.2.2. Variable Dependiente	65
4.3. OPERACIONALIZACION DE VARIABLES	65
<u>V MARCO METODOLOGICO</u>	66
5.1. NIVEL Y TIPO DE INVESTIGACIÓN	66
5.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	66
<u>VI UNIVERSO, POBLACION Y MUESTRA</u>	68
6.1. DETERMINACION DE POBLACION Y MUESTRA	68
6.2. SELECCIÓN DE MUESTRA	69
<u>VII TECNICAS DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE DATOS</u>	70
7.1. FUENTES, TECNICAS, INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS	70
7.2. PROGRAMA DE ENSAYOS EQUIPOS Y MATERIAL UTILIZADO	71
7.2.1. Metodología de Ensayo	71

7.2.1.1. Confección de las Muestras y Probetas	71
7.2.1.1.1. Ensayo Granulométrico por Tamizado	71
7.2.1.1.2. Límites de Atterberg	72
7.2.1.1.3. Ensayo Corte Directo y Triaxial	72
7.2.1.2. Procedimiento	73
7.2.1.2.1. Ensayo Granulométrico por Tamizado	73
7.2.1.2.2. Límites de Atterberg	74
7.2.1.2.3. Proctor Modificado	76
7.2.1.2.4. Corte Directo	77
7.2.1.2.5. Ensayo triaxial	79
7.2.1.3. Material Utilizado	80
7.2.1.4. Equipo Utilizado	80
7.2.1.4.1. Ensayo Granulométrico por Tamizado	80
7.2.1.4.2. Límites de Atterberg	81
7.2.1.4.3. Proctor Modificado	82
7.2.1.4.4. Corte Directo	82
7.2.1.4.5. Ensayo Triaxial	83

7.2.1.5. Relación de los Ensayos en Estudio de Licuefacción	83
7.3 PROCESAMIENTO Y PRESENTACION DE DATOS	85
VIII <u>RESISTENCIA CICLICA EN LA LICUEFACCION</u>	87
8.1. INTRODUCCIÓN	87
8.1.1. Generalidades	87
8.1.2. Objetivos y Alcances	88
8.2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	90
8.2.1. Introducción	90
8.2.2. Fundamentos del fenómeno de Licuefacción.	92
8.2.2.1. Índice de Vacíos Crítico (Critical Void Ratio).	92
8.2.2.2. Estado Último Steady State o Estado de Deformación Continua.	96
8.2.2.3. Phase Transformation y Quasi-Steady State	99
8.2.2.4. Respuesta Monótona No-Drenada en Suelos No-Cohesivos	103
8.2.3. Presión de Poros bajo condiciones de Carga Cíclica	108
8.2.4. Anisotropía	112
8.2.5. Influencia del esfuerzo de Corte Estático Inicial en la Respuesta No-Drenada	116
8.2.6. Respuesta Cíclica No-drenada en Suelos No-Cohesivos	123
8.2.7. Ensayos de Resistencia cíclica	131
8.2.7.1. Aparato Triaxial Cíclico.	131

8.2.8. Factores que Afectan a la Resistencia Cíclica.	135
8.2.9. Efecto de la Presión de Confinamiento en la Resistencia Cíclica	136
8.2.10. Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica	139
8.3. PROGRAMA DE ENSAYOS Y MATERIAL UTILIZADO	151
8.3.1. Introducción	151
8.3.2. Metodología de Ensayo	151
8.3.3. Equipo Triaxial	151
8.3.4. Material Utilizado	152
8.3.5. Programa de Ensayos	152
8.3.5.1. Definiciones	152
8.3.5.2. Programa de Ensayos	155
8.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS	157
8.4.1. Resultados Obtenidos	157
8.4.1.1. Efecto del Esfuerzo de Corte estático Inicial en la resistencia cíclica de la Relavera Puquiococha	158

IX PROPIEDADES GEOMECÁNICAS RELACIONADAS CON EL FENÓMENO DE LICUEFACCIÓN

9.1. INTRODUCCIÓN	163
9.2. FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENAS	164
9.2.1. Densidad	164
9.2.2. Contenido de Finos	166
9.2.3. Efecto de la Saturación	169
9.3. PROGRAMA DE ENSAYOS Y MATERIAL UTILIZADO	170
9.3.1. Introducción	170
9.3.2. Metodología de Ensayo	170

9.3.3. Equipo	170
9.3.4. Material Utilizado	170
9.3.5. Programa de Ensayos	171
9.3.5.1. Definiciones	171
9.3.5.2. Programa de Ensayos	171
9.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS	173
9.4.1. Introducción	173
9.4.2. Resultados Obtenidos	173
9.4.2.1. Propiedades Geomecánicas asociadas al Fenómeno de Licuefacción	173
9.4.2.1.1. Densidad	173
9.4.2.1.2. Contenidos de Finos	178
9.4.2.1.2.1. Resultados de Caracterizaciones Físicas de las muestras	178
9.4.2.1.3. Saturación	183
X. <u>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</u>	186
10.1. CONCLUSIONES	186
10.2. RECOMENDACIONES	187
XI. <u>REFERENCIA BIBLIOGRAFICA</u>	188
XII. <u>ANEXOS</u>	194

I. GENERALIDADES.**TITULO DE LA INVESTIGACIÓN:**

- ✓ “EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE LA RELAVERA PUQUIOCOCHA – SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ SAC JUNÍN 2014”.

TESISTA:

- ✓ AQUINO CONDEZO, JUVENAL.
- ✓ BORIS FRANKLIN, IZAGUIRRE BARBARAN.

ASESOR:

- ✓ ING.ZEVALLOS HUARANGA, JORGE.

FECHA DE INICIO:

- ✓ 15 DE SETIEMBRE DEL 2014.

FECHA DE TÉRMINO:

- ✓ 04 DE MAYO DEL 2015.

LUGAR DONDE SE DESARROLLO LA INVESTIGACIÓN.

- ✓ LA INVESTIGACIÓN SE REALIZO EN LAS INSTALACIONES DE LA SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ SAC. UBICADA POLÍTICAMENTE EN LA REGIÓN ANDRÉS AVELINO CÁCERES, DEPARTAMENTO DE JUNÍN, PROVINCIA DE YAULI Y DISTRITO DE MOROCOCHA.

RESUMEN

El trabajo de investigación está relacionado con el manejo de los relaves mineros de la sociedad minera AUSTRIA DUVAZ SAC.

Como primer punto se trata de explicar el tipo de operación correspondiente al manejo de relaves en la unidad minera en estudio, el cual es el método usual de separar el relave por medio de ciclones, obteniendo como producto el relave grueso y el relave fino, y poder utilizar la fracción más gruesa como material de construcción para conformar la estructura o dique de contención y la fracción más fina es asentada en el vaso del embalse de relaves, para luego ser remediado y mitigar los impactos ambientales, también se explica el método de construcción empleado en el recrecimiento de la relavera indicando los tres tipos de sistemas de construcción, (método aguas arriba aguas abajo y dique central) el cual para el estudio es el método de aguas abajo.

Como segundo punto se trata de explicar el fenómeno de licuefacción, ya que este fenómeno ocurre en suelos no cohesivos y saturados, es decir arenas sueltas saturadas, y aclarando que el relave grueso que será usado es un suelo no cohesivo, entonces el fenómeno de licuefacción podría ocurrir si a este suelo no cohesivo se le aumentan agentes externos como son saturación **(en forma de lluvia, el mismo vaso del relave, o afloramientos subterráneos repentinos)** y sismo, que son fenómenos naturales ocurrentes en el Perú, desencadenando un desastre natural **(desplazamiento de material detrítico más agua o conocido como huayco)**, esta licuefacción no es más que la pérdida repentina de la resistencia del corte de la masa del

suelo, y mostrando dicha perdida en forma de deformaciones excesivas, por tal motivo se muestran evidencias reales de desastres ocurridos en relaveras que afectaron el área de influencia de las plantas mineras entonces la finalidad del presente trabajo es de concientizar a los profesionales encargados en el diseño y construcción de relaveras con las mismas características a la relavera Puquiococha.

Como punto final se trata de explicar que si las variables independientes (RESISTENCIA ESTÁTICA INICIAL Y PRESIÓN MEDIA DE CONSOLIDACIÓN) son afectadas como aumento o disminución, entonces es afectada la variable dependiente (RESISTENCIA CÍCLICA DE LA ARENA DE RELAVES) aumento o disminución mediante ensayos de laboratorio, los cuales serán:

- Ensayo granulométrico por tamizado.
- Límites de Atterberg.
- Proctor modificado.
- Corte directo.
- Ensayos triaxiales cíclicos no drenados.

Palabras claves: Relavera, sismo, licuefacción, esfuerzo estático, esfuerzo cíclico.

SUMMARY

The research is related to the management of tailings from the mining company AUSTRIA Duvaz SAC.

As first point is to explain the type of corresponding operation tailing management in the mining unit under study, which is the usual method of separating the tailings through cyclones, obtaining as a result the bulk tailings and fine tailings, and to use the thicker fraction as a material for forming the structure or dam, and the finest fraction is seated in the glass tailings impoundment, soon to be remedied and to mitigate environmental impacts the construction method used is also explained regrowth in the sludge indicating the three types of building systems (Method upstream and downstream main dike) which is the downstream method.

As a second point it comes to explaining the phenomenon of liquefaction, as this phenomenon occurs in cohesionless soils saturated, ie loose saturated sands, and clarifying that the bulk tailings that will be used is a non-cohesive soil, then the liquefaction might happen if this is not cohesive soil will increase external agents such as saturation (in the form of rain, the same glass of tailings, or sudden underground outcrops) and earthquake, which are natural phenomena occurring in Peru, triggering a natural disaster (detrital more water displacement or known as avalanche) material and this liquefaction is only the sudden loss of resistance cutting the soil mass, and showing such loss as excessive deformations, as such evidence is real of disasters in relaveras that affected the area of influence of mining plants then the purpose of this paper

is to raise awareness among professionals involved in the design and construction of the same characteristics relaveras to Puquiococha tailing.

As a final point it is explained that if the independent variables (INITIAL STATIC RESISTANCE AND MEDIA PRESSURE CONSOLIDATION) are affected as increasing or decreasing, then it's affected the dependent variable (RESISTANCE CYCLIC SAND TAILINGS) increase or decrease by testing laboratory, which will:

- Sieve Test sieve.
- Atterberg Limits.
- Modified Proctor.
- Direct Court.
- Undrained cyclic triaxial trials.

Key words: Tailings Dam, Earthquake, Liquefaction, Static Stress, Cyclic Stress.

II. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

2.1 ANTECEDENTES.

Durante mucho tiempo la emisión de residuos sólidos en suspensión después del proceso de extracción del mineral en la planta, era de forma descontrolada a la naturaleza sin tomar ninguna consideración al daño que puede causar al suelo, al aire y al agua, y gracias a la nueva legislación legal que los países están considerando, se hace necesario la construcción de un dique de contención, para la retención de dicho relave, y con el motivo de evitar la falla de esta estructura y atender contra la seguridad de poblaciones aledañas al área de influencia de la minera, medio ambiente, y el proceso metalúrgico, es necesario conocer las propiedades mecánicas del material y su comportamiento frente a solicitaciones sísmicas ya que es un fenómeno natural inevitable y común en los países del mundo, por tal motivo se recopiló información en las siguientes categorías.

2.1.1 Antecedentes Internacionales.

De acuerdo al estudio de (Gonzalo (2012))¹, el cual menciona que anterior a la década de los 70 la construcción de los tranques de relaves se realizaban de acuerdo a la experiencia que se tenía de estructuras semejantes, cuyo comportamiento hubiese sido satisfactorio frente a solicitaciones horizontales. A partir de la década de los 70, gracias al desarrollo de la Mecánica de Suelos

¹ Gonzalo Alberto Barrios Parga, A. (2012). ANÁLISIS SÍSMICO 2D DE UNA PRESA DE RELAVES ESPESADOS CONSIDERANDO LA EXISTENCIA DE GRIETAS POR DESECACIÓN, Memoria para optar el título de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Santiago, Chile, Pág. 5-6.

seguido de su incorporación a los análisis y sumada con la conjunta aparición de la normativa vigente de cada país que establece las exigencias mínimas que se debe cumplir para el diseño y construcción, la metodología de diseño y construcción y cierre a mejorado cronológicamente.

También en su investigación **(ICOLD (2001))**² menciona que los registros históricos reales ocurridos durante la operación y en algunos casos en etapa de remediación de relaveras en todo el mundo, se han observado que la mayoría de fallas que han ocurrido se debe a la ocurrencia de acciones sísmica, cuya energía acumulada se disipa en forma de licuefacción generando grandes deformaciones y en efecto reduciendo el esfuerzo cortante del material.

El doctor **(Casagrande, A. (1950))**³ en su libro define que materiales no cohesivos cuando se encuentran saturados y frente a movimientos horizontales inducidas por sismos presentan el fenómeno de licuefacción que es la caída repentina en la resistencia al corte en suelos no cohesivos saturados, producida por la disminución en la presión efectiva del suelo debida al aumento de la presión de poros.

En estudios de tesis **(Rodrigo, H. (2010))**⁴, ensayo muestras de relave de yacimiento polimetálico de Cu, Pb, Zn, Ag similar al de material de estudio

² ICOLD (2001)-BOLETÍN 102: Tailings dams. Risk of dangerous occurrences. Lessons learnt from practical experiences)

³ Casagrande, A. (1950). Notes on the design of Earth Dams. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Oct. In Contributions of Soil Mechanics 1940-1960. Boston Society of Civil Engineers, 231-255

⁴ Rodrigo, H. (2010). EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA EN UNA ARENA DE RELAVES. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile, Pág. 56-63.

obteniendo como resultado un suelo no cohesivo es decir $C=0.00 \text{ kg/cm}^2$.

Entonces el fenómeno importante en el estudio es la licuefacción y la finalidad del trabajo es reducir los efectos que genera dicho fenómeno entonces se hace necesario conocer los efectos que ocurren frente a la resistencia estática y cíclica como lo demuestran los estudios de:

(Vaid, Y. P., & Chern, J. (1985))⁵ el cual explica que la pérdida de la resistencia cíclica es seguida de un aumento en la resistencia de corte (hardening), cuando la arena no se encuentra en un estado muy suelto con un grado de compactación alto. Este comportamiento es denominado Limited Liquefaction, mientras que el comportamiento que presenta una fuerte pérdida de resistencia con una baja resistencia residual, para deformación continua es llamado Static Liquefaction.

(Rodrigo, H. (2010))⁶ el cual indica que las trayectorias de consolidación que aumentan el corte estático, aumentan la resistencia cíclica. Por otra parte, las trayectorias de consolidación que aumentan la presión media de confinamiento efectiva, disminuyen la resistencia cíclica.

También se deben conocer los tipos de ensayos y a qué condiciones se deben realizar, es decir los resultados que pueden ocurrir en un dique de relaves frente a un sismo y a las condiciones de saturación, como indican los estudios

5 Vaid, Y. P., & Chern, J. (1985). Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands. *Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, 120-147

6 Rodrigo, H. (2010). EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA EN UNA ARENA DE RELAVES. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile, Pág 64.

de (Eloy, S. (2011))⁷, se debe realizar ensayos de consolidación isotrópica a presiones de confinamiento efectivo menores a 1 kg/cm² en probetas secas pre-saturadas y probetas slurry, de manera de establecer la presión de pre consolidación debido al secamiento, y con estas características asemejarse a datos reales.

(Castro, G. (1969))⁸ El comportamiento de una arena en condiciones no drenadas, en un ensaye triaxial monótono, es clasificado en tres categorías:

- Completa pérdida de resistencia a gran deformación (Liquefaction).
- Parcial pérdida de resistencia (debilitamiento) después de un peak y un posterior aumento en la resistencia (hardening) hasta la falla (Limited Liquefaction).
- Comportamiento dilatante en el cual la resistencia al corte y la presión efectiva aumentan con la deformación, sin presentar debilitamiento.

La pérdida de resistencia está asociada con la naturaleza contractiva de la arena, la cual va acompañada del incremento en la presión de poros.

2.1.2 Antecedentes Nacionales.

El Perú siendo un país de antigua tradición minera, tradición que mantiene y cultiva gracias a la presencia de empresas líderes a nivel internacional, y gran

⁷ Eloy, S. (2011). COMPORTAMIENTO MONÓTONO Y CÍCLICO NO DRENADO DE ARENAS DE RELAVES INTEGRALES. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile, Pág. 110.

⁸ Castro, G. (1969). Liquefaction of Sands. Doctoral Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA.

productor a nivel mundial y latinoamericano de diversos metales como son:

(oro, plata, cobre, plomo, zinc, hierro, estaño, molibdeno, telurio entre otros), cuya producción anual es según la tabla N° 01.

Tabla N° 01. VOLUMEN DE LA PRODUCCIÓN MINERO METÁLICA, POR PRINCIPALES METALES, 2000 - 2012.

Año	Cobre (TMF)	Zinc (TMF)	Oro (Onza fina)	Plata (Onza fina)	Plomo (TMF)	Hierro (TLF)	Estaño (TMF)	Molibdeno (TMF)
2000	553	910	4 262	78 373	270	2 768	37 410	7 193
2001	722	1 056	4 453	82 662	289	3 038	38 182	9 499
2002	844	1 232	5 064	92 260	305	3 056	38 815	8 613
2003	842	1 373	5 549	93 998	309	3 484	40 202	9 590
2004	1 035	1 209	5 569	98 375	306	4 247	41 613	14 246
2005	1 009	1 201	6 687	103 064	319	4 564	42 145	17 325
2006	1 048	1 203	6 520	111 583	313	4 784	38 470	17 209
2007	1 190	1 444	5 473	112 574	329	5 103	39 019	16 787
2008	1 267	1 602	5 782	118 504	345	5 160	39 037	16 721
2009	1 276	1 512	5 915	126 117	302	4 418	37 503	12 297
2010	1 247	1 470	5 275	117 043	261	6 042	33 848	16 963
2011	1 235	1 256	5 343	109 918	230	7 010	28 882	19 141
2012	1 298	1 281	5 193	111 903	249	6 684	26 105	16 790

TMF: Tonelada métrica de contenido fino.

TLF: Tonelada larga fina.

TLF*1,016 = TMF

Contenido fino: Es el contenido metálico de las sustancias contenidas en los concentrados.

Fuente: Ministerio de Energía y Minas - Dirección General de Minería.

También el Perú por su ubicación geográfica se encuentra ubicada en la placa tectónica oceánica de Nazca y la probabilidad de ocurrencia de sismo es alta y además la experiencia de fallas en diques de relaves como muestra estudios del (INGENMET 1982), indicando que de las 9 fallas en diques de relaves

hasta esa fecha 6 son producidas por acción sísmica traducida en fenómenos de licuefacción tal como se muestra en la tabla N° 02.

Tabla N° 02. DEPOSITOS DE RELAVES FALLADOS EN EL PERÚ.

Casapalca CENTROMIN	60 m.	1952	Sismo	Numerosos muertos y contaminación del Río Rimac	Abandonada
Milpo	60 m.	1956	Sismo	Muchos muertos, interrupción de la carretera Cerro de Pasco-Huánuco	Abandonada
Almivirca QUIRUVILCA	40 m.	1962	Sismo de magnitud 6.7	Daño en la agricultura y obras de infraestructura.	Abandonada
Yauli-Yacu CENTROMIN	80 m.	1968	Sismo	Interrupción de la carretera central y contaminación del Río Rimac	Abandonada
Recuperada BUENAVENTURA	---	1969	Se desconoce	Daños en la agricultura de Huachocolpa	Se desconoce
Almivirca QUIRUVILCA	40 m.	1970	Sismo de 1970	Contaminación del río San Felipe	Abandonada
Atacocha	---	1971	Falla en drenaje	Contaminación del Río Huallapa y daños a infraestructura vial	Abandonada
Ticapampa ALIANZA	20 m.	1971	Sismo	Tres muertos, destrucción de viviendas e interrupción de la carretera Huaraz - Lima	Abandonada
SanNicolás	---	1980	Se desconoce	Contaminación del río Tingo y daños en la agricultura	Abandonada

Fuente: INGENME

Fuente: INGENMET 1982.

Por tal motivo es necesario conocer las propiedades físicas del relave grueso relacionado a la licuación, tal como se muestra en los estudios de **(LUISA S. (2011))**⁹ nos manifiesta, que los factores relacionados a suelos que determinan la ocurrencia de licuación son:

Granulometría del suelo.

La forma, tamaño y gradación de las partículas influye en la susceptibilidad a la licuación. Los suelos mal gradados son más susceptibles de presentar licuación que los suelos bien gradados; en el caso de las arenas, el problema de licuación será mayor si se tiene un coeficiente de uniformidad mayor o igual a 2. Las arenas finas uniformes son más propensas a licuarse que las arenas gruesas uniformes. Los suelos de partículas redondeadas son más susceptibles que los suelos con granos angulosos.

Densidad Relativa.

Durante un sismo, un suelo en estado suelto es más propenso a sufrir licuación que un suelo en estado compacto o denso. En las arenas se puede determinar la densificación de un suelo a partir de la prueba de penetración estándar SPT, con valores de N igual a 20 golpes/pie se puede desarrollar grandes deformaciones por corte. En la práctica se puede identificar suelos licuables a aquellos que registren valores iguales o menores de 5 golpes/pie.

⁹ LUISA ESTHER SHUAN LUCAS, 2011, INVESTIGACIÓN DE LA MATRÍZ EN LAS GRAVAS DEL PERÚ MODELO GRAVA DE VENTANILLA, tesis para optar el Grado de Maestro en Ciencias con mención en INGENIERIA GEOTÉCNICA, Lima, Perú, Pág. 30-31.

Profundidad del nivel freático.

La saturación del suelo es condición necesaria para que ocurra licuación, por lo tanto la profundidad del nivel freático tiene influencia. La presión de poros producida por el agua debido a la posición del nivel freático se incrementa por efecto de la vibración.

También la experiencia de otros investigadores en el Perú, como la de **(Jorge A. (2009))¹⁰**, indica que el factor común frente a un sismo en suelos cohesivos saturados es la licuación de suelos, por lo tanto se debe evaluar la seguridad sísmica de las presas existentes, y que los ensayos en campo para evaluar dicha licuación son el ensayo de penetración estándar **SPT** y el ensayo de penetración estática **CPT**, también que los parámetros dinámicos del relave grueso (**densidad, contenido de finos, efecto de saturación etc.**), hacen que la estructura tenga un mejor comportamiento frente a sismos y de esta manera se reduce el efecto de deformaciones excesivas en suelos no cohesivos conocido como licuefacción de suelos, también a lo que se refiere a los ensayos de laboratorio se debe analizar o evaluar el potencial de licuación, analizar la resistencia residual, realizar un análisis de estabilidad post-sismo y evaluar el potencial de deformación.

2.1.3 Antecedentes Regionales.

Algunos estudios realizados por empresas mineras de la región Junín, con finalidad del diseño y construcción de presas de relave indican que el grado

¹⁰ Jorge E. Alva Hurtado (2009), DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE RELAVE, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

de vulnerabilidad frente a movimientos horizontales de las estructuras de contención es alta, y la manera de controlar el fenómeno de licuefacción, es mediante la existencia de un sistema de drenaje y subdrenaje tal como detalla el estudio realizado por la **(Compañía minera los Chunchos S.A.C (2010))**¹¹ el cual es utilizado para deprimir al máximo el nivel freático en el interior del cuerpo del muro, usualmente estos sistemas de drenajes están protegidos por filtros para evitar que el flujo de aguas, arrastre las partículas finas y produzca la colmatación del sistema y evitar de esta manera posibles fallas por filtración y causar daños irreparables a la persona, equipo y proceso metalúrgico.

2.1.4 Antecedentes Locales.

Para conocer los efectos que pueden ocurrir frente a un sismo se hace necesario conocer la propiedades mecánicas del material relave grueso ya que si este tiene un grado de compactación alto se demuestra que su resistencia cíclica aumenta, sin presentar deformaciones excesivas y seguir aumentando la deformación continuamente, tal como indica el estudio de **(Paulino, A. (2009))**¹², indicando que la densidad relativa mínima calculada en el relave grueso usado en la construcción del dique de la relavera Puquiococha es de 36% y para valores menores se produce el fenómeno de licuefacción, y también entre más profundo se encuentre el nivel freático en el

¹¹ Compañía minera los Chunchos S.A.C (2010), ESTUDIO PARA EL DISEÑO DE DEPOSITOS DE RELAVES PROYECTO PICHITA-CALUGA, San Ramón, Junín, Perú, Pág. 40-41.

¹² Paulino, A. (2009). RIESGOS Y FALLAS INDUCIDAS POR SISMOS Y SU IMPACTO AL MEDIO AMBIENTE EN LA PRESA DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ. Memoria para optar el grado de Maestro en Ciencias con Mención en "Minería y Medio Ambiente", Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

embalse menor será la probabilidad de que se presente un fenómeno de licuefacción.

También la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C., en sus estudios de diseño y construcción denominado **(Compañía minera Austria Duvaz SAC (2011))**¹³, la duración de un sismo es corto entre 5 a 40 segundos, pero si éste es intenso predominará la condición no drenada, se producirá el aumento de la presión de poros hasta producirse en algún momento condiciones de esfuerzo efectivo nulo y por lo tanto licuación.

2.2 FUNDAMENTOS DEL PROBLEMA.

Toda planta minera cuyo proceso de concentración es Flotación, produce residuos sólidos que se denominan relaves y que corresponden a una "Suspensión fina de sólidos en líquido", constituidos fundamentalmente por el mismo material presente in situ en el yacimiento, al cual se le ha extraído la fracción con mineral valioso, conformando una pulpa, que se genera y desecha en las plantas de concentración húmeda de especies minerales y estériles que han experimentado una o varias etapas en circuito de molienda fina; esta "pulpa o lodo de relaves" fluctúa en la práctica con una razón aproximada de agua/sólidos que van del orden de 1:1 a 2:1. La relavera Puquiococha la relación agua/sólido es de 1.5 a 1 por tal motivo el agua tiene la suficiente cantidad para escurrir en pendientes pequeñas, las

¹³ Compañía minera Austria Duvaz SAC (2011), CONSTRUCCIÓN DE LA AMPLIACIÓN LATERAL OESTE DE LA RELAVERA PUQUIOCCHA A LA COTA 4532 M.S.N.M., Morococha, Junín, Perú.

características y el comportamiento de esta pulpa depende de esta razón y también de las características de las partículas sólidas. Estas características propias de la cantidad de humedad y de la granulometría del espécimen de suelo se explican a continuación:

- ✓ Una masa de relaves con un gran contenido de agua escurrirá fácilmente, incluso con pendientes pequeñas.
- ✓ Una masa de relaves con un contenido de agua suficientemente bajo (por ejemplo, relaves filtrados) no escurrirá gravitacionalmente.
- ✓ Si las partículas sólidas son de muy pequeño tamaño (equivalentes a arcillas), se demorarán un gran tiempo en sedimentar, manteniéndose en suspensión y alcanzando grandes distancias respecto al punto de descarga antes de sedimentar.
- ✓ Si las partículas sólidas son de gran tamaño (equivalentes a arenas) sedimentarán rápidamente y se acumularán a corta distancia del punto de descarga.

La relavera Puquiococha con respecto al relave fino que se descarga en el interior del vaso es equivalente a arenas ya que estos sedimentan muy cerca al punto de descarga de acuerdo a los datos obtenidos en campo.

La relavera Puquiococha tiene una producción total al día de 900 Tn/día, de los cuales 640 Tn/día (relave) son desperdicios entre relave grueso y relave

fino, el porcentaje son: relave grueso 33% equivalente a 211.2 Tn/d y relave fino 67% equivalente a 428. 8 Tn/ día.

Por tal motivo según las estadísticas se requiere un cierto tiempo par recrecer con relave grueso el dique perimetral y no obstante se puede construir una relavera de gran capacidad por temas de producción.

Las alternativas a utilizar en la depositación de un material de relaves dependerá de las características de los relaves que produce la planta (cantidad suficiente de material tamaño arena), del costo del agua (si es escasa, se justifican inversiones en equipos para optimizar su recuperación) y, de las características del lugar de emplazamiento del depósito de relaves.

Para conseguir estructuras estables con los relaves, deben determinarse sus características, similares a lo que se hace con los suelos (granulometría densidad relativa, razón de vacíos, relaciones de fase, etc.). Estas determinaciones permiten también evaluar el cumplimiento de las disposiciones legales contenidas **R.M.N° 292-97-EM/VMM de 7-JUL-97 Modelo de Contrato de Estabilidad Administrativa Ambiental en base al Programa de Adecuación y Manejo Ambiental (PAMA) para la Actividad Minero Metalúrgica, y, D.S.N° 038-98-EM de 25-NOV-98 Reglamento Ambiental para las Actividades de Exploración Minera.**

Según lo explicado en los párrafos anteriores se hace necesario la construcción de un dique para la descarga de relaves con la conformación del muro resistente a lo largo de todo el perímetro del área proyectada de descarga, este muro de contención puede ser construido de diferentes tipos

como lo son: material de préstamo, fracción arenosa de los relaves, macizo rocoso del terreno natural, en el caso de la relavera en estudio está construido con material mixto (relave grueso y material de préstamo de la cantera de ticlio), siguiendo criterios sísmicos de diseño, de acuerdo a estudios anteriores el material fino tiene un porcentaje de humedad del cien por ciento y demora en reducirse 150 años, por tal motivo se hace necesario construirse dicha estructura de contención, además esa estructura se encuentra vulnerable a desastres naturales como se ha reportado en los últimos 80 años con numerosos incidentes en la operación de depósitos de relave en todo el mundo. Autores mencionan alrededor de 100 fallas significativas de depósitos de relave, con serias consecuencias económicas y fatales (**Davies & Martin (2000)**)¹⁴. En la Tabla N° 03 se presenta un resumen de casos reportados de fallas en depósitos de relaves.

Tabla N° 03. CASOS REPORTADOS DE FALLAS EN DEPÓSITOS DE RELAVES.

Fecha	Lugar	Incidente	Vol. Liberado	Muertes E Impacto Ambiental
30-04-2006	Miliang, China	Tranque falla durante el llenado	?	17 personas perdidas, Cyanide liberado a un río local
30-11-2004	Pinchi Lake, Canada	Tranque colapsa	6000-8000 m3 de roca y agua de desecho	?
20-03-2004	Malvesi, Francia	Tranque falla después de una fuerte lluvia	30000 m3 de líquido y pasta	Contaminación con nitrato de una riachuelo local

¹⁴ Davies, M. P., & Martin, T. E. (2000). Upstream constructed tailings dams – a review of the basics. In: Tailings and mine waste'00. Balkema, Rotterdam, 3-15.

03-10-2004	Cerro Negro, Chile	Falla en el tranque	50000 ton de relave	Contaminación local
27-08-2002	San Marcelino, Filipinas	Derrame de relaves después de una fuerte lluvia	?	Villas inundadas con relave, contaminación de lagos y ríos
22-06-2001	Sebasteao das Aguas Claras, Brasil	Falla en el tranque	?	Al menos dos mineros mueren
18-10-2000	Nandan, China	Falla en el tranque	?	Al menos 15 fallecidos, 100 desaparecidos y más de 100 casas destruidas
11-10-2000	Inez, USA	Falla en el tranque	950000 m3 de residuos de carbón liberados a ríos	Contaminación de 120 km de ríos, peces mueren
09-09-2000	Aitik, Suecia	Falla en el tranque	1 millón de m3 de agua derramados desde la cubeta	?
04-05-2000	Grasberg, Irian Jaya	Falla del botadero de roca después de una fuerte lluvia	?	4 fallecidos y contaminación de ríos
10-03-2000	Borsa, Rumania	Tranque falla después de una fuerte lluvia	22000 ton relaves de metal pesado	Contaminación de arroyos
30-01-2000	Baia Mare, Rumania	Falla en el coronamiento del muro, después de lluvia y nieve	100000 m3 de cyanide bearing contaminated liquid y relaves	Contaminación de ríos, masiva muerte de peces y contaminación de agua para abastecer a más de 2 millones de personas
26-04-1999	Suriga del Norte, Filipinas	relaves derramados de tuberías	700 ton de cyanidebearing tailings	17 casas arrasadas, 51 ha cubiertas con relave
31-12-1998	Huelva, España	Tranque falla durante una tormenta	50000 m3 de phosphogypsum tailings con pH 1,5	Derrame dentro de un río local
25-04-1998	Los Frailes, Aznacollar, España	Colapso del tranque por falla en la fundación	4,5 millón m3 de relaves ácidos ricos en pirita	2616 ha de granjas y ríos inundadas, 40 km de ríos contaminados con ácido, metal y metaloides
22-10-1997	Pinto Valley, USA	Falla en el talud del muro	230000 m3 de relaves y roca de desecho	16 ha cubiertas con relave

29-08-1996	El Porco, Bolivia	Falla en el tranque	400 ton	300 km de ríos contaminados
mar-96	Isla Marinduque, Filipinas	Pérdida de relaves a través del túnel de drenaje	1,5 millón ton	siltation de water courses
dic-95	Golden Cross, Nueva Zelanda	Movimiento del tranque	Nil	Nil
02-12-1995	Suriago del Norte, Filipinas	Falla en la fundación después de un terremoto	50000 m3	12 fallecidos, contaminación en la costa
19-08-1995	Omai, Guyana	Falla en el tranque	4,2 millones de m3 de cyanide-bearing tailings	80 km de ríos declarados desastre ambiental
22-02-1994	Merriespruit, Sudáfrica	Muro del tranque falló, después de una fuerte lluvia	600000 m3	17 fallecidos, extenso daño a una ciudad
14-02-1994	Olympic Dam, Australia	Fuga de relaves de uranio dentro de un acuífero	5 millones de m3	?
1993	Marsa, Perú	Falla del tranque por rebalse	?	6 fallecidos
ene-92	Luzon, Filipinas	Colapso del tranque por falla en la fundación	80000 ton	?
1989	Ok Tedi, Papua Nueva Guinea	Colapso de waste de rock dump y tranque de relaves	170000 ton de botadero de roca y 4000 ton de relaves	Relaves fluyen al río
30-04-1988	Jinduicheng, China	Falla en el muro	700000 m3	20 fallecidos
19-01-1988	Grays Creek, USA	Tranque falla debido a erosión interna	250000 m3	?
may-86	Itabirito, Brasil	Rotura en el muro del tranque	100000 m3	Relaves fluyen 12 km aguas abajo
1986	Huangmeishan, China	Tranque falla por inestabilidad ocasionada por la presión de agua	?	19 fallecidos
19-07-1985	Stava, Italia	Falla de relaves de fluorita debido a una inadecuada construcción.	200000 m3	269 fallecidos, dos vollos buried-wiped out

03-03-1985	Veta de Agua, Chile	Tranque falla debido a licuefacción por un terremoto	280000 m3	Relaves fluyen 5 km aguas abajo
03-03-1985	Cerro Negro, Chile	Tranque falla debido a licuefacción por un terremoto	500000 m3	Relaves fluyen 8 km aguas abajo
08-11-1982	Sipalay, Filipinas	Colapso del tranque por falla en la fundación	28000 ton	Extensa inundación de terrenos agrícolas
18-12-1981	Ages, USA	Tranque falla después de una fuerte lluvia	96000 m3 de coal refuse slurry	Pasta fluye aguas abajo, 1 fallecido, peces mueren, casas destruidas
13-10-1980	Tyrone, USA	Falla en el muro debido a un rápido incremento en la altura del muro	2 millones de m3	Relaves fluyen 8 km aguas abajo
16-07-1979	Church Rock, USA	Falla en el muro	360000 m3 de agua de relaves radioactiva, 1000 ton de relave	Contaminación de ríos hasta 110 km
1978	Lincoln, Montana	Falla en el muro por flujo de agua siguiendo un deslizamiento	153000 m3 de relaves	Relaves fluyen al río
31-01-1978	Arcturus, Zimbawe	Pasta rebalsó después de una fuerte lluvia	30000 ton	1 fallecido, extensiva siltation
14-01-1978	Mochikoshi, Japón	Muro falla por licuefacción durante un terremoto	80000 m3	1 fallecido, relaves fluyen 7-8 km aguas abajo
01-02-1977	Milan, USA	Falla en el tranque	30000 m3	Nil
01-03-1976	Zlevoto, Yugoslavia	Tranque falla debido a excesivo nivel de agua	300000 m3	Relaves fluyen al río
1975	Mike Horse, USA	Tranque falla después de una fuerte lluvia	150000 m3	?
11-11-1974	Bafokeng, Impala, Sudáfrica	Tranque falla debido al exceso de presión de agua	3 millones de m3	15 fallecidos, relaves fluyen 45 km aguas abajo
01-06-1974	Deneen mica, USA	Tranque falla después de una fuerte lluvia	38000 m3	Relaves fluyen al río

26-02-1972	Buffalo Creek, USA	Falla de residuos de carbón después de una fuerte lluvia	500000 m3	150 fallecidos, 1500 casas destruidas
1971	Florida, USA	Tranque falla debido al exceso de presión de agua	800 ton	Peace River contaminado sobre 120 km
1970	Mufulira, Zambia	Relaves fluyen en trabajos subterráneos	1000 ton	89 mineros mueren
1967 y 1968	Blackpool and Cholwich, Gran Bretaña	Fallas de tranques de kaolinita	?	?
1966	East Texas, USA	Flujo de relaves por licuefacción causado por exceso de presión de agua	80000 - 130000 m3 de gypsum	?
21-10-1966	Aberfan, Gran Bretaña	Licuefacción de tranque de residuos de carbón, después de una fuerte lluvia	?	144 fallecidos
1965	El Cobre, Chile	Licuefacción de 11 tranques de relave	2000 ton	250 fallecidos
25-02-1963	Louisville, USA	Falla por congelamiento aguas abajo del muro	?	?
1944	Aberfan, Gran Bretaña	Falla de tranque de residuos de carbón.	?	?
dic-39	Abercyan, Gran Bretaña	Licuefacción de tranque residuos de carbón.	?	?
1939	Cilfyndd Common, Gran Bretaña	Falla de tranque de residuos de carbón	180 ton	Relaves fluyen al río
15-12-1928	Barahona, Chile	Licuefacción de relaves durante un terremoto	4000 ton	54 fallecidos

Fuente: Davies & Martin, 2000.

De las posibles fallas en un depósito, la falla por licuefacción, por lo general suele ser la más catastrófica.

La literatura registra numerosas fallas de depósitos de relaves debido a la ocurrencia del fenómeno de licuefacción en las arenas del muro, generado por

solicitaciones sísmicas. Estas fallas han causado la pérdida de vidas humanas, sumando grandes costos económicos y ambientales. Consecuentemente, el estudio del fenómeno de licuefacción es de suma importancia para analizar la estabilidad sísmica de los depósitos.

El presente trabajo se enmarca en el estudio del fenómeno de licuefacción de suelos, en particular se estudia el efecto del corte estático en la respuesta cíclica no drenada de una arena de relaves, considerando distintos estados de consolidación anisótropa.

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitivo. Tal pérdida conduce al colapso cualquier estructura vial edificada sobre o hecha de un material que entra en licuación.

Algunas de las principales evidencias de la presencia de Licuefacción, son: gigantescos y repentinos deslizamientos de masas de suelos espectaculares fallas en puentes y edificios, grandes asentamientos de estructuras y aparición de cráteres de arena o Sand Bowls.

El estudio de la licuefacción, se basa principalmente en evaluar la susceptibilidad que tiene un suelo en particular en presentar el fenómeno para lo cual se han desarrollado criterios y metodologías de análisis.

La causa principal que se presente el fenómeno de licuefacción en suelos saturados, durante sismos, es el aumento de la presión de poros debido a la aplicación de un conjunto complejo de tensiones y deformaciones cíclicas

inducidas por las ondas sísmicas y, principalmente, por la propagación de ondas de corte que suben por un depósito de suelo. Así, un elemento de suelo puede ser considerado estar sometido a una serie de tensiones de corte cíclicas

El material utilizado en este trabajo corresponde a una arena de relaves proveniente del muro de confinamiento del depósito de relaves de la relavera Puquiococha.

2.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

2.3.1 Problema General:

- ✓ ¿Cuál es el efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica de la relavera Puquiococha Sociedad Minera Austria Duvaz SAC Junín – 2014?

2.3.2 Problemas Específicos:

- ✓ ¿Cuáles son las propiedades Geomecánicas asociadas con el fenómeno de licuefacción de la relavera de Puquiococha?

2.4 OBJETIVOS.

2.4.1 Objetivo general.

- ✓ Determinar el efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica de la relavera Puquiococha Sociedad Minera Austria Duvaz SAC Junín – 2014.

2.4.2 Objetivos específicos.

- ✓ Determinar mediante ensayos realizados en el laboratorio las propiedades Geomecánicas asociadas con el fenómeno de licuefacción de la arena de relaves de Puquiococha, ubicadas en la Región de Junín Distrito de Morococha.

2.5 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL TRABAJO.

Uno de los temas importantes asociados a las faenas mineras corresponde a todo aquello relacionado con las obras constructivas de disposición en la superficie de la tierra de los “Depósitos de Relaves”; cuyos residuos que contienen provienen de Plantas de Concentración de minerales por Flotación.

Esto se debe a que en la Industria de la minería estos depósitos han ido adquiriendo mayor relevancia, debido principalmente a que las leyes de los minerales en los yacimientos en explotación han disminuido, lo que ha obligado a las empresas mineras, extraer grandes volúmenes de minerales para lograr mantener los niveles de producción de finos, y se han incrementado así, la cantidad de desechos que deben ser dispuestos, ya sea como material estéril o en la forma de pulpas de relaves. Por lo tanto, se hace necesario tener muy presente los riesgos asociados a los pequeños medianos y grandes depósitos de relaves, en cuanto a los ámbitos técnicos constructivos como los ambientales.

Hasta hace algunas décadas atrás era común en Perú y en otros países de tradición minera, deshacerse por ejemplo, de los relaves derivados de las operaciones minero metalúrgicas, arrojándolos en lechos de ríos, lagunas quebradas, valles o al mar próximo y cuando en las cercanías de alguna faenas mineras no se disponía de estos sectores naturales tan "convenientes", los empresarios mineros solían acumular los relaves en áreas de contención, que amurallaban con terraplenes levantados con los mismos relaves y una vez que se agotaba el yacimiento, estos depósitos quedaban abandonados.

Afortunadamente en los tiempos actuales, debido a la regulación legal; tanto técnica como ambiental que nuestro país se ha dado, se hace más difícil librarse de los desechos mineros con sólo hacerlos desaparecer de la vista y gran parte de las reglamentaciones que se imponen al respecto, se refieren en forma específica a la industria minera, además las comunidades también hacen oír hoy su voz con fuerza y claridad sobre los problemas de protección de las personas y el medio ambiente.

La normativa vigente que regula todo lo relacionado con los "Depósitos de Residuos Masivos Mineros", en lo técnico y ambiental exige que se cumplan diversos requerimientos de seguridad, destinados a la protección de las personas y el medio ambiente, por ello todos los esfuerzos que se hagan para establecer criterios a tener en cuenta sobre el control de los riesgos son muy importantes.

Estudiamos este tema porque la pérdida total de la resistencia del corte estático se da por licuefacción de suelos, este fenómeno es más frecuente por acción sísmica por material arenoso limosos saturados como la relación agua/sólido en la relavera Puquiococha es de 1.5 – 1 este fenómeno podría ocurrir si se presenta una sollicitación sísmica, reduciéndose la resistencia al corte de los diques perimetrales ya que estos materiales son susceptible a la licuefacción sísmica en especial si la permeabilidad y densidad son bajos este fenómeno es más preocupante que ocurra. Como el problema radica en la saturación del material (relave grueso) se recomienda proponer las siguientes medidas para evitar un colapso de la estructura frente a una sollicitación sísmica, se deben seguir las siguientes consideraciones a realizar periódicamente:

- ✓ Se deben realizar periódicamente controles de la densidad in-situ en el muro de arenas y determinar de la densidad relativa (las muestras se deben tomar a 1/3 y 2/3 de la altura total del muro) Estas medidas son importante porque indican en cierta medida, el grado de compactación con que cuenta el muro de arenas en la operación.
- ✓ Controlar el nivel freático con piezómetros en el muro de arenas comparar la cota que se obtiene de este nivel, con la cota del nivel del coronamiento del muro de partida impermeabilizado. El nivel freático debe ser más bajo que dicha cota, esto tiene gran relevancia especialmente en aquellos tranques que no cuentan con un buen sistema de drenaje en el muro de arenas.

- ✓ Cuando el nivel freático es alto, se debe proceder rápidamente a bajarlo, evacuando el agua clara de la laguna en la cubeta. Es importante además medir el nivel freático en algunos puntos aguas abajo del tranque y mantener una estadística gráfica con los datos obtenidos.

- ✓ Establecer un control periódico de la granulometría de las arenas de relave. Un aumento repentino y significativo del % de finos compromete las condiciones de seguridad de la obra (formación de bolsones saturados y superficies localizadas menos resistentes al corte). La exigencia actual del contenido de finos en las arenas de relave de los muros de contención en los tranques de relaves, es que debe estar constituida por no más de un 20% de partículas menores de 200 mallas (74 micrones).

- ✓ Las partículas de las arenas de los relaves son muy angulares y heterogéneas, lo cual es favorable del punto de vista de la estabilidad ya que ayuda a lograr una buena compactación, pues las partículas en dicha operación de compactación, se traban unas con otra de modo que se necesitan grandes esfuerzos de corte para romper este entramamiento.

- ✓ Se debe medir el % de sólidos en peso de la pulpa de relaves, el cual debe mantenerse en un rango no tan alto para que se permita un buen escurrimiento de esta pulpa por la tubería de transporte, evitando su embancamiento, y tampoco muy bajo para no saturar rápidamente de aguas la cubeta. (un rango bien aceptado en la práctica es entre 35% a 45%).

- ✓ Mantener una buena revancha con el fin de evitar posibles escurrimientos de agua a través del muro de arenas produciéndose así su erosión.
- ✓ Se deben verificar periódicamente el ángulo de talud operacional comprometido en el proyecto y el ancho del coronamiento del muro de arenas. Este último en la actualidad se exige como mínimo de 2 metros.
- ✓ Controlar periódicamente el nivel y posición de la laguna de aguas claras, la cual debe mantenerse siempre lo más alejada posible del muro de arenas en los casos de tranques de relaves, con el fin de evitar humectar demasiado el muro y que se sature de agua, trayendo el consecuente aumento de la presión de poros entre las partículas y el eventual colapso.
- ✓ Mantener siempre operativas las torres colectoras o bien las balsas con las bombas de impulsión, para la evacuación de las aguas de la laguna de clarificación asegurándose así la continuidad de esta operación.
- ✓ Verificar en forma periódica el estado de las tuberías de conducción de los relaves y también las válvulas y bombas de impulsión de la pulpa de relaves. Además, se debe programar con antelación el traslado de las tuberías a las posiciones de descarga siguientes.

- ✓ Una medida importante a tener presente en la construcción en los muros de algunos tranques es la de evitar conformar esquinas en ángulo recto ya que constituyen uno de los puntos estructuralmente más débiles frente a las solicitaciones sísmicas, debido a bajo confinamiento. Es por ello aconsejable establecer uniones redondeadas.
- ✓ Es muy importante en un tranque de relaves en operación, mantener la práctica de compactar el talud exterior a lo largo del muro de arenas usando equipos adecuados como por ejemplo rodillos lisos vibratorios tractores o bulldozer pesados. Esto se hace con el fin de mantener una compactación adecuada del muro, ayudando así a una mejor estabilidad sísmica de la obra.
- ✓ Cuando la compactación es deficiente, los tranques de relaves tienen mayor probabilidad de colapsar frente a una solicitación sísmica significativa. Es por ello que la operación de compactación en el muro resistente debe hacerse en forma regular junto con todas aquellas otras medidas que tienen incidencia con la estabilidad del tranque.
- ✓ Durante la operación se deben reparar todas las fisuras o grietas que se pudieren producir, pues si no son cerradas dejan puntos débiles sobre los cuales al ser tapados con material de relaves, la compactación posterior no será eficiente en dichos sectores.
- ✓ Cuando durante la operación de un tranque de relaves no hay suficiente arenas de una calidad adecuada, es conveniente considerar agregar una o

más capas intermedias de material de empréstitos bien compactado, para continuar la construcción del muro resistente y así se tendrá una mejor estabilidad física.

✓ Es importante mantener despejados los muros de arenas de cualquier objeto extraño puesto que los relaves sedimentan a la altura de los obstáculos que encuentran en el trayecto.

✓ Los operadores de los depósitos de relaves deben tener, claro conocimiento, del Manual de Emergencia del depósito de relaves, con que obligatoriamente debe contar la Empresa, de modo que les permita enfrentar en forma exitosa las situaciones adversas, climáticas, hidrológicas, sísmicas volcánicas o falla del sistema de captación de aguas claras o situaciones de emergencias de otra naturaleza que pudieren presentarse.

✓ Si la causa de la emergencia se debe a fenómenos naturales extremos imprevistos, como sismos, nevazones, lluvias intensas, erupciones volcánicas u otros, que impidan una normal operación o pongan en peligro la vida de las personas o el medio ambiente, deberán suspenderse las operaciones de depositación de relaves, hasta que las condiciones de seguridad del depósito se restablezcan.

✓ En caso de precipitación de nieve o granizo sobre el prisma resistente y en que, a la vez, se produzca la posibilidad de que debido a bajas temperaturas puedan intercalarse capas de agua a estado sólido, que puedan

crear planos de falla en el muro, deberá paralizarse la depositación de arenas en el muro, hasta que pase la situación de riesgo.

2.6 PROPOSITO.

El presente trabajo de investigación se elabora para concientizar en el adecuado diseño de diques de relaves con el propósito de evitar consecuencias catastróficas ya que al ocurrir la falla por licuefacción, los relaves comienzan a fluir por vías preferenciales (ríos, cuencas, etc.) hacia aguas abajo, dependiendo de la localización del depósito. Los ríos son contaminados considerablemente, extensas áreas llegan a ser cubiertas por relave, afectando la calidad de la tierra y de las aguas, junto con diversos ecosistemas. Además, estas fallas han causado la pérdida de vidas humanas sumando grandes costos económicos y ambientales.

2.7 LIMITACIONES.

Como estudiante nos abstenemos a ciertas limitaciones, una de ellas las económicas, por lo que no podemos adquirir instrumentos modernos y sofisticados para poder basarnos en parámetros geotécnicos y geofísicos.

Otra limitación importante es la demostración con la realidad ya que los eventos de licuefacción son catastróficos y se deben evitar y por tal motivo no se puede experimentar. Debido al factor tiempo lo que realizamos es una antesala o ante proyecto del estudio definitivo del proyecto de Tesis.

III. MARCO TEÓRICO.

3.1 REVISIÓN DE ESTUDIOS REALIZADOS.

El término Licuefacción, ha sido históricamente utilizado para una serie de fenómenos, en los cuales, el factor común es la repentina pérdida de resistencia del suelo, que se traduce en deformaciones excesivas.

La literatura indica que el término Liquefaction, fue por primera vez utilizado en la literatura, por **(Hazen (1920))**¹⁵, para explicar la falla de la presa Calaveras en 1918.

El profesor **(Casagrande (1950))**¹⁶ utiliza el término Liquefaction para referirse a la caída repentina en la resistencia al corte en suelos no cohesivos saturados, producida por la disminución en la presión efectiva del suelo debida al aumento de la presión de poros. Además denomina Flows Slides o Flow Failures a los grandes deslizamientos de masas de suelo producidos por licuefacción.

Posteriormente **(Krynine (1947))**¹⁷ denomina Flow Failure (Falla de Flujo) a la falla por resistencia al corte de arenas sueltas, por dos motivos: separación de partículas por vibración y por Liquefaction (cuando la presión de poros iguala a la tensión normal).

¹⁵ Hazen, A., (1920). Hydraulic-Fill Dams. American Society of Civil Engineers, Transactions, 1923, 1713-1745

¹⁶ Casagrande, A. (1950). Notes on the design of Earth Dams. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Oct. In Contributions of Soil Mechanics 1940-1960. Boston Society of Civil Engineers, 231-255.

¹⁷ Krynine, D. (1947). Soil Mechanics (Second Ed.). McGraw-Hill Book Company, Inc.

(Terzaghi y Peck (1948))¹⁸ señalan como Spontaneous Liquefaction a la repentina pérdida de resistencia al corte de una arena saturada, desde su valor normal hasta “casi cero”, ocasionada por el colapso de la estructura del suelo ante el aumento repentino de la presión de poros.

Mogami y Kubo (1953) utilizan el término Liquefaction, para referirse a la pérdida de resistencia al corte en arenas secas y con humedad variable obtenida en ensayos de laboratorio mediante esfuerzos dinámicos.

(Florin e Ivanov (1961))¹⁹, denominan Liquefaction al quiebre del arreglo de partículas, que se presenta en suelos arenosos saturados, ante cargas externas, acompañado de un incremento en la presión de poros.

Seed y colaboradores desarrollaron el equipo triaxial cíclico y realizaron ensayos cíclicos no drenados **(Seed & Idriss, (1966))²⁰**, denominando Initial Liquefaction al momento en que la presión de poros iguala a la presión total haciendo cero la tensión efectiva y Complete Liquefaction al momento en que las deformaciones cíclicas alcanzan una amplitud de un 20%, además llaman Partial Liquefaction al estado intermedio en que se tiene un aumento progresivo en deformaciones cíclicas.

¹⁸ Terzaghi, K., & Peck, R. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, Inc.

¹⁹ Florin, V. A., & Ivanov, P. L. (1961). Liquefaction of Saturated Sandy Soils. Proceedings Fifth International Conference of Soil Mechanics, 107-111.

²⁰ Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1966). Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 93 (SM3), 83-108.

El profesor Casagrande y colaboradores (**Casagrande (1971)**)²¹, (**Castro (1975)**)²² con el objeto de diferenciar y aclarar el concepto, proponen denominar Liquefaction a la pérdida de resistencia que presentan arenas sueltas bajo condiciones no-drenadas, ocasionada por cargas rápidas. Por otra parte, proponen denominar Cyclic Mobility (Movilidad Cíclica) a la respuesta en ensayos triaxiales cíclicos cuando la presión de poros iguala la tensión total, acompañada de un incremento sustancial en las deformaciones cíclicas.

La principal causa del fenómeno de licuefacción son los sismos. El estudio de los terremotos data de muchos siglos; existen escritos de terremotos en China de 3000 años atrás, como también registros japoneses y Europeos desde hace 1600 años. En América, específicamente en Estados Unidos hay registros históricos desde hace 400 años, (**Kramer, (1996)**)²³.

Las nefastas experiencias dejadas por terremotos, han puesto en evidencia que los eventos sísmicos están entre los más severos desastres naturales que pueden golpear áreas habitadas. Aun cuando se han realizado importantes esfuerzos en el campo de la ingeniería sísmica desafortunadamente, las pérdidas de vidas humanas y los daños a la propiedad causados por grandes terremotos, todavía son significativos en todo el mundo. La Tabla N° 04 resume las pérdidas de vidas humanas y estimación de costos de los daños provocados por grandes terremotos en los últimos 10 años.

21 Casagrande, A. (1971). On Liquefaction Phenomena. *Geotechnique*, 21 (3), 197- 202.

22 Castro, G. (1975). Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101 (GT6), 551-569.

23 Kramer, S., (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* (First Ed). Prentice Hall.

Fecha	Lugar	Pérdidas de vidas humanas (*)	Daños [US\$ billions] (*)
25/01/1999	Colombia	1.8	
17/08/1999	Turquía	17.118	6,5
21/09/1999	Taiwán	2400	
26/01/2001	India	20.085	
21/05/2003	Argelia	2.266	2
26/12/2003	Irán	31	
26/12/2004	Sumatra	227.898	
28/03/2005	Sumatra	1.313	
08/10/2005	Pakistán	86	
26/05/2006	Indonesia	5.749	
12/05/2008	China	87.587	86
12/01/2010	Haití	200	
27/02/2010	Chile	521	

El actual conocimiento de la ingeniería antisísmica, no es suficiente para evitar las catástrofes ocasionadas por eventos sísmicos, esto puede ser explicado básicamente por dos motivos:

Colapso de estructuras: Se refiere principalmente a estructuras que no han sido diseñadas por especialistas o que su construcción no ha sido ejecutada con un adecuado control.

También hay que considerar construcciones hechas por especialistas con errores de cálculo o malos diseños. Por último, este colapso puede producirse en estructuras modernas que aun siendo diseñadas por especialistas, no son capaces de soportar esfuerzos inducidos por terremotos, por un conocimiento sólo parcial del fenómeno propiamente tal.

Fallas en Suelos: Las estructuras, al ser apoyadas en suelos, se ven inmediatamente afectadas ante problemas que en ellos ocurran. También

grandes deslizamientos de masas de suelos, pueden ocasionar grandes catástrofes. La respuesta de los suelos bajo solicitaciones sísmicas es un problema muy complejo. Todavía falta mucho por comprender especialmente en el caso de los suelos no cohesivos saturados, los cuales tienden a deformarse excesivamente ante cargas sísmicas. Por ello, se hace necesaria una mejor comprensión del comportamiento sísmico de suelos y su modelamiento.

Una de las fallas más importantes son ocasionadas debidas a la mala práctica de la compactación como lo demuestra las investigaciones (**Mittal y Morgenstern(1977)**)²⁴ han demostrado que la compactación de arenas de relaves a densidades relativas mayores de 50-60% es suficiente para evitar la licuación con aceleraciones menores de 0.1g., y que compactaciones con densidades relativas mayores de 75%, evitan la licuación bajo aceleraciones más altas. Estos investigadores también indican que la mínima densidad relativa para prevenir la licuación depende de:

- Características de los relaves.
- Altura de la presa.
- Nivel de saturación.
- Características del sismo, incluyendo aceleración y duración.

Según las investigaciones para el análisis sísmico, durante la ocurrencia del sismo se originan variaciones en la presión de poros y resistencia de los relaves, en el método pseudoestático la acción del sismo es representada por

²⁴ Mittal, H. and Morgenstern, N.R. (1977). Design and Performance of Tailings Dams. Proceedings of Conference, Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Material. ASCE, Ann Arbor, MI, USA, 475-492.

una fuerza actuando en dirección horizontal, con una intensidad equivalente al producto de la aceleración equivalente por unidad de peso del relave.

(Kramer (1996))²⁵ considera que dada la respuesta elástica de los taludes la aceleración seudoestática en la práctica debería ser mucho menor que la máxima aceleración.

(Marcuson(1981)) sugiere el empleo de coeficientes sísmicos entre 1/3 y 1/2 de la aceleración máxima para el diseño, así mismo la experiencia que existe sobre el comportamiento de las presas ante eventos sísmicos, recomienda emplear en el análisis seudo estático un coeficiente sísmico de hasta 0.20g.

El fenómeno de licuefacción se origina por la generación de altas presiones de poro bajo condiciones de carga no drenada, durante la ocurrencia de un sismo, los esfuerzos cíclicos hacen disminuir la resistencia del suelo, hasta el punto de producir una falla de flujo, en la práctica con investigaciones realizadas se puede definir preliminarmente si un suelo tiene posibilidad de licuefactar, entre ellos tenemos:

(Ishihara(1975))²⁶, menciona que las arenas limpias y los suelos conteniendo más de 40% de finos(<0.074mm.) y limos no plásticos son potencialmente licuefactables.

²⁵ Kramer, S., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering (First Ed). Prentice Hall.

²⁶ Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S., (1975). Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses. Soils and Foundations, 15 (1), 29-44.

(Seed e Idriss(1966))²⁷, indican que las arcillas generalmente no tienen problemas, a menos que el contenido de agua natural sea mayor que 0.9 veces el límite líquido; y que el límite líquido sea menor de 35%.

También las investigaciones han demostrado que un suelo es más susceptible al fenómeno de licuefacción dependiendo de sus condiciones de densidad, y sus condiciones de esfuerzos iniciales en suelos saturados cuando el nivel de agua está a pocos metros de la superficie.

En la actualidad para determinar el grado de susceptibilidad de un suelo ante licuefacción del mismo, existen correlaciones empíricas confiables basadas en los ensayos de sondaje **SPT y CPT**, este método se fundamenta en los criterios e investigaciones de los siguientes autores:

(Seed(1987))²⁸, indica que la resistencia residual no drenada puede ser usada en un análisis de estabilidad no drenada post-sísmica, para verificar si puede ocurrir licuefacción.

(Seed(1987) y Poulos(1988))²⁹, sugirieron el uso de la resistencia residual no drenada, en el análisis estático de estabilidad de taludes.

(Seed y Harder (1990))³⁰, han desarrollado correlaciones entre el valor (N1) 60 obtenido del ensayo SPT y la resistencia residual de campo a partir de "back-análisis" efectuados con casos históricos de licuefacción (deslizamientos de flujos).

²⁷ Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1966). Analysis of Soil Liquefaction: Nilgata Earthquake. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 93 (SM3), 83-108.

²⁸ Rojas Linares Edito Luis, Boletín de Diseño de Presas de Relaves, Lima-Perú, 2010.

²⁹ Rojas Linares Edito Luis, Boletín de Diseño de Presas de Relaves, Lima-Perú, 2010.

³⁰ Seed, R.B. and Harder, L.F. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength." Proc. HB. Seed Memorial Symp. Hi-Tech Publishing Ltd., Vol. 2,351-376.

3.2 CONCEPTOS FUNDAMENTALES.

Es de suma importancia definir el tipo de operación de descarga empleada en la relavera Puquiococha y el método de construcción, con la finalidad de entender el modelo de contención del relave, de las opciones descritas a continuación la Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C. emplea la opción de descarga "B", ya que la relavera actual no es de una gran capacidad y es suficiente el tipo de construcción empleado, también el método de construcción usado es el de aguas abajo ya que la experiencia ha demostrado que este método tiene un buen comportamiento ante solicitaciones horizontales, a continuación se describe cada uno de estos conceptos:

3.2.1 Opciones para la Descarga de los Relaves.

Opción A: Descarga del Relave Completo.

Se requiere disponer de un volumen suficientemente grande para permitir almacenar todos los relaves que se producirán durante la vida útil de la planta. Pueden utilizarse cavidades "pre- existentes" como: rajes mineros abandonados, depresiones naturales en superficie, cavernas naturales antiguas minas subterráneas abandonadas, etc. Para la descarga de relaves completos, resulta técnica y ambientalmente más aceptable construir un muro perimetral con talud interno impermeabilizado hecho con material grueso de empréstito y generar así una cubeta de depositación. Este tipo de depósito de relaves se denomina "Embalses de Relaves".

Opción B: Construcción del Muro Resistente con Parte del Relave.

Esta opción corresponde a tratar los relaves provenientes de la planta, de manera de separar la fracción gruesa (arenas de relaves) de la fracción fina (lamas), para poder utilizar la primera como material para la construcción del muro perimetral y descargar la segunda a la cubeta de embalse. Al construir el muro utilizando las arenas de los relaves, es posible hacerlo de 3 formas o métodos de crecimiento distintas: Crecimiento del muro hacia “aguas arriba” crecimiento del muro hacia “aguas abajo” y crecimiento del muro según el método llamado “eje central o mixto”.

Opción C: Material de Relaves Equivalente a un Suelo Húmedo.

Esta opción requiere tratar los relaves provenientes de la planta, de manera de extraerle la mayor cantidad de agua, obteniendo así un material equivalente a un suelo húmedo el cual puede ser depositado sin necesidad de un muro perimetral para su contención.

Para este propósito existen distintos métodos: “Espesar los Relaves”, “Filtrar los Relaves” y la alternativa más reciente es la de crear lo que se denomina “Pasta de Relaves”.

En nuestro estudio la relavera en construcción denominada Puquiococha posee un sistema de descarga, Opción B: Construcción del Muro Resistente con Parte del Relave.

3.2.2 Efectos de la Razón Sólido/Agua (S:A).

Una pulpa de relaves con suficiente agua se comportará como una suspensión acuosa, cuya viscosidad aumenta si disminuye el agua, hasta que

para contenidos de agua suficientemente bajos se comportará como un lodo espeso y eventualmente, como un suelo húmedo.

Experimentalmente podemos señalar que:

- Si la razón S/A es menor que 50%, la pulpa de relaves se comporta como suspensión acuosa, y escurrirá incluso con pendiente menor al 2% y se produce segregación de las partículas con la distancia al punto de descarga.
- Si la razón S/A es mayor o igual que 55% la pulpa de relaves comienza a tener comportamiento de un lodo viscoso; disminuye fuertemente la segregación de partículas y se necesitará pendientes mayores al 2% para escurrir.

La tabla N° 05, nos indica la pendiente límite que admite una pulpa de relaves para distintas concentraciones de sólidos en peso (pendientes mayores producirán su escurrimiento).

Tabla N° 05. Variación de la pendiente límite con la concentración de Sólidos en una pulpa de relaves.

VARIACION DE LA PENDIENTE LIMITE CON LA CONCENTRACION DE SOLIDOS EN UNA PULPA DE RELAVES	
Pendiente Límite %	Porcentaje de Sólido en Peso %
< 2	< 50
2-3	55-66
3-5	60-63
4-6	63-65
> 6	> 65

3.2.3 Permeabilidad e Infiltración y Densidad Relativa.

3.2.3.1 Permeabilidad de los Suelos.-

Se dice que un material es permeable cuando tiene huecos continuos e interconectados de modo tal que el agua pueda escurrir por ellos. Al movimiento del agua a través del material se le denomina "Infiltración o filtración" y a su medida "Permeabilidad". La circulación del agua a través del suelo se debe a la diferencia de presión hidrostática entre dos puntos. En forma muy resumida podemos decir que se cumple la relación:

$$V = k \cdot i$$

Donde:

V = es la velocidad de descarga

i = es el gradiente hidráulico

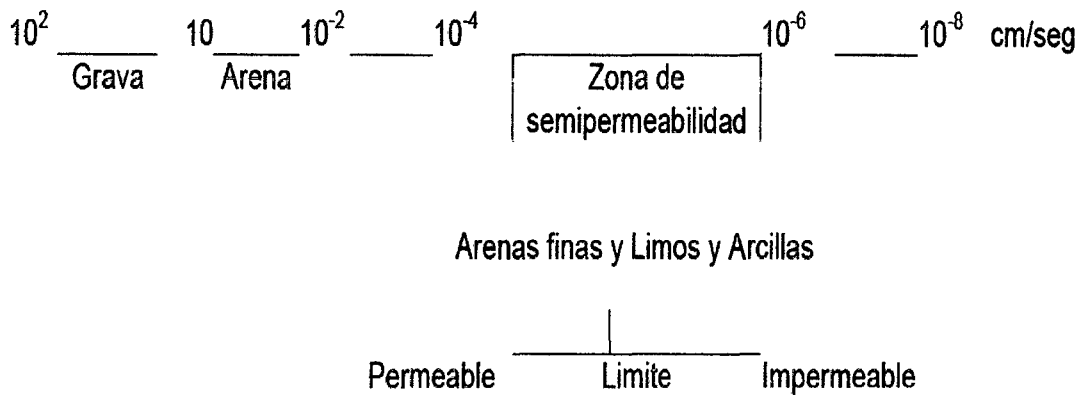
k = es el coeficiente de permeabilidad.

Las unidades en que "k" se expresa, comúnmente con cm/seg.

Determinando el coeficiente de permeabilidad se puede determinar el volumen de las filtraciones, el que depende del tamaño y granulometría de las partículas gruesas, de la cantidad de finos y de la densidad de la muestra.

El coeficiente de permeabilidad varía en un amplio margen para los distintos suelos naturales, desde 10² cm/seg. (Permeable) hasta 10⁻⁹ cm/seg (impermeable).

Los especialistas clasifican los suelos con respecto a la permeabilidad de la siguiente manera:



3.2.3.2 Densidad Relativa.-

El grado de compactación que se requiere para una arena de relave, con el fin de minimizar el riesgo de licuefacción, es expresado en términos de la llamada densidad relativa D_r , la que se define según la siguiente expresión:

$$D_r = \frac{(e_{\text{máx}} - e)}{(e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}})} \times 100\%$$

Donde D_r = densidad relativa

$e_{\text{mín}}$ = relación de vacíos de la arena en la condición más suelta.

$e_{\text{máx}}$ = relación de vacíos de la arena en la condición más densa.

Otra forma de calcular la densidad relativa es mediante la expresión:

$$D_r = \frac{\rho_{\text{máx}} (\rho_{\text{in situ}} - \rho_{\text{mín}})}{\rho_{\text{in situ}} (\rho_{\text{máx}} - \rho_{\text{mín}})} \times 100\%$$

Siendo

$\rho_{\text{máx}}$ = densidad máxima de las arenas

$p_{mín}$ = densidad mínima de las arenas

$p_{in situ}$ = densidad en el lugar de las arenas

3.2.4 Depósitos de Relaves.

Dentro de la disposición de relaves existen diferentes y variadas formas de depositación de relaves, que dependiendo de diversos factores como son las cercanías al concentrador, capacidad de almacenamiento de relaves topografía del lugar, producción del yacimiento se deberá seleccionar la forma más apropiada para disponer estos relaves.

Atendiendo a lo indicado anteriormente, los distintos tipos de "Depósitos de Relaves" que se consideran en la actualidad en Perú indicados en el "Reglamento para la Aprobación de Proyectos de Diseño, Construcción Operación y Cierre de Depósitos de Relaves", son los siguientes:

- Tranques de Relaves.
- Embalses de Relaves.
- Depósito de Relaves Espesados.
- Depósito de Relaves Filtrados.
- Depósito de Relaves en Pasta.

Nuestro problema de investigación solo está enmarcado en la relavera Puquiococha solo definiremos lo que es un depósito de relaves y sus métodos de construcción

3.2.4.1 Tranques de Relaves.

A continuación se describen brevemente las alternativas de construcción del muro de arenas de Los Tranques de Relaves.

3.2.4.1.1 Construcción del Muro Método Aguas Arriba.

Consiste en un muro inicial (starter dam) construido con material de empréstito compactado sobre el cual se inicia la depositación de los relaves utilizando clasificadores denominados “Hidrociclones”; la fracción más gruesa o arena se descarga por el flujo inferior del hidrociclón (Underflow) y se deposita junto al muro inicial, mientras la fracción más fina o lamas, que sale por el flujo superior del hidrociclón (Overflow) se deposita hacia el centro del tranque en un punto más alejado del muro, de modo tal que se va formando una especie de playa al sedimentar las partículas más pesadas de lamas y gran parte del agua escurre, formando el pozo de sedimentación o laguna de sedimentación la que una vez libre de partículas en suspensión es evacuada mediante un sistema de estructura de descarga, que pueden ser las denominadas torres de evacuación, o bien, se utilizan bombas montadas sobre una balsa flotante. Una vez que el depósito se encuentra próximo a llenarse, se procede al levante del muro, desplazando los hidrociclones a una mayor elevación en la dirección hacia aguas arriba y comenzando una nueva etapa de descarga de arenas, y peralte del muro; se continúa sucesivamente la construcción en la forma indicada.

Con este método, en la práctica, se pueden alcanzar alturas de hasta 25 metros (ver figura 01). Si bien este método es el que requiere un menor volumen de material arenoso, por lo que ha sido utilizado en la pequeña minería para construir numerosos tranques, es el que produce el tipo de muro menos resistente frente a oscilaciones sísmicas.

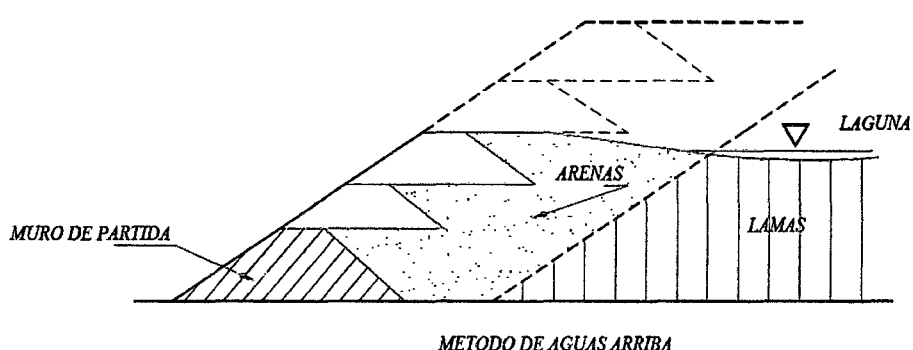


Figura 01: Método de aguas arriba.

3.2.4.1.2 Construcción del Muro Método Aguas Abajo.

La construcción se inicia también con un muro de partida de material de empréstito compactado desde el cual se vacía la arena cicloneada hacia el lado del talud aguas abajo de este muro y las lamas se depositan hacia el talud aguas arriba. Cuando el muro se ha peraltado lo suficiente, usualmente 2 a 4 m., se efectúa el levante del muro, desplazando los hidrociclones a una mayor elevación en la dirección hacia aguas abajo y comenzando una nueva etapa de descarga de arenas y peralte del muro. A veces se dispone también de un segundo muro pre-existente aguas abajo (ver figura 02). Las arenas se

pueden disponer en capas inclinadas, según el manto del talud del muro de partida, o bien, disponerlas en capas horizontales hacia aguas abajo del muro de partida.

Este método de aguas abajo requiere disponer de un gran volumen de arenas y permite lograr muros resistentes más estables del punto de vista de la resistencia sísmica.

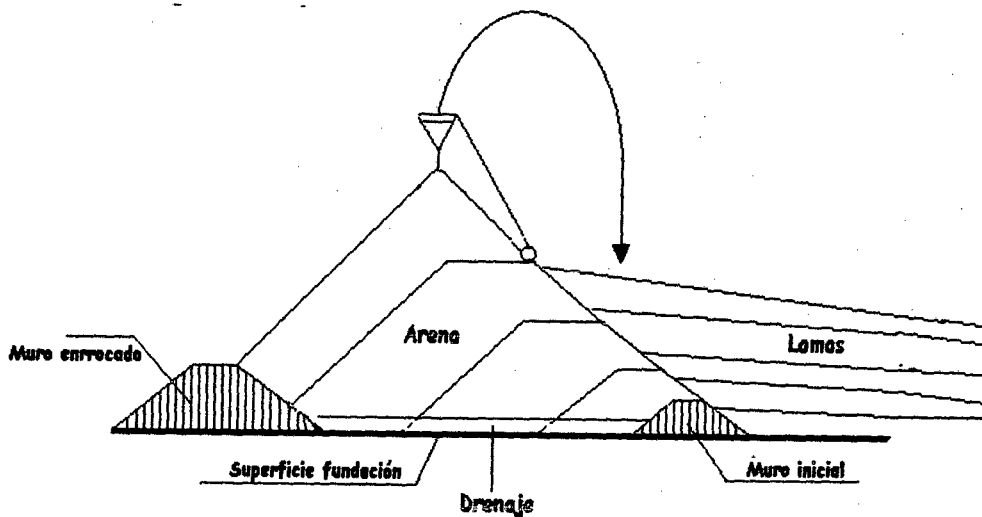


Figura 02: Método de aguas Abajo (capas de arenas inclinadas)

3.2.4.1.3 Construcción del Muro Método Eje Central o Mixto.

Se inicia al igual que los métodos anteriores con un muro de partida de material de empréstito compactado, sobre el cual se depositan las arenas cicloneadas hacia el lado de aguas abajo y las lamas hacia el lado de aguas arriba. Una vez completado el vaciado de arenas y lamas correspondiente al muro inicial, se eleva la línea de alimentación de arenas y lamas, siguiendo el

mismo plano vertical inicial de la berma de coronamiento del muro de partida. Lo que permite lograr un muro de arenas cuyo eje se mantiene en el mismo plano vertical, cuyo talud de aguas arriba es más o menos vertical, y cuyo talud de aguas abajo puede tener la inclinación que el diseño considera adecuada.

Este método requiere disponer de un volumen de arenas intermedio entre los 2 métodos anteriores, y permite lograr muros suficientemente estables.

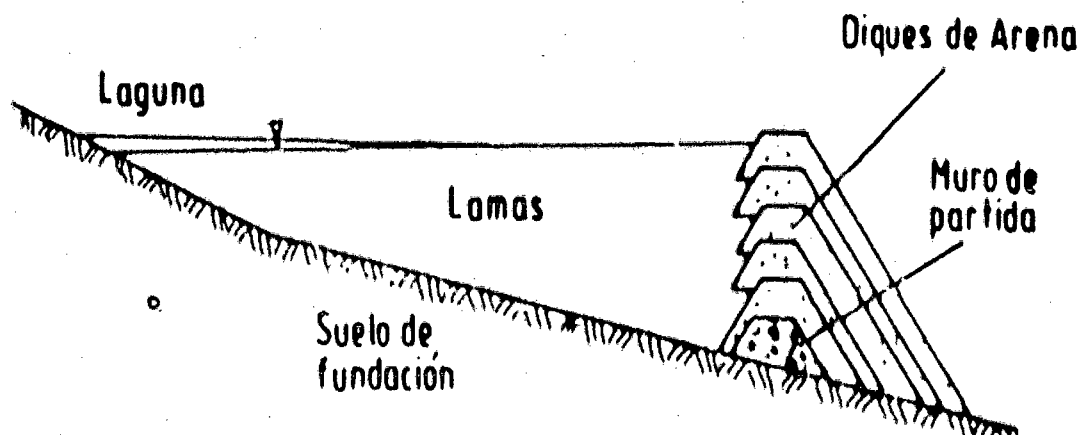


Figura 03: Método de Eje Central.

3.2.5 Concepto de Licuefacción.

El fenómeno denominado Licuefacción, es uno de los más importantes interesantes y complejos tópicos en la Geotecnia. Existen evidencias de la presencia del fenómeno en casi todos los sismos importantes, Terremoto de San Francisco 1906 (Lawson, 1908), Terremoto de Valdivia 1960 (Luke 1960 Luke & Leeds, 1963), Terremoto Alaska 1964 (Hansen, 1965) Terremoto de

Niigata 1964 (Yamada, 1966; Kawakami, 1966; Kishida, 1966 Seed & Idriss, 1967), Terremoto de Kobe 1995 (EERC, 1995), etc.

Algunas de las principales evidencias de la presencia de Licuefacción, son: gigantescos y repentinos deslizamientos de masas de suelos, espectaculares fallas en puentes y edificios, grandes asentamientos de estructuras y aparición de cráteres de arena o Sand Bowls.

El estudio de la licuefacción, se basa principalmente en evaluar la susceptibilidad que tiene un suelo en particular en presentar el fenómeno para lo cual se han desarrollado criterios y metodologías de análisis.

La causa principal que se presente el fenómeno de licuefacción en suelos saturados, durante sismos, es el aumento de la presión de poros debido a la aplicación de un conjunto complejo de tensiones y deformaciones cíclicas inducidas por las ondas sísmicas y, principalmente, por la propagación de ondas de corte que suben por un depósito de suelo. Así, un elemento de suelo puede ser considerado estar sometido a una serie de tensiones de corte cíclicas, como se ilustra en la Figura 4.

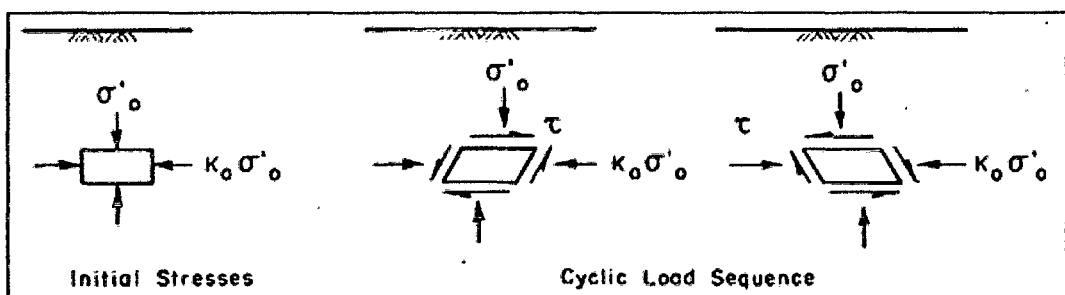


Figura 04: Condiciones idealizadas de tensiones en un sismo

Existen varios tipos de aparatos de ensayos en laboratorio que permiten investigar las condiciones de tensiones cíclicas requeridas, para causar licuefacción o movilidad cíclica en arenas saturadas. El objetivo de estos aparatos es reproducir las tensiones actuando sobre un elemento de suelo el que está sujeto a tensiones de corte horizontales, las cuales, revierten la dirección muchas veces durante un terremoto.

El equipo de ensayo más comúnmente utilizado, por facilidad y costo, es el aparato Triaxial. Mediante este equipo es posible simular el estado tensional de un elemento de suelo y se puede inducir un estado de carga monótona (carga en compresión o extensión) o carga cíclica (carga alternante entre compresión y extensión). El uso de equipos triaxiales para el estudio de licuefacción de suelos ha sido desarrollado principalmente en muestras de suelos consolidadas isotrópamente, es decir, bajo la misma tensión en las tres direcciones principales. Sin embargo, las condiciones en que un elemento de suelo se encuentra en terreno, son generalmente bajo algún grado de anisotropía, además, diversos estudios muestran que los resultados obtenidos para muestras de suelo consolidadas isotrópamente difieren a las consolidadas anisótramente.

3.3 MARCO SITUACIONAL

3.3.1 Generalidades

Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C. (SMAD), es una empresa minera privada que se dedica a la explotación y procesamiento de minerales polimetálicos, con la finalidad de continuar sus operaciones se hizo necesario la construcción de la nueva relavera denominada Puquiococha segunda etapa y para tal motivo para el recremento del dique perimetral de la relavera se requiere relave grueso que de acuerdo al proceso metalúrgico de explotación minera utilizado por Duvaz, los relaves (Gruesos y Finos), provenientes de la operación de la Planta Metalúrgica, serán conducidos hacia la ampliación lateral proyectada, bajo la misma modalidad con la cual se traslada a la Relavera Puquiococha, allí se separará, a través de ciclones, la fracción gruesa (arena de relaves) de la fracción fina (limos).

La fracción gruesa se ha proyectado ser utilizada para la construcción de la presa, y la fina se almacenará dentro del depósito aguas arriba de la presa. En la tabla N° 6, se presenta la producción de relaves y algunas de sus propiedades físicas.

Tabla N° 6: Producción y Características de producción de relaves

Material	Tms/ Día	Densidad Seca (Tn/M3)	Volumen (M3)	Grav. Espec	% Solidos	Agua (M3)	Relac. Liq / Sol
Feed	755.	1.38	410.35	3.11	27.00	1730.3	2.70
Gruesos	281.	1.85	152.01	3.09	58.00	726.7	1.96
Finos	473.	1.55	305.76	3.10	42.00	1003.6	3.73

Fuente: Informe de laboratorio SMAD.

Se ha elaborado un análisis de estabilidad física, para evaluar el diseño del proyectado, el cual considera el almacenamiento final del depósito de relaves Puquicocha a la cota 4,532 msnm. El análisis comprende la evaluación de la geometría final, habiendo establecido tres (03) secciones transversales estimación de propiedades de resistencia del material de desmonte de mina y análisis de estabilidad de taludes, tanto para condiciones de carga estática y pseudoestática.

La conformación del dique del relave se realizará de acuerdo a la disposición de relave grueso, por ello se realizaran dos etapas, etapa I de la cota 4,526 a la cota 4,529 msnm y la etapa II de la cota 4,529 a la cota 4,532 msnm.

A continuación se presentan detalles referentes a la sección transversal crítica, incluyendo las propiedades del material aplicadas en los análisis. También se discuten en las siguientes secciones las metodologías y los resultados para cada uno de los análisis. (Ver Anexo A, Análisis de Estabilidad).

3.3.2 Metodología del análisis de estabilidad

Se llevaron a cabo análisis de estabilidad de taludes usando el programa de computo Slide (versión 5.0) que permite al usuario llevar a cabo cálculos de equilibrio limite mediante una diversidad de métodos. Se pueden usar varios métodos para buscar la superficie de falla crítica, es decir, la superficie con el factor de seguridad más bajo para una geometría y propiedades de los

materiales dados. Se usó el método **Spencer (1967)** para buscar la superficie de deslizamiento crítica tomando en cuenta que este método considera el análisis para el equilibrio de momento y fuerza y produciendo una solución más rigurosa con respecto a otros métodos. Los análisis post sismo representan la estabilidad del talud inmediatamente después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Los análisis pseudo-estáticos implican la aplicación de una carga horizontal constante al talud para representar una fuerza generada por la aceleración del sismo, tal como se usa en la experiencia práctica, estos análisis se basaron en las resistencias reales pre-sismo.

La carga horizontal se especifica como un coeficiente de aceleración horizontal (K_h) y seleccionándose en estos análisis un coeficiente horizontal equivalente a dos tercios de la aceleración máxima del sismo de diseño.

El factor de dos tercios explica el hecho por el cual la fuerza generada por la aceleración pico se aplica solo durante un breve instante en el tiempo. Cabe resaltar que el estándar actual de la industria es realizar análisis de deformación inducida por una carga sísmica en lugar de análisis pseudo estáticos debido a la naturaleza un tanto subjetiva de seleccionar este coeficiente sísmico; no obstante, se realizaron análisis pseudo-estáticos.

3.3.3 Propiedades de los materiales

Se estimaron las propiedades de los materiales más importantes para los análisis de estabilidad de taludes del depósito de relaves en base a las pruebas índice de laboratorio llevadas a cabo en materiales de relleno del dique y fundación del depósito de relaves; así como los criterios de ingeniería y en base a la familiaridad con materiales similares.

Para la determinación de los parámetros geotécnicos de estos materiales se realizaron ensayos de clasificación y ensayos de compresión triaxial.

3.3.3.1 Relave Fino Proyectado

El relave fino depositado en el embalse de la presa Puquiococha está clasificado como un CL y tiene como parámetros una cohesión de 0.3 kg/cm² y un ángulo de fricción de 28°. Este material fino tiene un coeficiente de permeabilidad de 3.6E-6 cm/s

3.3.3.2 Relave Grueso Proyectado

El material grueso del dique está clasificado como una arena limosa (SM) con parámetros de resistencia directamente proporcionales a la profundidad y a su densidad, estos pueden variar desde 30° a 37° de ángulo de fricción por criterio de diseño se considerara un ángulo de fricción de 29° y una cohesión de 0.0 kg/cm².

3.3.3.3 Material de desmonte de mina

El material de desmonte que será depositado en los rellenos, corresponde a materiales gruesos de apropiadas características geotécnicas que será

extraído de la Cantera Ticlio que actualmente es usada por SMAD. Los parámetros para este material son datos que se han considerado en los resultados obtenidos en el proyecto de Ingeniería de detalle para el recrecimiento de la Relavera Puquiococha a la cota 4,526 m.s.n.m. elaborado por Golder Associates.

Las propiedades aplicadas en los análisis de estabilidad se presentan en la tabla N° 07.

Tabla N° 07: Propiedades Físicas y Mecánicas de los Materiales

Material	Peso Unitario (kN/m³)	Cohesión (kg/cm²) (grados)	Ángulo de Fricción
Relave fino proyectado	15	0	25
Relave grueso proyectado	18.5	0	32
Relave fino-cota 4526	15	0	25
Dique de arranque	20	0	32
Relleno actual	20	0	32
Relave grueso - cota 4526 Puquiococha	16.5	0	29
Relave fino - cota 4531 Puquiococha	15	0	25
Relave grueso - cota 4531 Puquiococha	18	0	32
Relave fino – cota 4526	15	0	25
Relave fino antiguo	19	0	28
Relave grueso antiguo	19	0	32

Fuente: Ensayos de laboratorio SMAD.

3.3.4 Resultados y conclusiones del análisis de estabilidad

En la Tabla N° 08 se presenta el resumen de los resultados de los análisis de estabilidad de talud para las secciones transversales, bajo condiciones de carga estática y sísmica. Estos análisis incluyen superficies de falla potencial circular que pasan por los materiales más débiles subyacentes al basamento rocoso impenetrable.

El coeficiente sísmico para el análisis de estabilidad sísmico correspondiente a (2/3) de la aceleración máxima es de 0.17 para todas las secciones de análisis.

Tabla N° 08: Resultados del análisis de estabilidad física según el diseño

Condición de Análisis	Sección	Factores de seguridad			
		Estático		Pseudo-estático	
		Global	Local	Globa I	Local
Según diseño	A-A'	1.58	1.78	1.08	1.21
Según diseño	B-B'	1.53	1.60	1.06	1.11
Según diseño	C-C'	2.42	2.86	1.55	1.78

Fuente: Elaborada por IGEMIN SAC.

3.3.5 Características del depósito de relave proyectado:

- Nivel de corona : 4,532 msnm
- Vida Útil : 15.35 meses
- Volumen para conformación del dique : 52,103.36 m³
- Capacidad total de almacenamiento : 140,805.098 m³

-Producción media del relave grueso	: 281.22 Tn/día
-Producción media del relave fino	: 473.93 Tn/día
-Densidad del relave grueso	: 1.85

3.3.6 Conformación del dique:

Etapas I

-Nivel de corona inicial	: 4,526 msnm
-Nivel de corona final	: 4,529 msnm
-Material de confirmación	: Relave grueso
-Densidad del relave grueso	: 1.85
-Volumen para conformación	: 16,341.78 m3
-Capacidad total de almacenamiento	: 70,392.85 m3

Etapas II

-Nivel de corona inicial	: 4,529 msnm
-Nivel de corona final	: 4,532 msnm
-Material de confirmación	: Relave grueso
-Densidad del relave grueso	: 1.85
-Volumen para conformación	: 35,761.59 m3
-Capacidad total de almacenamiento	: 140,805.098 m3

3.3.7 Características del dique de arranque:

-Ancho de corona	: 4.0 m
-Nivel de corona	: 4,526 msnm

-Altura Máxima de Presa	: 10.0 m
-Borde Libre	: 1.0 m
-Talud aguas abajo	: 2.0 (H): 1 (V)
-Talud aguas arriba	: 1.0 (H):1 (V)
-Longitud de dique	: 290.0 m
-Volumen de Presa	: 32,379.46 m ³
-Volumen de Almacenamiento del vaso	: 49,266 m ³

3.3.8 Volumen total de Almacenamiento:

Contemplando las dos etapas, la ampliación lateral de la relavera Puquiococha tendrá una capacidad total de almacenamiento de 140,805.098 m³ de relaves finos, dando un tiempo de almacenamiento de 15.35 meses o 1.28 años.

3.3.8.1 Conformación de la Etapa I:

En la Etapa I de la ampliación lateral de la relavera, se conformará a partir de la cota 4,526 a la cota 4,529 m.s.n.m., esto contemplará una capacidad de almacenamiento de 70,392.85 m³, y para conformar el dique lateral será necesario 16,341.78 m³ de material de relave grueso.

En los siguientes cuadros se muestran el volumen que se requerirá para construir el dique, como también el volumen de almacenamiento para esta etapa.

**Tabla N° 09: Relave grueso requerido para la construcción del dique
Etapa I**

N°	Cota mínima	Cota máxima	Área	Volumen presa parcial	Volumen presa acumulado
01	4526.00	4527.00	1118.44	1646.29	1646.29
02	4527.00	4528.00	1685.04	6542.89	8189.17
03	4528.00	4529.00	1994.62	8152.61	16341.78

Fuente: Elaborada por IGEMIN SAC.

Tabla N° 10: Capacidad de almacenamiento del vaso Etapa I

N°	Cota mínima	Cota máxima	Área	Volumen de almacenamiento parcial	Volumen presa acumulado
01	4526.00	4527.00	23462.45	23462.45	23462.45
02	4527.00	4528.00	23464.60	23464.60	46927.05
03	4528.00	4529.00	23465.80	23465.80	70392.85

Fuente: Elaborada por IGEMIN SAC.

3.3.8.2 Conformación de la Etapa II:

En la Etapa I de la ampliación lateral de la relavera, se conformará a partir de la cota 4,529 a la cota 4,532 m.s.n.m., esto contemplará una capacidad de almacenamiento de 140,805.098 m³, y para conformar el dique lateral será necesario 35,761.59 m³ de material de relave grueso. En los siguientes cuadros se muestran el volumen que se requerirá para construir el dique como también el volumen de almacenamiento para esta etapa.

**Tabla N° 11: Relave grueso requerido para la construcción del dique
Etapa II**

N°	Cota mínima	Cota máxima	Área	Volumen presa parcial	Volumen presa acumulado
01	4529.00	4530.00	2219.74	10186.56	10186.56
02	4530.00	4531.00	2358.54	11509.87	21696.42
03	4531.00	4532.00	5600.54	14065.17	35761.59

Fuente: Elaborada por IGEMIN SAC.

Tabla N° 12: Capacidad de almacenamiento del vaso Etapa II

N°	Cota mínima	Cota máxima	Área	Volumen de almacenamiento parcial	Volumen presa acumulado
01	4529.00	4530.00	23467.22	23467.22	93860.066
02	4530.00	4531.00	23470.12	23470.12	117330.182
03	4531.00	4532.00	23474.92	23474.92	140805.098

Fuente: Elaborada por IGEMIN SAC.

3.4 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

RELAVE.- Los relaves son desechos tóxicos subproductos de procesos mineros y concentración de minerales, usualmente una mezcla de tierra mineral, agua y rocas, estos se dividen en relaves finos y gruesos.

RELAVE FINO.- El relave fino es aquel que es depositado en el embalse de la presa Puquiococha está clasificado como un CL.

RELAVE GRUESO.- El material grueso del dique está clasificado como una arena limosa (SM) con parámetros de resistencia directamente proporcionales a la profundidad y a su densidad.

SISMO.- Los sismos son movimientos convulsivos en el interior de la tierra y que generan una liberación repentina de energía que se propaga en forma de ondas provocando el movimiento del terreno.

LICUEFACCIÓN.- Es un fenómeno natural el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte de los suelos granulares, como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en ellos originada por una vibración violenta.

VULNERABILIDAD.- Situación de incapacidad de una unidad social para anticiparse, resistir y recuperarse de los efectos adversos de un peligro.

RIESGOS DE DESASTRES.- Condición latente que anuncia la probabilidad de daños y pérdidas a futuro, como consecuencia del probable impacto de un peligro sobre una unidad social en condiciones vulnerables.

ANALISIS DEL RIESGOS DE DESASTRES.- Es una metodología para identificar y evaluar probables daños y pérdidas consecuencia del impacto de un peligro sobre una unidad social en condiciones vulnerables.

TOPOGRAFÍA.- Es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie

de la Tierra, con sus formas y detalles, tanto naturales como artificiales (PLANIMETRÍA Y ALTIMETRÍA).

DIQUE.- Un dique es un terraplén para evitar el paso del agua, puede ser natural o artificial, por lo general de tierra y paralelo al curso de un río o al borde del mar.

CICLÓN.- Son equipos destinados principalmente a la separación de suspensiones sólido – líquido.

IV. HIPÓTESIS, VARIABLES, INDICADORES Y DEFINICIONES OPERACIONALES

4.1 HIPOTESIS:

4.1.1 Hipótesis General:

- ✓ H_{i1} . El aumento de esfuerzo de corte estático inicial aumenta la resistencia cíclica de la relavera Puquiococha.
- ✓ H_{o1} . El aumento de esfuerzo de corte estático inicial disminuye la resistencia cíclica de la relavera Puquiococha.

4.1.1 Hipótesis específicas:

- ✓ H_{i1} . El relave grueso en un estado denso es menos susceptible a la licuefacción.
- ✓ H_{o1} . El relave grueso en un estado denso es más susceptible a la licuefacción.
- ✓ H_{i2} . El aumento de la presión media de consolidación induce al incremento de la resistencia cíclica en la arena de relaves.
- ✓ H_{o2} . El aumento de la presión media de consolidación no induce al incremento de la resistencia cíclica en la arena de relaves.

4.2. SISTEMA DE VARIABLES – DIMENSIONES E INDICADORES

4.2.1 Variable Independiente

- ✓ Resistencia estática inicial.

4.2.2 Variable Dependiente

✓ Resistencia cíclica

4.3. OPERACIONALIZACION DE VARIABLES:

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
Variable Independiente Resistencia estática inicial.	Densidad	ALTA
		SUELTA
	Contenido de finos	BAJA PLASTICIDAD
		ALTA PLASTICIDAD
Variable Dependiente Resistencia cíclica.	Efecto de la saturación	SATURADA NO DRENADA
		PARCIALMENTE SATURADA NO DRENADA
	Efecto de licuefacción de suelos	DEFORMACIONES EXCESIVAS
		AUMENTO EN LA PRESIÓN DE POROS

V. MARCO METODOLOGICO.

5.1 NIVEL Y TIPO DE INVESTIGACIÓN.

El nivel de investigación a ser empleado es cuantitativo, ya que se usarán magnitudes numéricas para definir nuestras variables independientes (RESISTENCIA ESTÁTICA INICIAL Y PRESIÓN MEDIA DE CONSOLIDACIÓN) y ver cómo afectan en la variable dependiente (RESISTENCIA CÍCLICA DE LA ARENA DE RELAVES), todos estos resultados serán definidos mediante ensayos de laboratorio, para poder conocer las propiedades mecánicas de la arena de relave que conforma el dique de contención perimetral de la relavera Puquiococha, entonces definimos que el tipo de investigación es cuantitativa correspondiente a una investigación experimental.

5.2 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.

Como el trabajo de investigación es del tipo experimental se realizará bajo las siguientes premisas:

- Se ubicarán los puntos en el terreno para la extracción de las muestras y se elaborará un plano topográfico a detalle de la relavera Puquiococha con la finalidad de ubicar las coordenadas UTM de los puntos en cuestión.
- En segundo plano se realizará la toma de muestras en cada punto establecido en el inciso anterior, con un aproximado de 50 kg, con el objetivo de realizar los ensayos de laboratorio y conocer las propiedades mecánicas

de los materiales usados en la construcción del dique perimetral en la relavera Puquiococha.

- Como tercer punto se realizará un programa de ensayos y material utilizado, con la finalidad de conocer las propiedades mecánicas del espécimen de suelo.
- Finalmente se procesarán los datos de laboratorio y se interpretarán los resultados, y se verificarán las posibles respuestas planteadas en el proyecto de investigación.

VI. UNIVERSO, POBLACION Y MUESTRA.

6.1 DETERMINACIÓN DE POBLACION Y MUESTRA:

Como el estudio de investigación está centrado al efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica en la relavera Puquiococha el universo es la localidad de Morococha y la población es la relavera de Puquiococha (relave grueso y fino), cuya ubicación se describe a continuación:

La sociedad minera Austria Duvaz, se encuentra ubicado políticamente en la región Andrés Bello Cáceres, departamento de Junín, provincia de Yauli y distrito de Morococha. Se localiza a 139 km al noreste de la ciudad de Lima su altitud está entre 4500 msnm a 4600 msnm.

La relavera Puquiococha tiene una cota comprendida entre 4515 a 4528 msnm aproximadamente, dentro de las coordenadas UTM:

N: 8718,150 a N: 8718,400

E: 375,750 a E: 376,100

El acceso principal se realiza por la carretera central, totalmente asfaltada siguiendo la ruta LIMA – TICLIO – MOROCOCHA, cubriendo una distancia de 139 km. aproximadamente.

6.2 SELECCION DE MUESTRA.

Para la toma de datos se recurrió a la muestra más representativa del volumen que conforma el dique perimetral de la relavera Puquiococha, estos puntos de muestreo fueron intencionales de acuerdo al plano topográfico elaborado para la investigación, entonces el tipo de muestreo empleado corresponde a un muestreo no probabilístico intencional.

Características de la muestra:

La ubicación de las muestras tomadas son las que se encuentran en la relavera Puquiococha, ya que el estudio se basa en elemento estructural o sea el dique de contención, y el cual fue definido según la operación de la minera Austria Duvaz, como relave grueso el cual fue dividido por un proceso de cicloneado al relave total (relave fino y grueso), cuya clasificación según su granulometría corresponde a una arena limosa (SM) con parámetros de resistencia directamente proporcionales a la profundidad y a su densidad estos pueden variar desde 30° a 37° de ángulo de fricción, por criterio de diseño se considerara un ángulo de fricción de 29° y una cohesión de 0.0 kg/cm², es decir un suelo no cohesivo y susceptible a fenómenos de licuefacción.

VII. TECNICAS DE RECOLECCION Y TRATAMIENTO DE DATOS.

7.1 FUENTES, TECNICAS, INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS:

La información obtenida será de fuentes propias ya que el equipo de investigación elaborará los ensayos de suelos, asimismo adecuada utilización de formatos para los datos de campo, los mismos que serán obtenidos por el investigador, consultas a expertos para el adecuado desarrollo de la investigación, así mismo la utilización de manuales de operación para el procesamiento de los datos en el laboratorio y gabinete, la información secundaria procedente de artículos científicos, revistas especializadas congresos, será de vital importancia para complementar en información que resulta costosa de obtener en laboratorio.

Los datos tomados para la investigación son de fuentes de libros, archivos web hechos en estudios de análisis de estudio de licuefacción de suelos también se tomarán como datos estudios anteriores realizados por la sociedad minera Austria Duvaz S.A.C. en sus estudios de construcción y recrecimiento de la laguna de embalse de Puquiococha.

7.2 PROGRAMA DE ENSAYOS EQUIPOS Y MATERIAL UTILIZADO

INTRODUCCIÓN

Este capítulo presenta una descripción de los aspectos técnicos propios de la ejecución de los ensayos, estos son:

- Metodología de Ensayo.
- Material Utilizado.
- Equipo utilizado.
- Relación de los ensayos en estudio de licuefacción

7.2.1 Metodología de Ensayo

7.2.1.1 Confección de las Muestras y Probetas

7.2.1.1.1 Ensayo Granulométrico por Tamizado

Para el tamizado se seleccionará la muestra representativa, mediante el procedimiento del cuarteo pero este paso se omitirá ya que el relave en estudio es un material seleccionado mediante un proceso de cicloneo, dicha muestra es homogénea e isotrópica, y para el ensayo se empleó unos 200 gramos de suelo.

7.2.1.1.2 Límites de Atterberg

Con respecto a la toma de muestras para los límites de Atterberg se tamizó la muestra sobre la malla N° 40, ensayando todo lo que pasaba por esta malla.

7.2.1.1.3 Ensayo Corte Directo y Triaxial

Las probetas ensayadas para el corte directo y ensayo triaxial serán remoldeadas utilizando el método de compactación húmeda (Wet tamping). El molde para la probeta se monta en la base de la celda triaxial y de corte directo, se utiliza un geotextil en los cabezales, para evitar lavado de finos. El suelo seco se mezcla con un 5% de su peso de agua destilada. El suelo húmedo es depositado y compactado en diez capas de igual peso (para obtener una densidad más uniforme en toda la probeta), de modo de alcanzar la densidad relativa deseada ($DR = 70\%$).

Una vez finalizada la compactación de la probeta se le coloca una membrana de látex y se monta en la cámara triaxial con geotextiles arriba y abajo. La membrana es ajustada por medio de anillos de goma al cabezal superior e inferior de la celda. Posteriormente se coloca el cilindro acrílico de la celda ajustando el pistón que induce el esfuerzo cíclico al cabezal superior. La celda es llenada con agua y sometida a una presión de confinamiento de $0,13 \text{ kg/cm}^2$, de modo de permitir la estabilidad de la probeta durante el proceso de saturación con CO_2 .

7.2.1.2 Procedimiento

7.2.1.2.1 Ensayo Granulométrico por Tamizado

A partir del material traído del campo se obtiene una muestra representativa de la masa del suelo y se seca en el horno. El material se emplea para realizar la granulometría gruesa vertiendo el suelo a través de los tamices: 3", 2½", 2", 1½", 1", ¾", 3/8", No. 4 dispuestos sucesivamente de mayor a menor colocando al final receptáculo denominado fondo. Luego se pasará a tamizar el material manualmente durante diez minutos. Se recupera el material retenido en cada tamiz asegurándonos manualmente de que las partículas tamiz, pudiendo hacerse en forma individual o en forma acumulada.

El suelo que se encuentra en el fondo se pesará individualmente. Una vez pesado, el material que se encuentra en el fondo se cuartea para obtener una muestra que pese entre 150 y 300 gramos con la cual se hace la granulometría fina. La muestra obtenida del cuarteo se pesa y se lava sobre el tamiz No. 200 para eliminar el material menor que ese tamaño.

Se coloca la muestra en el horno y se secará durante 24 horas a 110 °C después de lo cual se vierte sobre los tamices: No. 10, No. 30, No. 40, No. 100, No. 200 y fondo dispuestos sucesivamente de mayor a menor abertura y se procede igual que para la granulometría gruesa.

7.2.1.2.2 Límites de Atterberg

Límite líquido

Los pasos que se realizarán para ejecutar dicho ensayo son:

- Calibrar altura de caída de la cuchara
- Separar la cuchara y sujetarla con la palma de la mano
- Colocar con la espátula una porción en la parte inferior
- Aplastar extendiendo de un lado a otro (hasta ± 10 mm en el punto de mayor espesor)
- Hacer surco con el acanalador plano con el borde biselado hacia adelante
- Colocar la cuchara en el aparato
- Girar la manivela a razón de 2 vueltas/s
- Contar el nº de golpes para que se cierre el surco en 13 mm.
- Tomar ± 15 g próximos a las paredes del surco donde se cerró
- Determinación de su humedad:

Peso de la tara vacía(tara) = T

Peso de la tara más muestra Húmeda = T+S+A

Peso de tara más muestra seca después de secar en estufa a 105° C = T+S

Suelo = S = (T+S)-T

Agua = A = (T+S+A)-(T+S)

% Humedad = (A/S) x 100

Conseguir realizar el ensayo con 25 golpes exactamente es muy complejo. Por ello la norma considera que el ensayo es válido si el nº de golpes está entre 15 y 35, permitiendo dos determinaciones:

A) Determinación entre 25 y 35 golpes

Empezamos con esta ya que requiere menos humedad. Si empezáramos con la 2da tendríamos que secar la muestra.

B) Determinación entre 15 y 25 golpes

Tendremos que añadir agua a la muestra

Limite Plástico

Se define el límite plástico como la humedad más baja con la que pueden formarse con un suelo cilindros de 3 mm. de diámetro, rodando dicho suelo entre los dedos de la mano y una superficie lisa, hasta que los cilindros empiecen a resquebrajarse.

- Tomar una porción de 20 g.
- Moldear la mitad de la muestra en forma de elipsoide
- Rodar entre los dedos y la superficie lisa a razón de 90 veces/minuto para formar cilindros de 3 mm en 2 min.
- Si al llegar al cilindro de 3 mm. no se ha resquebrajado se parte en 6 trozos, se amasan juntos y se repite.

- Si al llegar al cilindro de 3 mm se ha resquebrajado se da por terminado el ensayo.
- Colocar unos 5 g de los trozos del cilindro resquebrajado en la tara y se determina la humedad.
- Repetir con la otra mitad.
- El límite plástico será la media aritmética de las dos humedades y se expresa con un decimal.

7.2.1.2.3 Proctor Modificado

El objetivo es conseguir la máxima compacidad de la muestra de suelo o capa granular con una energía de compactación determinada, con el fin de evitar asientos una vez puesta en servicio la obra.

El objeto del ensayo es determinar, en un suelo o capa granular, la relación entre la densidad seca y la humedad para una energía de compactación de $2'632 \text{ J/cm}^3$, y definir la densidad seca máxima y su humedad correspondiente, denominada óptima, que se puede conseguir con ese suelo en el laboratorio.

El agua que se utiliza en la compactación funciona como lubricante, disminuyendo la fricción entre las partículas y permitiendo una mayor compactación con una menor energía.

Para obtener la densidad máxima de un suelo será necesario obtener 5 puntos (densidad / humedad); 3 de ellos se deben encontrar en la rama ascendente y los 2 restantes en la rama descendente.

Compactación - Determinación de la Densidad

- Determinar la masa del molde con la base: t .
- Mezclar una de las porciones con una determinada cantidad de agua.
- Poner el collar en el molde.
- Llenar el molde con el collar en 5 capas y 60 golpes en cada una (La última debe entrar aprox. 1 cm en el collar).
- Quitamos el collar y enrasamos
- Determinar la masa del molde con la base y el material compactado:
 $t+s+a$
- Extraemos el material del molde, lo partimos por la mitad y tomamos de la parte central una pequeña cantidad para determinar la humedad.
- Cálculo de la humedad.

7.2.1.2.4 Corte Directo

- Colocar la muestra en la caja de corte directo e inmovilizarla con la ayuda de los seguros.
- Seguido se colocará la placa con los resaltos sobre la muestra.
- Colocar la esfera de acero sobre la placa de reparto y situar sobre ella, el yugo de aplicación de la carga vertical. Bajar dicho yugo, con la ayuda del tornillo de seguridad de la palanca de carga.

- Sobre el yugo colocar el extremo móvil de un deflectómetro para medir las deformaciones verticales de la caja.
- Colocar en la palanca las pesas necesarias para dar una presión vertical prevista. Leer el asiento registrado en el deflectómetro vertical.
- Mover el volante del aparato hasta que el piston toque la caja.
- Encerar el deflectometro de desplazamiento vertical y el del anillo de carga.
- Quitar los seguros de la caja.
- Comenzar el corte con una velocidad constante, equivalente a 1 división del anillo por segundo (0.002 mm/seg.).
- Tomar lecturas del deflectometro de deformaciones horizontales verticales y del anillo de carga cada 30 divisiones (30 segundos).
- El corte se continúa hasta alcanzar una estabilización de las lecturas del deflectómetro del anillo de carga o hasta separar las dos unidades de la caja de 6 mm. Después de descargar el aparato accionando el volante en sentido contrario. Quitar el deflectómetro de corrimiento vertical. Quitar la caja de yugo y desmontar la caja de corte.
- Las cargas en el plano de corte pueden conocerse mediante el ábaco respectivo.
- Estas operaciones se repiten tres o cuatro veces, diferenciándose los ensayos en la presión vertical aplicada.

7.2.1.2.5 Ensayo Triaxial

Realizar proceso de saturación que consta de una primera etapa de saturación con CO₂, que tiene por objeto sacar el aire presente en los intersticios del material granular, este proceso se realiza por un mínimo de 30 minutos.

La siguiente etapa consiste en la saturación con agua destilada y desaireada, que se realiza mediante el flujo del agua desde abajo hacia arriba de la probeta, este flujo es obtenido gravitacionalmente mediante la realización de un gradiente hidráulico.

El proceso de saturación culmina una vez que han pasado por la probeta, un mínimo de 200 ml.

Una vez terminado el proceso de saturación la celda triaxial es montada en el equipo triaxial cíclico, para comenzar el proceso de consolidación.

Se realizan dos tipos de ensaye triaxiales cíclicos, consolidados isótroicamente (CI) y consolidados anisotropamente (CA).

Los ensayes CI son consolidados a una presión efectiva de 1 kg/cm² mediante el incremento de la presión de cámara y la contrapresión (backpressure). Antes de iniciar el proceso de consolidación, se verifica el grado de saturación de la probeta mediante la obtención del parámetro B de Skempton, (todos los ensayes se realizarán para un $B \geq 0.95$). La consolidación termina una vez que

se estabiliza la variación de volumen de la probeta al inducir la presión efectiva, aproximadamente 20 minutos.

Los ensayos CA son consolidados en dos etapas, una primera en que la probeta se consolida isotropamente a una presión efectiva de 1 kg/cm² (descrita en el párrafo anterior) y una segunda etapa en que se induce el estado tensional con corte estático requerido, esto se realiza mediante el incremento de carga estática vertical en el equipo triaxial cíclico y el aumento o disminución, según sea el caso, de la presión de cámara. La consolidación se da por finalizada una vez que se estabiliza la variación de volumen de la probeta, al inducir el nuevo estado tensional anisótropo, aproximadamente 20 minutos.

7.2.1.3 Material Utilizado

El material utilizado en la ejecución de los ensayos es una arena de relaves proveniente del muro del depósito de relaves de Puquiococha, de la compañía Sociedad Minera Austria Duvaz S.A.C., ubicada en la región de Junín distrito de Morococha localidad de Duvaz.

7.2.1.4 Equipo Utilizado

7.2.1.4.1 Ensayo Granulométrico por Tamizado

- Estufa 115 °C.
- Balanza 100 g ± 0.01 g.
- Espátulas de hoja flexible de varios tamaños.

- Tara.
- Recipiente.
- Juego de tamices desde No 10 al No 200.

7.2.1.4.2 Límites de Atterberg

Limite líquido

- Cuchara de Casagrande.
- Acanalador normalizado.
- Tara.
- Balanza 100 g ± 0.01 g
- Tamiz 0,4 mm
- Estufa 115 °C
- Espátulas de hoja flexible de varios tamaños
- Mortero o molino con mazo recubierto de goma
- Cámara húmeda
- Calibre, pinzas, frasco lavador y agua destilada

Limite Plástico

- Espátulas de hoja flexible de varios tamaños.
- Tara.
- Balanza 100 g ± 0.01 g
- Estufa 115 °C
- Pinzas para recipientes calientes

- Tamiz 0,4 mm.
- Frasco lavador y agua destilada
- Varilla 3 mm diámetro para comparar
- Cristal 300 x 300 x 10 mm
- Cámara húmeda

7.2.1.4.3 Proctor Modificado

- Molde de 2320 cm³
- Collar del molde
- Base metálica
- Maza de 4535 g y 457 mm de altura de caída.
- Balanza 100 g \pm 0.01g
- Estufa 115 °C
- Amasadora mecánica
- Enrasador de borde recto
- Probeta graduada
- Tamiz UNE 20 mm

7.2.1.4.4 Corte Directo

- Dial de Corte Horizontal.
- Dial de Corte Vertical.
- Pesas de carga.
- Estufa 115 °C.
- Cuchillo y arco con alambre acerado.

Máquina de corte Directo (Placa de 5x5x5, caja de corte). El aparato de corte directo, consta de una caja de corte y dispositivos para aplicación de cargas verticales y horizontales, así como también deformímetros verticales y horizontales.

7.2.1.4.5 Ensayo Triaxial

- Equipo de ensayo triaxial.
- Cámara triaxial.
- Prensa de compresión.
- Sistema para aplicar la presión de confinamiento.
- Elementos de medición.
- Balanza 100 g \pm 0.01g.
- Calibre.
- Estufa 115 °C
- Elementos menores (moldeador de probeta, cuchillo, membrana colocador de membrana, bandas elásticas y pesa filtro, entre otros).

7.2.1.5 Relación de los Ensayos en Estudio de Licuefacción

El material ensayado corresponde a un suelo granular, en decir un suelo no cohesivo, y que frente a sollicitaciones sísmicas pueden manifestarse mediante un fenómeno denominado licuefacción, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte de los suelos granulares como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en ellos originada por una vibración violenta. Esta pérdida de resistencia del

suelo se manifiesta en grandes asentamientos que ocurren durante el sismo o inmediatamente después de éste.

Sin embargo, para que un suelo granular, en presencia de un sismo, sea susceptible a licuefacción debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Debe estar constituido por arena fina a arena fina limosa.
- Debe encontrarse sumergida (presencia de napa freática).
- Su densidad relativa debe ser baja.

En la primera condición nos indica que el material ensayado debe nombrarse y según el método AASTHO y SUCS, esto se hace mediante ensayos granulométricos llámense análisis granulométrico por tamizado y los límites de Atterberg si fuese necesario, ya que dado que si el suelo fuese arenas limosas del tipo (SM) y (SP-SM), y arenas mal gradadas con presencia de limos (SP), es probable la ocurrencia del fenómeno de licuefacción de arenas en épocas de intensas precipitaciones pluviales ante la ocurrencia de sismos es decir que los suelos con contenido de finos también son susceptibles a presentar fenómenos de licuefacción.

Con relación a la segunda condición la presencia de agua en el suelo es fundamental para que ocurra el fenómeno de licuación ya que el aumento en la presión de poros del suelo, producido por la aplicación de una carga cíclica o estática, es el detonante en la ocurrencia de este fenómeno, los ensayos que asemejan a condiciones de saturación no drenadas son las de corte

directo y ensayo triaxial ya que simultáneamente son afectadas los esfuerzos de corte estático y cíclico casi similar a las condiciones reales frente a sismos

Con respecto a la tercera condición los suelos que presentan mayor susceptibilidad a la licuación son los que tienen bajas densidades, ya que hay una mayor cantidad de espacios vacíos que permitirían la reacomodación de las partículas de suelo cuando tiende a densificarse producto de la aplicación de una carga. Un mismo material puede no ser susceptible a la licuación en estado denso, pero en estado suelto puede licuarse bajo la aplicación de una carga cíclica o estática.

Materiales con valores altos de densidad relativa presentan menor susceptibilidad a la licuación que materiales con valores menores, los cuales pueden desarrollar altas presiones de poros bajo la aplicación de cargas produciéndose altos valores de deformación en el suelo, por tal motivo para conocer cuál es la densidad máxima frente a la humedad optima y así mismo el grado de compactación a la cual el relave grueso es menos vulnerable al fenómeno de licuefacción se realizará ensayos de Proctor Modificado a las muestras de suelos extraídas.

7.3 PROCESAMIENTO Y PRESENTACION DE DATOS:

Para el procesamiento de las muestras de suelo obtenidas en el campo, con el objetivo de conocer las propiedades mecánicas del suelo en la relavera Puquiococha de la localidad de Morococha, se realizará en un laboratorio especializado en estudios de suelos.

Los datos serán presentados en formatos entendibles y explícitos con el motivo de interpretar los resultados de una manera sencilla y de esta manera resolver el problema de investigación.

VIII. RESISTENCIA CICLICA EN LA LICUEFACCION.

8.1. INTRODUCCIÓN

8.1.1 Generalidades

La licuefacción o licuación de suelos inducidas por solicitaciones sísmicas ha sido un tema muy activo de investigación en los últimos 35 años. Numerosos métodos han sido empleados para evaluar el potencial de licuefacción de suelos utilizando tanto ensayos de terreno como ensayos de laboratorio y correlaciones más correcciones adecuadas para cada caso.

En el laboratorio, se han utilizado varios equipos para reproducir y simular los estados tensionales reales, generados en terreno por sismos, con probetas de suelos. Los equipos más empleados para estudiar el comportamiento cíclico de un suelo son: el triaxial cíclico, triaxial monótono el corte simple cíclico y el cilindro hueco cíclico, los cuales intentan alcanzar o simular tensiones y deformaciones uniformes dentro de la muestra, el ensayo triaxial cíclico ha sido el más popular a nivel mundial para estudiar el comportamiento cíclico de suelos, debido a su simpleza operativa, facilidad de preparación y saturación de la probetas.

La mayoría de los estudios de resistencia cíclica en arenas se han llevado a cabo, mediante el ensayo triaxial cíclico y monótono, bajo consolidaciones isotrópicas. En este tipo de consolidaciones, no existe esfuerzo de corte estático inicial previo a la aplicación de la carga cíclica no-drenada. En

terreno siempre contamos con la presencia de esfuerzo de corte estático donde su valor máximo se ubica en un plano a 45° con respecto a la horizontal.

Los efectos del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica han sido estudiados en forma experimental por varios investigadores, mediante consolidaciones anisótropas, para así alcanzar el nivel de esfuerzo de corte deseado, pero produciendo o generando resultados no definitivos.

8.1.2. Objetivos y Alcances

El parámetro *alpha* (α) es definido como la razón del valor absoluto del esfuerzo de corte estático inicial en el plano horizontal y la tensión media efectiva σ_o' . Para el caso del triaxial cíclico esta razón puede ser rescrita evaluando el esfuerzo de corte en un plano a 45° , τ_o .

$$\alpha = \frac{|\tau_o|}{\sigma_o'}$$

Para cualquier elemento de suelo en condiciones de terreno a nivel de campo libre, el esfuerzo de corte estático horizontal es nulo, por lo tanto α toma un valor nulo. Cuando existe esfuerzo de corte estático en el plano horizontal, α toma valores diferentes de cero, y la evidencia experimental indica que la resistencia cíclica o resistencia a la licuación varía de forma

significativa materia que es estudiada en más detalle en el transcurso de esta tesis.

(Seed & Idriss (1983))³¹ propuso modificar la razón de resistencia cíclica para tomar en consideración el efecto del esfuerzo de corte estático inicial más el efecto de la magnitud de la presión confinante en forma separada como se indica a continuación:

$$CSR(\alpha, \sigma) = CSR(\sigma \leq 10 \text{ ton/m}^2, \alpha = 0) \cdot K_{\sigma} \cdot K_{\alpha}$$

Donde K_{α} y K_{σ} son factores de corrección por presión de confinamiento y por esfuerzo de corte estático inicial, respectivamente.

K_{α} se define como la razón entre la resistencia cíclica dado un valor de corte estático inicial distinto de cero ($CRR_{\alpha} > 0$) y la resistencia cíclica sin esfuerzo de corte aplicado en el plano horizontal ($CRR_{\alpha} = 0$), es decir:

$$K_{\alpha} = \frac{CRR(\alpha > 0)}{CRR(\alpha = 0)}$$

El objetivo general de esta tesis, es comprender y explicar cómo el efecto del esfuerzo de corte estático inicial influye en la resistencia cíclica.

³¹ Seed, H., Idriss, I., Arango, I. (1983). "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 109, N°3, 458-482.

8.2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

8.2.1 Introducción

La principal causa del fenómeno de licuefacción son los sismos. El actual conocimiento de la ingeniería antisísmica, no es suficiente para evitar las catástrofes ocasionadas por eventos sísmicos, este término de Licuefacción ha sido históricamente utilizado para una serie de fenómenos, en los cuales el factor común es la repentina pérdida de resistencia del suelo, que se traduce en deformaciones excesivas.

En el presente trabajo se considerara que se alcanza el estado de Licuefacción o Licuación (Inicio de Licuefacción), al punto en el cual el incremento de presión de poros es igual al esfuerzo de confinamiento inicial o cuando la deformación axial de la probeta alcanza un 5% en una dirección o en doble amplitud (*peak to peak*), y finaliza la Licuación (Licuefacción Completa), al momento en que las deformaciones cíclicas alcanzan una amplitud de un 20%.

También se define los tipos de cargas aplicadas a las probetas de suelo como son las cargas cíclicas y monótonas, durante el ensayo de compresión triaxial consolidada no drenada (CU).

Por otra parte en la investigación planteada como título “EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA

CÍCLICA DE LA RELAVERA PUQUIOCOCHA SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ SAC JUNÍN – 2014”, se usaron parámetros obtenidos de los ensayos de laboratorio en fases de inicio y final de licuefacción, para determinar factores que afectan al fenómeno de licuefacción tal como se detalla a continuación:

Se utilizó el criterio de falla para el inicio de licuefacción, cuando la deformación axial de la probeta alcanza un 5% en una dirección o en doble amplitud, mediante estos parámetros se determinó el esfuerzo de corte estático inicial (τ_0), la tensión media efectiva inicial (σ_0') como variables independientes, como variables dependientes se calcularon la razón entre el corte estático inicial y la tensión media efectiva inicial (η) y el factor de corrección por pendiente ($K\alpha$).

También se determinó la resistencia cíclica como CSR , razón entre la tensión máxima de corte en el plano de 45° y la tensión media efectiva inicial el CSR se determinó en base a datos seleccionados en la fase de inicio y termino de la licuefacción tal como se muestra en los cálculos correspondientes.

Para la determinación del número de ciclos necesarios para alcanzar un 5% de la deformación axial (N_5), se utilizó una formula empírica, basada en el evento sísmico histórico más crítico ocurrido en el país, es decir

considerando un sismo de magnitud 7.9Mw, traduciendo esta fuerza sísmica en 30 número de ciclos para finalizar el fenómeno de licuefacción.

Finalmente los datos son presentados en forma de tablas y gráficas interpretando los resultados de los ensayos realizados.

8.2.2 Fundamentos del fenómeno de Licuefacción.

8.2.2.1 Índice de Vacíos Crítico (Critical Void Ratio).

(Reynolds (1885))³² demostró que la deformación al corte en arenas va acompañada por cambios de volumen, en particular, los suelos densos aumentan de volumen cuando son sometidos a corte, a esta propiedad la denomino dilatancia.

El profesor (Casagrande (1936))³³ concluyo que durante la deformación por corte, el volumen de una arena suelta disminuye y en estado denso aumenta, tendiendo ambos estados al mismo índice de vacíos crítico *ec* (*Critical Void Ratio, CVR*), en el cual el suelo puede ser sometido a deformación sin cambio volumétrico.

32 Reynolds, O., (1885). The Dilating of Media Composed of Rigid Particles in Contact. *Philosophical Magazine*, S. 5, Vol. 20 (127), 469-481.

33 Casagrande, A. (1936). Characteristic of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Jan. In *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*. Boston Society of Civil Engineers, 257-276.

La Figura 5. Este *CVR* puede ser alcanzado para suelos en estado suelto y denso. Además concluyo que si una arena saturada es impedida de cambiar de volumen, la tendencia al cambio de volumen se traducirá en variación en la presión de poros. De este modo, una arena en estado más suelto que el *CVR*, al ser sometida a corte incrementara la presión de poros, con la consecuente disminución en la tensión efectiva y dependiendo de la magnitud de esta disminución, podría producirse una Falla de Flujo (*Flow Failure*).

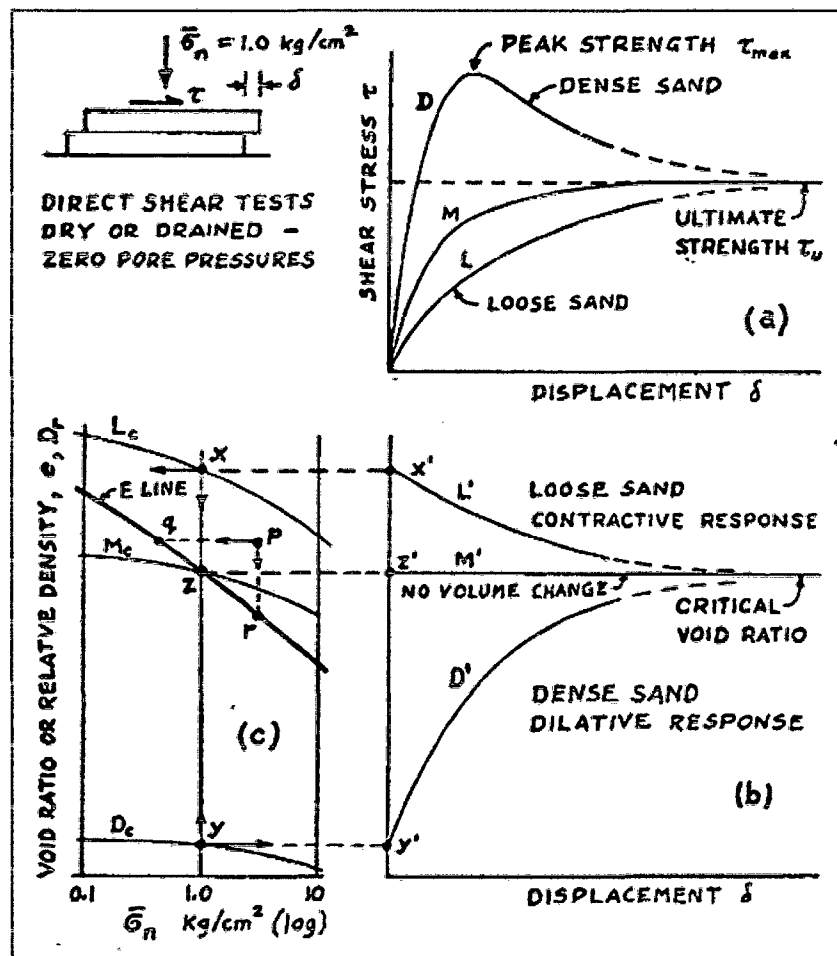


Figura 5. Hipótesis Índice de Vacíos Crítico (Casagrande, 1975).

También postulo que el Índice de Vacíos Crítico esta únicamente relacionado con la presión efectiva de confinamiento, y denomino a la curva obtenida *Critical Void Ratio Line (CVR line)*. Se definió así el estado de un suelo en términos de índice de vacíos y presión de confinamiento, la *CVR line* podía ser usada para marcar el límite entre los estados que presenta comportamiento suelto y denso, asimismo desarrollo la hipótesis que una arena fluyendo en estado de licuefacción, tiene una *Flow Structure* (estructura de flujo), en la cual los granos rotan continuamente para orientarse en una estructura de resistencia a la fricción mínima.

Como la *CVR line* marca el límite entre el comportamiento contractivo y dilatante, fue considerada como el límite entre los estados en que un suelo particular podía o no ser susceptible de presentar licuefacción. Los suelos saturados con altos índices de vacíos, suficientes para situarse arriba de la *CVR line*, fueron considerados susceptibles de presentar licuefacción, y los suelos situados bajo la *CVR line* fueron considerados no susceptibles de presentar licuefacción.

(Roscoe y colaboradores (1958))³⁴ reportaron una serie de ensayos drenados con bolitas de acero ejecutados en un aparato que denominaron de Corte Simple. Con este aparato se pudo alcanzar el *CVR*, tanto para

³⁴ Roscoe, K. H., Schofield, A. N., Wroth, C. P., (1958). On the Yielding of Soils. *Geotechnique*, (7), 22-53.

suelos sueltos, como densos. También concluyen que el *CVR* disminuye con la presión de confinamiento, de esta forma se prueba por primera vez la hipótesis de Casagrande.

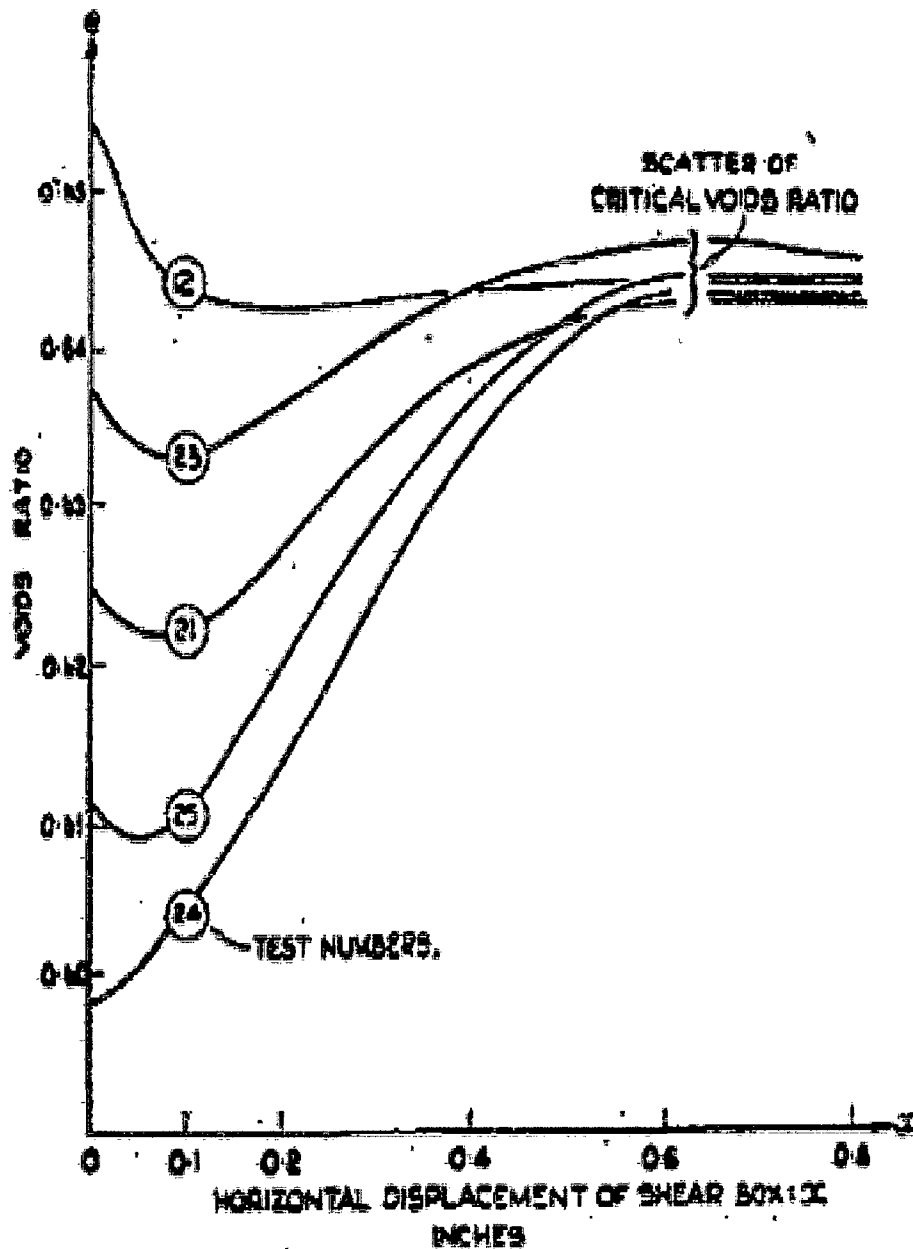


Figura 6. Resultados ensayos en aparato Corte Simple, (Roscoe y colaboradores (1958)).

8.2.2.2 Estado Último *Steady State* o Estado de Deformación Continua

El "*Steady State of Deformation*", o "Estado de Deformación Continua", o "Estado Último de Resistencia", es extremadamente útil para visualizar la respuesta tanto drenada como no-drenada.

(Castro (1969))³⁵; (Casagrande (1971))³⁶; (Casagrande (1975))³⁷; (Poulos (1981))³⁸. Este estado se distingue por la deformación continua de una masa de suelos a esfuerzo de corte constante, tensión efectiva normal constante sin la ocurrencia de cambio de volumen y a velocidad constante. Esta condición de "*Steady State*" sólo se observa a grandes deformaciones cuando se ha alcanzado el estado último.

Tal como se expuso y propuso anteriormente, en el estado último, o *steady state*, existe una relación entre, densidad, presión efectiva media y resistencia. Esta relación, denominada línea de *steady state*, o línea de deformación continua, se representa usualmente en términos de: índice de vacíos (e) esfuerzo de corte máximo $q = \sigma_1 - \sigma_3/2$ y presión media efectiva p' .

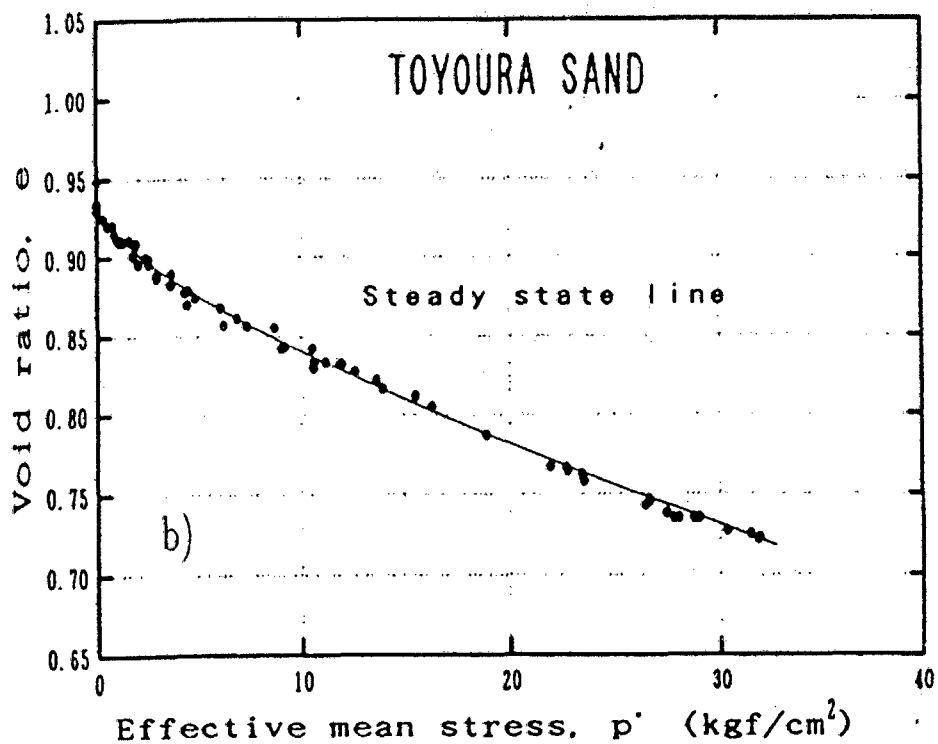
35 Castro, G. (1969). Liquefaction of Sands. Doctoral Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA.

36 Casagrande, A. (1971). On Liquefaction Phenomena. *Geotechnique*, 21 (3), 197- 202.

37 Casagrande, A. (1975). Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands - a critical review. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 81-133. Buenos Aires, Argentina.

38 Poulos, S. (1981). The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 107 (GT5), 553-562.

En las figuras 7, 8 muestra las proyecciones de la línea de deformación continua en los planos $e - p'$ y $p' - q$ para la arena de Toyoura. Estos datos experimentales confirman la existencia de una correlación entre los parámetros, e, q y, p' evaluados solamente a grandes deformaciones. Esta relación tiene una gran implicancia en la evaluación de la resistencia última pues significa que para cualquier sollicitación rápida o no-drenada para suelos no cohesivos, es posible evaluar en forma directa la resistencia última a partir de la línea de deformación continua, solamente conociendo el índice de vacíos de la masa de suelo, siendo ésta independiente del estado tensional tanto inicial como final.



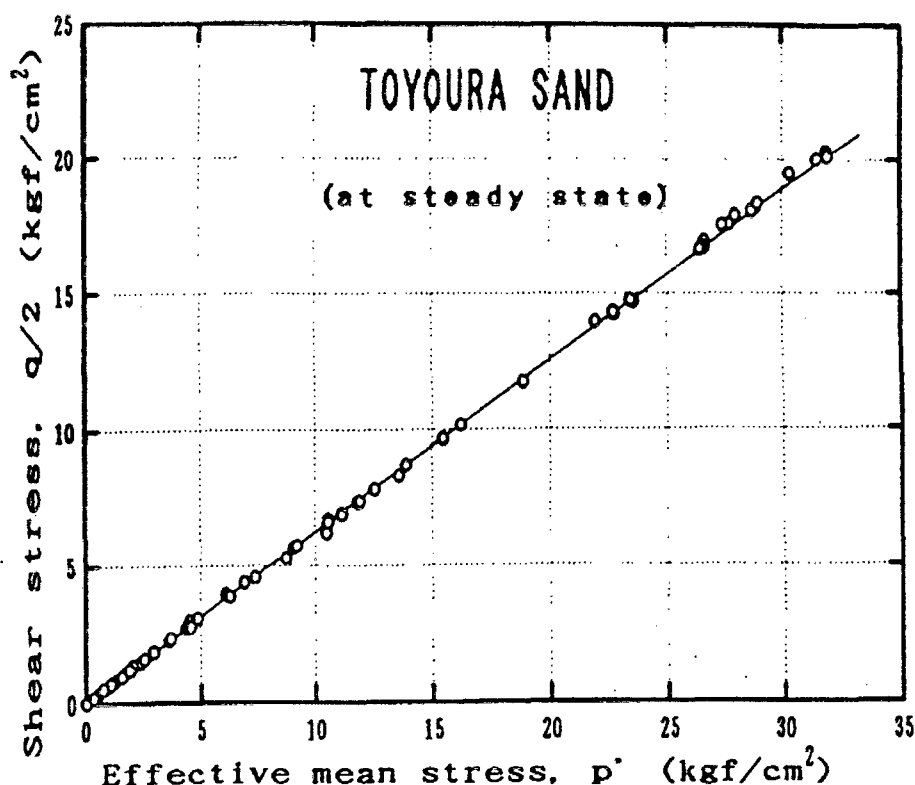


Figura 7, 8: Proyecciones curva de formación continua (*steady state*) en los planos (a) $e - p'$ y (b) $p' - q$ (arena Toyoura).

En la Fig. 9 se muestra la curva de deformación continua o *Steady State Line* (estados de resistencia última), indicándose además mediante cuadrados blancos aquellos estado iniciales que desarrollaron una curva tensión deformación monótona creciente y mediante cuadrados negros aquellos estados iniciales que mostraron pérdida de resistencia hasta alcanzar su resistencia última. Esto permite definir una frontera ubicada por arriba de la línea de deformación continua sobre la cual se extienden las combinaciones iniciales de densidad y presión confinante asociadas a una respuesta contractiva con pérdida de resistencia.

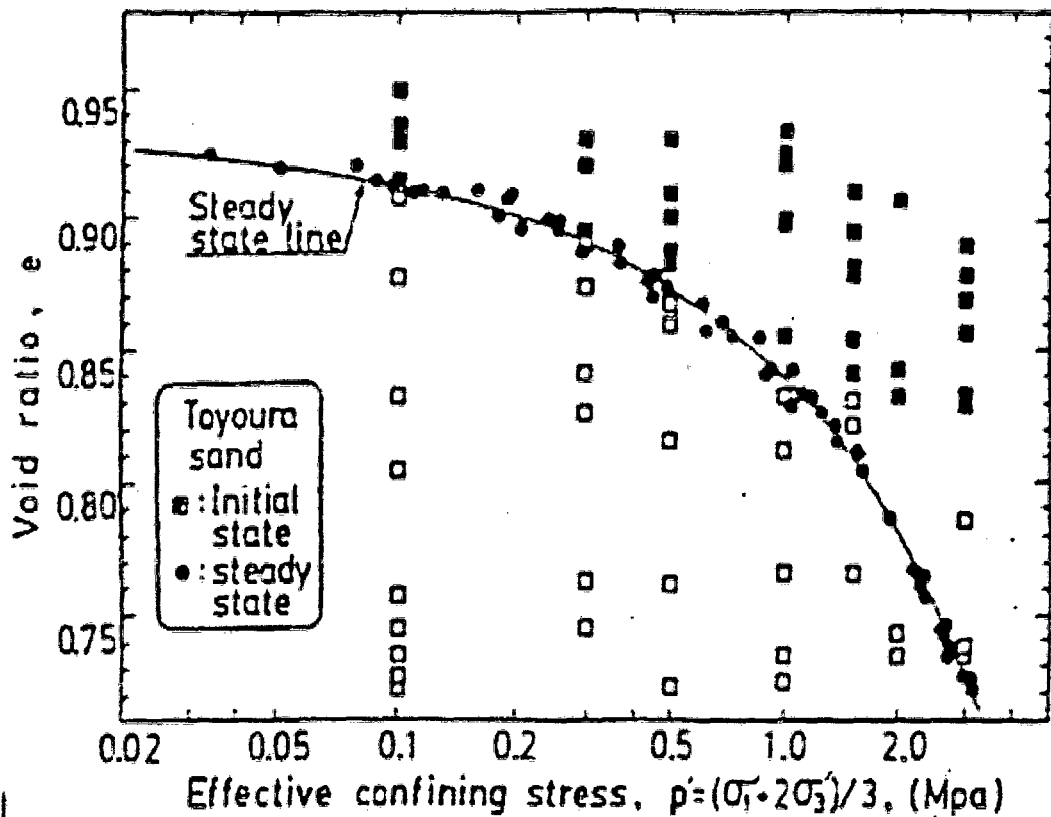


Figura 9: Estados iniciales y línea de *steady state*

Por lo tanto, la *Steady State Line (SSL)*, es de gran utilidad para evaluar la resistencia última no drenada y para identificar, a partir de la combinación de densidad y presión confinante inicial, el tipo de respuesta tensión deformación: monótono creciente o con pérdida de resistencia. Esta diferenciación es primordial para evaluar una posible falla fluida o de licuación verdadera.

8.2.2.3 Phase Transformation y Quasi-Steady State

El "*Phase Transformation*" o "Transformación de Fase" sólo se experimenta en estados densos o estados de mediana densidad a presiones de

confinamiento muy bajas, según se puede observar en la figura 9 (ver puntos negros en figura). Este estado se refiere al momento en cuando la respuesta cambia desde contractiva a dilatante.

Las arenas densas exhiben un exceso en las presiones de poros positivas al comienzo, para deformaciones pequeñas. La dirección de las trayectorias de tensiones efectivas cambia mostrando una transición entre un comportamiento del tipo contractivo a uno dilatante (figura 9(c)). (Ishihara (1975))³⁹, denominó a esta condición Transformación de Fase o *Phase Transformation*. Posterior al *Phase Transformation*, la respuesta esfuerzo-deformación exhibe un aumento en la resistencia (i.e. endurecimiento), sin alcanzar ningún *peak*. El suelo eventualmente alcanza el *steady state* o estado crítico si la presión de agua no cavita.

En arenas medias densas se puede observar que una vez superado el *peak* la resistencia comienza a disminuir, llegando a un punto mínimo de resistencia conocido como el "*Quasi-Steady State*" o como el "*Flow with Limited Liquefaction*" (Ishihara (1993))⁴⁰. En el mismo instante el suelo está en un estado de transformación de fase o *Phase Transformation*, para luego aumentar su resistencia gradualmente, aumentando las tensiones efectivas debido al desarrollo negativo de las presiones de poros. Al aumentar las deformaciones el estado crítico es alcanzado.

39 Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S., (1975). Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses. *Soils and Foundations*, 15 (1), 29-44.

40 Ishihara, K. (1993) "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique* 43, N° 3, 351-415.

Datos reportado indican que la pendiente de la línea de estado último o estado crítico en el plano $p' - q$ es bastante similar a la pendiente de la línea que está relacionada con el *Phase Transformation* (Ishihara (1993))⁴⁰ La pendiente de la línea de estado último es un poco mayor que la relacionada con el *Phase Transformation* (ver figura 9(c)). Además, en el plano $e - \log p'$ (figura 10) se puede apreciar que el *Quasi- Steady State* cae por debajo pero muy cerca de la línea de estado crítico.

En el caso de arenas sueltas o muy sueltas, la resistencia no-drenada es mínima en el *steady state* la cual está asociada a un colapso de la estructura de suelo.

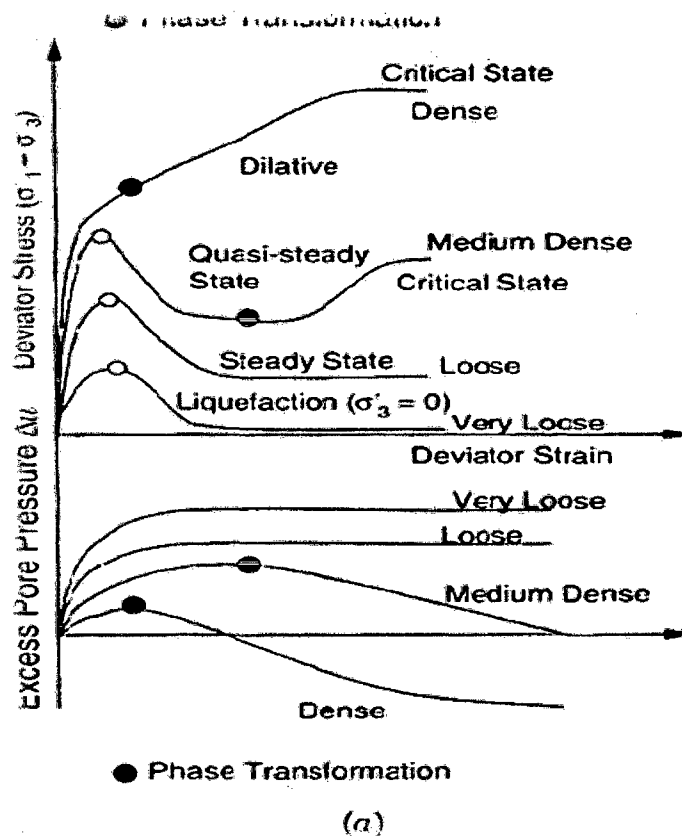
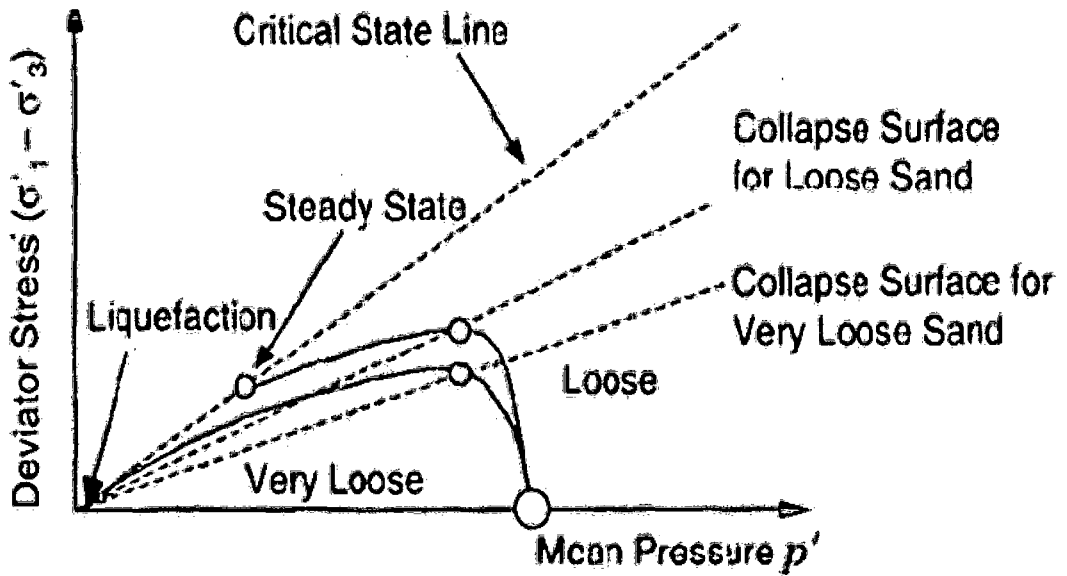
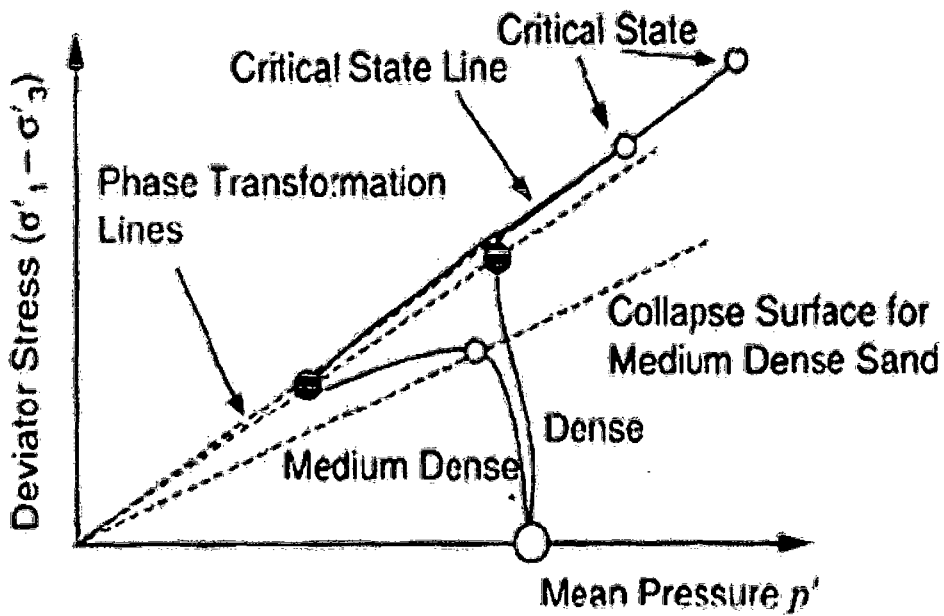


Figura 9(a): Respuesta típica no-drenada en arenas. (a) Respuesta

esfuerzo deformación - presión de poros.



(b)



(c)

Figura 9(b), (c): Respuesta típica no-drenada en arenas. Trayectorias de tensiones efectivas para estados: (b) sueltos y muy sueltos (c) densos y muy densos.

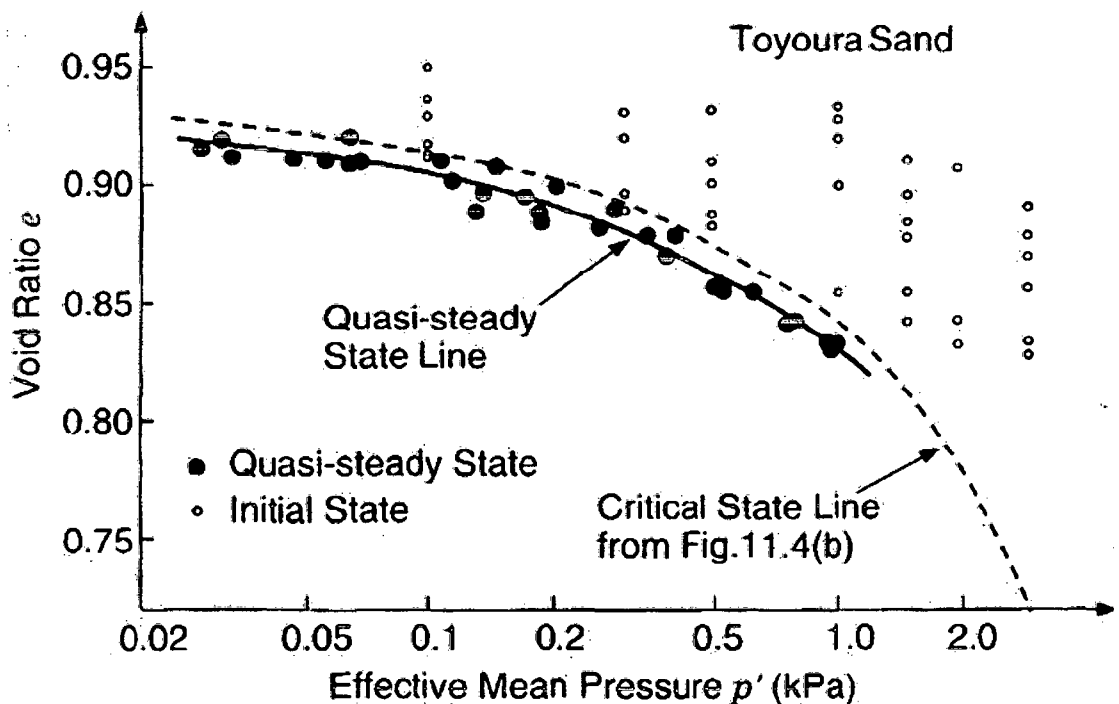


Figura 10: Línea del *Quasi-Steady State* y del *Steady State* en el plano $e - \log p'$.

8.2.2.4 Respuesta Monótona No-Drenada en Suelos No-Cohesivos

El comportamiento de una arena en condiciones no-drenadas, en un ensaye triaxial monótono, es clasificado en tres categorías (Castro (1969))³⁵ (Casagrande (1975))³⁷; (Castro y Poulos,(1977))⁴¹

1. Completa pérdida de resistencia a gran deformación (*Liquefaction*).
2. Parcial pérdida de resistencia (debilitamiento) después de un *peak* y un posterior aumento en la resistencia (*hardening*) hasta la falla (*Limited Liquefaction*).

⁴¹ Castro, G & Poulos, S. (1977). Factors affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 106 (GT6), 501-506.

3. Comportamiento dilatante en el cual la resistencia al corte y la presión efectiva aumentan con la deformación, sin presentar debilitamiento.

La pérdida de resistencia está asociada con la naturaleza contractiva de la arena, la cual va acompañada del incremento en la presión de poros.

El comportamiento no-drenado de arenas bajo condiciones de carga monótona, es ilustrado por los resultados obtenidos en un programa de ensayos triaxiales no-drenados en compresión, a deformación controlada desarrollados en una arena saturada (arena Toyoura), por (Verdugo (1992))⁴². A continuación se presentan los principales resultados obtenidos en donde el desviador de tensiones q y la presión media total y efectiva p y p' son definidas como:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3'$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} = p - ur$$

Donde:

q = Desviador de Tensiones.

⁴² Verdugo, R. (1992). Characterization of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation. Presented in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Engineering. University of Tokyo, Tokyo, Japan.

p = Presión media Total.

p' = Presión media Efectiva.

u_r = Exceso de presión de poros.

σ_1' = Presión principal efectiva mayor.

σ_2' = Presión principal efectiva intermedia.

σ_3' = Presión principal efectiva menor.

Resultados experimentales indican la existencia de una relación directa entre el índice de vacíos y la resistencia última no-drenada. Además se espera que la resistencia última sea del tipo friccionante y por lo tanto se satisfaga una relación de “*Mohr-Coulomb*”, debiendo existir entonces durante el estado último una relación entre la resistencia última y presión media efectiva:

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3}$$

Por lo tanto, cuando al alcanzar el estado último (grandes deformaciones) existirá una relación única entre densidad, esfuerzo de corte y presión media efectiva. Esta relación es comúnmente denominada “*Steady State Line*” (Poulos (1981))³⁸.

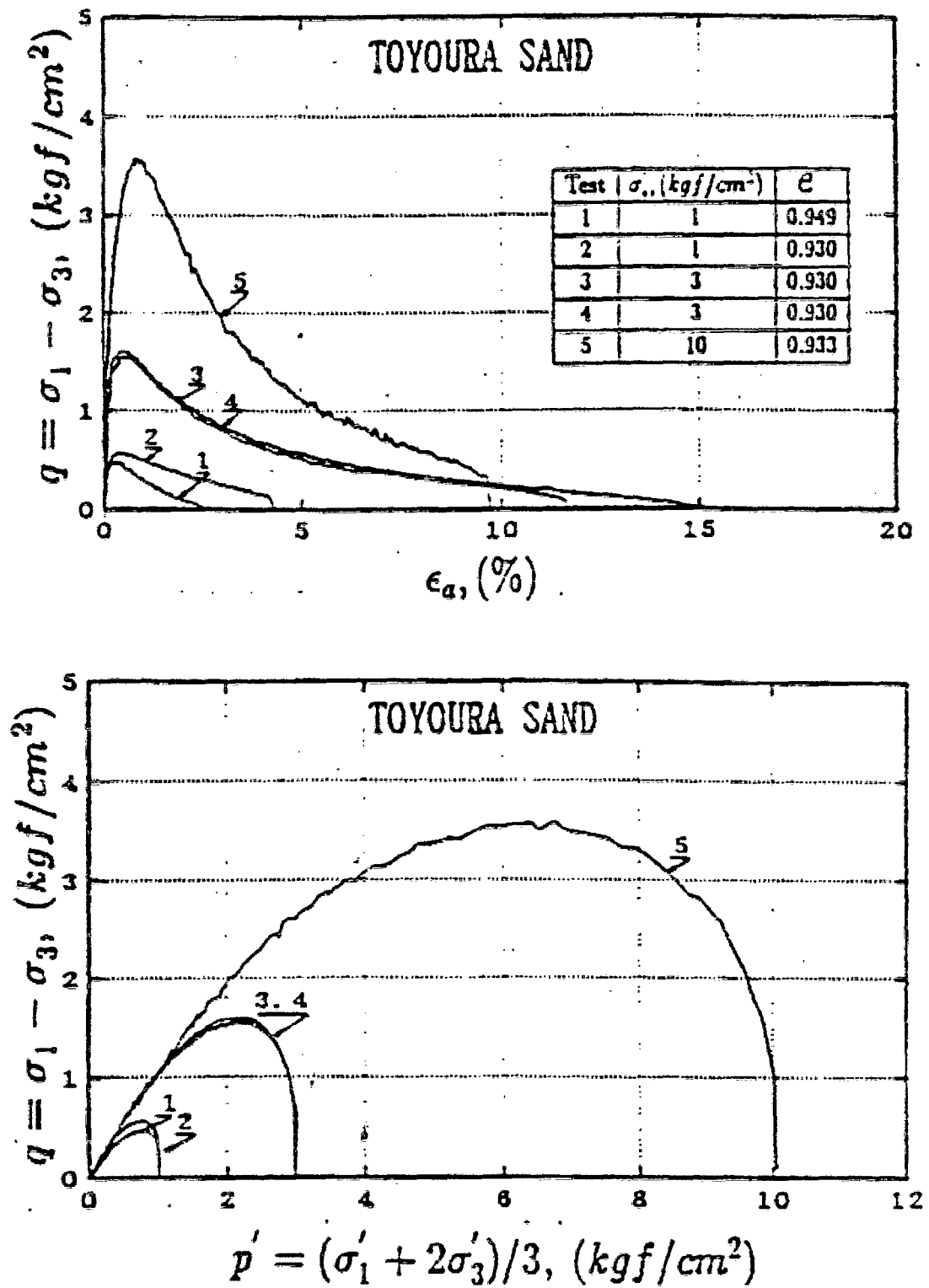


Figura 11: Respuesta no-drenada para $e > 0.930$, (a) curvas tensión deformación, (b) trayectoria de tensiones.

Además, cabe destacar la importancia de las variables de estado inicial, las cuales son: el índice de huecos ec , la presión de confinamiento efectiva σ'_3 y el esfuerzo de corte drenado inicial Kc convenientemente expresado por $Kc = \sigma'_1/\sigma'_3$ en el ensayo triaxial.

El efecto de estas variables de estado, en una arena de relave, en el triaxial en compresión es mostrado en la figura 12. La figura muestra que todas las variables influyen en la respuesta no drenada. La densidad relativa, siendo para este caso un parámetro definido para niveles de presiones por confinamiento cercanos a cero, no es independiente del nivel de esfuerzo aplicado.

Se puede concluir que: (i) algunos valores de índices de vacíos no son asequibles para ciertos niveles tensionales; (ii) al incrementar la presión confinante y para Kc constante o al aumentar Kc y presión confinante constante conlleva a una respuesta del tipo *strain-softening*; (iii) valores elevados de densidades relativas pueden experimentar una respuesta del tipo contractiva, a elevados valores de presión confinante y Kc , como se puede apreciar en la figura, para el caso donde $Drc = 87\%$.

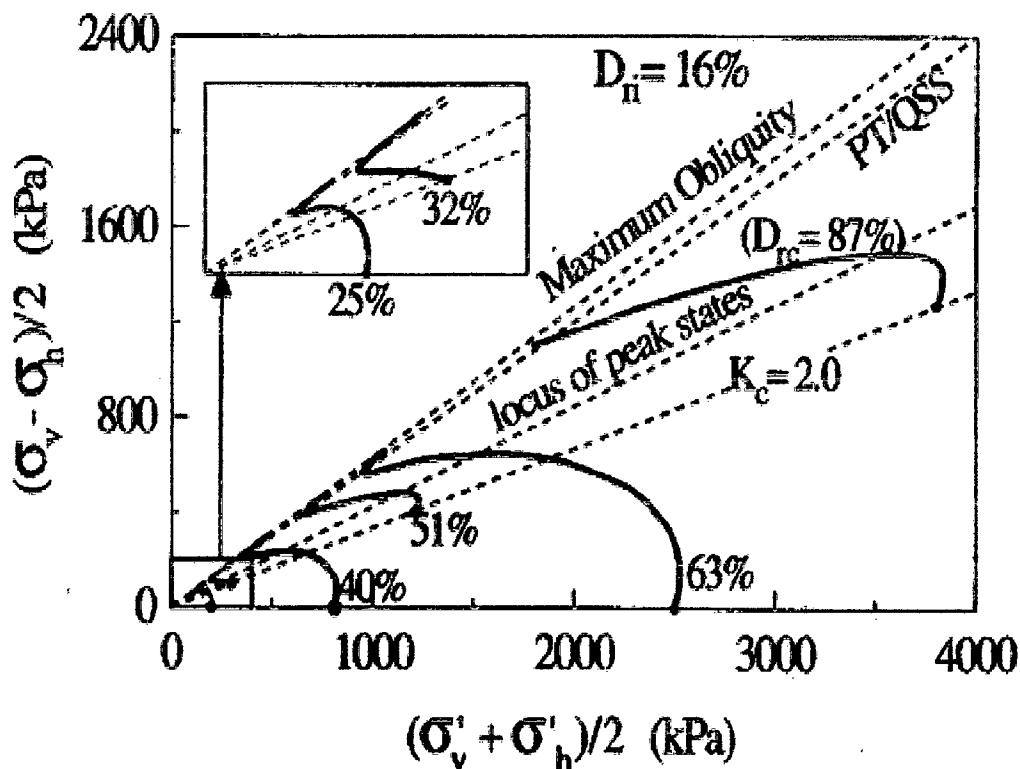


Figura 12: Dependencia de la respuesta no-drenada en triaxiales en compresión para una arena de relave en estado muy suelto como estado tensional inicial. $D_{ri}=16\%$, densidad relativa a 20kpa; $K_c=\sigma'_1/\sigma'_3$, razón de tensiones por consolidación anisótropa.

8.2.3. Presión de Poros bajo condiciones de Carga Cíclica

El exceso de presión de poros, u_r , puede desarrollarse bajo condiciones de carga cíclica de tal manera que origine una disminución del esfuerzo efectivo.

Cuando los suelos se encuentran bajo una condición de consolidación isotrópica, el esfuerzo efectivo puede reducirse a cero cuando el exceso de presión de poros se incrementa continuamente.

(Seed y Lee (1966))⁴³ definieron como licuación inicial al punto en el cual el incremento de presión de poros es igual al esfuerzo de confinamiento inicial. Diferentes métodos y una gran cantidad de ensayos de laboratorio han sido llevados a cabo para evaluar el potencial de licuación y la predicción del desarrollo del exceso de presión de poros bajo condiciones de carga sísmica. En este método la carga sísmica, expresado en términos de esfuerzo de corte cíclico equivalente, es comparado con la resistencia a la licuación del suelo también expresado en términos del esfuerzo de corte cíclico. Cuando la carga sísmica excede la resistencia, se espera que ocurra licuación o el máximo exceso de presión de poros.

El nivel del desarrollo del exceso de presión de poros puede ser previsto a partir del método del esfuerzo cíclico, en el cual el exceso de presión de poros está directamente relacionado a la amplitud del esfuerzo cíclico y el número de ciclos de esfuerzo. La tasa del incremento del exceso de la presión de poros se encuentra dentro de un rango más o menos angosto cuando es graficado en forma normalizada como se muestra en la Figura 13.

⁴³ Lee, K. L., & Seed, H. B. (1966). Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92 (SM6), 105-134.

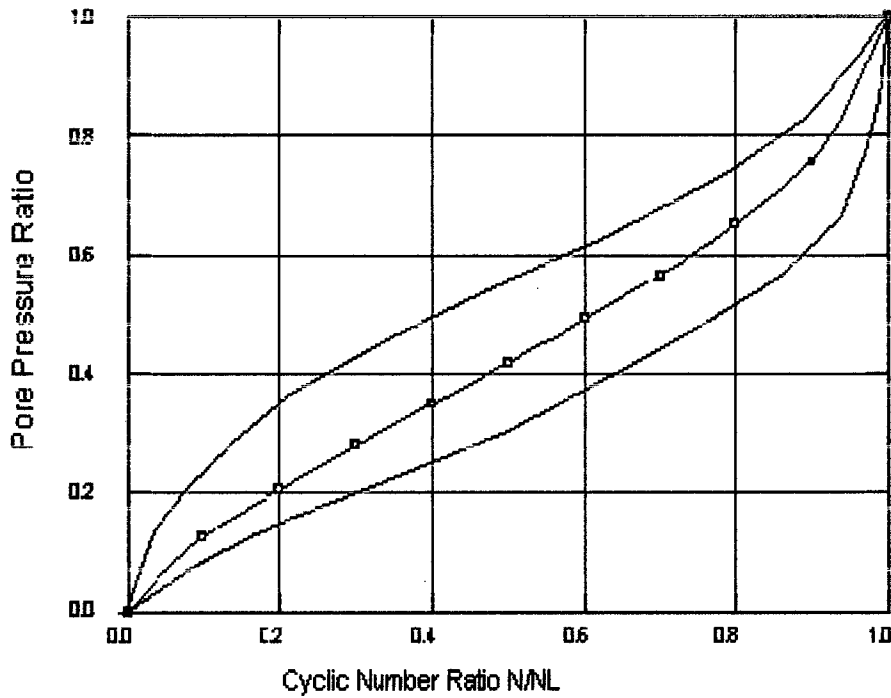


Figura 13: Relación de Presión de Poros Bajo Condiciones de Carga Cíclica.

La siguiente relación ha sido desarrollada entre la relación de presión de poros y el número de ciclos.

$$\frac{ur}{\sigma'_{3c}} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsen \left(2 \left(\frac{N}{NL} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right)$$

Donde:

ur = exceso de presión de poros.

α = constante que define la forma de la curva. Se puede obtener una curva promedio utilizando un $\alpha = 0.7$.

N = ciclos de esfuerzo.

NL = ciclos de esfuerzo requeridos para producir licuación.

Los ensayos de laboratorio muestran que el número de ciclos de esfuerzo requeridos para producir licuación decrece con el incremento de la amplitud del esfuerzo cíclico como se muestra en la Figura 14.

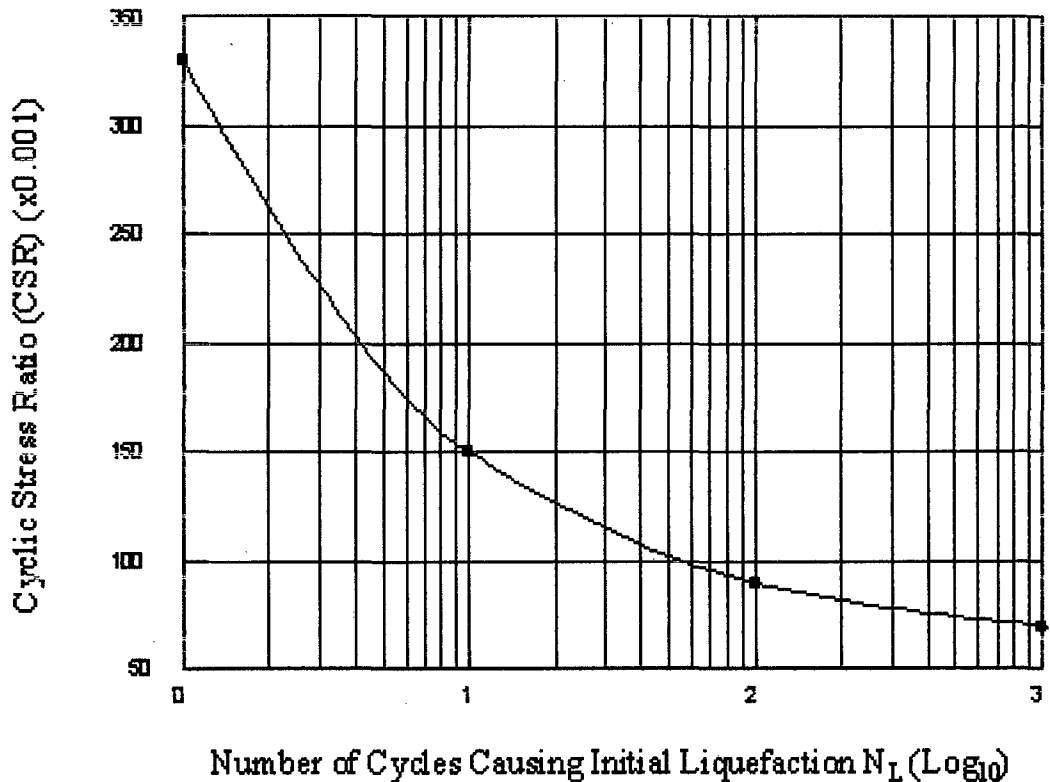


Figura 14: Esfuerzos Cíclicos Requeridos para Producir Licuación Inicial.

La curva mostrada en la Figura 14 es llamada usualmente la curva de resistencia cíclica a la licuación. La curva de resistencia cíclica es normalizada frecuentemente con relación a la presión de confinamiento efectiva inicial. Este esfuerzo cíclico normalizado es llamado Relación de Esfuerzo Cíclico o *CSR*.

8.2.4. Anisotropía

Como definición de la dirección de carga durante un ensayo se utiliza el ángulo α , el cual corresponde a la inclinación de la tensión principal mayor σ_1 con respecto al eje de la muestra (dirección de deposición). Para identificar la presión intermedia σ_2 bajo cargas triaxiales se utiliza el coeficiente de Habib o parámetro b , donde $b = (\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 - \sigma_3)$. Por lo tanto para el triaxial en compresión $\alpha = 0^\circ$ y $b = 0$ (punto A en la figura 15), y para el triaxial en extensión $\alpha = 90^\circ$ y $b = 1$ (punto B en la figura 15).

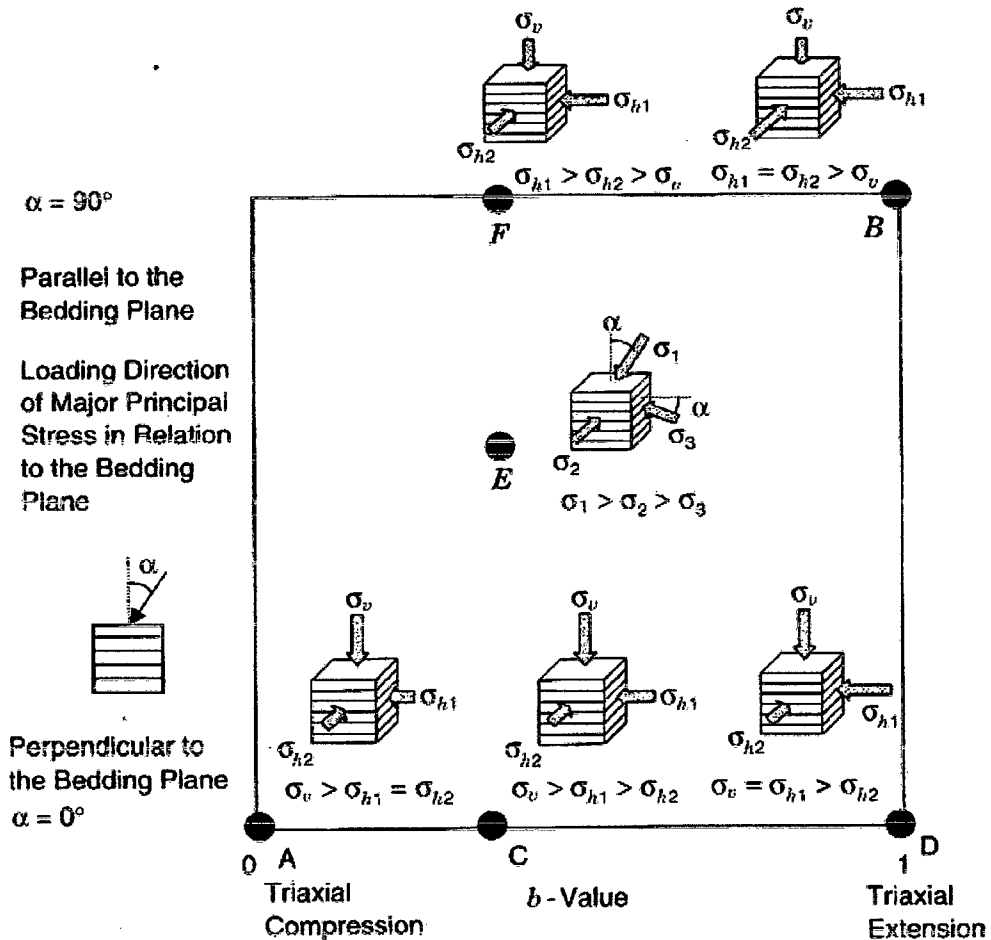


Figura 15: Efectos de la anisotropía inherente y la presión intermedia.

Para una arena de densidad relativa del 30%, y a una baja presión media de consolidación de 200 kPa, en la figura 16, se puede observar que al aumentar el valor de α (inclinación de σ_1), el comportamiento comienza a hacerse cada vez más contractivo (*strain-softening response*) y por ende perdiendo más resistencia.

Además en la figura 17, para $b=0.4$, se observa que al aumentar el valor de K_c . (corte estático drenado inicial) la resistencia no-drenada aumenta. Esto se debe a que al variar K_c , la densidad relativa experimenta una variación.

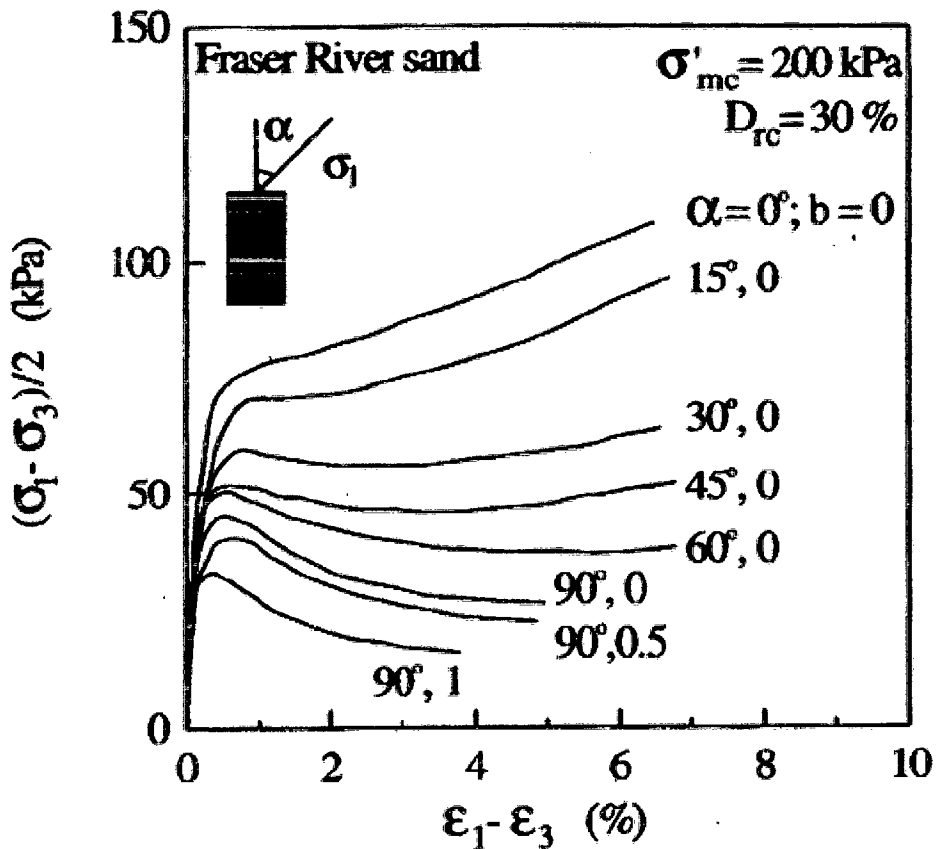


Figura 16: Dependencia en la respuesta no-drenada con la dirección de las tensiones principales y la tensión intermedia. σ'_{mc} , corresponde a la presión media de consolidación.

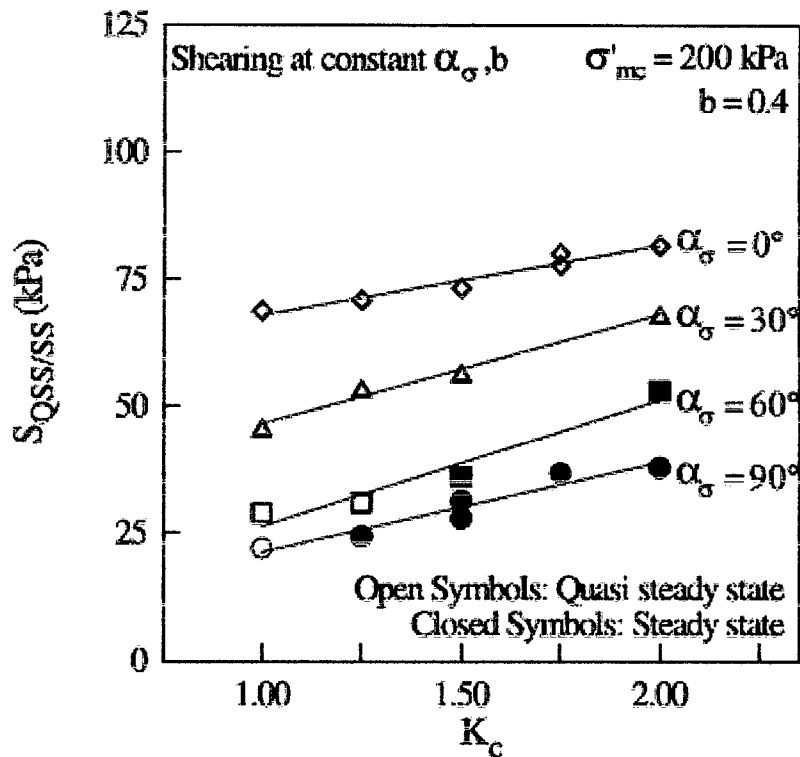


Figura 17: Dependencia de la resistencia (en *steady state* o *quasi-steady state*) en la dirección de la tensión principal mayor y la anisotropía inherente. α_σ , inclinación de la σ_1 con la vertical.

Uno de los estudios más recientes, es el realizado por (Hozono & Yoshimine (2004))⁴⁴. Primeramente, Yoshimine et al. (1999) analizaron el comportamiento no-drenado en ensayos de corte simple, triaxial en compresión y triaxial en extensión, para una densidad relativa promedio de 35% aproximadamente. Se concluyó que el comportamiento, en condiciones de corte simple, el cual se asemeja más a las condiciones in situ, fue la intermedia entre las condiciones de triaxiales en compresión y las de triaxiales en extensión. Estas diferencias se exponen en la Figura 18.

⁴⁴ Hosono, Y. and Yoshimine, M. (2004). "Liquefaction of sand in simple shear condition", *Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*, Bochum, Germany, 31 March-02 April, pp. 129-136.

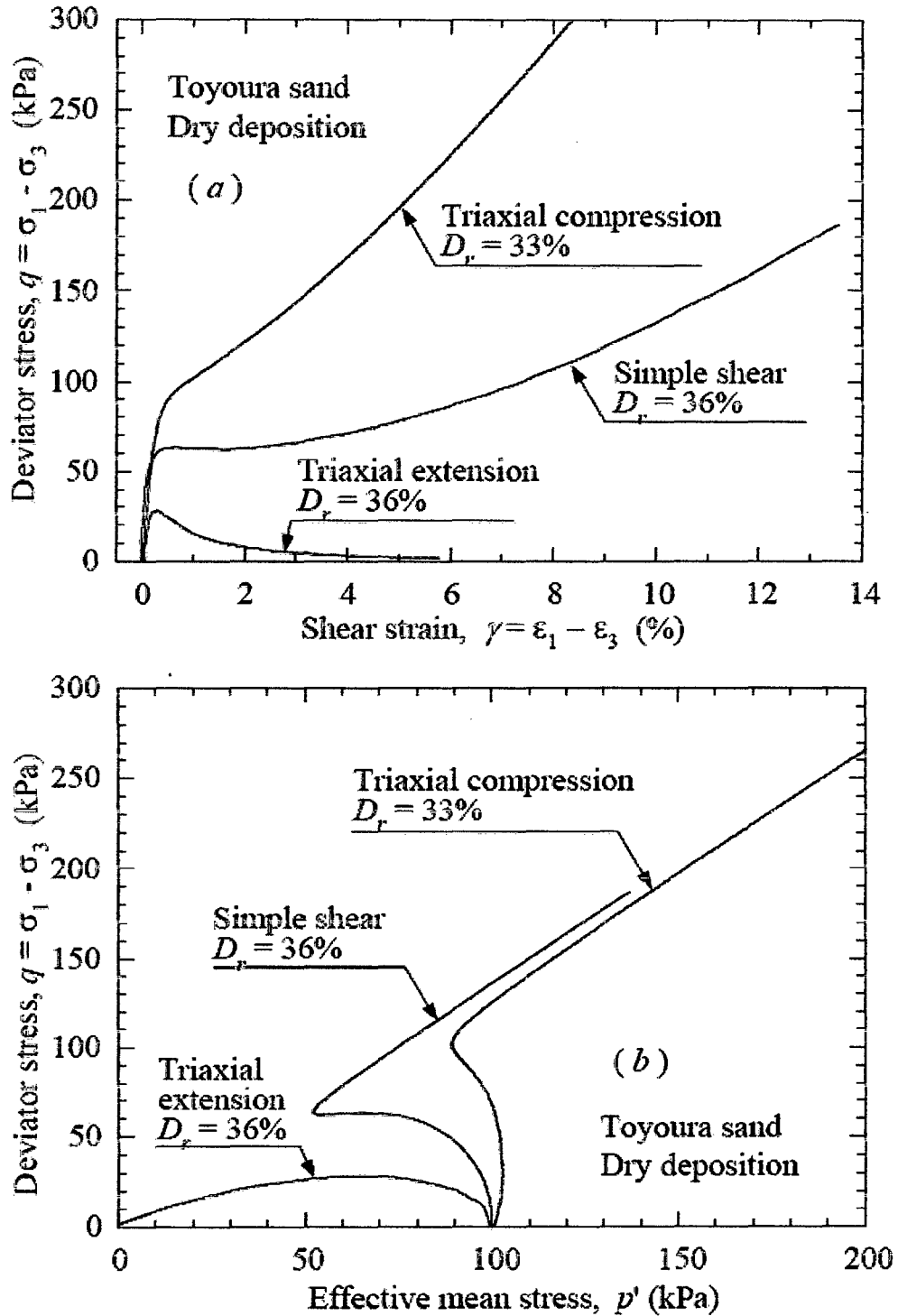


Figura 18: Comportamiento no-drenado de la arena Toyoura in triaxial en compresión, extensión y corte simple (Yoshimine et al. 1999)

8.2.5. Influencia del esfuerzo de Corte Estático Inicial en la Respuesta No-Drenada

(Vaid, Stedman & Sivathayalan (2001))⁴⁵ investigaron la influencia del nivel de esfuerzo de corte estático inicial para diferentes niveles de presiones media efectivas de confinamientos para estados altamente contractivos. Los niveles de confinamiento estudiados corresponden a 100, 200 y 400 kPa para cada nivel de K_c (esfuerzo de corte) iguales a 1, 1,25, 1,5 y 2.0

La línea denotada por CSR , y llamado como la razón de tensión crítica corresponde a la ubicación del *peak* bajo una carga no-drenada monótona estando este asociado a un ángulo de fricción movilizada $\phi' CSR$. Cabe destacar que el CSR es completamente dependiente del modo de carga. En compresión el $\phi' CSR = 26^\circ$ y en extensión es igual a 17° .

La figura 19 (a) muestra los resultados obtenidos bajo cargas no-drenadas en compresión. Se puede apreciar que para todos los casos existe transformación de fase. La resistencia no-drenada aumenta a medida que aumenta el nivel de esfuerzo de corte estático inicial.

Además, la figura 19 (b) muestra los resultados para el caso en extensión, el cual sólo exhibe transformación de fase cuando la presión de confinamiento efectiva es mayor, e igual a 400 kPa.

⁴⁵ Vaid, Y.P., Stedman J.D., and Sivathayalan, S. (2001). "Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction". *Canadian Geotechnical Journal* 38: 580-591.

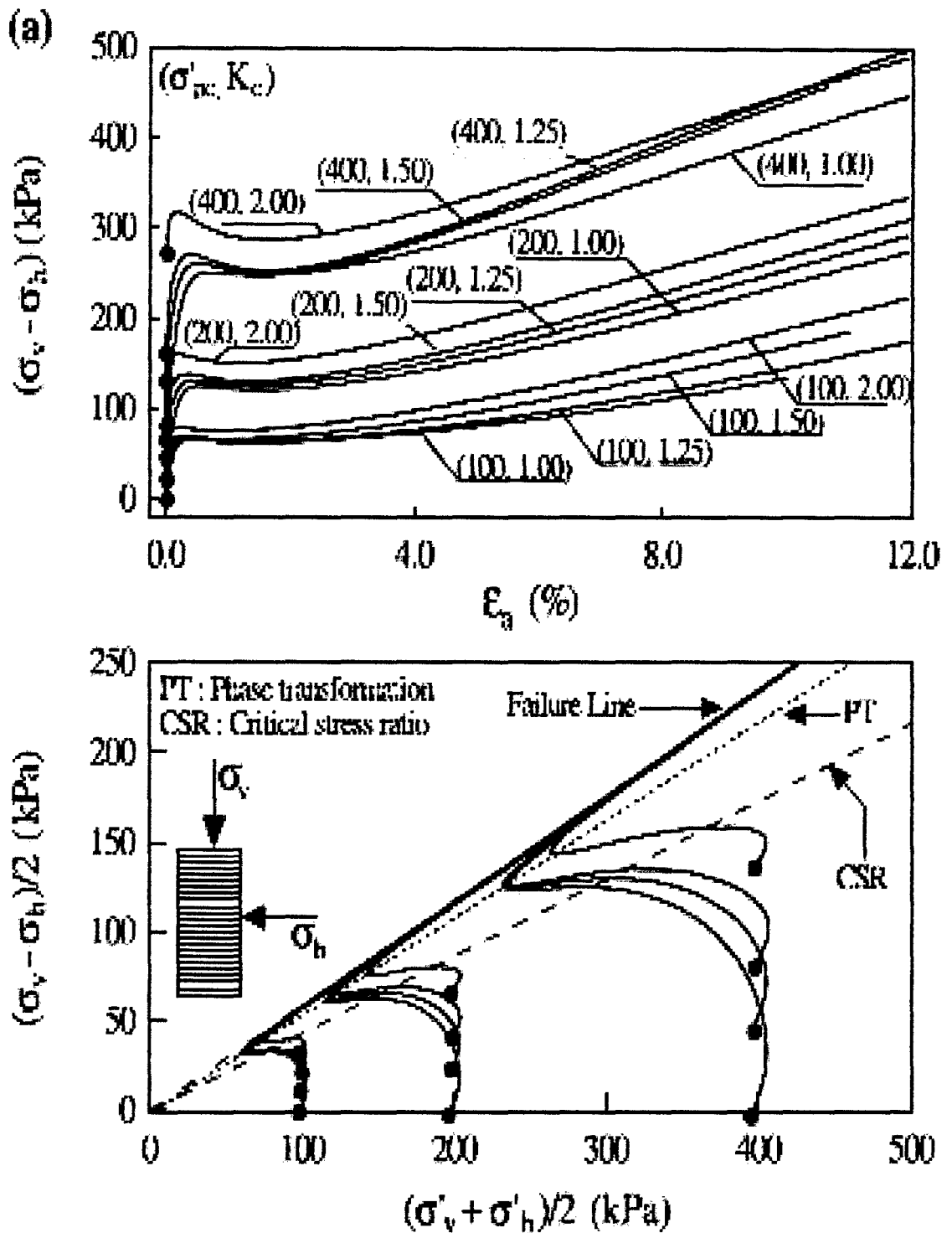


Figura 19 (a): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no drenado en compresión para distintos valores de presión confinante.

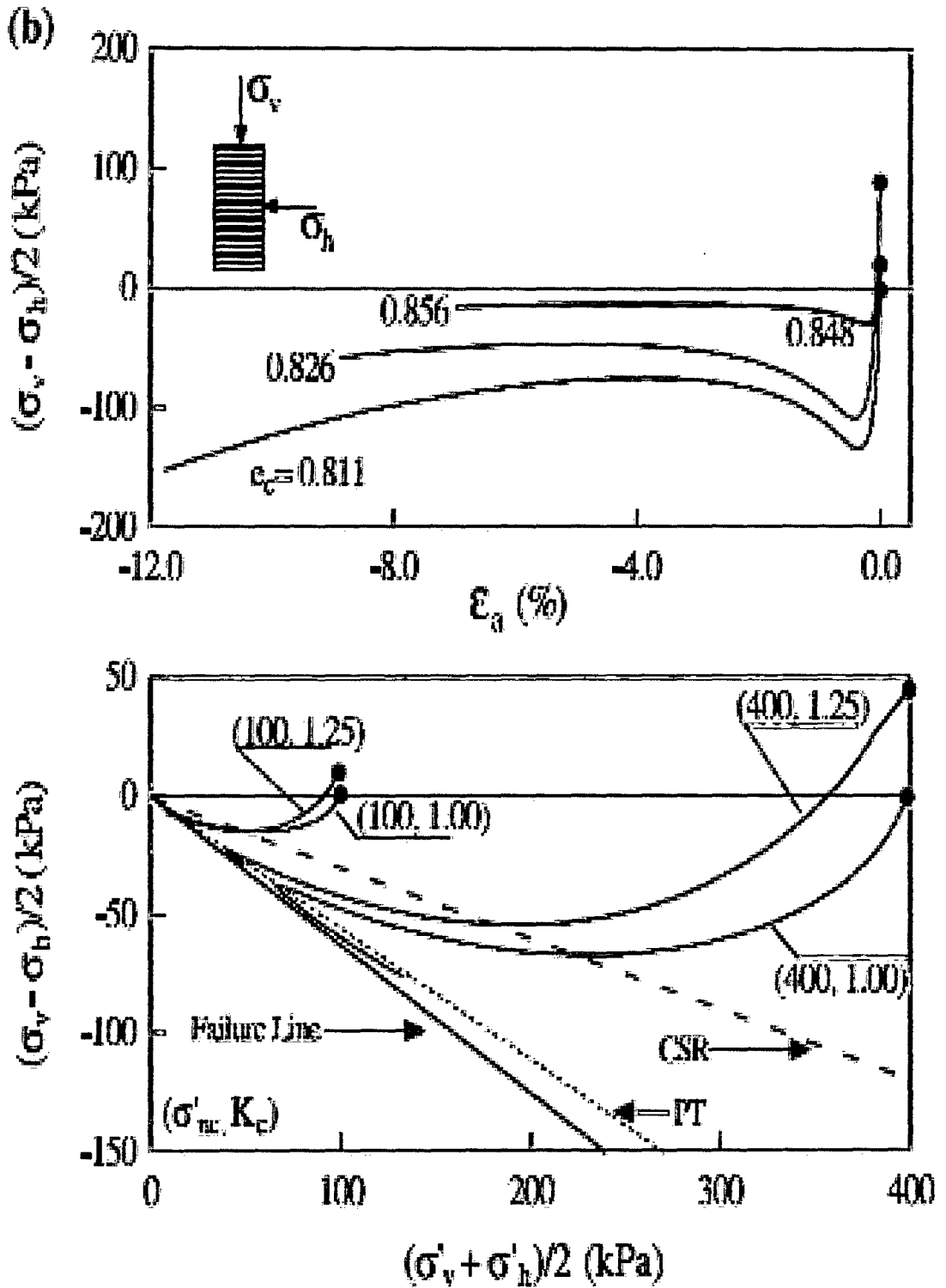


Figura 19 (b): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no drenado en extensión para distintos valores de presión confinante.

Posteriormente, (Vaid & Sivathayalan (1998))⁴⁶ investigaron tanto el efecto del esfuerzo de corte estático inicial (K_c) como la influencia de la inclinación de carga ($\alpha\sigma$), la cual fue descrita en el acápite anterior. La figura 20 muestra que al aumentar el nivel de esfuerzo de corte drenado inicial o el (K_c , la resistencia no-drenada se ve incrementada para casos sueltos ($Dr = 20\%$).

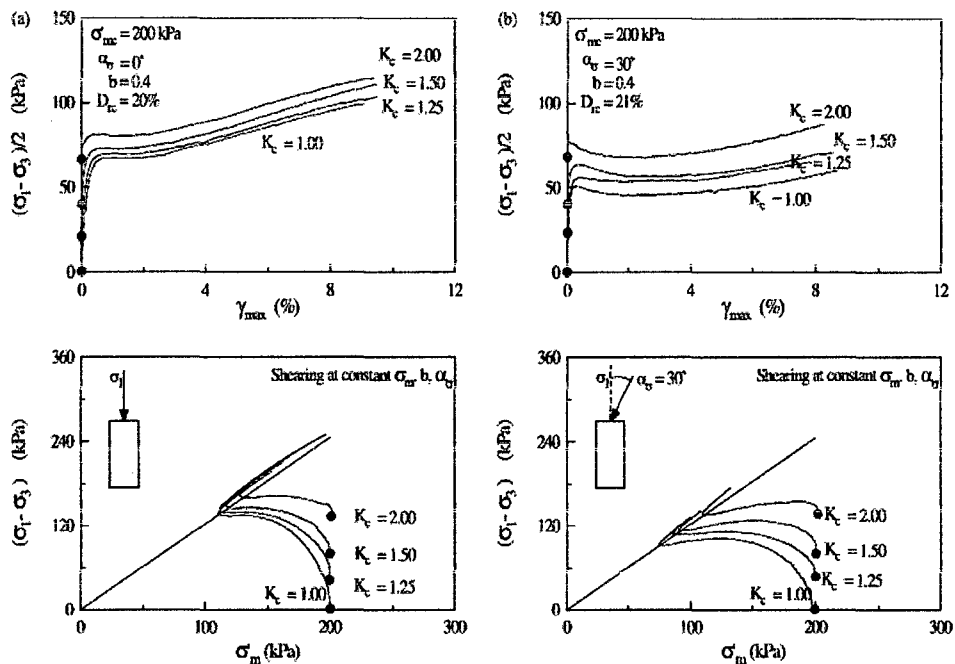


Figura 20 (a),(b): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en arenas para (a) $\alpha = 0^\circ$ y (b) $\alpha = 30^\circ$. Para los casos en donde $\alpha = 0^\circ$ y $\alpha = 30^\circ$ (figura 2.16 (a), (b)), se puede visualizar que el *steady state* no es alcanzado para deformaciones del orden del 10%, a diferencia de los casos en donde $\alpha = 60^\circ$ y $\alpha = 90^\circ$ (figura 20 (c) (d)). Se puede extrapolar que el ensayo triaxial en compresión, el cual es el más comúnmente usado en la caracterización de la respuesta no drenada, no puede representar completamente la resistencia no-drenada (siendo ésta bastante mayor que en el caso en extensión ($b = 1$)).

⁴⁶ Vaid, Y.P., and Sivathayalan, S. (1998). "Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands". Proc., Int. Symp. On the Physics and Mech. of Soil Liquefaction, P.V. Lade and J.A. Yamamuro, eds., Baltimore, 105-120.

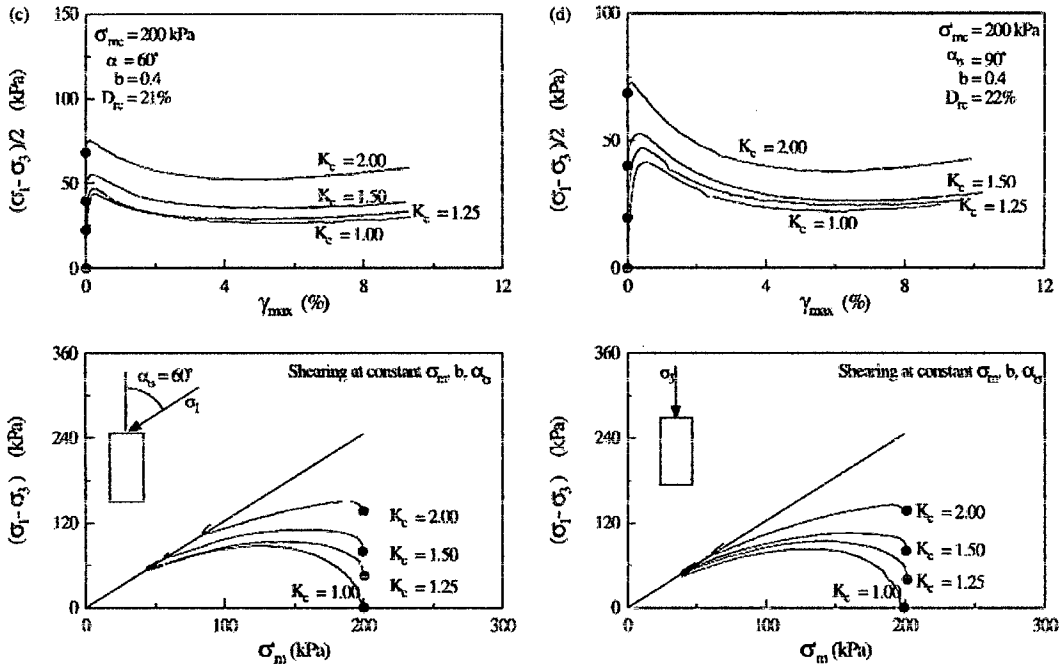


Figura 20 (c),(d): Influencia en el esfuerzo de corte estático en el comportamiento no-drenado en arenas para (a) $\alpha=60^\circ$ y (b) $\alpha=90^\circ$

(Hyde, Higuchi & Yasuhara (2006))⁴⁷ estudiaron el efecto del esfuerzo de corte estático drenado inicial ante una carga monótona no-drenada en limos no-plásticos para estados de mediana densidades.

En la figura 21 se muestran las trayectorias de tensiones asociadas a las consolidaciones anisótropas. Primeramente, éstas fueron consolidadas hasta diferentes presiones de confinamiento isotrópicas, para luego mediante un incremento de la carga axial drenada (pendiente 3/1) alcanzar distintos niveles de cortes estáticos drenados iniciales. De esta forma se alcanzó la misma presión media efectiva igual a 100kPa. Las razones correspondientes

⁴⁷ Hyde, A. Higuchi, T.; and Yasuhara (2006), K. "Liquefaction, Cyclic Mobility, and Failure of Silt", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.132, No. 6, 2006.

a los esfuerzos desviadores y las presiones media efectivas alcanzadas corresponden a valores del 0, 0.25, 0.50 y 0.75.

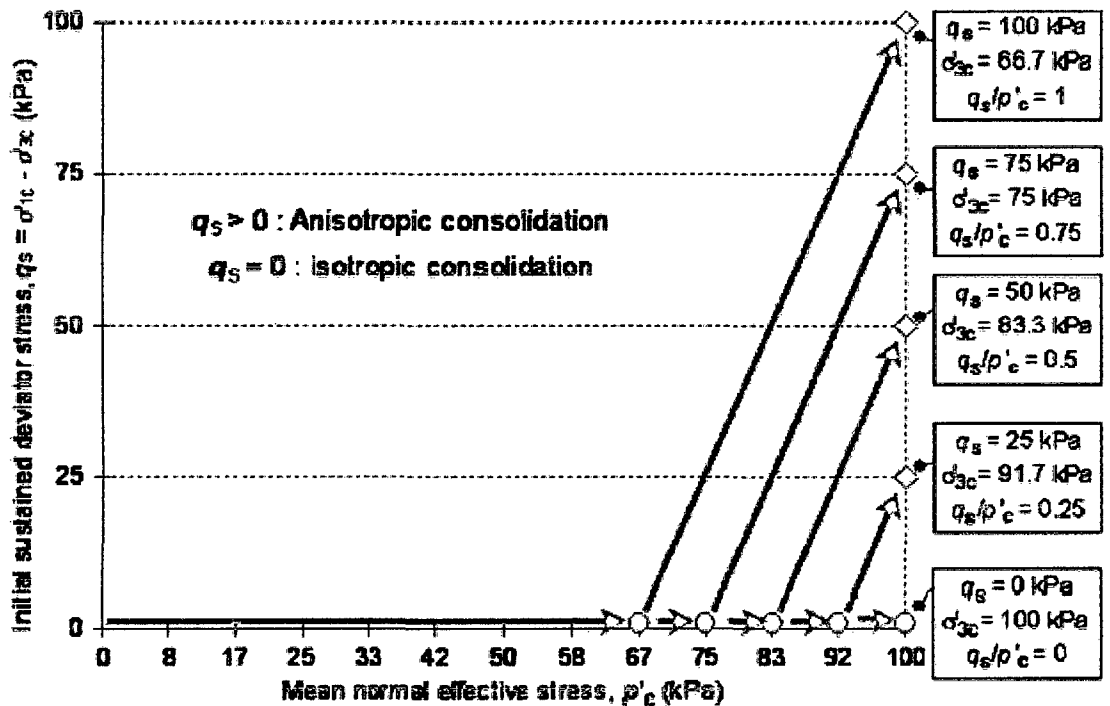


Figura 21: Trayectorias de tensiones para consolidaciones anisótropas.

En la figura 22 se muestra la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación axial para probetas consolidadas anisótricamente. Las curvas esfuerzo deformación muestran *peaks* iniciales en compresión, los cuales no quedan claros en el caso de extensión. En compresión se puede apreciar claramente que alrededor del 2% existe transformación de fase para cada caso, no siendo así para el caso de extensión. Además se podría decir que las fallas en compresión corresponden aproximadamente niveles de deformación axial entre 10 y 15%. Para el caso de extensión estos valores corresponden entre 4.6% y 8%.

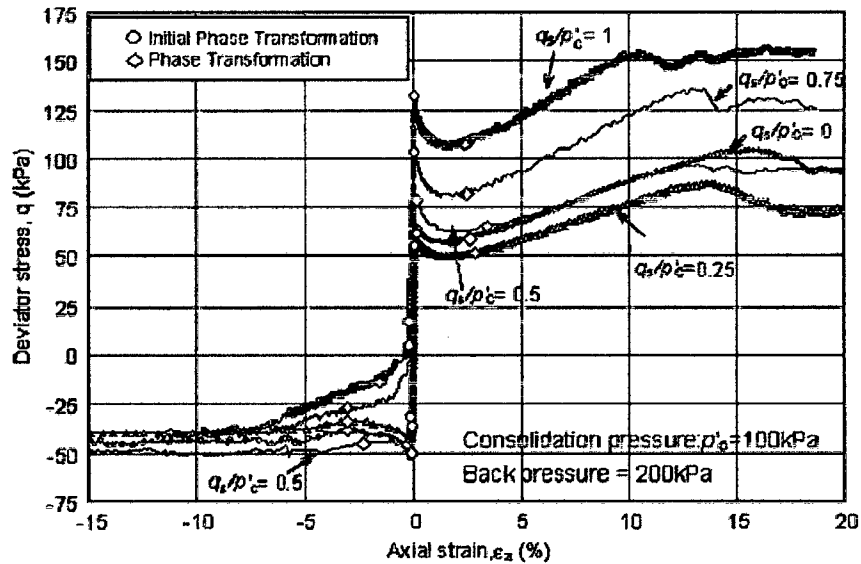


Figura 22: Esfuerzo desviador versus deformación axial para varios niveles de esfuerzo de corte estáticos iniciales.

En la figura 23 se pueden apreciar las trayectorias de tensiones efectivas bajo cargas no-drenadas con diferentes niveles de esfuerzo estático drenados iniciales.

En compresión, se aprecia que a menor nivel de esfuerzo de corte, mayor es el aumento de las presiones de poros hasta llegar a la línea de transformación de fase. Después de esta línea se exhibe dilatancia hasta alcanzar su cada resistencia no drenada.

En extensión, pero con valores iniciales de esfuerzo de corte estáticos drenados iniciales en compresión, se observa que a mayor esfuerzo de corte estático positivo la resistencia no-drenada disminuye, siendo completamente lo opuesto para el caso de compresión.

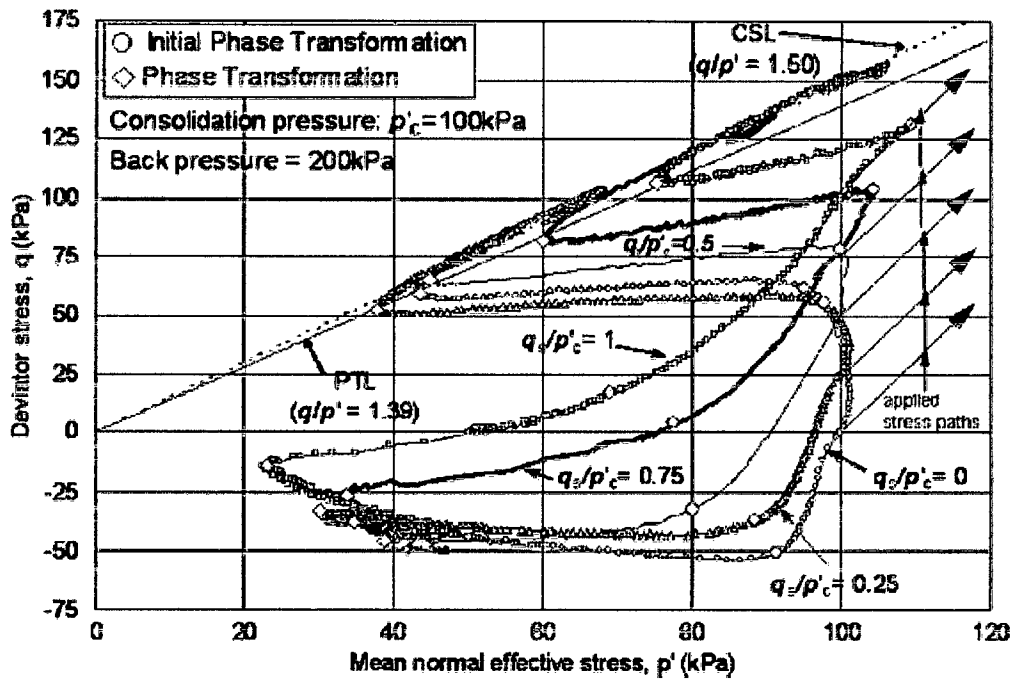


Figura 23: Trayectorias de tensiones efectivas ante consolidaciones anisótropas y bajo cargas no-drenadas.

8.2.6 Respuesta Cíclica No-drenada en Suelos No-Cohesivos

El esqueleto granular de un suelo tiende a contraer bajo las cargas cíclicas pero al ser impedido el cambio volumétrico (un sismo es lo suficientemente rápido para impedir un rápido drenaje en suelos saturados) dicha tendencia se traduce en aumento de la presión de poros u por lo tanto, u incrementa y la tensión efectiva σ' disminuye.

La ecuación de Coulomb representa la resistencia al corte del suelo:

$$\tau = \sigma' \cdot \tan(\phi)$$

Donde:

τ : Resistencia máxima del suelo al corte, en el plano de falla.

σ' : Tensión efectiva, tensión total menos presión de poros ($\sigma' = \sigma - u$).

ϕ : Angulo de roce interno del suelo.

La ecuación indica que el cambio en la tensión efectiva producida por la variación de la presión de poros ante cargas cíclicas, tiene una consecuencia directa en la resistencia del suelo, es decir, la resistencia del suelo es controlada por la tensión efectiva del suelo.

A continuación, en la figura 24 y la figura 25 se presentan resultados experimentales típicos obtenidos en el equipo de cilindro hueco con aplicación de carga, en muestras de suelo arenoso suelto y denso respectivamente.

Dichos ensayos fueron realizados simulando la condición de corte simple, en probetas consolidadas isótopamente y sometidos a una carga cíclica de tipo torsional. Las respectivas curvas tensión-deformación se muestran en la Figura 24a y la Figura 25a, mientras que las trayectorias de tensiones efectivas, en términos del esfuerzo de corte cíclico normalizado, τ_d / σ_o' , y

la tensión de confinamiento efectiva, σ_o' , se muestran en la Figura 24b y la Figura 25b ((Ishihara (1985))⁴⁸.

Basándose en el análisis de estos resultados experimentales, queda en evidencia que tanto suelos sueltos como densos desarrollan un aumento de presión de poros con la progresión de los ciclos de carga y descarga.

Adicionalmente, asociado a este aumento de presión de poros se observa un aumento de la deformación de las probetas. Es sumamente interesante e importante notar que la deformación máxima, desarrollada en la probeta de arena suelta, aumenta ciclo a ciclo a una tasa creciente. En tanto, la probeta de arena densa, también aumenta, pero a una tasa decreciente con el número de ciclos de carga y descarga. Ambos ensayos muestran que al cabo de un cierto número de ciclos, la presión de poros alcanza un valor máximo igual a la presión de confinamiento efectiva inicial, generándose en ese instante un estado de tensión efectiva nula. Este estado ha sido comúnmente usado para definir la condición de licuación (Seed y Lee, (1966))⁴³.

48 Ishihara, K. (1985). "Stability of natural deposits during earthquakes". Theme Lecture. Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, pp. 1311-1314, San Francisco, USA.

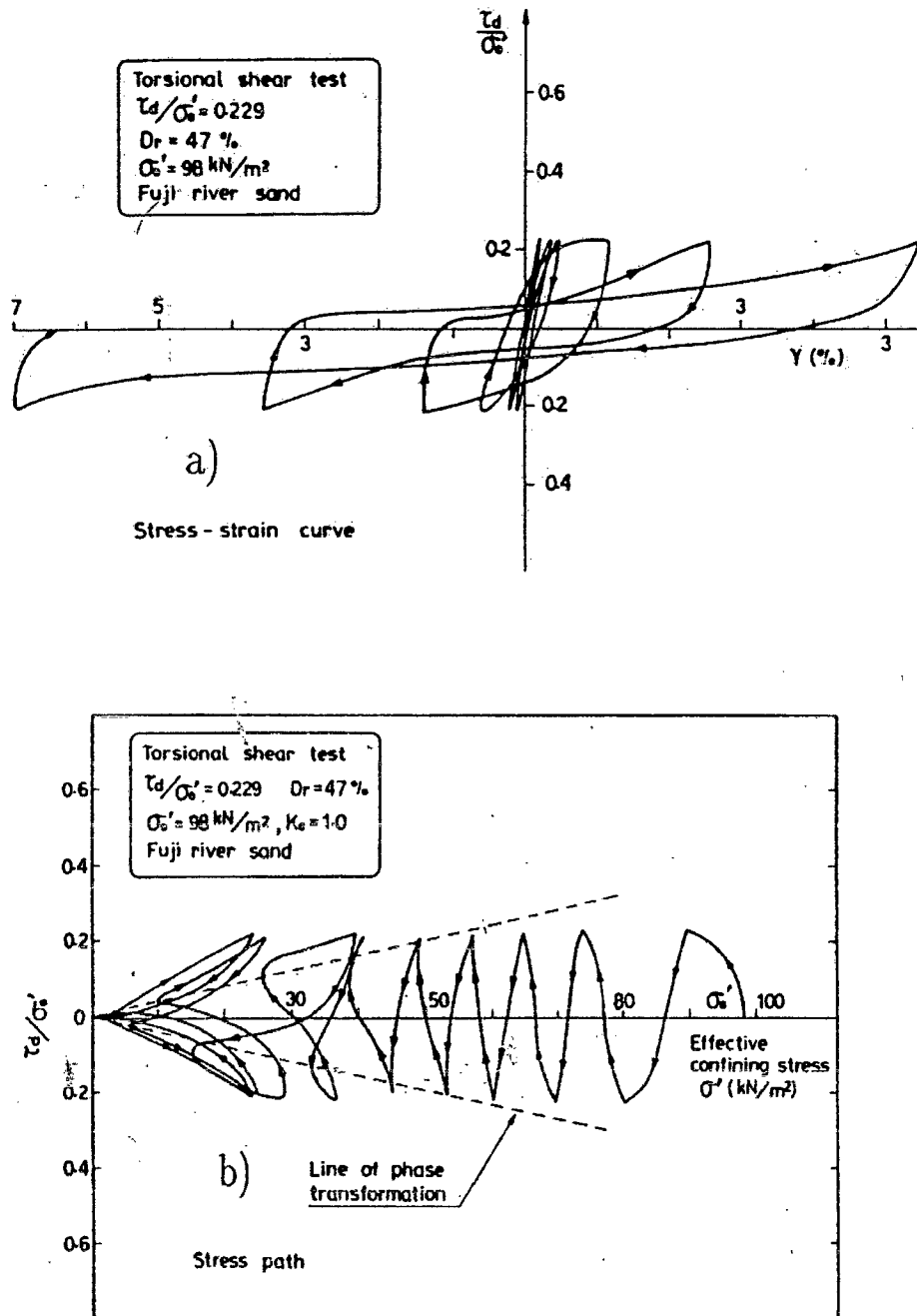


Figura 24: (a) Curva tensión- deformación y (b) trayectorias de tensiones en arena suelta (Ishihara, 1985).

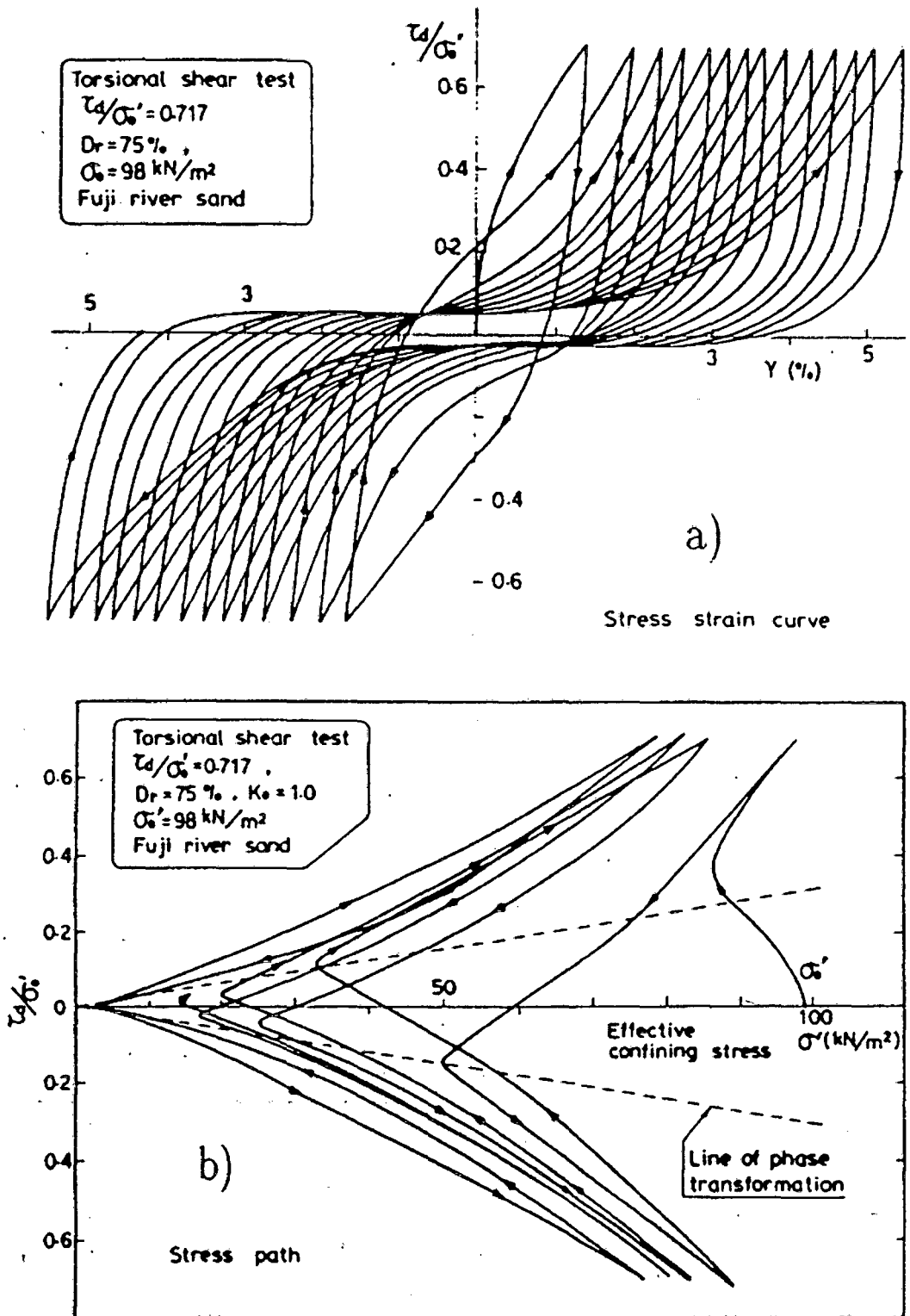


Figura 25: (a) Curvas tensión- deformación y (b) trayectorias de tensiones en arena densa (Ishihara, 1985).

Es particularmente relevante visualizar qué ocurre exactamente durante la condición de tensión efectiva nula. En la Figura 26 se grafican en función del tiempo, la carga cíclica solicitante más la correspondiente variación de la presión de poros. Se puede notar que la presión de poros varía en el tiempo alcanzando un valor máximo solamente en forma momentánea que coincide con el instante en el cual el esfuerzo de corte solicitante es nulo.

Analizando la respuesta no-drenada en términos de la trayectoria de tensiones efectiva, en la Figura 24b y Figura 25b, este hecho resulta evidente. Si en el plano $\tau_{cyc} - \sigma'$ se acepta la existencia de una envolvente de falla como frontera, en el sentido que más allá de ésta no es posible la ocurrencia de estado tensional alguno, entonces la única posibilidad de que exista una condición de tensión efectiva nula ($\sigma' = 0$) es que al mismo tiempo el corte solicitante también sea nulo ($\tau_{cyc} = 0$). Entonces, la condición de tensión efectiva nula implica obligatoriamente que debe situarse en el vértice del cono que define la superficie de falla. Esta coincidencia, instante en el cual la tensión efectiva es nula y la tensión de corte solicitante también es nula, implica que no se produce rotura del material granular o una falla permanente cuando la licuación, definida cuando la presión de poros iguala a la presión de confinamiento efectivo inicial, es lograda o alcanzada.

El “*Cyclic Resistance Ratio (CRR)*” o la Resistencia cíclica, se define como la razón entre la tensión máxima de corte cíclica (τ_{cyc}) requerida para que se produzca licuación en “N” ciclos, y la tensión efectiva de confinamiento inicial ($\sigma\sigma'$).

$$CRR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma\sigma'}$$

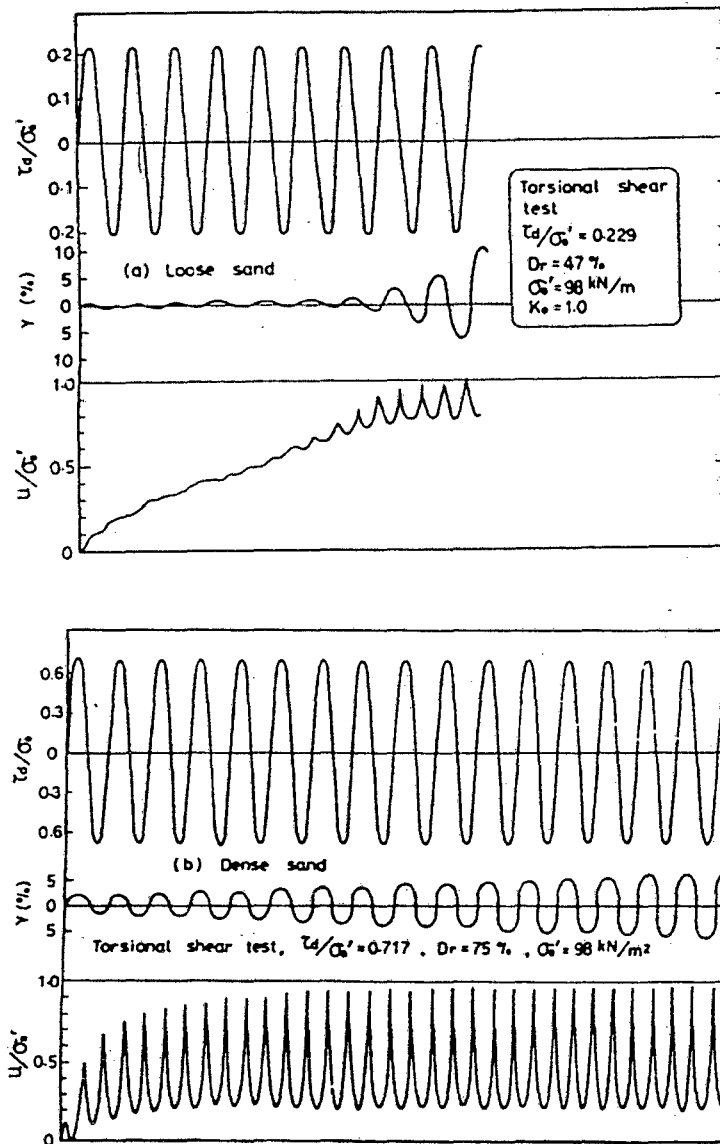


Figura 26: Variación de la presión de poros, (a) arena suelta, (b) arena densa.

(Casagrande (1975))³⁷ introdujo el término “Movilidad Cíclica”, el cual está asociado a un progresivo aumento en el nivel de deformaciones producto de la sollicitación cíclica, y que contrariamente a la falla de flujo, éste no conlleva una pérdida de resistencia, pero sí una pérdida de rigidez.

Como se explicó anteriormente, y retomando el análisis de la Figura 26 también se observa que la presión de poros disminuye inmediatamente cuando existe esfuerzo de corte solicitante, generándose una tensión efectiva distinta de cero y, por consecuencia, la probeta de suelo es capaz de desarrollar nuevamente resistencia al corte. Esto explica por qué una probeta “licuada” no se deforma como un fluido, sino solamente se observa un aumento gradual de la deformación axial, el cual indica una clara degradación de rigidez. En las Figura 24 y Figura 25 se observa que la trayectoria de esfuerzos efectivos se moviliza a lo largo de la envolvente de falla. Todo esto permite deducir que, bajo una sollicitación cíclica, puede no resultar del todo apropiado establecer criterios de falla en términos de la rotura del material salvo que se utilice la resistencia última. A pesar de ello sí resulta necesario tener en consideración que cargas cíclicas contribuyen en una pérdida de rigidez del material granular, lo cual conlleva a deformaciones del terreno extremadamente relevantes. Por lo tanto, en muchas ocasiones, conviene definir licuación en términos de un nivel de deformación alcanzada, por ejemplo; el 2.5 ó 5 % de la doble amplitud de deformación axial.

Además, dependiendo del nivel de corte inicial y de la amplitud de la carga cíclica, se puede visualizar que solicitaciones cíclicas no-drenadas que no inducen un esfuerzo de corte alternado o “reversible” (se refiere al cambio de dirección del esfuerzo de corte total solicitante) no pueden generar una condición de tensión efectiva nula, independientemente de la cantidad aplicada de ciclos de carga y descargas.

8.2.7 Ensayos de Resistencia cíclica

En el laboratorio, varios equipos han sido utilizados para reproducir y simular con probetas de suelos, los estados tensionales generados en terreno por sismos o terremotos. Los equipos más utilizados para estudiar el comportamiento cíclico de un suelo son: el triaxial cíclico, el corte simple cíclico y el cilindro hueco cíclico, los cuales intentan alcanzar o simular tensiones y deformaciones uniformes dentro de la muestra, siendo la condición de corte simple cíclico, la que más se asemeja a una solicitación sísmica en un terreno horizontal. No obstante, el ensayo triaxial cíclico ha sido el más utilizado a nivel mundial para estudiar el comportamiento cíclico de suelos, debido a su simpleza de operatoria y facilidad de preparación y saturación de la probetas.

8.2.7.1 Aparato Triaxial Cíclico.

En un ensayo Triaxial Cíclico, el plano inclinado 45° con la horizontal, es el plano de corte máximo y representa el plano horizontal en terreno, el desviador cíclico inducido en el plano inclinado en 45° simula la carga cíclica

inducida por el sismo, como se aprecia en el esquema de tensiones que se presenta en la Figura 27.

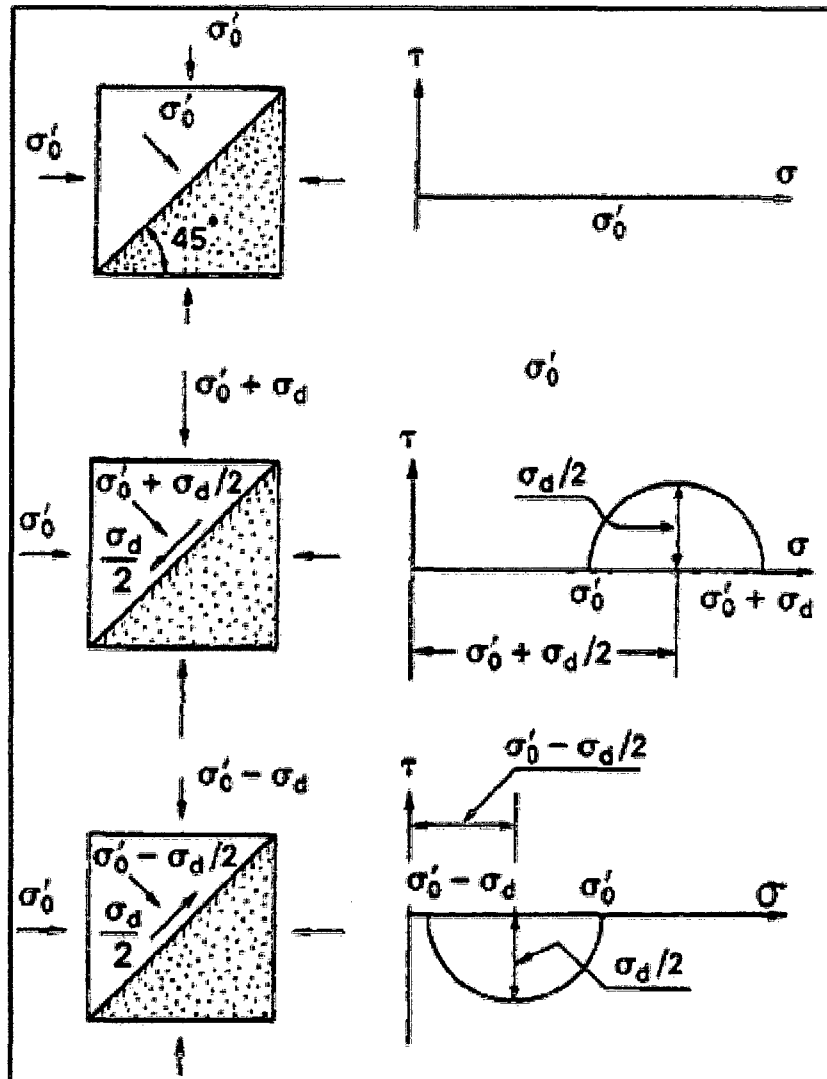


Figura 27. Estado tensional en ensayo Triaxial consolidado isotrópicamente.

En el ensayo triaxial cíclico hay que tener en consideración que la condición de carga en este ensayo no representa estrictamente lo que ocurre en la realidad. En éste se mantiene constante la presión de confinamiento σ'_0 y luego se aplica una carga cíclica σ_d en la dirección axial. Por lo tanto

existen varias diferencias entre las cargas cíclicas aplicadas en el triaxial cíclico y las cargas sísmicas en terreno. Algunas de estas diferencias son: el cambio en las presiones de confinamiento totales patrones de carga rotación de las tensiones principales, tensión principal intermedia uniformidad de la carga, etc.

La rotación de las tensiones principales en el triaxial cíclico, es uno de los factores mencionados más relevante, ya que sólo es posible una rotación de 0° (compresión) o 90° (extensión), debido a la naturaleza axial de la carga. En cambio, en un elemento de suelo en el campo, una componente de corte puro es sumada al plano horizontal y la orientación de los planos principales gira a alguna nueva orientación, dependiendo de la tensión aplicada. Todo esto hace que el valor de la resistencia cíclica medida en laboratorio esté sobredimensionado en algún valor.

Además, la resistencia cíclica de un suelo medida en laboratorio se ve afectada por otros factores sumamente importantes, como lo son algunos de ellos: el método de preparación de la muestra, la densidad relativa, tamaño de la probeta y de la partícula, graduación del suelo, razón de tensiones principales durante la consolidación, la frecuencia de aplicación de la carga, etc.

En el laboratorio se utilizan probetas “naturales” o “remoldeadas” para estimar la resistencia cíclica. En el ensayo triaxial cíclico, después de su

preparación la probeta es aislada usando una membrana de látex dentro de una cámara triaxial. Luego es saturada, consolidada a algún estado tensional y finalmente cargada a cierto nivel de esfuerzo desviador cíclico.

Ante la aplicación de los esfuerzos cíclicos, pasando desde la compresión a la extensión sucesivamente, la presión de poros aumenta en forma gradual generando una disminución en la tensión efectiva, implicando una deformación axial muy importante. Una de las definiciones de licuación o movilidad cíclica es cuando la probeta alcanza por primera vez (y en forma intermitente) una presión de poros que iguala a la presión de confinamiento inicial. Otra definición o criterio de falla por licuación, muy utilizada, es cuando se alcanza algún nivel de deformación axial en doble amplitud como por ejemplo un 1%, 2.5%, 5% ó 10%.

Como se dijo anteriormente, la razón de tensiones cíclicas (*Cyclic Resistance Ratio*) corresponde a la tensión de corte cíclica aplicada a la probeta normalizada por la presión de confinamiento efectiva; por lo cual esta razón puede ser rescrita, en el caso de triaxiales, como:

$$CRR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_o'} = \frac{\sigma_d}{2\sigma_o'}$$

Además, la presencia del esfuerzo de corte estático inicial es extremadamente incidente al momento de estimar la resistencia cíclica, lo cual será estudiado en profundidad más adelante. Por otro lado, ensayos de

laboratorio muestran que la tensión de corte cíclica requerida para que ocurra licuación aumenta a presiones de confinamiento elevadas, pero la razón de tensiones cíclicas CRR , disminuye (Kramer (1996))⁴⁹.

(Seed (1983))⁵⁰, propuso modificar la razón de resistencia cíclica para tomar en consideración el efecto del esfuerzo de corte estático inicial más el efecto de la magnitud de la presión confinante en forma separada, como se indica a continuación:

$$CSR(\alpha, \sigma) = CSR\left(\sigma \leq 10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}, \alpha = 0\right) \cdot K\sigma \cdot K\alpha$$

Donde $\alpha = \tau_0 / \sigma'_0$, $K\sigma$ y $K\alpha$, son factores de presión de confinamiento y de corrección por esfuerzo de corte estático inicial respectivamente. Cada factor será discutido más en detalle, posteriormente.

8.2.8 Factores que Afectan a la Resistencia Cíclica.

Existen numerosos factores que afectan la resistencia cíclica, los que se pueden dividir como se describe a continuación.

Principales factores que dependen de la metodología del ensayo:

- Método de preparación de la muestra

49 Kramer, S., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering (First Ed). Prentice Hall.

50 Seed, H., Idriss, I., Arango, I. (1983). "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 109, N°3, 458-482.

- Forma de la onda de carga
- Frecuencia de aplicación de la carga
- Tamaño de la probeta
- Fricción de los cabezales y bases de la celda triaxial
- Efecto de la membrana

Principales factores que dependen de las condiciones de ensayo y del material:

- Presión de confinamiento
- Esfuerzo de corte estático inicial (consolidación anisótropa)
- Densidad relativa
- Tamaño de partículas y su gradación
- Predeformación o precarga
- Razón de preconsolidación
- Grado de saturación
- Contenido de finos
- Plasticidad de los finos

8.2.9 Efecto de la Presión de Confinamiento en la Resistencia Cíclica

Se define como factor de corrección, $K\sigma$, la razón entre la resistencia cíclica normalizada por una presión de confinamiento efectiva σ' mayor que 1 tsf o kg/cm² y la resistencia cíclica normalizada por una presión de confinamiento igual a 1 tsf o 1 kg/cm². Este factor se muestra en la siguiente ecuación:

Primeramente, **(Seed (1983))**⁵⁰ desarrolló una correlación entre $K\sigma$ y la presión de confinamiento efectiva σ' (Figura 28). Luego, **(Harder (1988))**⁵¹ **(Rollins & Seed (1990))**⁵² y **(Marcuson (1990))**⁵³ corrigieron la Figura 28 quedando esta como se indica en la Figura 29. Este gráfico está basado en una colección de datos triaxiales cíclicos ensayados a distintas presiones de confinamientos para arenas y gravas. Además de éste, una curva promedio es indicada con el objetivo de mostrar la tendencia. La mayoría de los ensayos fueron realizados para presiones menores que 5 kg/cm². Por otro lado, casi todos las probetas ensayadas fueron densas o del tipo dilatantes. Muy pocos datos están basados en muestras sueltas o del tipo contractivas. **(Pillai (1991))**⁵⁴ anunció que para el uso de estas correlaciones (Figura 29) nunca se especificó, exactamente, el tipo de suelo para hacer un uso adecuado de éstas.

Pero después de una década aproximadamente, se investigó una relación del factor de corrección $K\sigma$ y la presión de confinamiento para diferentes densidades, las cuales se pueden observar en la Figura 30.

51 Harder, L.F. Jr. (1988). "Use of penetration tests to determine the cyclic loading resistance of gravelly soils during earthquake shaking", PhD Dissertation, Univ. of California, Berkeley, CA.

52 Rollins KM, Seed HB. (1990) "Influence of buildings on potential liquefaction damage", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 116(2):165± 85.

53 Marcuson et al. (1990). "Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments". Earthquake Spectra, Vol.6 N°3, pp.529-572.

54 Pillai, V.S. (1991). "Liquefaction analysis of sands: some interpretation of Seed's $K\alpha$ (sloping ground) and $K\sigma$ (depth) correction factors using steady state concept", Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Mechanics, St Louis, Missouri. p. 579±587.

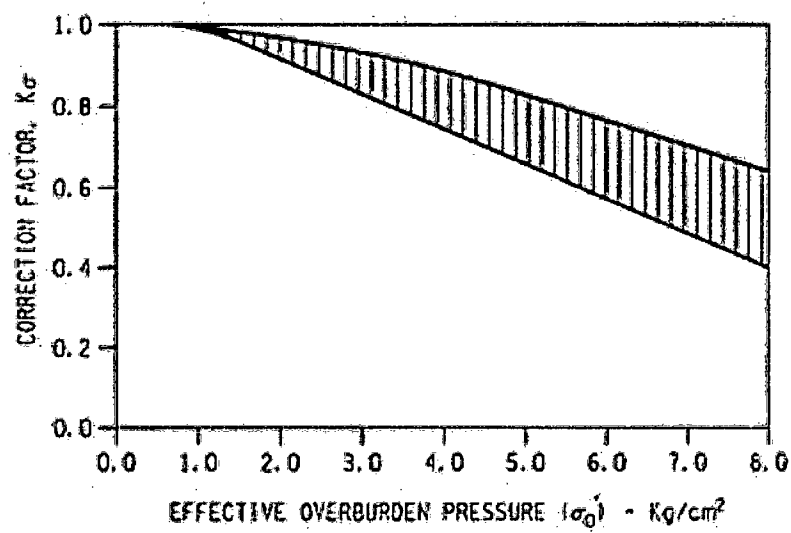


Figura 28: Relación entre K_σ y σ_0' .

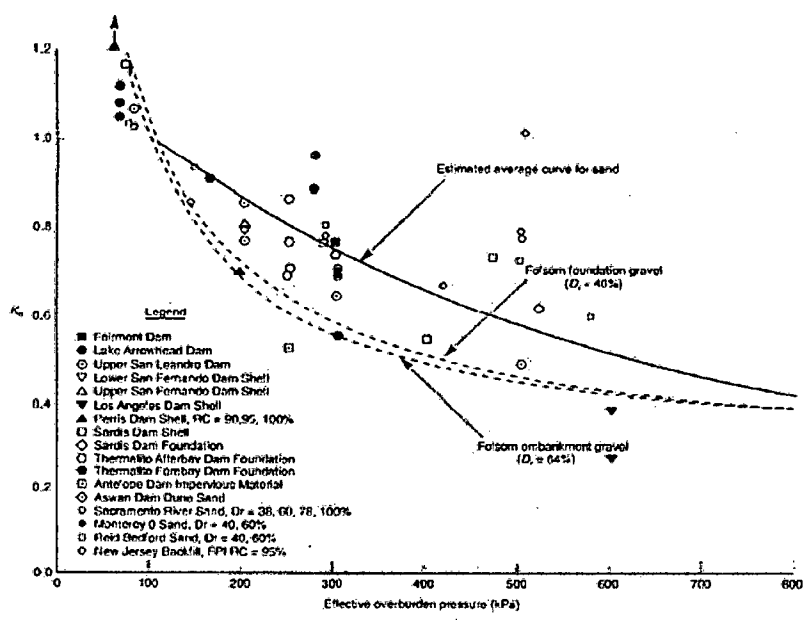


Figura 29: Variación del factor de corrección, K_α , con la presión de confinamiento efectiva.

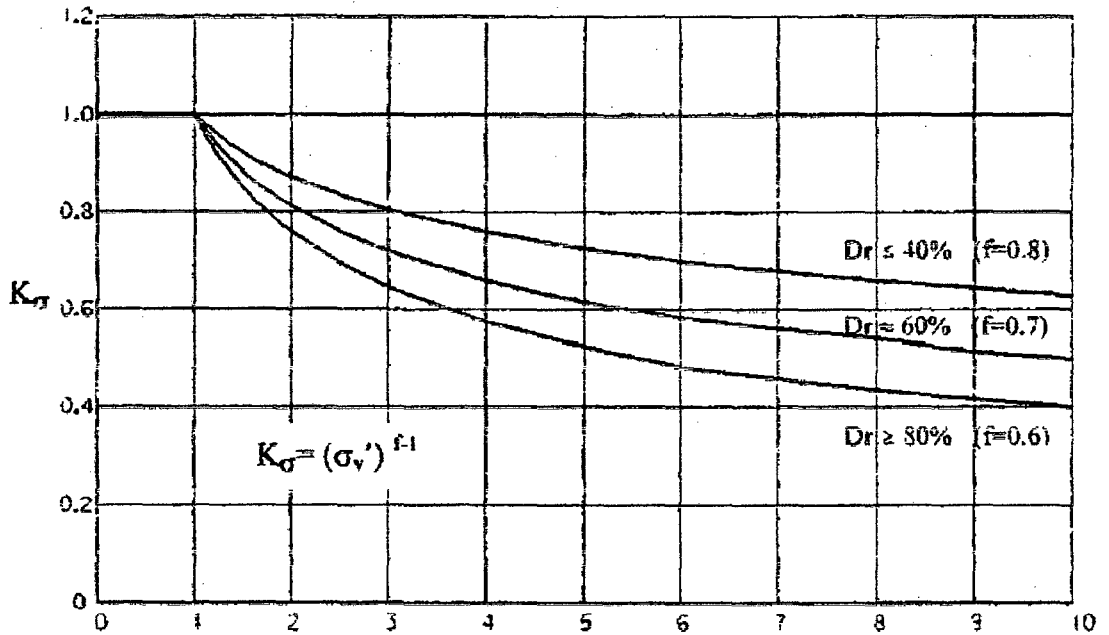


Figura 30: Curvas para estimar K_σ

Como conclusión, se puede decir que para tensiones mayores a 1 kg/cm², la resistencia cíclica disminuye considerablemente siendo mucho más incidente en estados densos.

8.2.10 Efecto del corte estático inicial en la resistencia cíclica

Ensayes Triaxiales de carga cíclica sobre muestras isotrópicamente consolidadas o ensayos de corte simple cíclico en muestras consolidadas con carga vertical y sin corte estático, son los que comúnmente se realizan para estudiar la licuefacción de suelos no cohesivos. Estos ensayos son diseñados para simular la condición de terreno, antes de un terremoto, en la cual no existe corte estático inicial actuando en el plano que será sujeto a tensiones cíclicas, por la carga inducida por el terremoto. Esta condición, es

la que se da en los depósitos de suelo con una superficie horizontal, la que es sometida a una propagación de ondas de corte verticales (ver elemento (a) en Figura 31). Sin embargo, hay muchas otras situaciones, en que si existe un corte estático inicial en el plano de interés, por ejemplo, en los planos horizontales bajo la superficie de un talud natural. También, en el caso de una superficie horizontal de suelo, la presencia de una estructura induce corte estático en el plano horizontal, elemento (c) Figura 31.

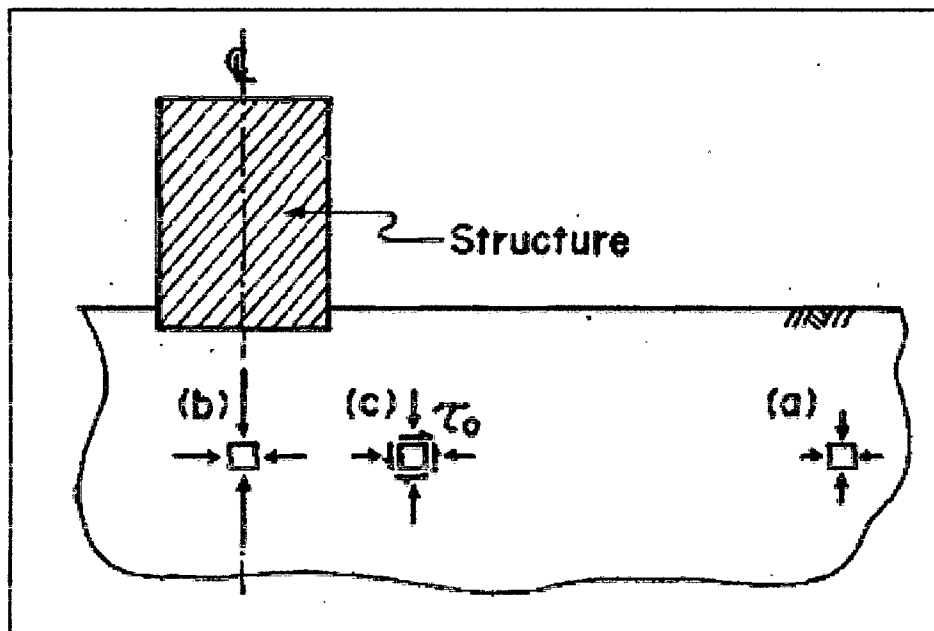


Figura 31. Estados tensionales antes de un terremoto.

Alpha (α) se define como la razón del valor absoluto del esfuerzo de corte estático inicial, τ_0 , en un plano de 45° con la horizontal y la tensión media efectiva, σ_0' (presión efectiva inicial). Como es de costumbre, por convenio de signos, después de una consolidación anisótropa, esfuerzos de corte

estático inicial para estados en compresión serán tomados positivos mientras que para estados en extensión serán negativos.

$$\alpha = \frac{|\tau_o|}{\sigma_o'}$$

Para cualquier elemento de suelo en condiciones de terreno a nivel de campo libre, el esfuerzo de corte estático horizontal es nulo, por lo tanto α toma un valor nulo. Cuando existe esfuerzo de corte estático en el plano horizontal, α toma valores diferentes de cero.

Elementos de suelo en taludes, terraplenes, presas y cercanos a edificios, si existe esfuerzo de corte estático en el plano horizontal, el cual puede afectar significativamente a la resistencia cíclica.

$K\alpha$ (Factor de corrección por pendiente α), se define como la razón entre la resistencia cíclica ($CRR\alpha > 0$) dado un valor de corte estático inicial mayor que cero y la resistencia cíclica ($CRR\alpha = 0$) sin corte estático aplicado en el plano horizontal. Esta relación se muestra a continuación.

$$K\alpha = \frac{CRR(\alpha > 0)}{CRR(\alpha = 0)}$$

Para corregir la resistencia cíclica en arenas, para diferentes valores de α (Seed (1983))⁵⁰ propuso una correlación, la cual se muestra en la Figura 32.

Luego esta fue modificada por **(Rollins & Seed (1990))**⁵². La correlación original sugería que la existencia de esfuerzo de corte estático inicial siempre lograba incrementar la resistencia a la licuación. Sin embargo después de que esta correlación fuese revisada y corregida.

(Seed & Harder (1990))⁵⁵, mostraron que este efecto dependía, además, de la densidad relativa (Figura 33). Para densidades relativas de 55%, el factor de corrección, $K\alpha$, era mayor que la unidad incrementando éste con el valor de α . Para densidades iguales a 45%, $K\alpha$ se mantenía constante e igual a la unidad. Finalmente, para densidades relativas iguales a 35%, el factor de corrección $K\alpha$ era menor a la unidad, disminuyendo con el valor de α . No obstante, **(Pillai (1991))**⁵⁴ expone que estas correlaciones eran sólo empíricas y que podían ser mal interpretadas. Por otro lado, después **(Seed & Harder, (1990))**⁵⁵ mostraron otra correlación algo más completa (Figura 34).

55 Seed, R., Harder, L. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength", In J.M. Duncan ed., Proceedings, H. Bolton Memorial Symposium, University of California, Berkeley, Vol.2, pp. 351-376.

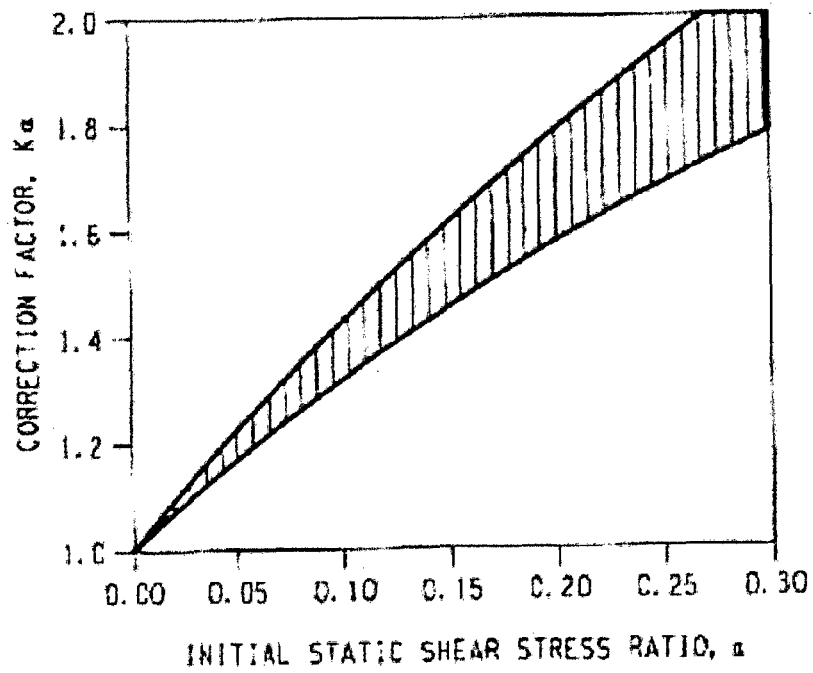


Figura 32: Variación del factor de corrección, K_α , versus α

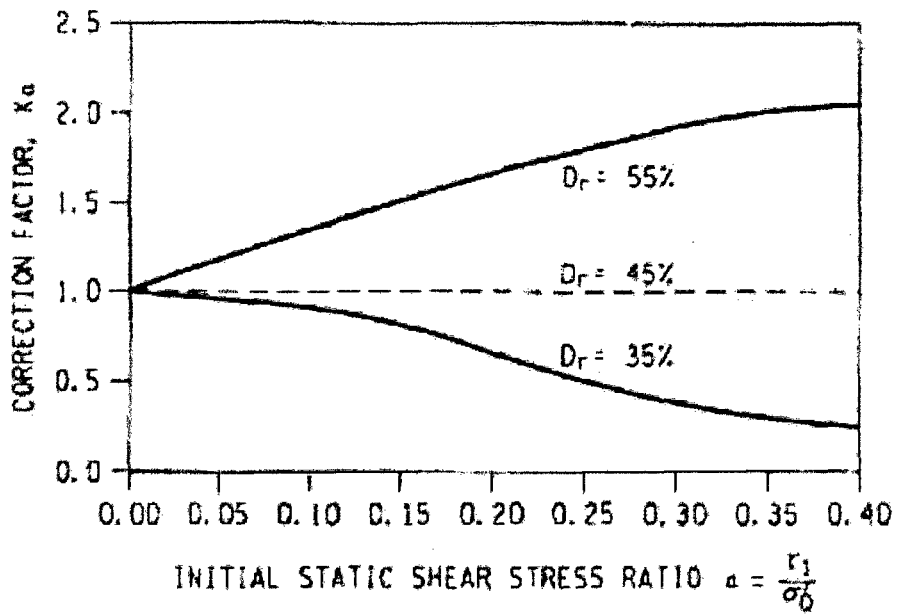


Figura 33: Variación del factor de corrección, K_α , versus α

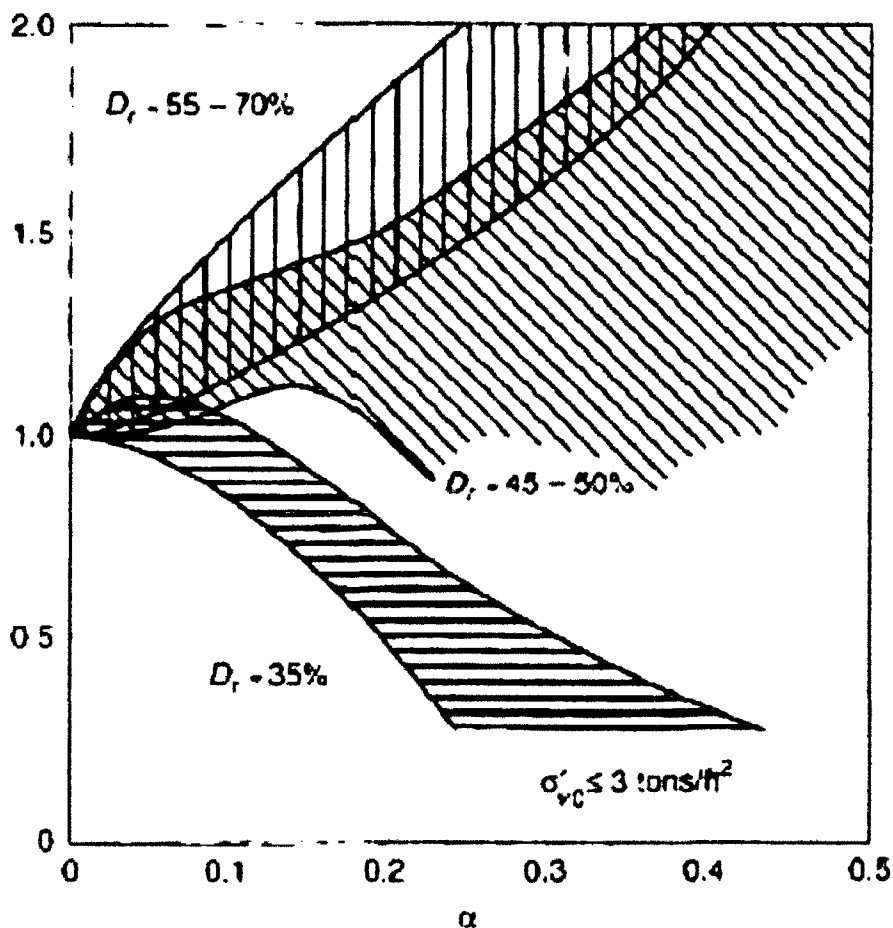


Figura 34: Variación del factor de corrección, $K\alpha$, versus α

Los efectos del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica ha sido estudiada en forma experimental por varios investigadores, los cuales han producidos o generados resultados no definitivos.

Para arenas densas, (Vaid & Chern (1983))⁵⁶, (Vaid & Finn (1979))⁵⁷, (Lee & Seed (1966))⁴³, (Seed (1983))⁵⁰ y (Szerdy (1985))⁵⁸, encontraron que la

56 Vaid, Y.P., & Chern, J.C. (1983). "Effect of static shear on resistance to liquefaction". *Soils and Foundations*, 23(1): 47-60.

57 Vaid, Y.P. & Finn, W.D.L. (1979). "Static shear and Liquefaction Potencia", *J. Geotech. Div., ASCE*. 105(10):1233-1246.

resistencia cíclica aumentaba a medida que aumentaba el valor de α , lo cual se traduce en que el factor de corrección, $K\alpha$, siempre es mayor a la unidad (en distintas magnitudes para cada autor). Sin embargo, para arenas densas pero con presiones de confinamiento cercano a 16 kg/cm², (Vaid & Chern (1985))⁵⁹ concluyeron lo opuesto, lo cual puede ser producto del nivel de presión de confinamiento usado.

En el caso de arenas sueltas, (Vaid & Chern (1983))⁵⁶, (Szerdy (1985))⁵⁸ y (Yoshimi & Oh-Oka (1975))⁶⁰, encontraron que un aumento en α hacía disminuir la resistencia cíclica.

(Lee & Seed (1966))⁴³, mostraron que para presiones de confinamiento bajas la razón de resistencia cíclica podría aumentar.

Según (Pillai (1991))⁵⁴, todos estos resultados de ensayos discutidos anteriormente parecen ser conflictivos o mal interpretados, debido a que los investigadores basaron sus estudios solamente en la densidad relativa y fallaron en identificar él o los fenómenos o parámetros fundamentales, que gobiernan estos efectos.

58 Szerdy, F. (1985). "Flow slide failure associated with low level vibrations", Dissertation, Presented to the University of California at Berkeley, Calif., In partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

59 Vaid, Y. P., and Chern, J. C. (1985). "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands", Proc., Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions, ASCE, New York, 120–147.

60 Yoshimi, Y.K., & Oh-Oka, H. (1975). "Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand", Soils and Foundations 15(3) :27-40.

Además, (Boulanger (1991))⁶¹ realizaron una comparación de resultados obtenidos del corte simple cíclico con (Vaid & Finn (1979))⁵⁷, la cual es mostrada en la Figura 35. En esta figura, se utiliza el parámetro de estado relativo ξ_r . Este parámetro se define como el parámetro de estado, ξ (diferencia entre el índice de vacíos actual y el correspondiente al del estado crítico).

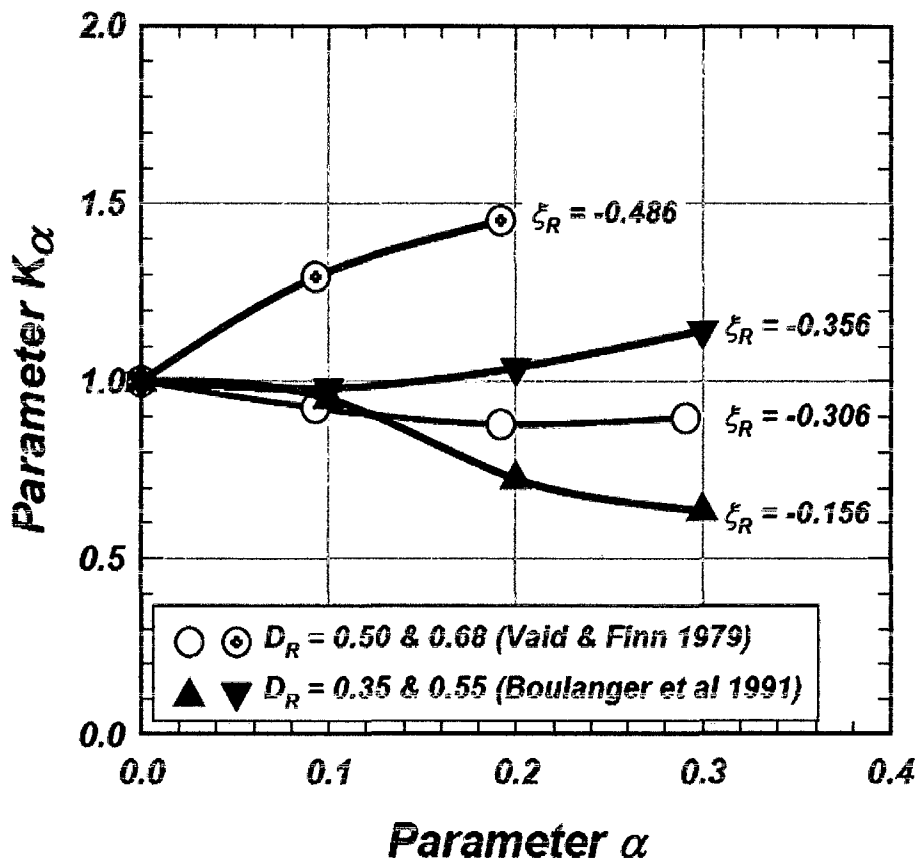


Figura 35: Variación del factor de corrección: $K\alpha$ usando datos experimentales obtenidos del corte simple cíclico

61 Boulanger, R. W., Seed, R. B., Chan, C. K., Seed, H. B., and Sousa, J. (1991) "Liquefaction Behavior of Saturated Sands Under Uni-Directional and Bi- Directional Monotonic and Cyclic Simple Shear Loading," Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/91-08, University of California, Berkeley.

(Hosono & Yoshimine (2004))⁶², muestran cómo influye el estado inicial en la resistencia cíclica, ya sea en compresión como en extensión (Figura 36). Para esto se utilizó la arena Toyoura en estados densos. Basado en estos resultados, se puede concluir que la resistencia cíclica aumenta a medida que aumenta el valor del esfuerzo de corte estático en compresión, lo que implica un valores crecientes de $K\alpha$ y mayores que la unidad. Por otro lado para los casos iniciales en extensión, la resistencia cíclica disminuye a su máximo para $\alpha = -0.1$, para luego ir aumentando en forma creciente hasta $\alpha = -0.4$.

Para complementar más este estudio, se realizaron ensayos de corte simple cíclicos variando el valor de α , desde 0 a 0.4. Estos fueron realizados en la arena Toyoura (en estado suelto). También se muestra la curva de resistencia cíclica, para esta densidad, obtenida de ensayos triaxiales consolidados isótopamente (Figura 37).

62 Hosono, Y. and Yoshimine, M. (2004). "Liquefaction of sand in simple shear condition", Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, 31 March-02 April, pp. 129-136.

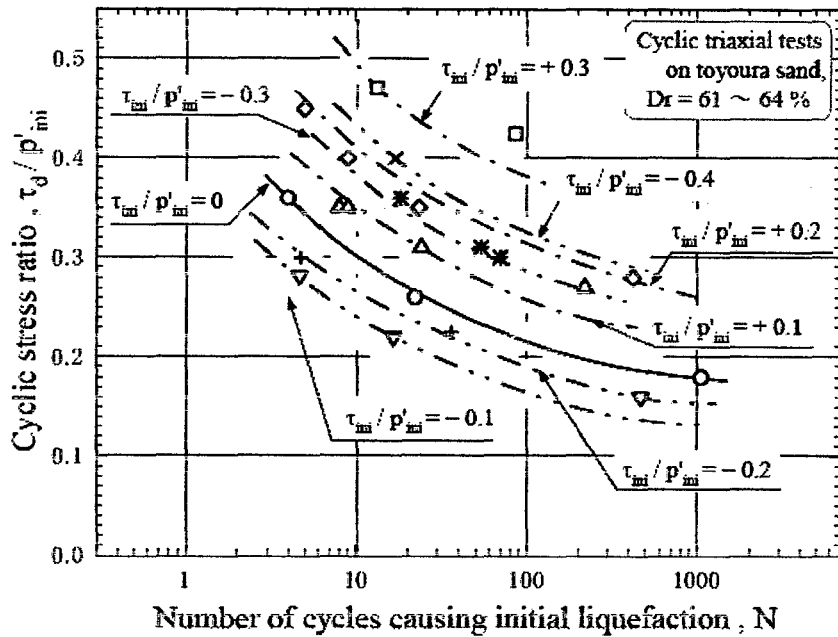


Figura 36: Razón de resistencia cíclica versus el número de ciclos para causar Licuación inicial de ensayos triaxiales en arena densa, $Dr \sim 63\%$.

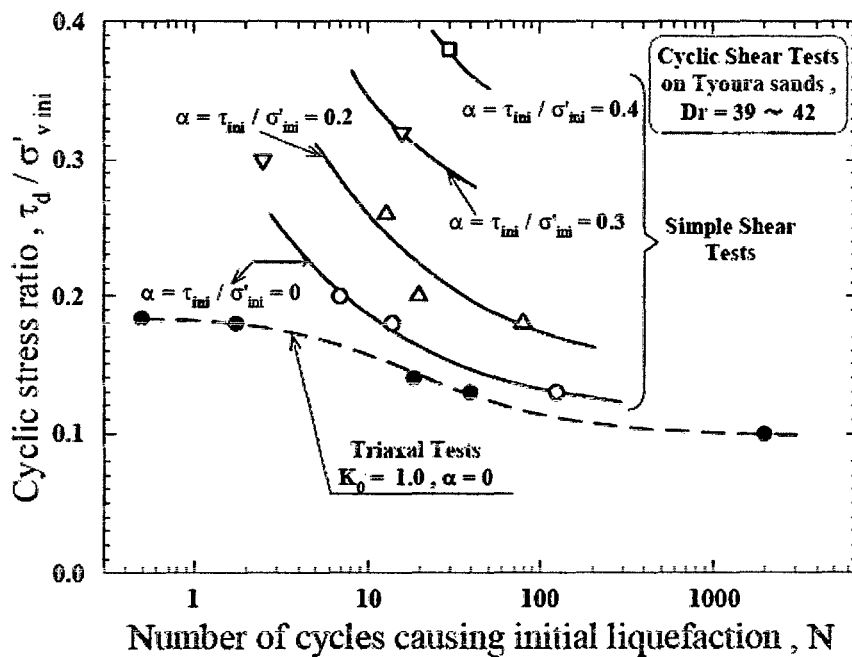


Figura 37: Razón de resistencia cíclica versus el número de ciclos para causar Licuación en ensayos de corte simple en arena suelta, $Dr \sim 40\%$.

Para finalizar, en la Figura 38, se muestran los valores de $K\alpha$ obtenidos para el caso de triaxiales en compresión, extensión y corte simple.

Adicionalmente, (Hosono & Yoshimine (2004))⁶² intenta comparar varios estudios anteriores agrupándolos en 2 grandes grupos: estados sueltos con densidades relativas desde 20 a 45% (Figura 39) y estados densos, con densidades relativas desde 40% a 64% (Figura 40). Basándose en estos resultados, se puede apreciar que para ambos grupos, en triaxiales en compresión, $K\alpha$, siempre aumenta siendo mucho más influyente para el caso suelto, lo que implica mayores valores del factor de corrección. Esto conlleva a una total contradicción en todos los estudios realizados anteriormente. Por este motivo, entre otros, esta investigación intenta su aclaración.

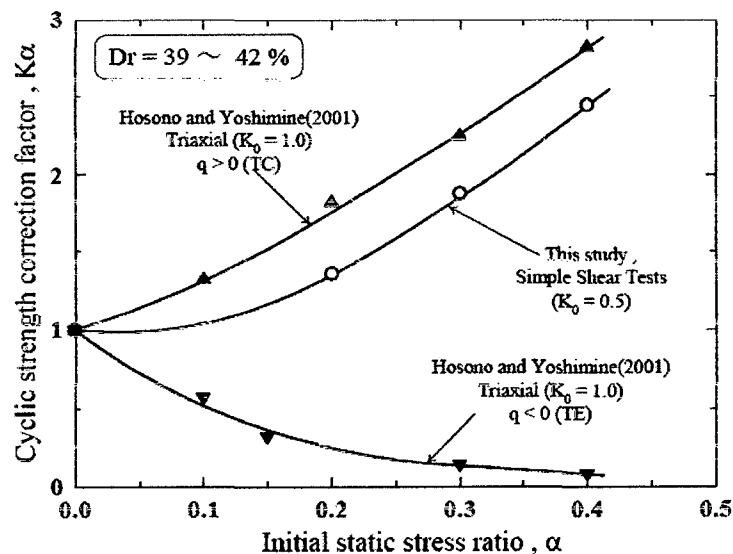


Figura 38: Variación del factor de corrección: $K\alpha$ versus α para una arena suelta, $Dr \sim 40\%$, para los casos: triaxial en compresión, extensión y corte simple.

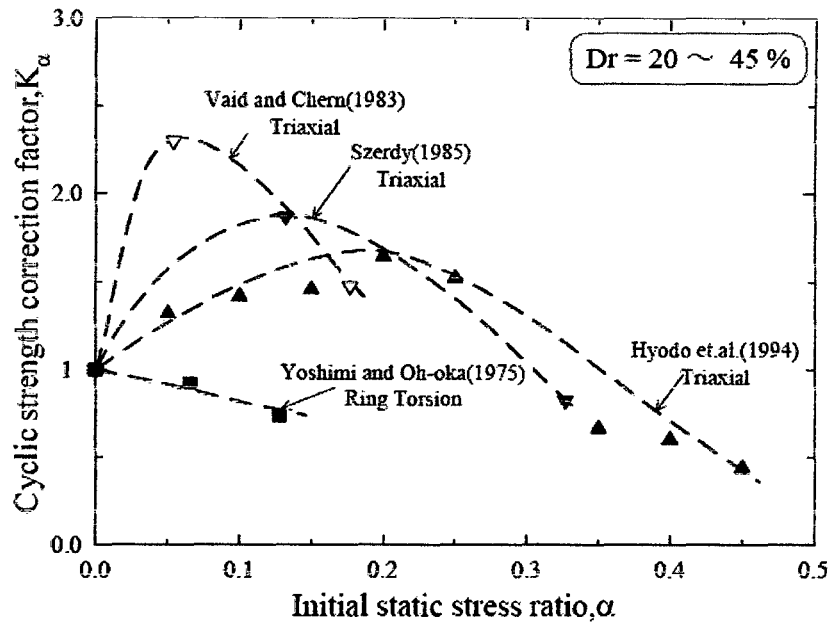


Figura 39: Comparación del factor de corrección: $K\alpha$ versus α para arenas sueltas, con diferentes densidades relativas, variando desde 20 a 45% aprox.

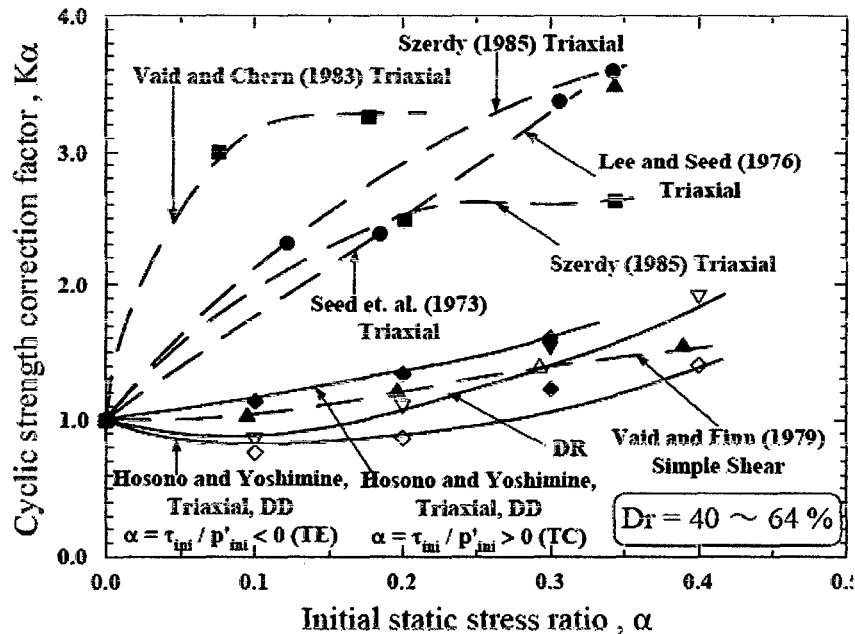


Figura 40: Comparación del factor de corrección: $K\alpha$ versus α para arenas media densas, con diferentes densidades relativas, variando desde 40 a 64% aprox.

8.3. PROGRAMA DE ENSAYOS Y MATERIAL UTILIZADO

8.3.1 Introducción.

Este capítulo presenta una descripción del aspecto técnicos propios y del modo de ejecución de la Tesis realizada.

8.3.2 Metodología de Ensayo.

Se presenta una serie de ensayo de Compresión Triaxial Consolidado No Drenado, realizado por:

- Universidad Pontificia Católica del Perú (PUCP - 2014)
- Universidad Nacional de Ingeniería (UNI - 2007)

Inicialmente se realizaron 15 ensayos triaxiales por la UNI, de tipo CU consolidados isótopamente y ensayados en forma no-drenada (ver detalle en Anexo C). La presión de confinamiento efectiva inicial utilizada fueron 1, 2 y 4 kg/cm².

Posteriormente se realizaron 3 ensayos triaxiales por la PUCP, de tipo CU consolidados isótopamente y ensayados en forma no-drenada (ver detalle en Anexo C). La presión de confinamiento efectiva inicial utilizada fueron 1, 2 y 4 kg/cm².

8.3.3 Equipo Triaxial

Los ensayos fueron realizados mediante el Equipo Triaxial de los laboratorios del Departamento de Ingeniería PUCP y de la UNI.

8.3.4 Material Utilizado

El material utilizado en la ejecución de ensayos, es una arena cicloneada proveniente de la Relavera PUQUIOCOCHA, realizada por la SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ SAC JUNIN.

8.3.5 Programa de Ensayos

8.3.5.1 Definiciones

Como se mencionó anteriormente el comportamiento no-drenado de arenas bajo condiciones de carga monótona, ilustrado por los resultados obtenidos en un programa de ensayos triaxiales no-drenados en compresión, en donde el desviador de tensiones q y la presión media total y efectiva p y p' son definidas como:

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_1' - \sigma_3'$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$p' = \frac{\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'}{3} = p - ur$$

Donde:

q = Desviador de Tensiones.

p = Presión media Total.

p' = Presión media Efectiva.

u_r = Exceso de presión de poros.

σ_1' = Presión principal efectiva mayor.

σ_2' = Presión principal efectiva intermedia.

σ_3' = Presión principal efectiva menor.

Al consolidar isotrópicamente una muestra de suelo en un Aparato Triaxial su estado tensional se puede graficar en el círculo de Mohr, como se muestra en la figura.

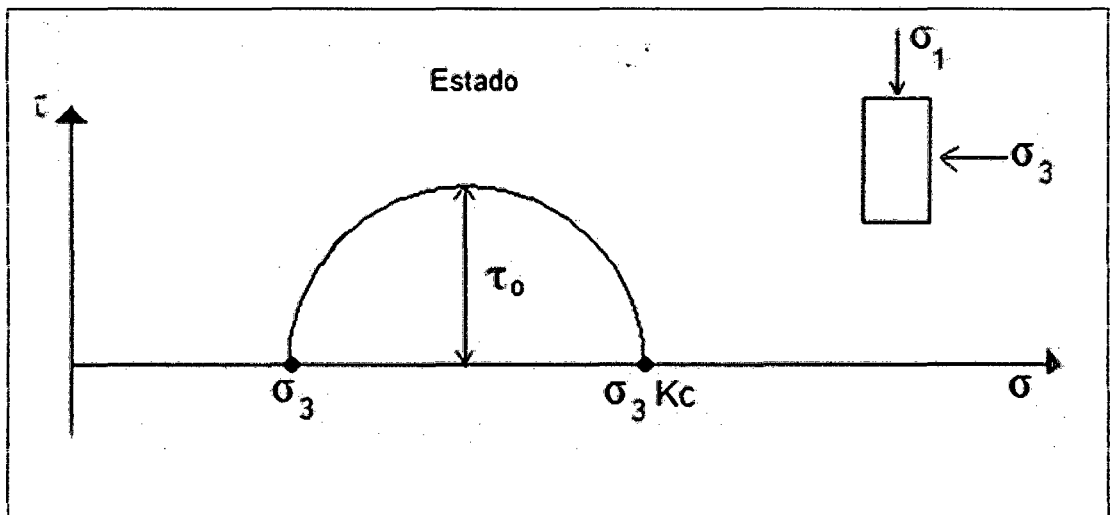


Figura 41: Estado Tensional Triaxial.

El plano de 45° con la horizontal, es el plano de corte máximo y representa el plano horizontal en el terreno, ya que siempre contamos con la presencia de esfuerzo de corte estático.

$$\tau_0 = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2}$$

$$\sigma_o' = \frac{\sigma_1' + 2\sigma_3'}{3}$$

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma_o'}$$

τ_o : Representa el corte estático inicial, en el plano de 45°.

σ_o' : Tensión media efectiva.

τ_{cyc} : Tensión máxima de Corte.

CSR : Razón de Resistencia Cíclica.

Los Ciclos de Esfuerzo Requeridos para producir la Licuefacción, se calculan de la forma sgte:

$$\frac{ur}{\bar{\sigma} 3c} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsen \left(2 \left(\frac{N}{NL} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right)$$

Donde:

ur = Exceso de presión de poros.

α = Constante que define la forma de la curva.

N = Ciclos Equivalentes a la Magnitud de un Sismo.

NL = Ciclos de esfuerzo requeridos para producir licuación.

Tabla N°13: Número de Ciclos equivalentes a la magnitud de un sismo.

Magnitud	N° de Ciclos Equivalentes
7	10
7 ½	20
8	30

Fuente: (Seed (1983)).

8.3.5.2 Programa de Ensayos.

Para la presentación de datos se realizaron 18 Ensayos Triaxiales a Compresión Consolidado No Drenado, con presiones de confinamiento efectivo inicial de 1, 2 y 4 kg/cm², de los cuales 12 fueron realizados por la UNI y 6 por la PUCP.

Se utilizó como criterio de falla de Licuefacción (inicio de Licuefacción) cuando la probeta alcanza un 5% de deformación axial en una dirección o en doble amplitud (*peak to peak*) y cuando finaliza la Licuación (Licuefacción Completa) al momento en que las deformaciones alcanzan una amplitud de un 20%.

Debido a que los ensayos de la UNI, solo presentan deformaciones en amplitud hasta un 12%, se toma esta como finalización de la Licuefacción.

Se extrajeron datos de los Ensayos, en el estado de Licuefacción: inicio y finalización de la Licuación.

Tabla N°14: Resultados de ensayos de laboratorio.

N°	SONDAJE	ur	σ_0'	FASE INICIO DE LICUEFACCION		FASE FINAL DE LICUEFACCION	
				σ_1'	σ_3'	σ_1'	σ_3'
1	CCP-3	0.50	0.73	1.20	0.50	0.89	0.32
2		0.85	1.60	2.51	1.15	1.88	0.74
3		0.90	4.28	6.64	3.10	6.20	2.28
4	RELAVE GRUESO	0.27	1.06	1.72	0.73	1.70	0.67
5		0.43	2.19	3.44	1.57	3.39	1.33
6		0.52	4.77	7.35	3.48	7.88	3.03
7	RELAVE PARA RECRECIMIENTO	0.25	0.98	1.45	0.75	1.83	0.93
8		0.61	1.84	2.75	1.39	3.74	1.96
9		1.48	3.26	4.73	2.52	5.49	2.85
10	RELAVE GRUESO DIQUE	0.26	1.14	1.95	0.74	2.17	0.74
11		0.31	2.58	4.37	1.69	5.02	1.61
12		0.67	5.07	8.56	3.33	9.03	2.89
13	RELAVE GRUESO DIQUE	0.49	1.02	2.05	0.51	1.86	0.42
14		0.78	2.55	5.20	1.22	4.33	0.87
15		1.24	5.00	9.48	2.76	10.94	2.11
16	C-1 M-1	-0.62	4.19	9.28	1.64	11.27	2.44
17		-0.34	4.45	9.95	1.71	13.63	3.16
18		-1.01	7.80	17.27	3.07	20.88	5.19

Fuente: Ensayos Triaxiales

8.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS

8.4.1 Resultados Obtenidos

Teniendo en cuenta que el objetivo principal de la tesis planteada, es conocer cuál es el efecto de corte estático inicial en la resistencia cíclica de la relavera. Se presentan los resultados calculados para una mejor comprensión del problema de estudio.

Tabla N°15: Calculo de la Resistencia Cíclica.

N°	u_r	σ_0' (kg/cm ²)	FASE DE INICIO DE LICUACION			FASE FINAL DE LICUACION			$K\alpha$	η	CSR	N5
			τ_0	σ_1'	σ_3'	τ_{cy}	σ_1'	σ_3'				
1	0.50	0.73	0.35	1.20	0.50	0.29	0.89	0.32	2.40	0.48	0.39	30.00
2	0.85	1.60	0.68	2.51	1.15	0.57	1.88	0.74	2.18	0.42	0.36	27.88
3	0.90	4.28	1.77	6.64	3.10	1.96	6.20	2.28	2.14	0.41	0.46	15.22
4	0.27	1.06	0.50	1.72	0.73	0.52	1.70	0.67	2.36	0.47	0.49	17.13
5	0.43	2.19	0.94	3.44	1.57	1.03	3.39	1.33	2.19	0.43	0.47	14.23
6	0.52	4.77	1.94	7.35	3.48	2.43	7.88	3.03	2.11	0.41	0.51	9.19
7	0.25	0.98	0.35	1.45	0.75	0.45	1.83	0.93	1.93	0.36	0.46	18.32
8	0.61	1.84	0.68	2.75	1.39	0.89	3.74	1.96	1.98	0.37	0.48	21.48
9	1.48	3.26	1.11	4.73	2.52	1.32	5.49	2.85	1.88	0.34	0.41	25.72
10	0.26	1.14	0.61	1.95	0.74	0.72	2.17	0.74	2.64	0.53	0.63	15.15
11	0.31	2.58	1.34	4.37	1.69	1.71	5.02	1.61	2.59	0.52	0.66	8.13
12	0.67	5.07	2.62	8.56	3.33	3.07	9.03	2.89	2.57	0.52	0.61	8.99
13	0.49	1.02	0.77	2.05	0.51	0.72	1.86	0.42	4.02	0.75	0.70	29.91
14	0.78	2.55	1.99	5.20	1.22	1.73	4.33	0.87	4.26	0.78	0.68	23.01
15	1.24	5.00	3.36	9.48	2.76	4.42	10.94	2.11	3.43	0.67	0.88	16.76
16	-0.62	4.19	3.82	9.28	1.64	4.42	11.27	2.44	5.66	0.91	1.05	10.27
17	-0.34	4.45	4.12	9.95	1.71	5.24	13.63	3.16	5.84	0.93	1.18	3.30
18	-1.01	7.80	7.10	17.27	3.07	7.85	20.88	5.19	5.62	0.91	1.01	8.32

Fuente: Propia.

8.4.1.1 Efecto del Esfuerzo de Corte estático Inicial en la resistencia cíclica de la Relavera Puquiococha.

En la figura 42 se muestran los resultados de la serie de ensayos Triaxiales con presiones de confinamiento efectivo inicial de 1, 2 y 4 kg/cm². Se observa la resistencia cíclica para las muestras obtenidas, dando a conocer que entre mayor es el esfuerzo de corte estático inicial aumenta la Resistencia Cíclica, tal como muestran los resultados.

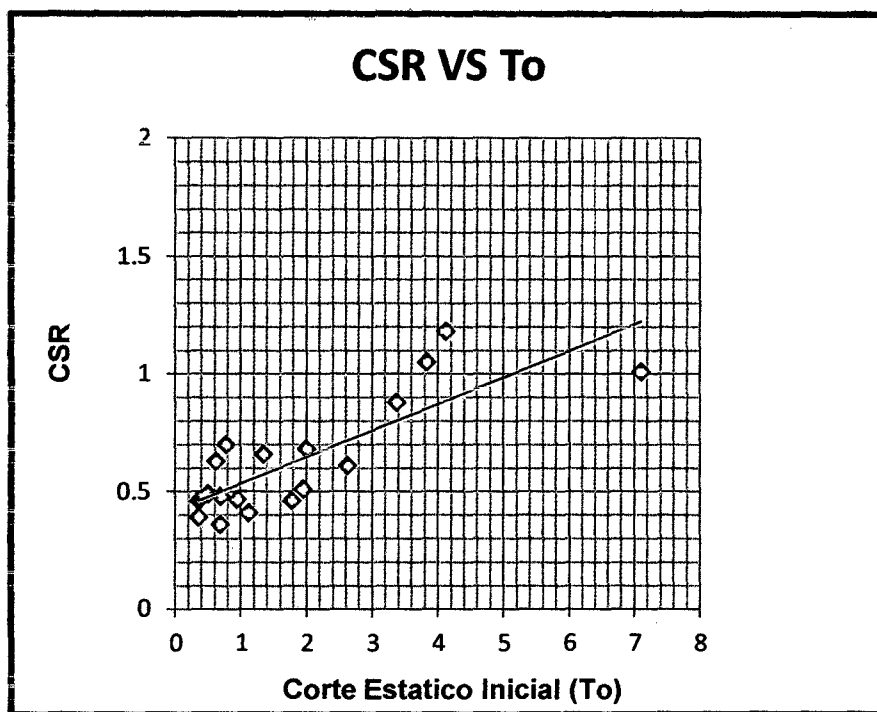


Figura 42: Efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica

En las figuras del 43 al 48, relaciona la Resistencia Cíclica con el número de ciclos necesarios para que la probeta alcance una deformación axial del 5% (N_5), con la cual se inicia la licuefacción. Se observa en las figuras que entre mayor es el número de ciclos, menor es la resistencia a la licuefacción.

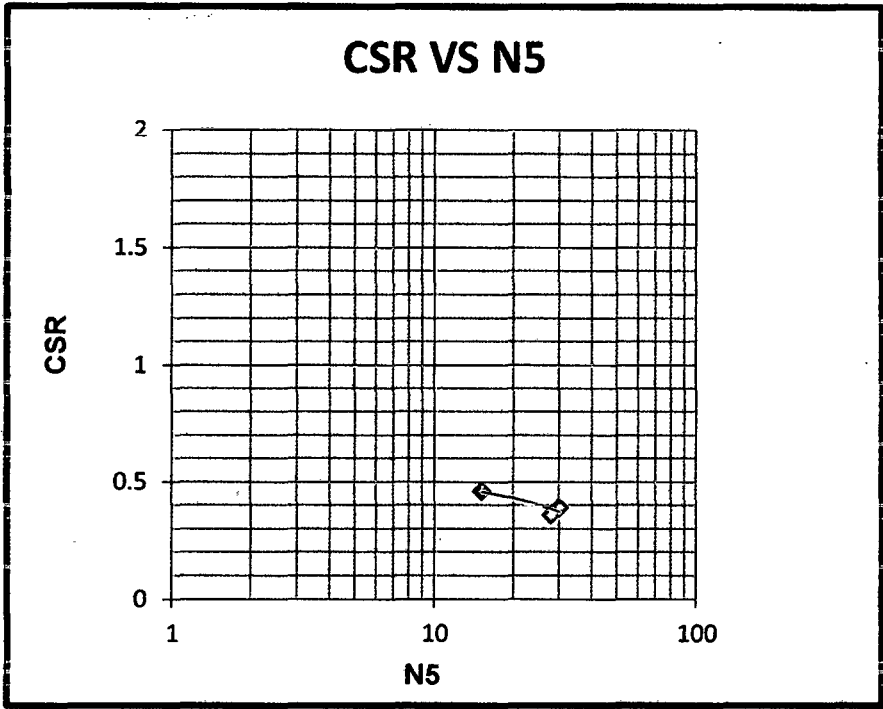


Figura 43: Curva de resistencia cíclica y el número de ciclos, con presión de confinamiento inicial 1kg/cm2

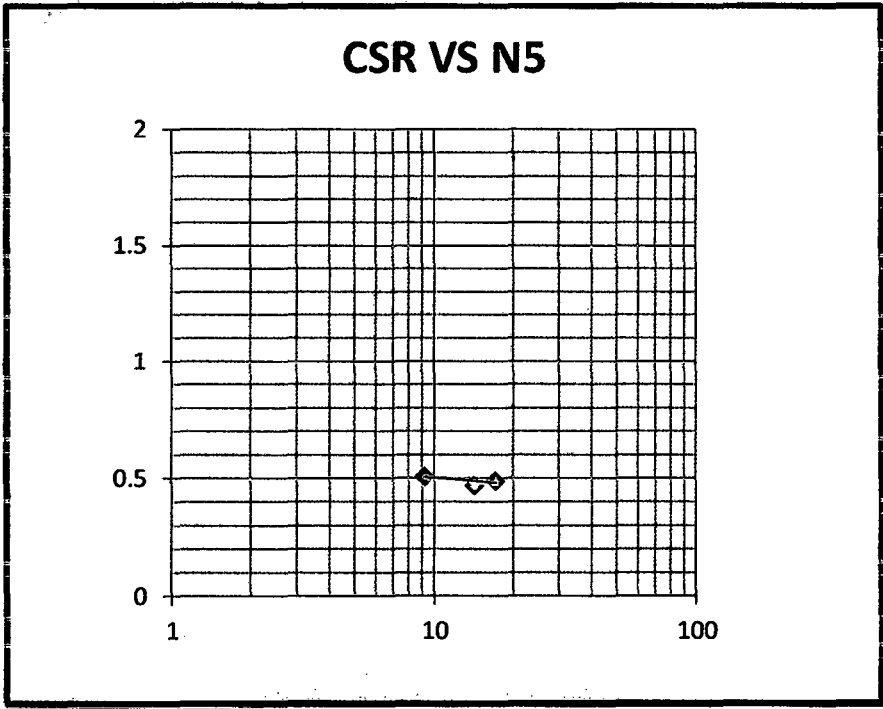


Figura 44: Curva de resistencia cíclica y el número de ciclos, con presión de confinamiento inicial 2kg/cm2.

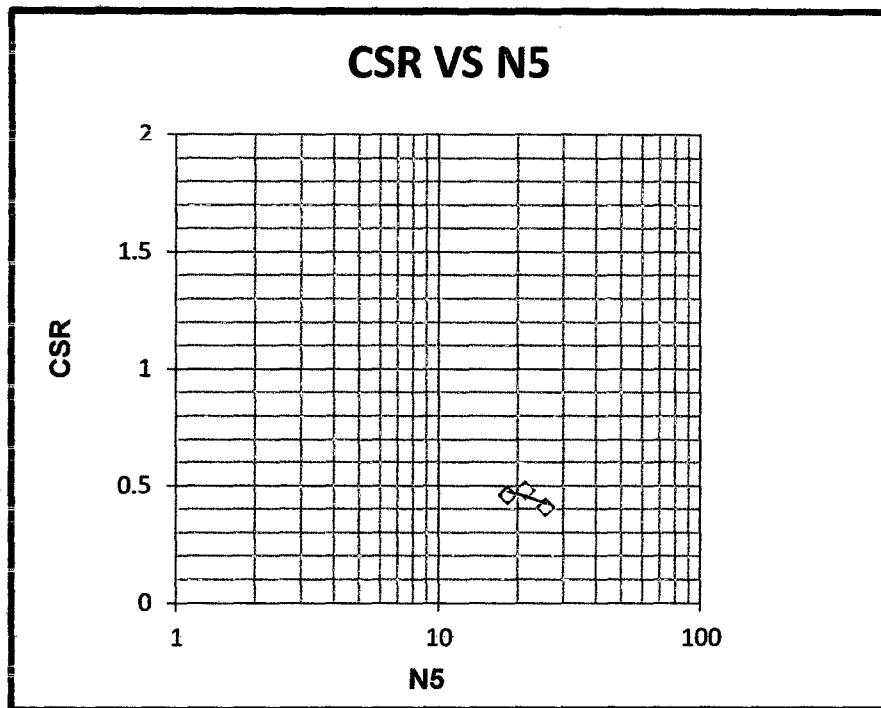


Figura 45: Curva de resistencia cíclica y el número de ciclos, con presión de confinamiento inicial 4kg/cm²

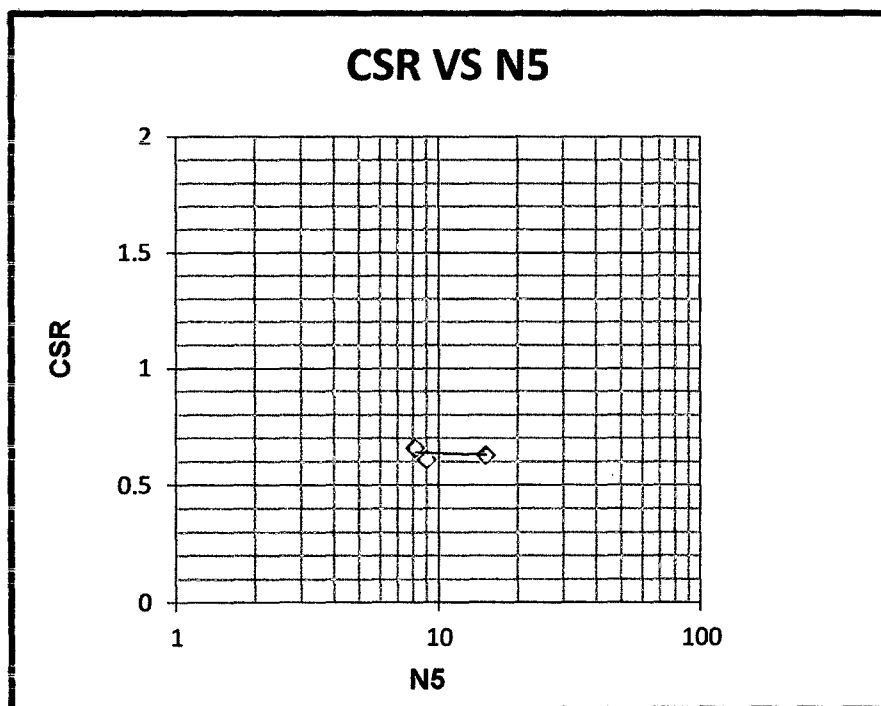


Figura 46: Curva de resistencia cíclica y el número de ciclos, con presión de confinamiento inicial 1kg/cm²

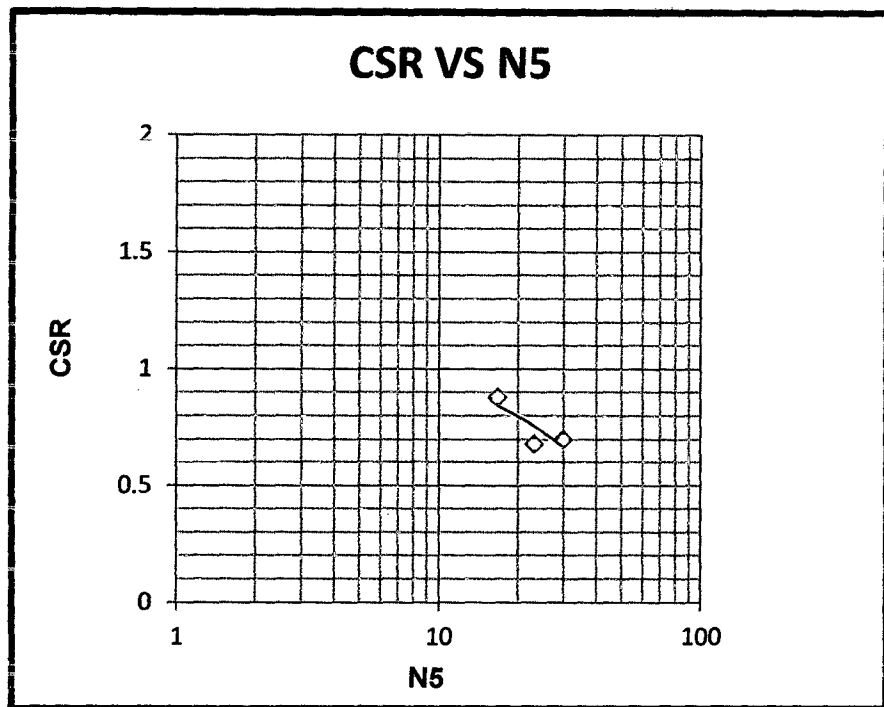


Figura 47: Curva de resistencia cíclica y el número de ciclos, con presión de confinamiento inicial 2kg/cm²

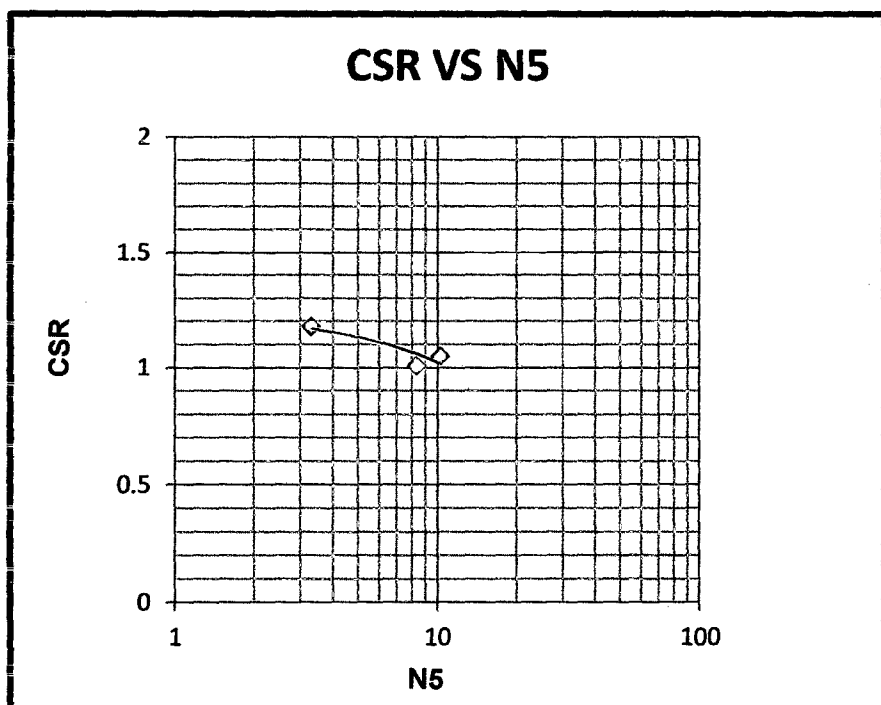


Figura 48: Curva de resistencia cíclica y el número de ciclos, con presión de confinamiento inicial 4kg/cm²

Por otra parte, en la Figura 49 se presenta los resultados en términos del factor $K\alpha$, a través del parámetro α . Debido a que los ensayos fueron realizados a Compresión, el valor de $K\alpha$ aumenta significativamente con el aumento α .

También se observa en los resultados que para factores de corrección por pendiente $K\alpha$ mayores a la unidad, la resistencia cíclica a la licuefacción (CSR) aumenta.

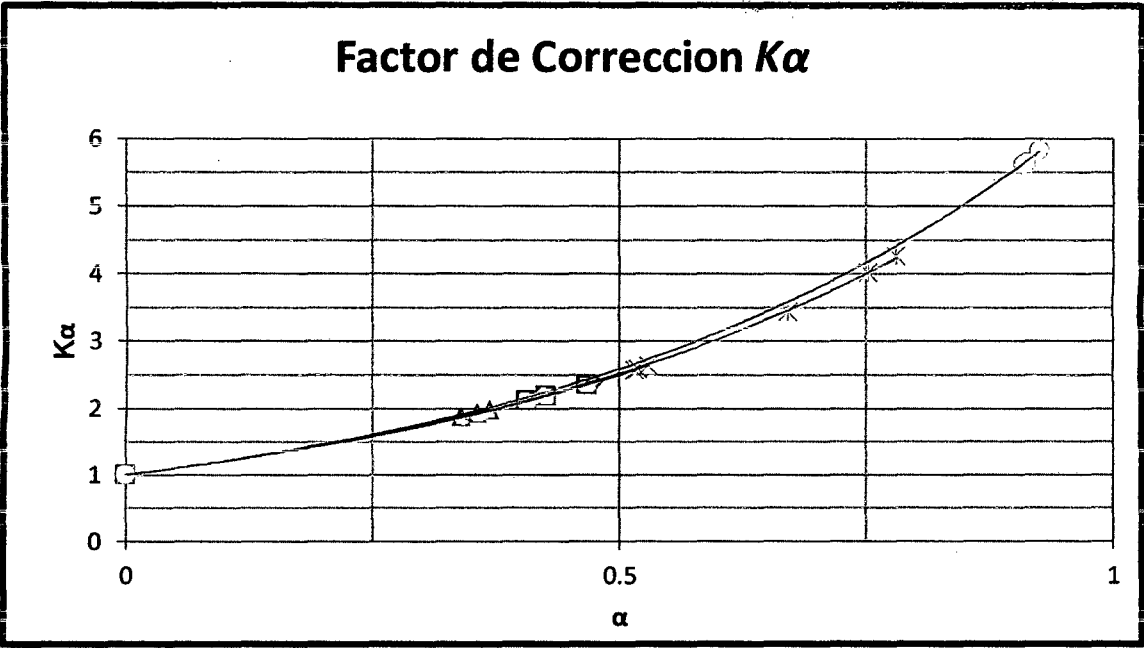


Figura 49: Curva de valores $K\alpha$ versus α

IX. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS RELACIONADAS CON EL FENÓMENO DE LICUEFACCIÓN

9.1 INTRODUCCIÓN

Los suelos granulares son los más susceptibles a presentar licuefacción, sin embargo este fenómeno también puede presentarse en suelos con contenido de finos, es decir arcillas y limos. Para determinar la amenaza de licuación de un suelo es necesario estudiar ciertos factores que influyen en la susceptibilidad del suelo a ser licuado como el composicional, en el cual se tienen en cuenta características del suelo que incluyen tamaño de partícula, forma y gradación. Se han definido criterios composicionales para evaluar la susceptibilidad del suelo que definen límites de porcentaje de fracción de finos, límite líquido humedad natural e índice de liquidez. (Kramer (1996)) ⁶³ define el criterio de estado, que hace referencia al estado inicial del suelo, es decir a las características de esfuerzo y densidad al momento de recibir la carga aplicada estas influyen altamente de la generación de exceso de presión de poros en el suelo.

⁶³ Kramer, S.L. (1996): "Geotechnical Earthquake Engineering," Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, 506 p.

9.2 FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE ARENAS

9.2.1 Densidad

El efecto de la densidad de los materiales granulares en la resistencia cíclica de una arena, es señalado por (Lee, K.L Y Seed, H.B. (1966))⁶⁴, donde se demuestra que una arena en estado suelto, requiere de un menor número de ciclos que una arena densa, para alcanzar el estado de licuefacción, a un mismo nivel de corte cíclico solicitante. Además, se muestra que el suelo denso puede alcanzar el estado de presión efectiva igual a cero, sin presentar deformaciones excesivas y seguir aumentando la deformación continuamente. En cambio la arena en estado suelto, en el instante en que presenta el estado de presión efectiva cero, alcanza deformaciones excesivas.

La Figura 41, presenta el efecto de la densidad en curvas de resistencia cíclica obtenidas en probetas de arena para distintas densidades, confinadas a 1 kg/cm², se puede observar, que a mayor densidad, mayor es el número de ciclos necesarios para licuar la probeta, para un mismo desviador de tensiones tanto para la condición de *Initial Liquefaction*, como para *Complete Liquefaction* (20% deformación axial). También se puede apreciar, que para el caso del estado más suelto, las curvas de *Initial Liquefaction* con la curva de *Complete*

⁶⁴ Lee, K. L., & Seed, H. B. (1966). Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 92 (SM6), 105-134.

Liquefaction, casi son coincidentes y a medida que la densidad aumenta tienden a alejarse, como ya se había señalado Lee, K.L Y Seed.

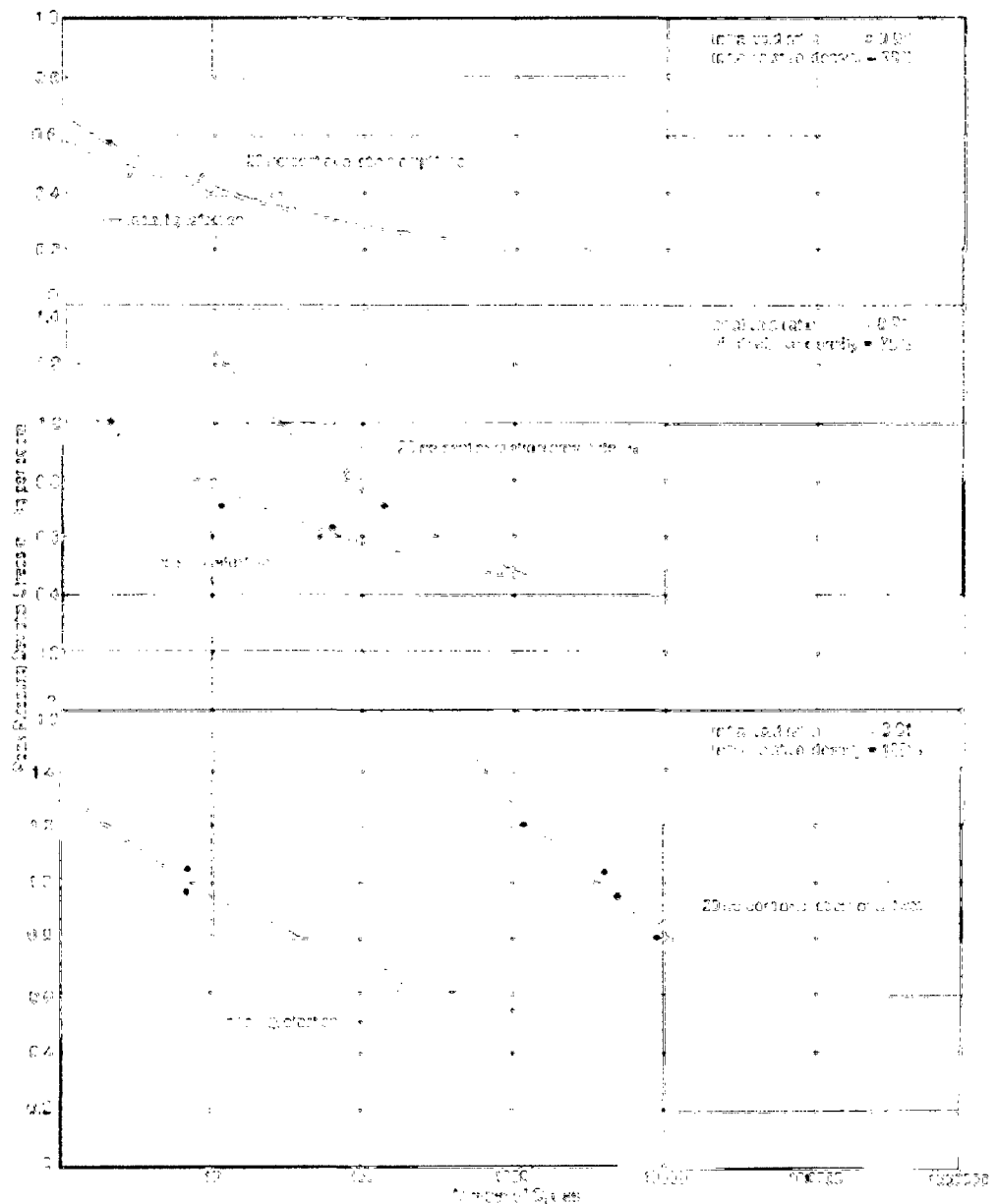


Figura 41. Efecto de la Densidad en la Resistencia Ciclica (Lee & Seed 1967).

9.2.2 Contenido de Finos

El contenido de finos en un suelo arenoso influye en la resistencia cíclica de los suelos, en el caso de finos con plasticidad, la cohesión propia de estos hace más difícil la separación de los granos del suelo, lo que aumenta la resistencia a la licuefacción.

La Figura 42 presenta el efecto de índice de plasticidad en la resistencia cíclica de arenas.

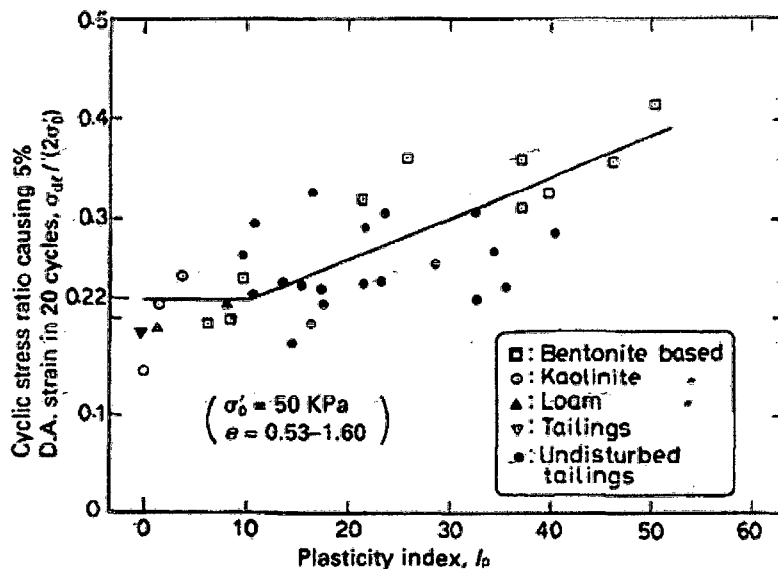


Figura 42. Efecto del Índice de Plasticidad en la resistencia cíclica de arenas con finos (Ishihara, 1996).

Por otra parte, en el caso de finos no plásticos con partículas minerales con superficie seca libre de adhesión, la separación de las partículas es más fácil lo

que aumentara el potencial de licuefacción del suelo. Los materiales granulares provenientes de los relaves son un ejemplo de esto, Ishihara y colaboradores (Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., & Takahashi, Y. (1980))⁶⁵ muestran que la resistencia a la licuefacción de una arena de relave, con contenido de finos (no plásticos), es menor que la de la arena limpia y menor también que arenas con finos plásticos.

En la Figura 43, se presentan resultados obtenidos en ensayos triaxiales cíclicos no-drenados en arena de relave, con diferentes contenidos de finos ($0 - 30\% F$) y compactados a densidades medias, DR entre 51 y 70%, los resultados muestran que el aumento de finos no-plásticos, disminuye el número de ciclos necesarios para alcanzar licuefacción, para una razón de resistencia cíclica dada en el rango de densidad ocupado.

(Viertel P. (2003))⁶⁶ realiza ensayos triaxiales cíclicos no-drenados en arena de relave, variando el contenido de finos no-plásticos ($2 - 28\% F$) y variando la densidad relativa entre 8 y 94%. Los resultados se presentan en la Figura 30 y muestran la variación de la resistencia cíclica R_{20} (razón de resistencia cíclica para alcanzar la licuefacción en 20 ciclos), en función del contenido de finos y de la densidad relativa. Las conclusiones también son las mismas, el aumento

⁶⁵ Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., & Takahashi, Y. (1980). Cyclic strength characteristics of tailings materials. *Soils and Foundations*, 20 (4), 127-142.

⁶⁶ Viertel, P. (2003). Efecto del Contenido de Finos y de la Densidad Relativa en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relave. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

del contenido de finos no-plásticos disminuye la resistencia cíclica, en todo el amplio rango de densidad relativa ensayado.

Los resultados obtenidos confirman, que el aumento del contenido de finos no plásticos, incrementa la contractividad del material granular, por lo tanto, lo hace más susceptible a la licuefacción.

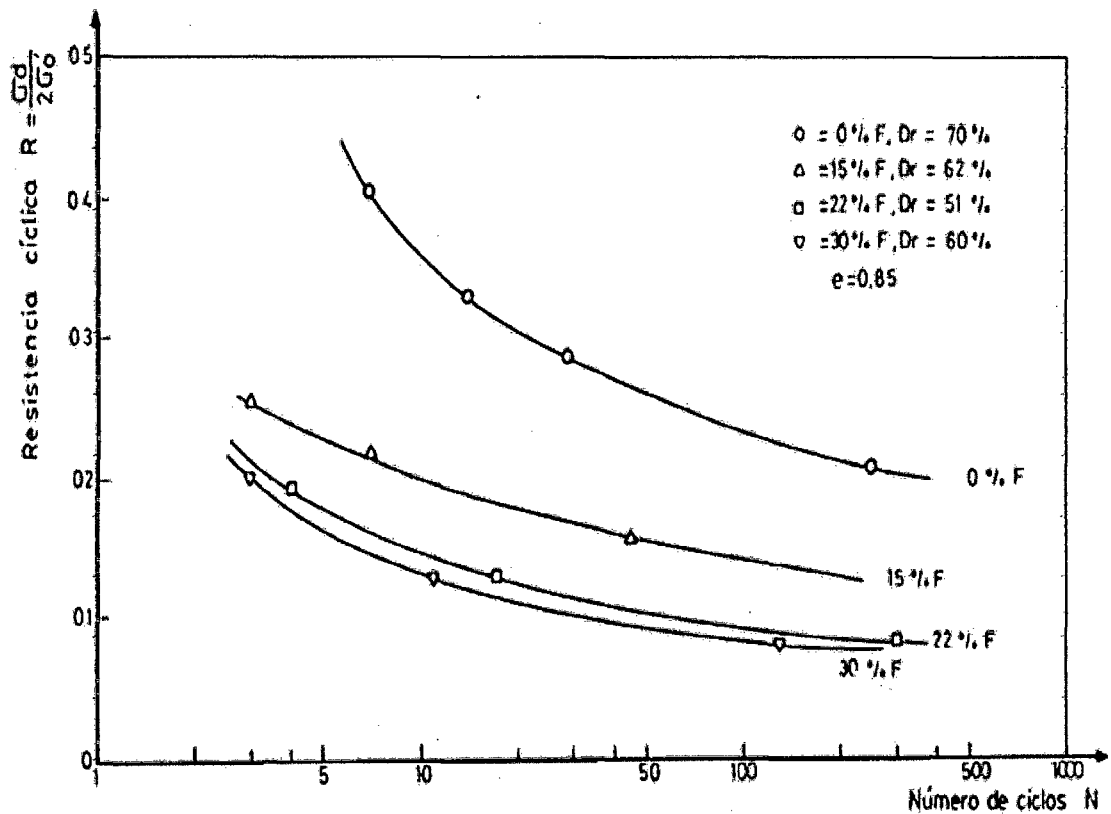


Figura 43. Efecto del contenido de finos no-plásticos en la resistencia cíclica (Verdugo, 1983).

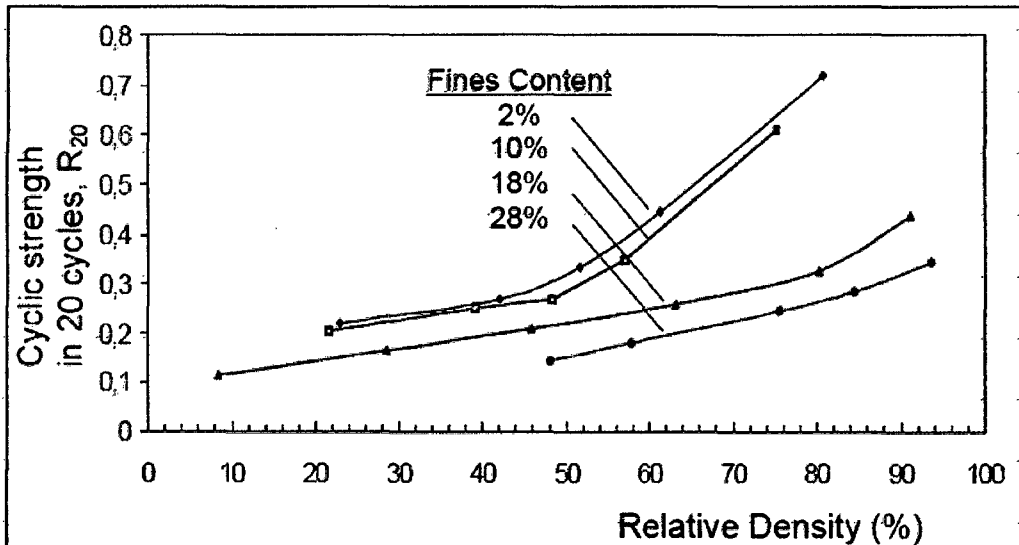


Figura 44. Efecto del contenido de finos no-plásticos en la resistencia cíclica (Viertel, 2003).

9.2.3 Efecto de la Saturación

Rocker (1968), reporta que una arena parcialmente saturada, con un $B \approx 0,85$ requiere de un esfuerzo desviador cíclico, casi tres veces al necesario para licuar una probeta saturada ($B \approx 1,0$), en el mismo número de ciclos. Por lo tanto, el grado de saturación de un suelo tiene gran influencia en la susceptibilidad de licuar del mismo. Para ensayos de laboratorio, se ha recomendado utilizar un B mayor a 0,95. También la presencia de agua en el suelo es fundamental para que ocurra el fenómeno de licuación ya que el aumento en la presión de poros del suelo, producido por la aplicación de una carga cíclica o estática, es el detonante en la ocurrencia de este fenómeno.

9.3. PROGRAMA DE ENSAYOS Y MATERIAL UTILIZADO

9.3.1 Introducción.

Este capítulo presenta la influencia de las propiedades geomecánicas en la Resistencia Cíclica del suelo.

9.3.2 Metodología de Ensayo.

Se realizaron ensayos en el laboratorio de la UNI, donde cada muestra presenta una densidad. Además se realizó el tamizado de las muestras, para definir el tipo de suelo.

9.3.3 Equipo

Todas las muestras fueron sometidas, a esfuerzos inducidos por equipos triaxiales.

9.3.4 Material Utilizado

El material utilizado en la ejecución de ensayos, es una arena cicloneada del muro del Tranque, proveniente de la Relavera Puquiococha Sociedad Minera Austria Duvas Sac Junín.

9.3.5 Programa de Ensayos

9.3.5.1 Definiciones

Para caracterizar el estado de compactación del material por su densidad, se tendrán muestras con densidades seca proporcionada y seca remoldeable, las cuales fueron sujetos a esfuerzos en el ensayo de compresión triaxial.

9.3.5.2 Programa de Ensayos.

Se realizaron Sondajes para la construcción del Tranque de Relaves, de las cuales las muestras de los sondajes presentan una densidad seca proporcionada y una densidad seca remoldeable.

Tabla N°18: Sondajes.

SONDAJE
CCP - 3
RELAVE GRUESO
RELAVE PARA RECRECIMIENTO
RELAVE GRUESO DIQUE
RELAVE GRUESO DIQUE
C-1

Fuente: UNI y PUCP.

Tabla N°18: Muestra de los Sondajes con valores de Densidades diferentes.

N°	SONDAJE	PRES. DE CONF.	DENSIDAD	
		EF.INICIAL Kg/cm2	SECA PROPORCIONADA	SECA REMOLDEABLE
1	CCP - 3	1	1.28	1.28
2		2	1.28	1.28
3		4	1.28	1.28
4	RELAVE GRUESO	1	1.34	1.53
5		2	1.34	1.53
6		4	1.34	1.53
7	RELAVE PARA RECRECIMIENTO	1	1.15	1.52
8		2	1.15	1.52
9		4	1.15	1.52
10	RELAVE GRUESO DIQUE	1	1.34	1.55
11		2	1.34	1.55
12		4	1.34	1.55
13	RELAVE GRUESO DIQUE	1	1.34	1.60
14		2	1.34	1.60
15		4	1.34	1.60
16	C-1	1	1.85	2.04
17		2	1.85	2.04
18		4	1.85	2.04

Fuente: Ensayos UNI y PUCP.

9.4. RESULTADOS EXPERIMENTALES OBTENIDOS

9.4.1 Introducción

Teniendo en cuenta que el objetivo específico de la tesis es conocer mediante ensayos realizados en el laboratorio, las propiedades Geomecánicas asociadas con el fenómeno de Licuefacción, serán descritas a continuación mediante resultados.

9.4.2 Resultados Obtenidos

9.4.2.1 Propiedades Geomecánicas asociadas al Fenómeno de Licuefacción.

9.4.2.1.1 Densidad.

Evidencias en terreno y laboratorio han demostrado que el efecto de la densidad es sin duda el más incidente en la resistencia cíclica de suelos.

Para caracterizar la densidad del material, se realizaron muestras de densidades seca proporcionada y seca remoldeable de las muestras sometidas a ensayos triaxiales.

Para el resultado de las figuras mostradas, se usaron parámetros correspondientes de los ensayos triaxiales, donde para una misma presión de

confinamiento se presentan la Resistencia Cíclica calculada, los valores se resumen en la tabla N°19.

Tabla N°19: Resultados de ensayos Triaxiales, con Densidades de muestras diferentes

N°	SONDAJE	PRES. DE CONF.	DENSIDAD		CSR	N5
		EF.INICIAL Kg/cm2	SECA PROPORCIONADA	SECA REMOLDEABLE		
1	CCP - 3	1	1.28	1.28	0.39	30.00
2		2	1.28	1.28	0.36	27.88
3		4	1.28	1.28	0.46	15.22
4	RELAVE GRUESO	1	1.34	1.53	0.49	17.13
5		2	1.34	1.53	0.47	14.23
6		4	1.34	1.53	0.51	9.19
7	RELAVE PARA RECRECIMEINTO	1	1.15	1.52	0.46	18.32
8		2	1.15	1.52	0.48	21.48
9		4	1.15	1.52	0.41	25.72
10	RELAVE GRUESO DIQUE	1	1.34	1.55	0.63	15.15
11		2	1.34	1.55	0.66	8.13
12		4	1.34	1.55	0.61	8.99
13	RELAVE GRUESO DIQUE	1	1.34	1.60	0.70	29.91
14		2	1.34	1.60	0.68	23.01
15		4	1.34	1.60	0.88	16.76
16	C-1	1	1.85	2.04	1.05	10.27
17		2	1.85	2.04	1.18	3.30
18		4	1.85	2.04	1.01	8.32

Fuente: Propia

Tabla N°20: Resumen de valores de Densidad, de los Ensayos Triaxiales, con Presión de Confinamiento de 1kg/cm2

N°	PRESIÓN DE CONFINAMIENTO	DENSIDAD		CSR
	EFFECTIVA INICIAL Kg/cm2	SECA PROPORCIONADA	SECA REMOLDEABLE	
1	1	1.28	1.28	0.39
4	1	1.34	1.53	0.49
7	1	1.15	1.52	0.46
10	1	1.34	1.55	0.63
13	1	1.34	1.60	0.70
16	1	1.85	2.04	1.05

Fuente: Propia.

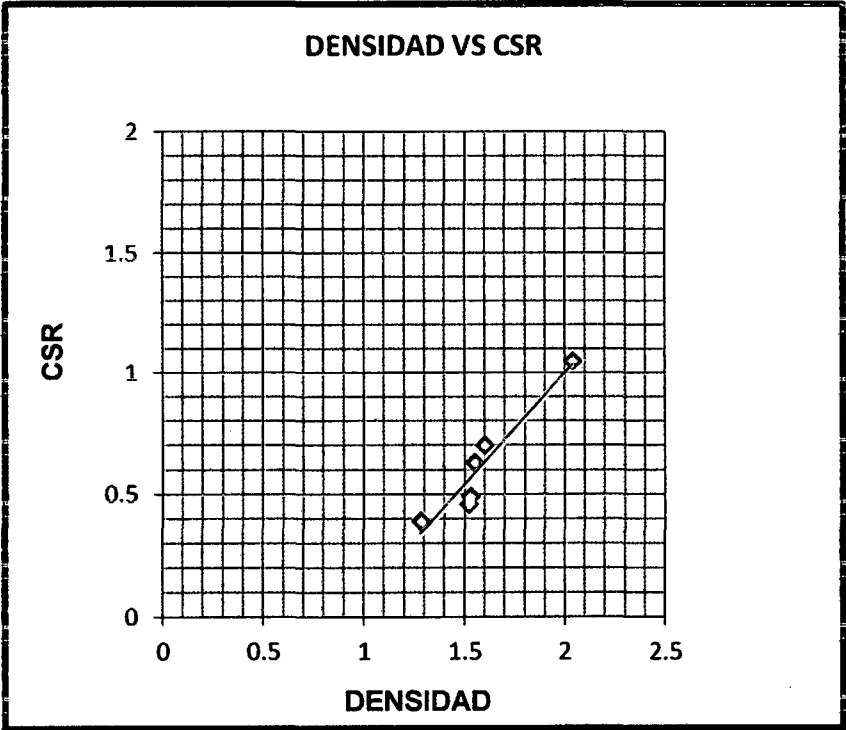


Figura 49: Relación de la Densidad de la muestra y la Resistencia Cíclica a una Presión de Confinamiento de 1kg/cm2

Tabla N°20: Resumen de valores de Densidad, de los Ensayos Triaxiales, con Presión de Confinamiento de 2kg/cm2

N°	PRESIÓN DE CONFINAMIENTO	DENSIDAD		CSR
	EFFECTIVA INICIAL Kg/cm2	SECA PROPORCIONADA	SECA REMOLDEABLE	
2	2	1.28	1.28	0.36
5	2	1.34	1.53	0.47
8	2	1.15	1.52	0.48
11	2	1.34	1.55	0.66
14	2	1.34	1.60	0.68
17	2	1.85	2.04	1.18

Fuente: Propia

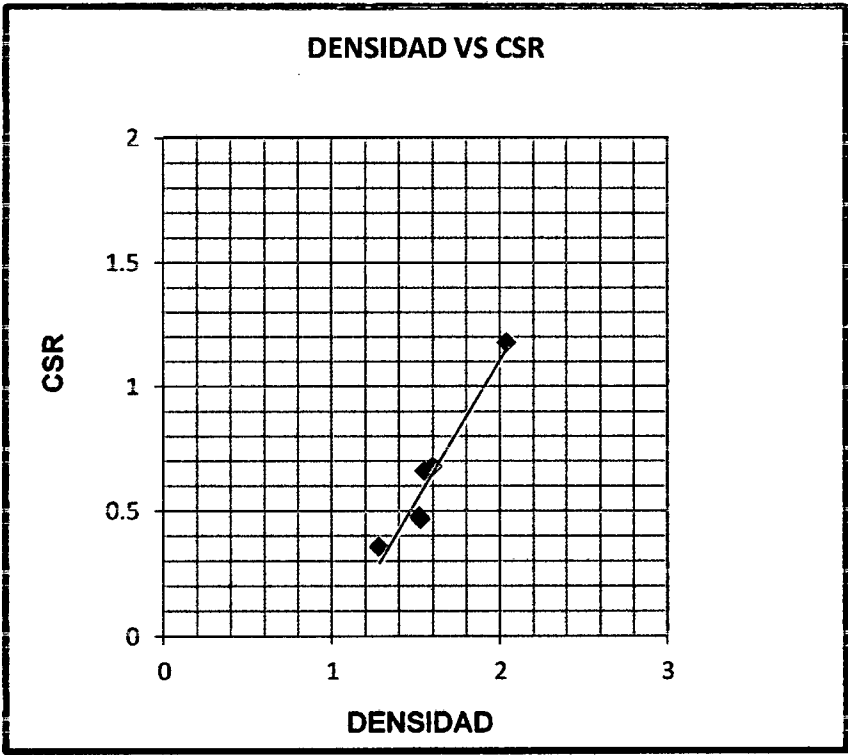


Figura 50: Relación de la Densidad de la muestra y la Resistencia Cíclica a una Presión de Confinamiento de 2kg/cm2

Tabla N°20: Resumen de valores de Densidad, de los Ensayos Triaxiales con Presión de Confinamiento de 4kg/cm².

N°	PRESIÓN DE CONFINAMIENTO EFECTIVA INICIAL Kg/cm ²	DENSIDAD		CSR
		SECA PROPORCIONADA	SECA REMOLDEABLE	
3	4	1.28	1.28	0.46
6	4	1.34	1.53	0.51
9	4	1.15	1.52	0.41
12	4	1.34	1.55	0.61
15	4	1.34	1.60	0.88
18	4	1.85	2.04	1.01

Fuente: Propia

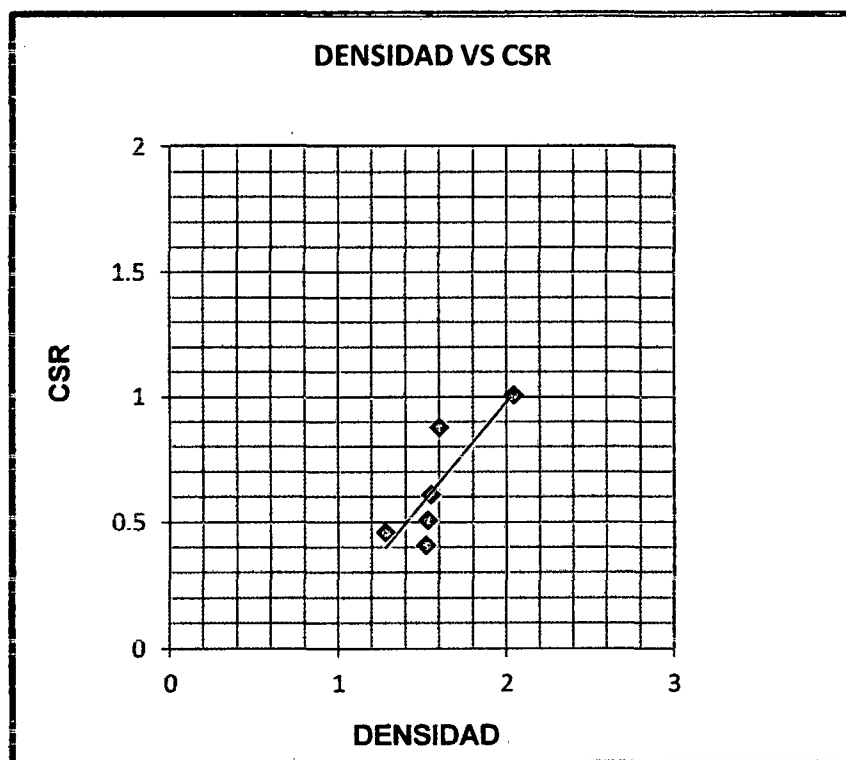


Figura 51: Relación de la Densidad de la muestra y la Resistencia Cíclica a una Presión de Confinamiento de 4kg/cm²

Para las figuras del 49 al 51 con valores de densidades (remoldeadas), y presiones de confinamiento iguales, se puede visualizar claramente que la resistencia cíclica aumenta para mayores densidades

9.4.2.1.2 Contenidos de Finos.

El material utilizado para la construcción del Tranque, fue extraído de la relavera PUQUIOCOCHA SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ SAC JUNIN pasando por un sistema cicloneado, donde el material grueso sea transporta hasta el Tranque.

El relave grueso presenta un contenido de finos bajo la malla N°200. Los datos de acumulación de finos, se muestran en la Tabla N°21.

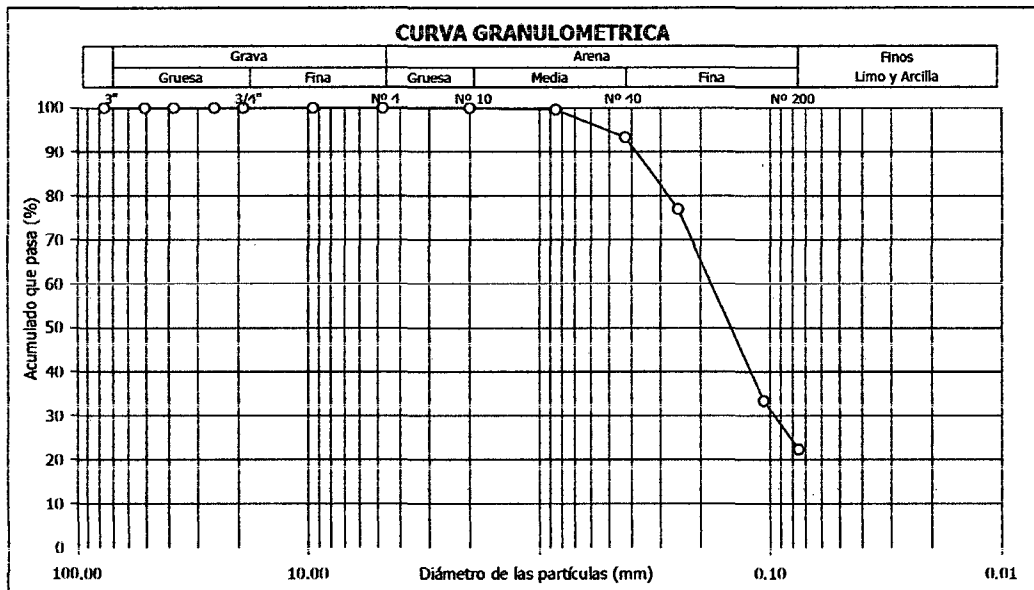
Tabla N°21: Resumen de valores de Contenidos de Finos en los Sondajes las muestras de la Arena Relavera, que fueron sometidas al Ensayos Triaxial.

N°	SONDAJE	ACUMULACION QUE PASA LA MALLAN°200 (%)
2	RELAVE GRUESO	22.5
3	RELAVE PARA RECRECIMIENTO	30.0
4	RELAVE GRUESO DIQUE	17.2

Fuente: Ensayos UNI

9.4.2.1.2.1 Resultados de Caracterizaciones Físicas de las muestras.

Se muestra las Caracterizaciones físicas de los sondajes de cada muestras donde según la clasificación SUCS, el relave grueso cicloneado es una Arena limosa (SM) que presenta contenidos de finos no-plásticos.

Tabla N°22: Ensayo de Caracterizaciones Físicas – Relave Grueso

Contenido de humedad; ASTM - D2216		
Humedad	(%)	8.7

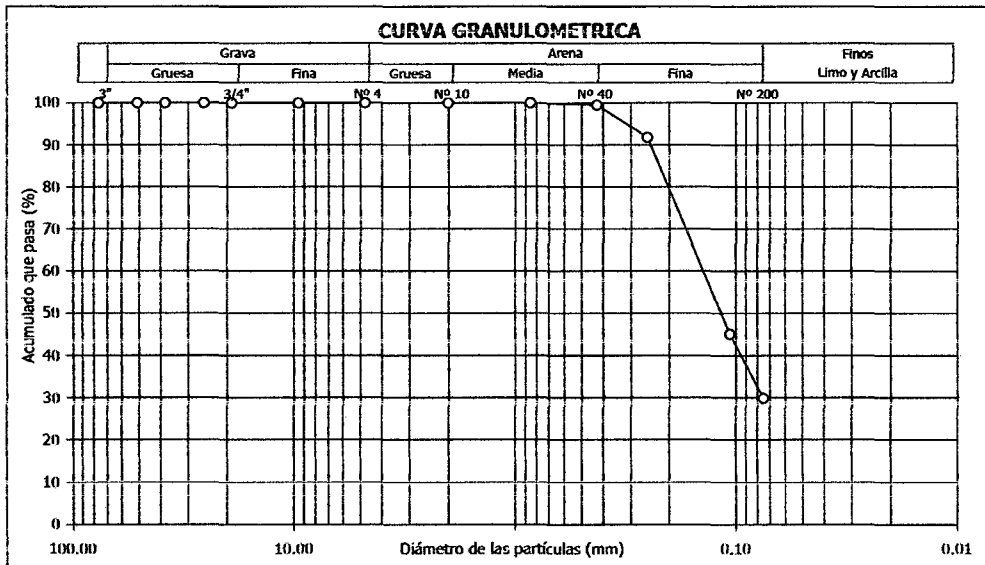
Límites de consistencia		
Límite Líquido	(%)	17
Límite Plástico	(%)	NP
Índice de Plasticidad	(%)	NP
Límite de Contracción	(%)	---

Resultados de la granulometría por tamizado		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		---
Coefficiente de Curvatura (Cc)		---
Grava [Nº 4 < ϕ < 3"]	(%)	0.0
Arena [Nº 200 < ϕ < Nº 4]	(%)	77.5
Finos [ϕ < Nº 200]	(%)	22.5

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282	
A A S H T O : A-2-4 (0)	
S U C S : SM // Arena limosa	

Fuente: Ensayos UNI

Tabla N°23: Ensayo de Caracterizaciones Físicas – Relave para Recrecimiento



Contenido de humedad; ASTM - D2216		
Humedad	(%)	18.1

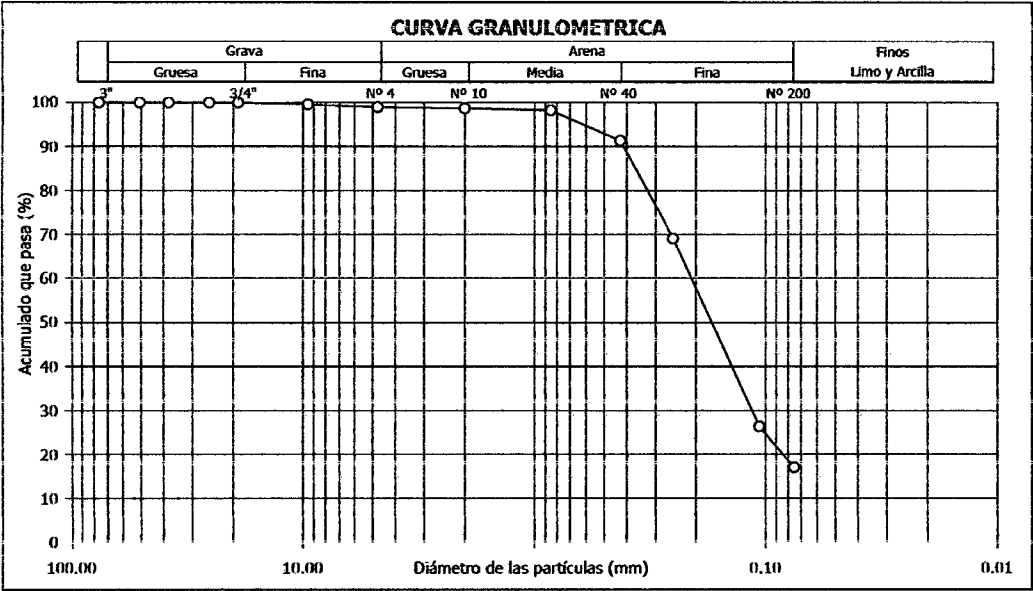
Límites de consistencia		
Límite Líquido	(%)	NP
Límite Plástico	(%)	NP
Índice de Plasticidad	(%)	NP
Límite de Contracción	(%)	---

Resultados de la granulometría por tamizado		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		---
Coefficiente de Curvatura (Cc)		---
Grava [$N^{\circ} 4 < \phi < 3''$]	(%)	0.0
Arena [$N^{\circ} 200 < \phi < N^{\circ} 4$]	(%)	70.0
Finos [$\phi < N^{\circ} 200$]	(%)	30.0

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282	
A S H T O : A-2-4 (0)	
S U C S : SM // Arena limosa	

Fuente: Ensayos UNI

Tabla N°24: Ensayo de Caracterizaciones Físicas – Relave Grueso Dique



Contenido de humedad; ASTM - D2216		
Humedad	(%)	7.0

Límites de consistencia		
Límite Líquido	(%)	20
Límite Plástico	(%)	NP
Índice de Plasticidad	(%)	NP
Límite de Contracción	(%)	---

Resultados de la granulometría por tamizado		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		---
Coefficiente de Curvatura (Cc)		---
Grava [N° 4 < ϕ < 3"]	(%)	1.0
Arena [N° 200 < ϕ < N° 4]	(%)	81.8
Finos [ϕ < N° 200]	(%)	17.2

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282	
A A S H T O : A-2-4 (0)	
S U C S : SM // Arena limosa	

Fuente: Ensayos UNI

Las Tablas N°22, 23 y 24, muestran la curva granulométrica, bajo resultados de Tamizado.

En la Tabla N°25 se muestra los valores calculados de la Resistencia Cíclica y numero de ciclos, para las muestras de los sondajes, con respectivos contenidos de finos no plásticos.

Tabla N°25: Resumen de valores de Contenidos de Finos en los Sondajes las muestras de la Arena Relavera, que fueron sometidas al Ensayos Triaxial.

N°	SONDAJE	ACUMULACION QUE PASA LA MALLA N°200 (%)	CSR	N
4	RELAVE GRUESO	22.5	0.49	17.3
5		22.5	0.47	14.23
6		22.5	0.51	9.19
7	RELAVE PARA RECRECIMIENTO	30	0.46	18.32
8		30	0.48	21.48
9		30	0.41	9.19
13	RELAVE GRUESO DIQUE	17.2	0.70	29.91
14		17.2	0.68	23.01
15		17.2	0.88	16.01

Fuente: Propia

En la figura 51, se pueden apreciar que según los resultados, el aumento de contenidos de finos no plásticos disminuye la Resistencia Cíclica, para un número de ciclos dado, necesario para alcanzar la licuefacción.

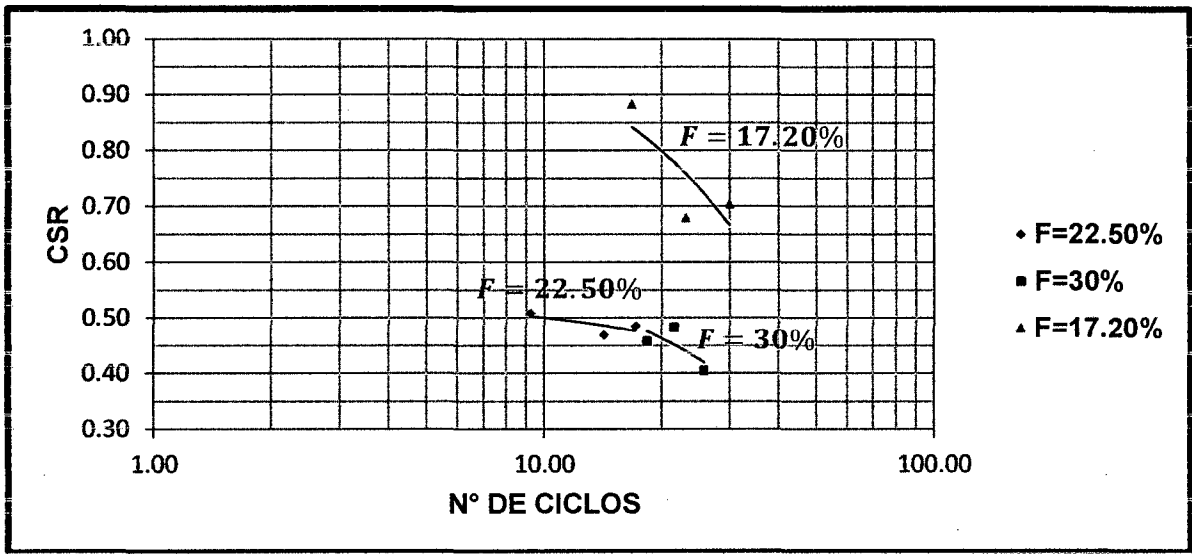


Figura 51: Efecto del contenido de finos no-plásticos en la resistencia cíclica

9.4.2.1.3 Saturación.

Para el resultado de las figuras mostradas, se saturaron las muestras, la presencia del agua en el suelo es fundamental para que ocurra el fenómeno de licuación ya que aumenta la presión de poros del suelo.

Tabla N°26: Resumen de valores de Grado de Saturación en los Sondajes de muestras de la Arena Relavera, que fueron sometidas al Ensayos Triaxial.

SONDAJE	SATURACIÓN (%)
RELAVE GRUESO	98.50
RELAVE PARA RECRECIMIENTO	96.50
RELAVE GRUESO DIQUE	98.80

Fuente: Ensayos UNI

Tabla N°27: Resumen de valores de Grado de Saturación en los Sondajes de muestras de la Arena Relavera, que fueron sometidas al Ensayos Triaxial.

N°	B (%)	To	q	N5
7	96.50	0.35	0.70	18.32
8		0.68	1.36	21.48
9		1.11	2.21	25.72
13	98.80	0.77	1.54	29.91
14		1.99	3.98	23.01
15		3.36	6.72	16.76

Fuente: Propia

La figura 52 muestra los ensayos de saturación final, B=96.50%, 98.50% y 98.80%, de los cuales para los datos presentados se compara los valores aproximados de numero de ciclos para alcanzar la licuación.

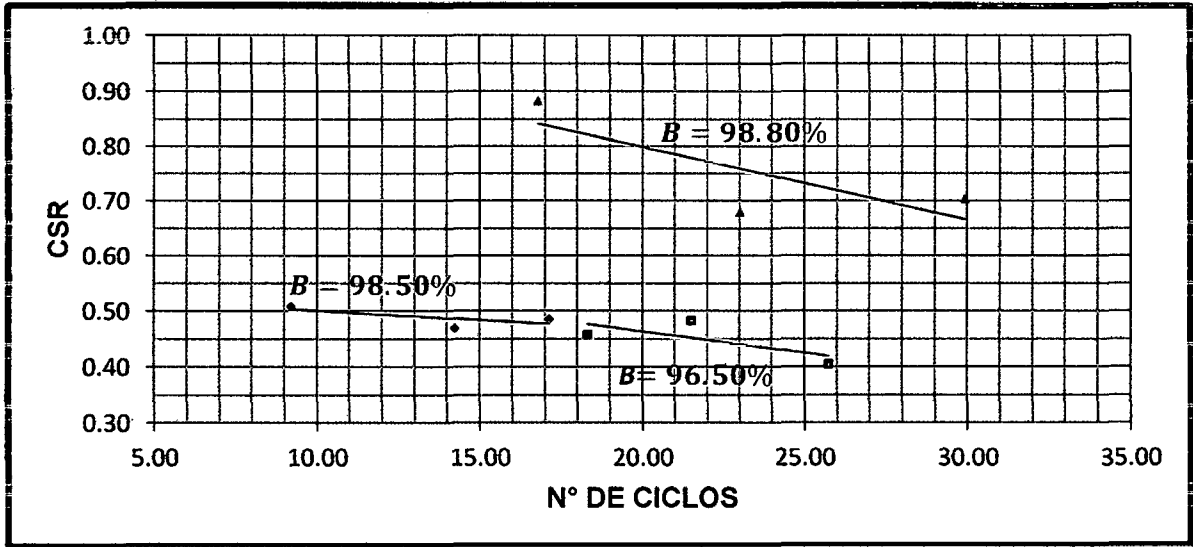


Figura 52: Efecto de la resistencia cíclica vs Numero de Ciclos

En la figura 52 se analiza que para $B=96.50\%$ y 98.80% , que según la gráfica posee número de ciclos, que analizando para un $N_5= 22.25$, con esfuerzos desviadores (q), aproximados de 1.36 y 3.98 kg/cm^2 , notando que la probeta menos saturada requiere de 2.93 veces su esfuerzo desviador para alcanzar la licuefacción que de la probeta con mayor grado de saturación.

Por lo tanto se concluye que el grado de saturación de un suelo tiene gran influencia en la susceptibilidad de licuar el mismo.

X. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

10.1. CONCLUSIONES

- Se da a conocer que entre mayor es el esfuerzo del corte estático inicial induce al aumento de la resistencia cíclica.
- Desde el punto de vista práctico, el aumento de la presión media de consolidación induce al incremento de la resistencia cíclica.
- Se observa que entre mayor es el número de ciclos menor es la resistencia cíclica.
- De acuerdo a los resultados los factores de corrección por pendiente mayores que la unidad inducen que la resistencia cíclica aumenta.
- Para el caso de ensayos triaxiales a compresión (esfuerzo de corte estático inicial positivo), indican que al aumentar el ángulo de corrección " α ", aumenta el factor de corrección K_α y por ende la resistencia cíclica es mayor.
- En el caso de valores de densidades remoldeadas con presiones de confinamiento iguales, los resultados obtenidos indican que la resistencia cíclica aumenta para mayores densidades.
- Los resultados muestran que entre menor es el porcentaje de finos no plásticos la resistencia cíclica aumenta.
- Para valores de saturación final en muestras ensayadas con $B=96.50\%$ se requiere de un esfuerzo desviador de 2.93 necesaria para alcanzar la licuefacción saturada en muestras con $B=98.80\%$.

10.2. RECOMENDACIONES

- Estudiar el factor de corrección α para un número mayor de densidades con el objetivo de verificar los resultados obtenidos.
- Profundizar la investigación del factor de corrección $K\alpha$, para otros valores de α .
- Investigar la influencia del factor de corrección por presión de confinamiento $K\sigma$.

XI. REFERENCIA BIBLIOGRAFIA

- [1]. Gonzalo Alberto Barrios Parga, A. (2012). ANÁLISIS SÍSMICO 2D DE UNA PRESA DE RELAVES ESPESADOS CONSIDERANDO LA EXISTENCIA DE GRIETAS POR DESECACIÓN, Memoria para optar el título de Magister en Ciencias de la Ingeniería, Santiago, Chile.
- [2]. ICOLD (2001)-BOLETÍN 102: Tailings dams. Risk of dangerous occurrences. Lessons learnt from practical experiences).
- [3]. Casagrande, A. (1950). Notes on the design of Earth Dams. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Oct. In Contributions of Soil Mechanics 1940-1960. Boston Society of Civil Engineers.
- [4]. Rodrigo, H. (2010). EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTATICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CICLICA EN UNA ARENA DE RELAVES. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- [5]. Vaid, Y. P., & Chern, J. (1985). Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands. Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions.
- [6]. Rodrigo, H. (2010). EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTATICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CICLICA EN UNA ARENA DE RELAVES. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- [7]. Eloy, S. (2011). COMPORTAMIENTO MONÓTONO Y CÍCLICO NO DRENADO DE ARENAS DE RELAVES INTEGRALES. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- [8]. Castro, G. (1969). Liquefaction of Sands. Doctoral Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA.
- [9]. LUISA ESTHER SHUAN LUCAS, 2011, INVESTIGACIÓN DE LA MATRÍZ EN LAS GRAVAS DEL PERÚ MODELO GRAVA DE VENTANILLA, tesis para optar el Grado de Maestro en Ciencias con mención en INGENIERIA GEOTÉCNICA, Lima, Perú.
- [10]. Jorge E. Alva Hurtado (2009), DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE RELAVE, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- [11]. Compañía minera los Chunchos S.A.C (2010), ESTUDIO PARA EL DISEÑO DE DEPOSITOS DE RELAVES PROYECTO PICHITA-CALUGA, San Ramón, Junín, Perú.

- [12]. Paulino, A. (2009). RIESGOS Y FALLAS INDUCIDAS POR SISMOS Y SU IMPACTO AL MEDIO AMBIENTE EN LA PRESA DE RELAVES DE AUSTRIA DUVAZ. Memoria para optar el grado de Maestro en Ciencias con Mención en "Minería y Medio Ambiente", Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- [13]. Compañía minera Austria Duvaz SAC (2011), CONSTRUCCIÓN DE LA AMPLIACIÓN LATERAL OESTE DE LA RELAVERA PUQUIOCOCHA A LA COTA 4532 M.S.N.M., Morococha, Junín, Perú.
- [14]. Davies, M. P., & Martin, T. E. (2000). Upstream constructed tailings dams – a review of the basics. In: Tailings and mine waste'00. Balkena, Rotterdam.
- [15]. Hazen, A., (1920). Hydraulic-Fill Dams. American Society of Civil Engineers, Transactions, 1983.
- [16]. Casagrande, A. (1950). Notes on the design of Earth Dams. Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Oct. In Contributions of Soil Mechanics 1940-1960. Boston Society of Civil Engineers.
- [17]. Krynine, D. (1947). Soil Mechanics (Second Ed.). McGraw-Hill Book Company, Inc.
- [18]. Terzaghi, K., & Peck, R. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. John Wiley & Sons, Inc.
- [19]. Florin, V. A., & Ivanov, P. L. (1961). Liquefaction of Saturated Sandy Soils. Proceedings Fifth International Conference of Soil Mechanics.
- [20]. Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1966). Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 93 (SM3).
- [21]. Casagrande, A. (1971). On Liquefaction Phenomena. Geotechnique , 21 (3).
- [22]. Castro, G. (1975). Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 101 (GT6).
- [23]. Kramer, S., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering (First Ed). Prentice Hall.
- [24]. Mittal, H. and Morgenstern, N.R. (1977). Design and Performance of Tailings Dams. Proceedings of Conference, Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Material. ASCE, Ann Arbor, MI, USA.
- [25]. Kramer, S., (1996). Geotechnical Earthquake Engineering (First Ed). Prentice Hall.

- [26]. Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S., (1975). Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses. *Soils and Foundations*, 15 (1).
- [27]. Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1966). Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93 (SM3).
- [28]. Rojas Linares Edito Luis, *Boletín de Diseño de Presas de Relaves*, Lima-Perú, 2010.
- [29]. Rojas Linares Edito Luis, *Boletín de Diseño de Presas de Relaves*, Lima-Perú, 2010.
- [30]. Seed, R.B. and Harder, L.F. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength." *Proc., HB. Seed Memorial Symp., Hi-Tech Publishing Ltd., Vol. 2*, 351-376.
- [31]. Seed, H., Idriss, I., Arango, I. (1983). "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 109, N°3, 458-482.
- [32]. Reynolds, O., (1885). The Dilating of Media Composed of Rigid Particles in Contact. *Philosophical Magazine*, S. 5, Vol. 20 (127), 469-481.
- [33]. Casagrande, A. (1936). Characteristic of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Jan. In *Contributions to Soil Mechanics 1925-1940*. Boston Society of Civil Engineers, 257-276.
- [34]. Roscoe, K. H., Schofield, A. N., Wroth, C. P., (1958). On the Yielding of Soils. *Geotechnique*, (7), 22-53.
- [35]. Castro, G. (1969). Liquefaction of Sands. Doctoral Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA.
- [36]. Casagrande, A. (1971). On Liquefaction Phenomena. *Geotechnique*, 21 (3), 197- 202.
- [37]. Casagrande, A. (1975). Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands – a critical review. V Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 81-133. Buenos Aires, Argentina.
- [38]. Poulos, S. (1981). The steady state of deformation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 107 (GT5), 553-562.

- [39]. Ishihara, K., Tatsuoka, F. & Yasuda, S., (1975). Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses. *Soils and Foundations*, 15 (1), 29-44.
- [40]. Ishihara, K. (1993) "Liquefaction and flow failure during earthquakes", *Geotechnique* 43, N° 3, 351-415.
- [41]. Castro, G & Poulos, S. (1977). Factors affecting Liquefaction and Cyclic Mobility. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106 (GT6), 501-506.
- [42]. Verdugo, R. (1992). Characterization of Sandy Soil Behavior Under Large Deformation. Presented in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Doctor of Engineering. University of Tokyo, Tokyo, Japan.
- [43]. Lee, K. L., & Seed, H. B. (1966). Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92 (SM6), 105-134.
- [44]. Hosono, Y. and Yoshimine, M. (2004). "Liquefaction of sand in simple shear condition", *Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena*, Bochum, Germany, 31 March-02 April, pp. 129-136.
- [45]. Vaid, Y.P., Stedman J.D., and Sivathayalan, S. (2001). "Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction". *Canadian Geotechnical Journal* 38: 580-591.
- [46]. Vaid, Y.P., and Sivathayalan, S. (1998). "Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands". *Proc., Int. Symp. On the Physics and Mech. of Soil Liquefaction*, P.V. Lade and J.A. Yamamuro, eds., Baltimore, 105-120.
- [47]. Hyde, A. Higuchi, T.; and Yasuhara (2006), K. "Liquefaction, Cyclic Mobility, and Failure of Silt", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.132, No. 6, 2006.
- [48]. Ishihara, K. (1985). "Stability of natural deposits during earthquakes". Theme Lecture. *Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. II, pp. 1311-1314, San Francisco, USA.
- [49]. Kramer, S., (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* (First Ed). Prentice Hall.
- [50]. Seed, H., Idriss, I., Arango, I. (1983). "Evaluation of liquefaction potential using field performance data", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 109, N°3, 458-482.

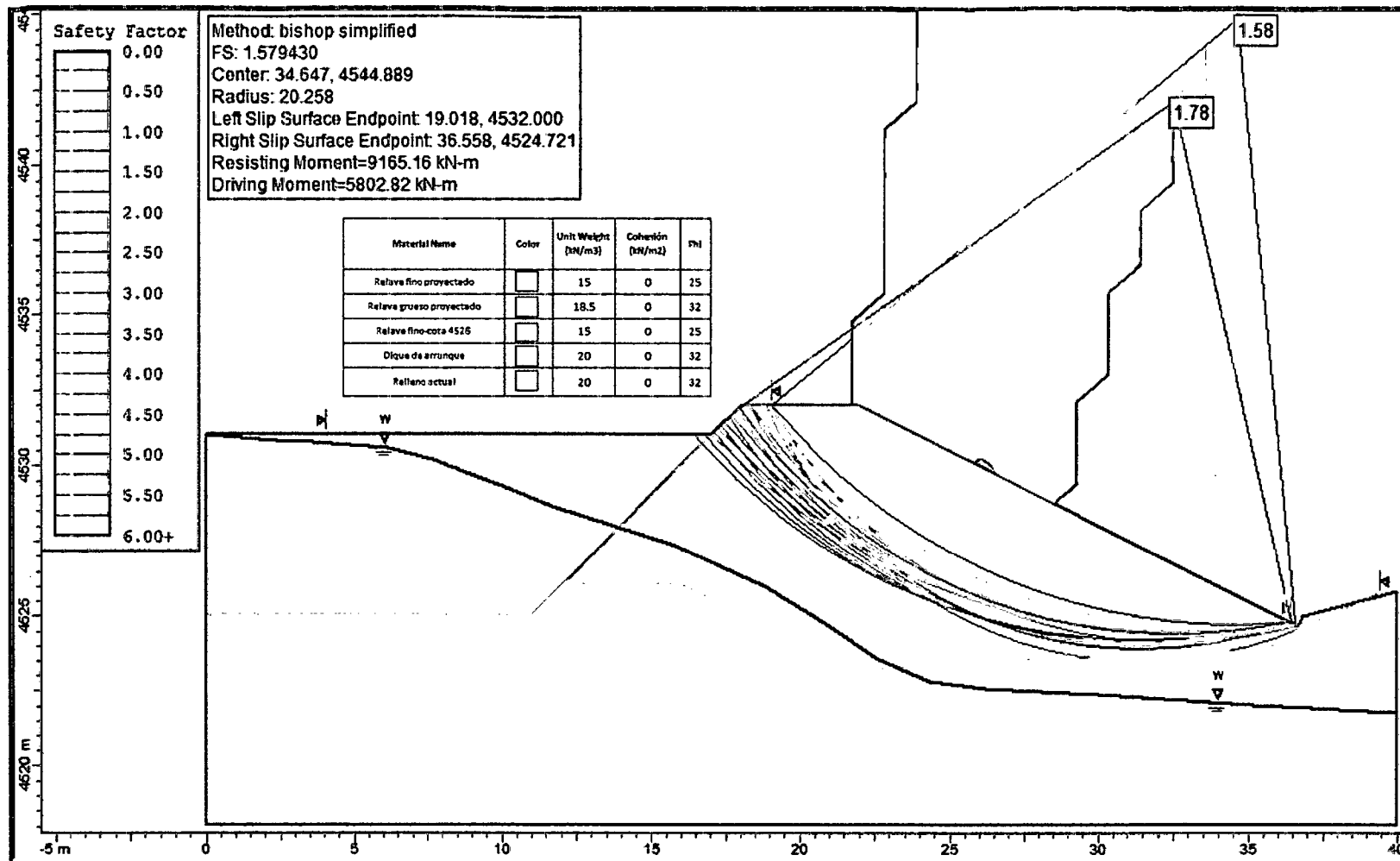
- [51]. Harder, L.F. Jr. (1988). "Use of penetration tests to determine to determine the cyclic loading resistance of gravelly soils during earthquake shaking", PhD Dissertation, Univ. of California, Berkeley, CA.
- [52]. Rollins KM, Seed HB. (1990) "Influence of buildings on potential liquefaction damage", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 116(2):165± 85.
- [53]. Marcuson et al. (1990). "Evaluation and use of residual strength in seismic safety analysis of embankments". *Earthquake Spectra*, Vol.6 N°3, pp.529-572.
- [54]. Pillai, V.S. (1991). "Liquefaction analysis of sands: some interpretation of Seed's K_α (sloping ground) and K_σ (depth) correction factors using steady state concept", *Proceedings of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Mechanics*, St Louis, Missouri. p. 579±587.
- [55]. Seed, R., Harder, L. (1990). "SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength", in J.M. Duncan ed., *Proceedings, H. Bolton Memorial Symposium*, University of California, Berkeley, Vol.2, pp. 351-376.
- [56]. Vaid, Y.P., & Chern, J.C. (1983). "Effect of static shear on resistance to liquefaction". *Soils and Foundations*, 23(1): 47-60.
- [57]. Vaid, Y.P. & Finn, W.D.L. (1979)." Static shear and liquefaction Potencial", *J. Geotech. Díve.*, ASCE. 105(10):1233-1246.
- [58]. Szerdy, F. (1985). "Flow slide failure associated with low level vibrations", Dissertation, Presented to the University of California at Berkeley, Calif., In partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- [59]. Vaid, Y. P., and Chern, J. C. (1985). "Cyclic and monotonic undrained response of saturated sands", *Proc., Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, ASCE, New York, 120–147.
- [60]. Yoshimi, Y.K., & Oh-Oka, H. (1975). "Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sand", *Soils and Foundations* 15(3) :27-40.
- [61]. Boulanger, R. W., Seed, R. B., Chan, C. K., Seed, H. B., and Sousa, J. (1991) "Liquefaction Behavior of Saturated Sands Under Uni-Directional and Bi- Directional Monotonic and Cyclic Simple Shear Loading," *Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/91-08*, University of California, Berkeley.

- [62]. Hosono, Y. and Yoshimine, M. (2004). "Liquefaction of sand in simple shear condition", Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, 31 March-02 April, pp. 129-136.
- [63]. Kramer, S.L. (1996): "Geotechnical Earthquake Engineering," Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, 506 p.
- [64]. Lee, K. L., & Seed, H. B. (1966). Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , 92 (SM6), 105-134.
- [65]. Ishihara, K., Troncoso, J., Kawase, Y., & Takahashi, Y. (1980). Cyclic strength characteristics of tailings materials. Soils and Foundations, 20 (4), 127-142.
- [66]. Viertel, P. (2003). Efecto del Contenido de Finos y de la Densidad Relativa en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relave. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- [67]. GUÍA TÉCNICA DE OPERACIÓN Y CONTROL DE DEPÓSITOS DE RELAVES DSM/07/31 de Diciembre 2007.

ANEXO A – ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

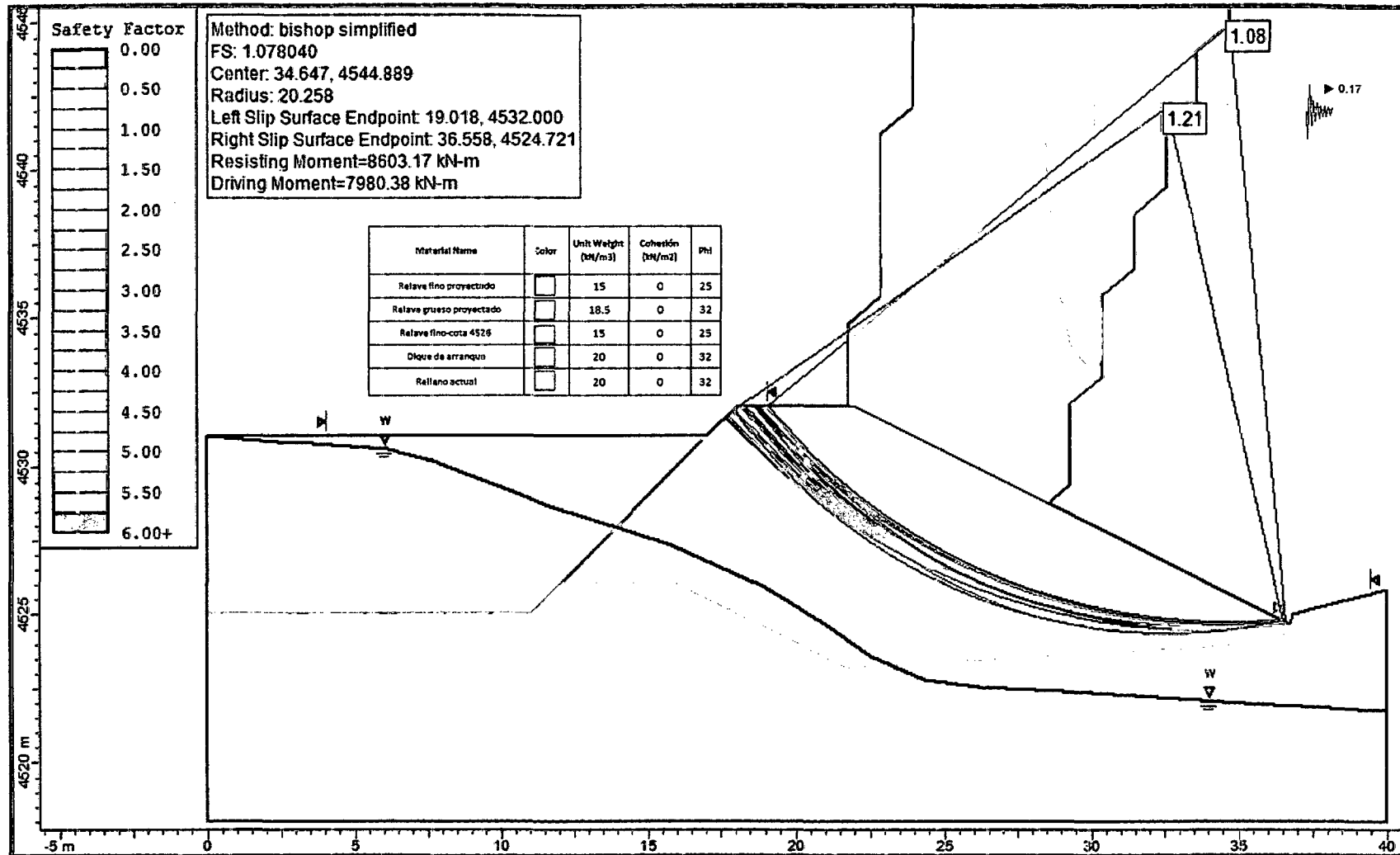
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA

SECCIÓN A-A' – ANÁLISIS ESTÁTICO



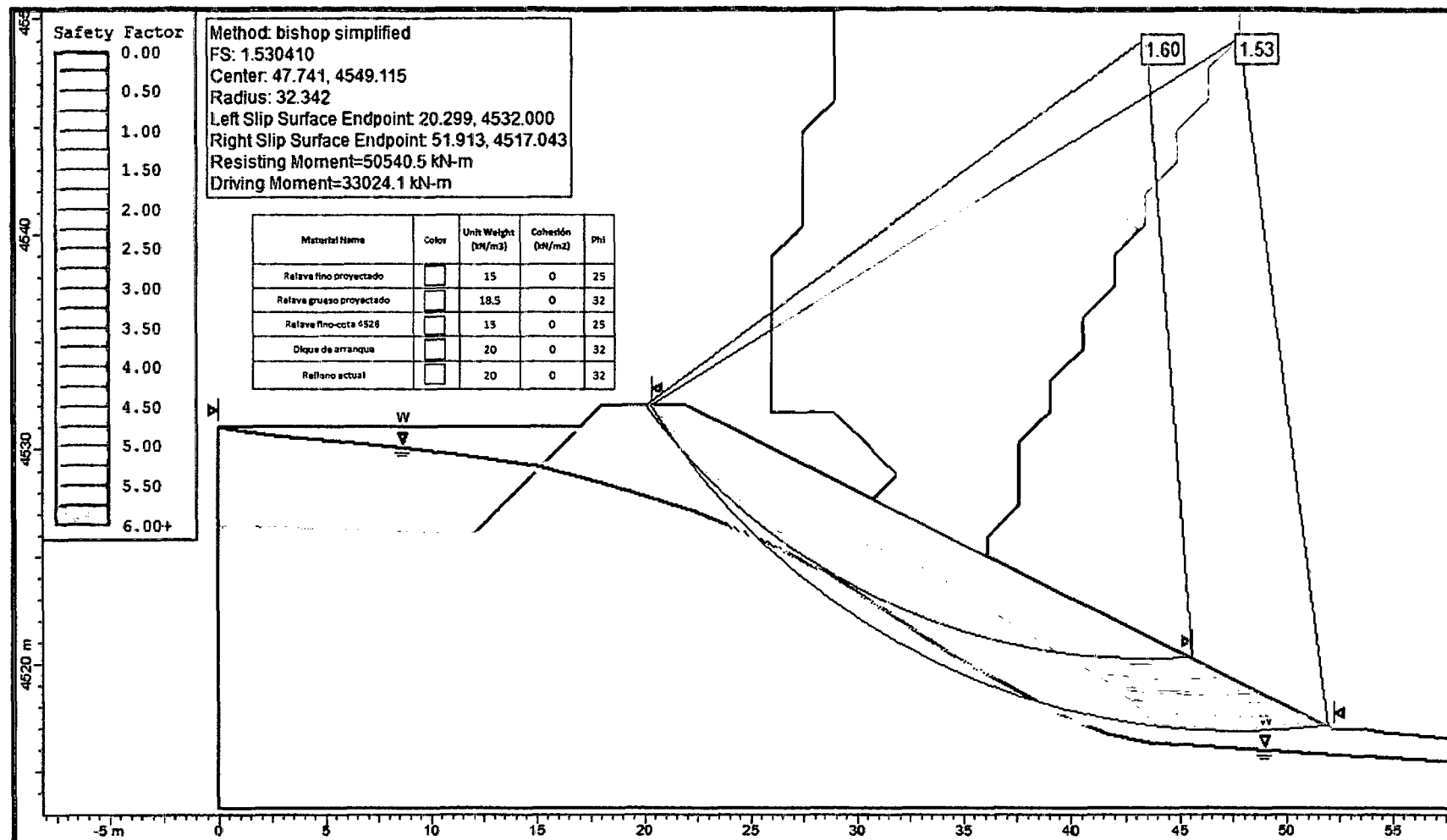
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA

SECCIÓN A-A' – ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO

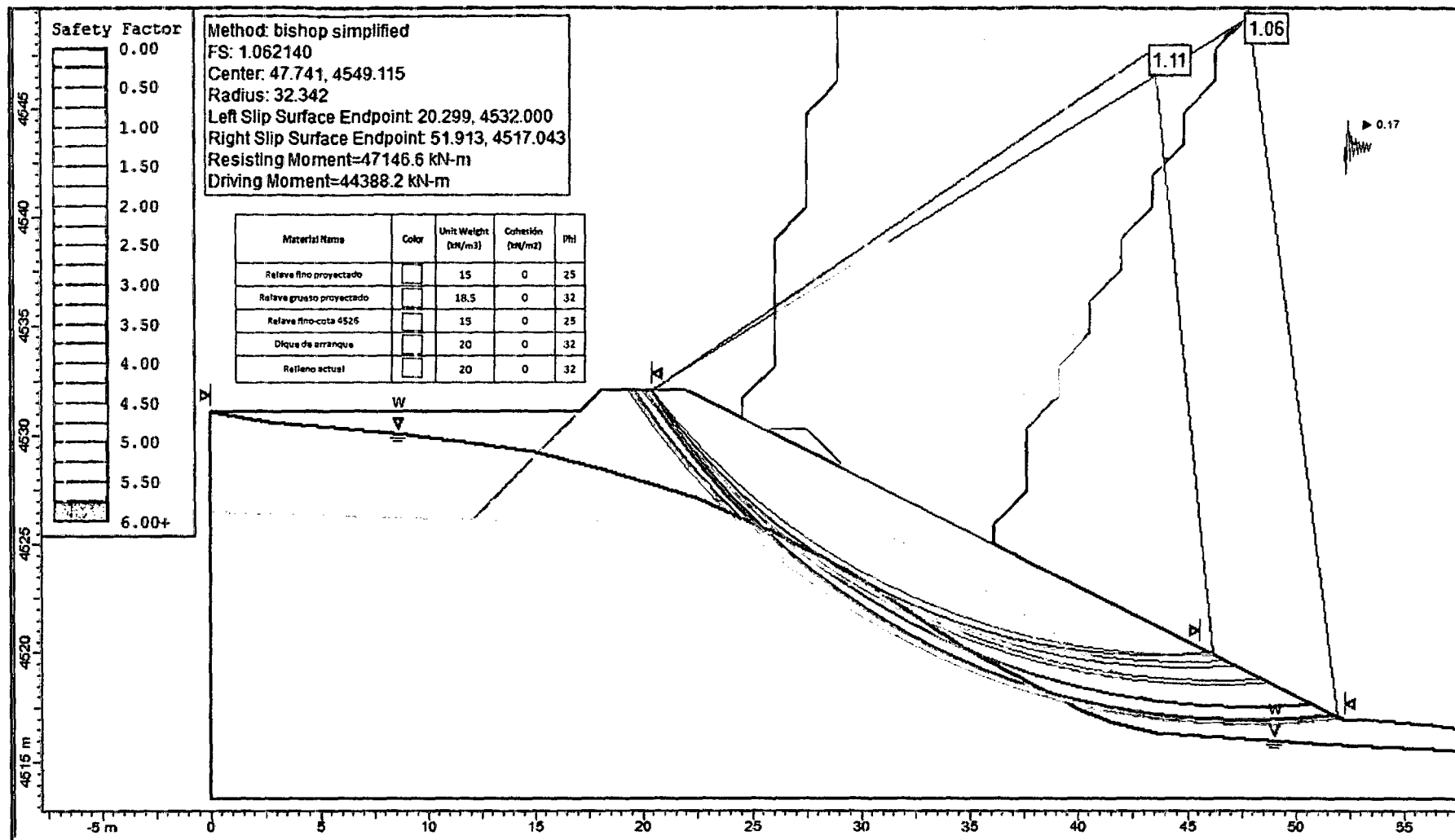


ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA

SECCIÓN B-B' – ANÁLISIS ESTÁTICO

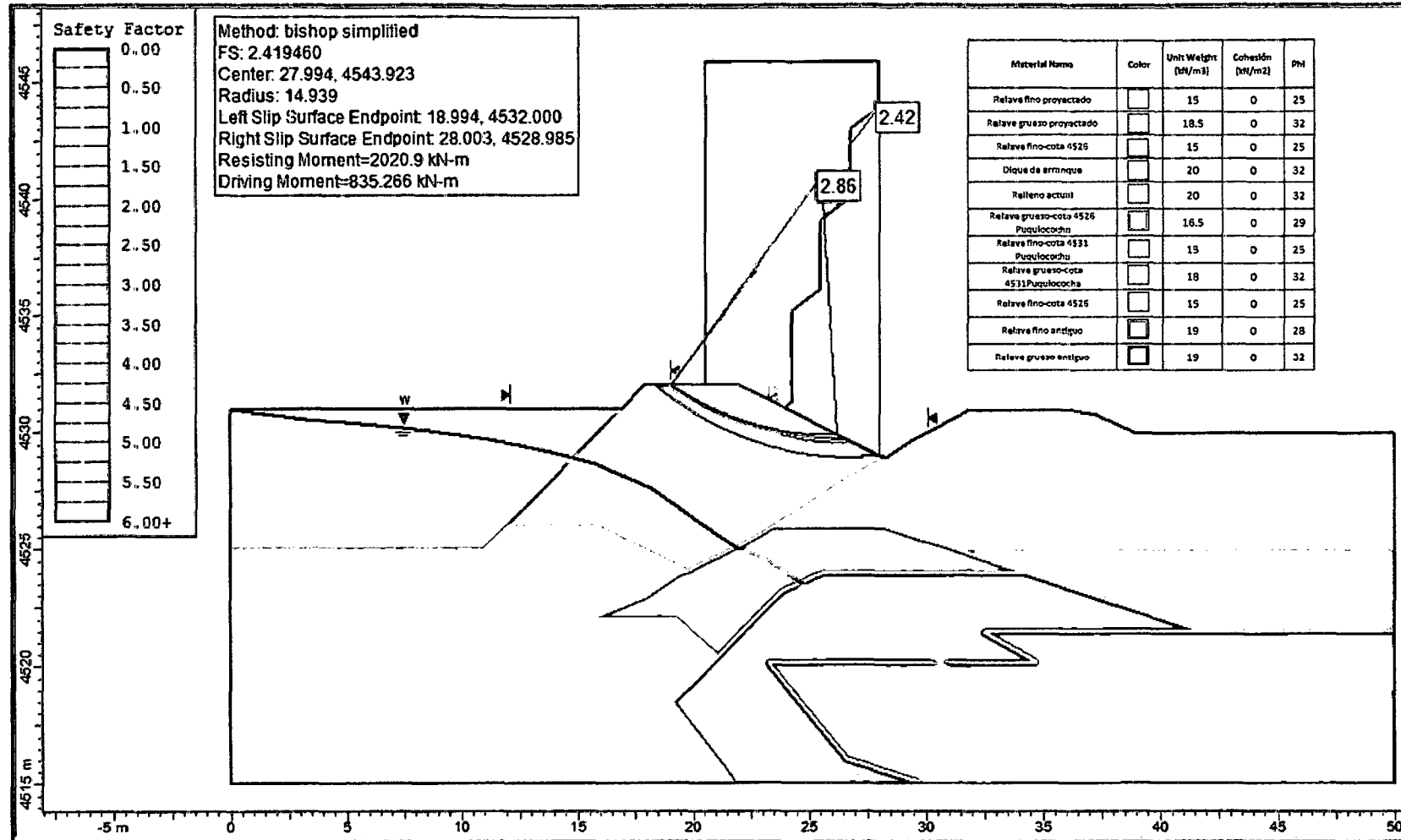


SECCIÓN B-B' – ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO



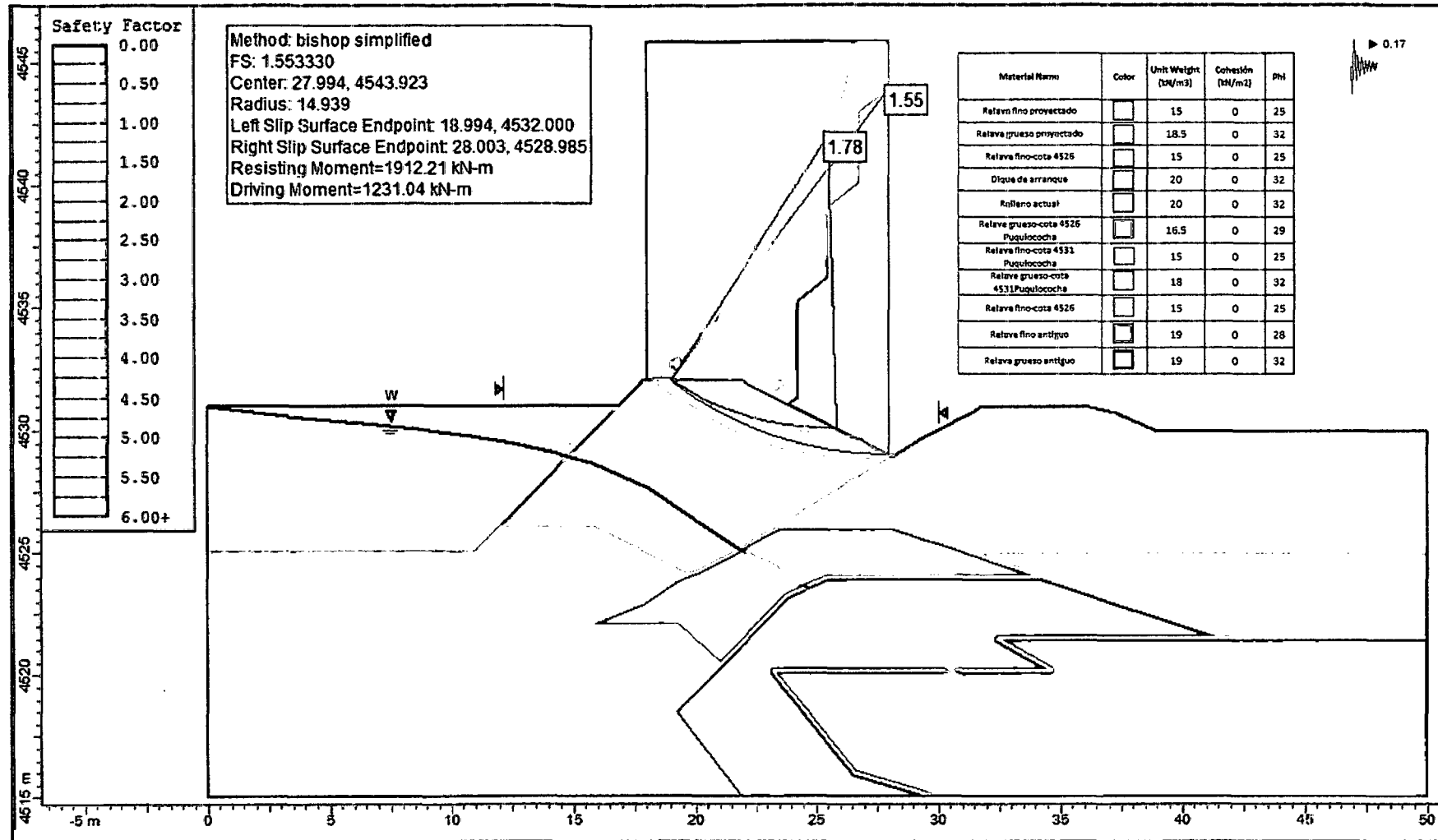
ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA

SECCIÓN C-C' – ANÁLISIS ESTÁTICO



ANÁLISIS DE ESTABILIDAD FÍSICA

SECCIÓN C-C' – ANÁLISIS PSEUDO-ESTÁTICO



ANEXO B – MATRIZ DE CONSISTENCIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO DEL PROYECTO: “EFECTO DEL ESFUERZO DE CORTE ESTÁTICO INICIAL EN LA RESISTENCIA CÍCLICA DE LA RELAVERA PUQUIOCOCHA – SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ SAC JUNÍN 2014”

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	METODOLOGÍA	POBLACIÓN Y MUESTRA
GENERAL: ¿Cuál es el efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica de la relavera Puquicocha Sociedad Minera Austria Duvaz SAC Junín – 2014?	GENERAL: •Determinar el efecto del esfuerzo de corte estático inicial en la resistencia cíclica de la relavera Puquicocha Sociedad Minera Austria Duvaz SAC Junín – 2014.	GENERAL: Hi: El aumento de esfuerzo de corte estático inicial aumenta la resistencia cíclica de la relavera Puquicocha. Ho: El aumento de esfuerzo de corte estático inicial disminuye la resistencia cíclica de la relavera Puquicocha.	Variable Independiente Resistencia estática inicial.	Densidad	ALTA SUELTA	1.-Proctor Modificado. 2.-Análisis Granulométrico por tamizado. 3.- Límites de Atterberg. 4.-Ensayo de corte directo. 5.- Ensayo Triaxial no drenado.	TIPO DE INVESTIGACIÓN CUANTITATIVA EXPERIMENTAL	POBLACIÓN Relavera Puquicocha
ESPECÍFICOS: ¿Cuáles son las propiedades Geomecánicas asociadas con el fenómeno de licuefacción de la relavera de Puquicocha?	ESPECÍFICOS: •Determinar mediante ensayos realizados en el laboratorio las propiedades Geomecánicas asociadas con el fenómeno de licuefacción de la arena de relaves de Puquicocha, ubicadas en la Región de Junín Distrito de Morococha.	ESPECÍFICOS: Hi1: El relave grueso en un estado denso es menos susceptible a la licuefacción. Hi2: El relave grueso en un estado denso es más susceptible a la licuefacción. Hi3: El aumento de la presión media de consolidación induce al incremento de la resistencia cíclica en la arena de relaves. Hi4: El aumento de la presión media de consolidación no induce al incremento de la resistencia cíclica en la arena de relaves.	Variable Dependiente Resistencia cíclica en la relavera	Contenido de finos	BAJA PLASTICIDAD ALTA PLASTICIDAD			
				Efecto de la saturación	SATURADA NO DRENADA PARCIALMENTE SATURADA NO DRENADA			
				Efecto de licuefacción de suelos	DEFORMACIONES EXCESIVAS AUMENTO EN LA PRESIÓN DE POROS			MUESTRA Relave grueso de la corona de la relavera Puquicocha

ANEXO C – RESULTADO DE ENSAYOS DE LABORATORIO

Solicitante : SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.
Obra : Recrecimiento de Depósito de Relaves Puquilococha (cota de corona actual = 4,531.00 msnm) - Quinto Control
Ubicación : Depósito de Relaves Puquilococha, Unidad Austria Duvaz, Morococha, Yauli, Junín
Fecha : 19 de Julio del 2013

Muestra : Relave Grueso (SM)

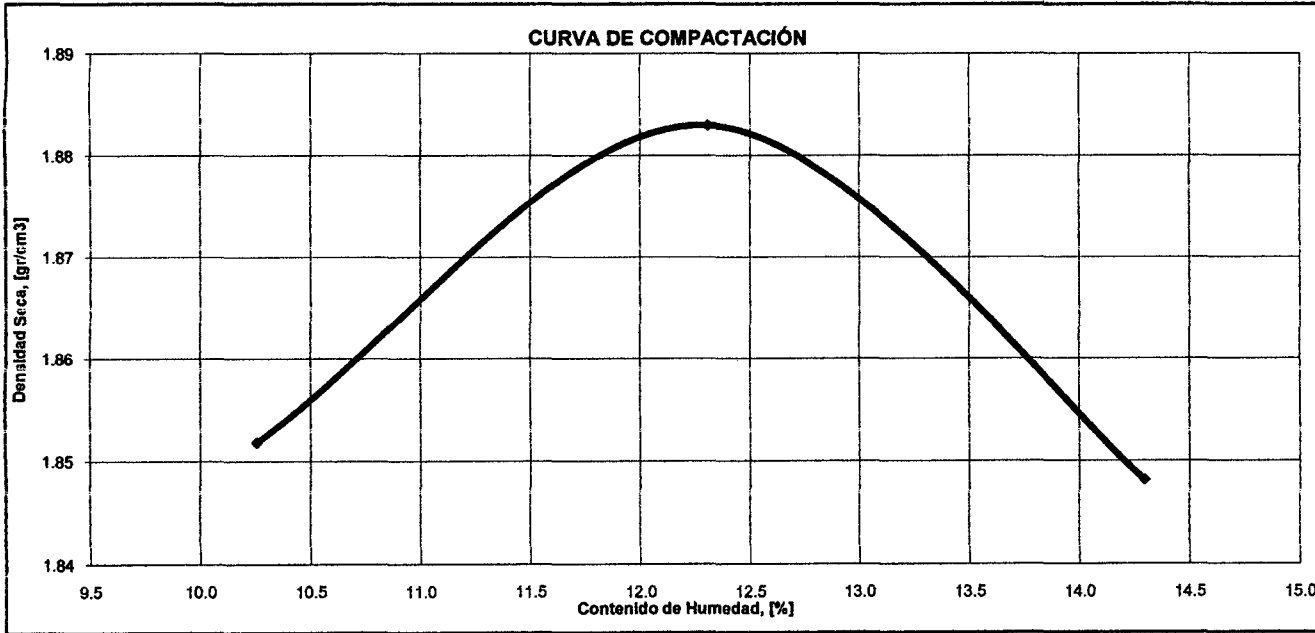
ENSAYO DE COMPACTACIÓN PROCTOR ESTANDAR (ASTM D 698)
(MÉTODO "C")

Molde : 6" Material : menor que la malla 3 / 4"
Densidad Húmeda de la Muestra

Procedimiento	Fórmula	Punto					
		I	II	III			
1. Volumen del Molde, [cm3]		2138.3	2138.3	2138.3			
2. Peso del Molde, [gr]		6028.0	6028.0	6028.0			
3. Peso Molde + Muestra Húmeda, [gr]		10394.0	10550.0	10545.0			
4. Peso Muestra Húmeda, [gr]	(3)-(2)	4366.0	4522.0	4517.0			
5. Densidad Húmeda, [gr/cm3]	(4)/(1)	2.04	2.11	2.11			

Contenido de Humedad y Densidad Seca

Procedimiento	Fórmula	Tara No					
		1	2	3			
6. Peso Tara, [gr]		12.58	12.22	11.92			
7. Peso Tara + Suelo Húmedo, [gr]		96.00	105.66	100.43			
8. Peso Tara + Suelo Seco, [gr]		88.24	95.42	89.36			
9. Peso Agua, [gr]	(7)-(8)	7.76	10.24	11.07			
10. Peso Suelo Seco, [gr]	(8)-(6)	75.66	83.20	77.44			
11. Contenido de Humedad, [%]	(9)/(10)	10.26	12.31	14.29			
12. Densidad Seca, [gr/cm3]	(5)/ 1+(11)	1.85	1.88	1.85			



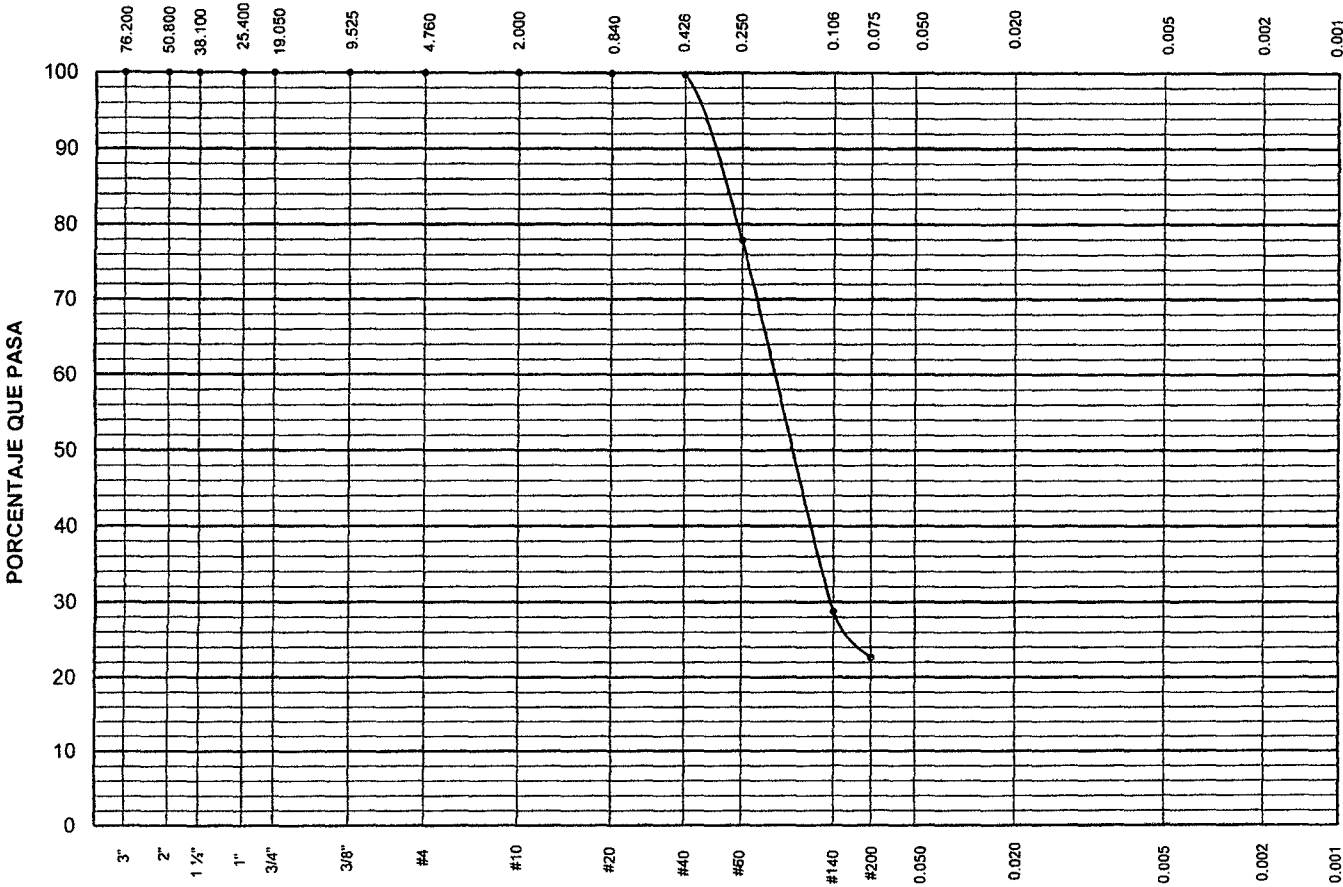
Densidad Seca Máxima, [gr/cm3]: 1.88
Contenido de Humedad Óptimo, [%]: 12.30

Observaciones :
a)



ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN
NTP 339.127, 339.128, 339.129, 339.131

Solicitante :	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto :	INGENIERÍA DE DETALLE PARA EL RECRECIMIENTO DEL DEPÓSITO DE RELAVES PUQUIOCOCHA DESDE LA COTA 4531 A LA COTA 4533-5 MSNM	Fecha	: 18-Feb-2014
Muestra :	C-1 M-1		



Tamiz ASTM	Porcentaje que pasa	Diámetro en mm	Porcentaje que pasa	LL = NP	LP = NP	IP =	CLASIFICACIÓN
							SUCS
							AASHTO
3"	100.0	---	---				SM
2"	100.0	---	---				---
1 1/2"	100.0	---	---				
1"	100.0	---	---				
3/4"	100.0	---	---				
3/8"	100.0	---	---				
#4	100.0	---	---				
#10	100.0	---	---				
#20	99.9	---	---				
#40	99.8	---	---				
#60	77.9	---	---				
#140	28.7	---	---				
#200	22.6	---	---				

LL = NP

LP = NP

IP =

Gs = 3.11

CLASIFICACIÓN

SUCS

AASHTO

SM

MANUEL A. OLCESE FRANZERO

Ingeniero Civil CIP 12969

Jefe del Laboratorio



ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.		Expediente 14-027
Proyecto RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 2014

CARACTERISTICAS DE LOS ESPECIMENES

Tipo de muestra :	Remoldeada
Peso esp. solidos Gs	3.11

Especimen	A	B	C
Diámetro cm	5.00	5.00	5.00
Altura cm	10.00	10.00	10.00
Humedad inicial	10.6%	10.5%	10.4%
Humedad final	20.3%	19.8%	19.2%
Saturacion inicial	47.9%	47.6%	47.3%
Saturación final	100.0%	100.0%	100.0%
Relacion de vacios e	0.69	0.68	0.68
Porosidad n	40.7%	40.6%	40.6%
Densidad inicial g/cm ³	2.04	2.04	2.04
Densidad final g/cm ³	2.22	2.21	2.20
Densidad seca g/cm ³	1.85	1.85	1.85
Presión de cámara kg/cm ²	7.00	8.00	10.00
Contra presión kg/cm ²	6.00	6.00	6.00
Coefficiente de poros B	0.99	0.99	0.99

MANUEL A. OLCESE FRANZUERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio



ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 201

CARACTERISTICAS DE LOS ESPECIMENES EN LA FALLA

FALLA DEFINIDA CONFORME A LA NORMA NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Especimen	A	B	C
-----------	---	---	---

MAXIMA RELACION DE TENSIONES

σ'_1/σ'_3 máximo	6.48	6.23	6.27
σ'_1 kg/cm ²	4.35	6.90	11.57
σ'_3 kg/cm ²	0.67	1.11	1.85
u kg/cm ²	0.35	0.93	2.23
ϵ %	1.20	2.40	2.00
A_f	0.10	0.16	0.23

MAXIMO ESFUERZO DESVIADOR

$\sigma'_1 - \sigma'_3$ máximo kg/cm ²	9.47	11.19	16.65
σ'_1 kg/cm ²	10.49	13.23	20.73
σ'_3 kg/cm ²	2.31	3.03	4.84
u kg/cm ²	-1.29	-0.99	-0.76
ϵ %	12.80	13.60	12.40
A_f	-0.14	-0.09	-0.05

MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio





ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 201

Especimen A

ε %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	u kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	σ'_1/σ'_3	p' kg/cm ²	q kg/cm ²
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00
0.10	0.86	0.27	0.75	1.60	2.14	1.18	0.43
0.20	1.26	0.38	0.64	1.90	2.99	1.27	0.63
0.30	1.58	0.45	0.57	2.15	3.75	1.36	0.79
0.40	1.85	0.48	0.54	2.39	4.42	1.47	0.93
0.50	2.13	0.49	0.53	2.66	5.01	1.60	1.06
0.60	2.38	0.49	0.53	2.91	5.49	1.72	1.19
0.80	2.86	0.46	0.56	3.42	6.14	1.99	1.43
1.00	3.28	0.41	0.61	3.89	6.38	2.25	1.64
1.20	3.68	0.35	0.67	4.35	6.48	2.51	1.84
1.40	4.04	0.28	0.74	4.78	6.46	2.76	2.02
1.60	4.36	0.21	0.81	5.18	6.37	2.99	2.18
1.80	4.68	0.14	0.88	5.56	6.29	3.22	2.34
2.00	4.96	0.06	0.96	5.92	6.19	3.44	2.48
2.40	5.46	-0.05	1.07	6.53	6.08	3.80	2.73
2.80	5.90	-0.16	1.18	7.09	5.99	4.13	2.95
3.20	6.30	-0.26	1.28	7.58	5.93	4.43	3.15
3.60	6.66	-0.35	1.37	8.03	5.87	4.70	3.33
4.00	6.99	-0.43	1.45	8.44	5.81	4.94	3.49
4.40	7.27	-0.51	1.53	8.79	5.76	5.16	3.63
4.80	7.52	-0.58	1.60	9.12	5.71	5.36	3.76
5.20	7.76	-0.65	1.67	9.43	5.66	5.55	3.88
5.60	7.99	-0.71	1.73	9.71	5.62	5.72	3.99
6.00	8.17	-0.76	1.78	9.96	5.59	5.87	4.09
6.40	8.35	-0.81	1.83	10.18	5.55	6.01	4.17
6.80	8.50	-0.87	1.88	10.39	5.51	6.14	4.25
7.20	8.65	-0.91	1.93	10.58	5.47	6.26	4.32
7.60	8.78	-0.95	1.97	10.75	5.45	6.36	4.39
8.00	8.89	-0.99	2.01	10.91	5.42	6.46	4.45

(Continúa.....)

MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio





ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante: SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.		Expediente 14-027
Proyecto: RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra: C-1 M-1	Profundidad	Fecha: 19 Feb 2014

Especimen A

ϵ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	u kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	σ'_1/σ'_3	p' kg/cm ²	q kg/cm ²
8.40	9.00	-1.03	2.05	11.05	5.39	6.55	4.50
8.80	9.10	-1.07	2.09	11.19	5.36	6.64	4.55
9.20	9.18	-1.10	2.12	11.30	5.34	6.71	4.59
9.60	9.25	-1.12	2.14	11.40	5.32	6.77	4.63
10.00	9.31	-1.15	2.17	11.48	5.29	6.82	4.65
10.40	9.34	-1.18	2.20	11.54	5.25	6.87	4.67
10.80	9.38	-1.20	2.22	11.60	5.23	6.91	4.69
11.20	9.42	-1.22	2.24	11.66	5.20	6.95	4.71
11.60	9.44	-1.24	2.26	11.70	5.18	6.98	4.72
12.00	9.45	-1.26	2.28	11.73	5.15	7.01	4.73
12.40	9.47	-1.28	2.30	11.77	5.12	7.03	4.73
12.80	9.47	-1.29	2.31	11.78	5.09	7.05	4.74
13.20	9.46	-1.31	2.33	11.79	5.06	7.06	4.73
13.60	9.45	-1.32	2.34	11.80	5.03	7.07	4.73
14.00	9.42	-1.34	2.36	11.78	5.00	7.07	4.71
14.40	9.40	-1.35	2.37	11.77	4.97	7.07	4.70
14.80	9.37	-1.36	2.38	11.74	4.94	7.06	4.68
15.20	9.33	-1.37	2.39	11.72	4.91	7.05	4.66
15.60	9.29	-1.37	2.39	11.68	4.88	7.04	4.65
16.00	9.26	-1.38	2.40	11.66	4.86	7.03	4.63
16.40	9.23	-1.39	2.41	11.64	4.83	7.02	4.61
16.80	9.19	-1.39	2.41	11.60	4.81	7.01	4.59
17.20	9.14	-1.40	2.42	11.56	4.78	6.99	4.57
17.60	9.10	-1.40	2.42	11.52	4.76	6.97	4.55
18.00	9.05	-1.41	2.43	11.48	4.73	6.95	4.53
18.50	9.00	-1.41	2.43	11.43	4.70	6.93	4.50
19.00	8.94	-1.42	2.44	11.38	4.67	6.91	4.47
19.50	8.89	-1.42	2.44	11.33	4.65	6.88	4.44
20.00	8.83	-1.42	2.44	11.27	4.61	6.86	4.41

MANUEL A. OLCESE FRANZOSO
Ingeniero Civil CIP 12968
Jefe del Laboratorio



ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 201

Especimen B

ε %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	u kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	σ'_1/σ'_3	p' kg/cm ²	q kg/cm ²
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	1.00	2.00	0.00
0.10	0.28	0.09	1.95	2.23	1.14	2.09	0.14
0.20	1.11	0.33	1.71	2.83	1.65	2.27	0.56
0.30	1.70	0.53	1.50	3.20	2.13	2.35	0.85
0.40	2.17	0.70	1.34	3.51	2.62	2.42	1.08
0.50	2.52	0.82	1.22	3.73	3.06	2.48	1.26
0.60	2.80	0.91	1.13	3.93	3.48	2.53	1.40
0.80	3.30	1.03	1.01	4.31	4.26	2.66	1.65
1.00	3.73	1.08	0.96	4.68	4.90	2.82	1.86
1.20	4.08	1.10	0.94	5.02	5.35	2.98	2.04
1.40	4.41	1.10	0.94	5.35	5.69	3.15	2.20
1.60	4.72	1.08	0.96	5.68	5.89	3.32	2.36
1.80	5.03	1.05	0.99	6.02	6.07	3.51	2.51
2.00	5.30	1.01	1.03	6.33	6.15	3.68	2.65
2.40	5.80	0.93	1.11	6.90	6.23	4.01	2.90
2.80	6.25	0.84	1.20	7.46	6.20	4.33	3.13
3.20	6.68	0.74	1.30	7.97	6.15	4.63	3.34
3.60	7.07	0.65	1.39	8.46	6.09	4.92	3.53
4.00	7.43	0.56	1.48	8.92	6.01	5.20	3.72
4.40	7.78	0.46	1.58	9.35	5.94	5.46	3.89
4.80	8.09	0.38	1.66	9.76	5.87	5.71	4.05
5.20	8.38	0.29	1.75	10.14	5.78	5.94	4.19
5.60	8.66	0.20	1.84	10.50	5.72	6.17	4.33
6.00	8.91	0.12	1.92	10.83	5.65	6.37	4.46
6.40	9.16	0.05	1.99	11.15	5.59	6.57	4.58
6.80	9.39	-0.04	2.08	11.47	5.52	6.77	4.70
7.20	9.62	-0.12	2.16	11.78	5.45	6.97	4.81
7.60	9.80	-0.20	2.24	12.04	5.38	7.14	4.90
8.00	9.98	-0.28	2.32	12.30	5.31	7.31	4.99

(Continua.....)

MANUEL A. OLCESE FRANZOSO

Ingeniero Civil CIP 12969

Jefe del Laboratorio



ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 201

Especimen B

ϵ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	u kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	σ'_1/σ'_3	p' kg/cm ²	q kg/cm ²
8.40	10.15	-0.35	2.39	12.54	5.25	7.46	5.08
8.80	10.31	-0.42	2.45	12.76	5.20	7.61	5.15
9.20	10.45	-0.48	2.52	12.97	5.14	7.75	5.23
9.60	10.58	-0.54	2.58	13.16	5.10	7.87	5.29
10.00	10.69	-0.60	2.64	13.34	5.05	7.99	5.35
10.40	10.81	-0.66	2.70	13.51	5.01	8.10	5.41
10.80	10.90	-0.71	2.75	13.65	4.96	8.20	5.45
11.20	10.97	-0.76	2.80	13.77	4.91	8.29	5.48
11.60	11.03	-0.81	2.85	13.88	4.88	8.36	5.52
12.00	11.09	-0.85	2.89	13.98	4.84	8.44	5.54
12.40	11.13	-0.89	2.93	14.06	4.80	8.49	5.56
12.80	11.16	-0.93	2.97	14.13	4.76	8.55	5.58
13.20	11.17	-0.96	3.00	14.17	4.73	8.58	5.59
13.60	11.19	-0.99	3.03	14.22	4.69	8.62	5.59
14.00	11.18	-1.02	3.06	14.24	4.66	8.65	5.59
14.40	11.18	-1.05	3.08	14.26	4.62	8.67	5.59
14.80	11.16	-1.07	3.11	14.27	4.59	8.69	5.58
15.20	11.14	-1.09	3.13	14.27	4.56	8.70	5.57
15.60	11.10	-1.11	3.15	14.25	4.53	8.70	5.55
16.00	11.07	-1.12	3.16	14.23	4.50	8.70	5.54
16.40	11.02	-1.13	3.17	14.19	4.47	8.68	5.51
16.80	10.96	-1.14	3.18	14.14	4.45	8.66	5.48
17.20	10.91	-1.15	3.19	14.10	4.42	8.64	5.46
17.60	10.86	-1.15	3.19	14.05	4.40	8.62	5.43
18.00	10.80	-1.15	3.19	13.99	4.38	8.59	5.40
18.50	10.73	-1.15	3.19	13.93	4.36	8.56	5.37
19.00	10.66	-1.15	3.19	13.85	4.34	8.52	5.33
19.50	10.60	-1.14	3.18	13.77	4.34	8.47	5.30
20.00	10.47	-1.12	3.16	13.63	4.31	8.39	5.23

MANUEL A. OLCESE FRANZOSO
Ingeniero Civil CIP 12962
Jefe del Laboratorio



ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 201

Especimen C

ε %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	u kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	σ'_1/σ'_3	p' kg/cm ²	q kg/cm ²
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	1.00	4.00	0.00
0.10	1.66	0.54	3.53	5.19	1.47	4.36	0.83
0.20	2.87	1.04	3.04	5.91	1.94	4.48	1.43
0.30	3.77	1.42	2.66	6.43	2.42	4.54	1.88
0.40	4.45	1.71	2.37	6.82	2.88	4.60	2.23
0.50	4.99	1.91	2.17	7.16	3.31	4.66	2.50
0.60	5.47	2.08	2.00	7.48	3.73	4.74	2.74
0.80	6.32	2.28	1.80	8.12	4.51	4.96	3.16
1.00	7.02	2.37	1.71	8.73	5.11	5.22	3.51
1.20	7.67	2.40	1.68	9.35	5.57	5.52	3.84
1.40	8.23	2.39	1.69	9.92	5.87	5.80	4.11
1.60	8.74	2.35	1.73	10.46	6.06	6.10	4.37
1.80	9.25	2.29	1.79	11.03	6.18	6.41	4.62
2.00	9.73	2.23	1.85	11.57	6.27	6.71	4.86
2.40	10.53	2.08	2.00	12.53	6.26	7.27	5.27
2.80	11.24	1.91	2.17	13.41	6.18	7.79	5.62
3.20	11.92	1.74	2.34	14.26	6.09	8.30	5.96
3.60	12.52	1.57	2.51	15.04	5.98	8.77	6.26
4.00	13.06	1.41	2.67	15.73	5.89	9.20	6.53
4.40	13.53	1.24	2.84	16.37	5.77	9.60	6.77
4.80	14.00	1.08	3.00	16.99	5.67	9.99	7.00
5.20	14.40	0.94	3.14	17.54	5.59	10.34	7.20
5.60	14.76	0.80	3.28	18.04	5.50	10.66	7.38
6.00	15.10	0.66	3.41	18.51	5.42	10.96	7.55
6.40	15.40	0.53	3.55	18.95	5.34	11.25	7.70
6.80	15.66	0.41	3.67	19.32	5.27	11.49	7.83
7.20	15.89	0.29	3.79	19.67	5.20	11.73	7.94
7.60	16.10	0.19	3.89	19.99	5.14	11.94	8.05
8.00	16.27	0.08	4.00	20.28	5.07	12.14	8.14

(Continúa.....)

MANUEL A. OLCESSE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio



ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 201

Especimen C

ε %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	u kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	σ'_1/σ'_3	p' kg/cm ²	q kg/cm ²
8.40	16.41	-0.02	4.10	20.51	5.00	12.30	8.21
8.80	16.51	-0.13	4.21	20.72	4.93	12.46	8.26
9.20	16.58	-0.22	4.30	20.88	4.86	12.59	8.29
9.60	16.62	-0.31	4.39	21.02	4.79	12.70	8.31
10.00	16.63	-0.41	4.48	21.11	4.71	12.80	8.31
10.40	16.63	-0.50	4.58	21.21	4.64	12.89	8.32
10.80	16.61	-0.55	4.63	21.24	4.59	12.93	8.31
11.20	16.62	-0.60	4.68	21.30	4.56	12.99	8.31
11.60	16.61	-0.64	4.72	21.33	4.52	13.03	8.30
12.00	16.61	-0.68	4.76	21.37	4.49	13.07	8.31
12.40	16.65	-0.76	4.84	21.49	4.44	13.16	8.32
12.80	16.60	-0.80	4.88	21.48	4.41	13.18	8.30
13.20	16.61	-0.84	4.91	21.52	4.38	13.22	8.30
13.60	16.56	-0.86	4.94	21.50	4.35	13.22	8.28
14.00	16.56	-0.92	5.00	21.56	4.31	13.28	8.28
14.40	16.59	-0.92	5.00	21.59	4.32	13.30	8.30
14.80	16.54	-0.98	5.06	21.60	4.27	13.33	8.27
15.20	16.44	-1.01	5.09	21.52	4.23	13.30	8.22
15.60	16.44	-1.04	5.11	21.56	4.21	13.34	8.22
16.00	16.36	-1.07	5.15	21.51	4.18	13.33	8.18
16.40	16.28	-1.07	5.15	21.43	4.16	13.29	8.14
16.80	16.25	-1.07	5.15	21.41	4.15	13.28	8.13
17.20	16.20	-1.06	5.14	21.35	4.15	13.25	8.10
17.60	16.18	-1.07	5.15	21.33	4.14	13.24	8.09
18.00	16.04	-1.10	5.18	21.23	4.10	13.20	8.02
18.50	15.99	-1.10	5.18	21.18	4.09	13.18	8.00
19.00	15.89	-1.11	5.19	21.09	4.06	13.14	7.95
19.50	15.82	-1.11	5.19	21.01	4.05	13.10	7.91
20.00	15.69	-1.11	5.19	20.88	4.02	13.04	7.85

MANUEL A. OLCESE FRANZOSO
Ingeniero Civil CIP 12069
Jefe del Laboratorio





ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 201

Especimen C

ϵ %	$\sigma_1 - \sigma_3$ kg/cm ²	u kg/cm ²	σ'_3 kg/cm ²	σ'_1 kg/cm ²	σ'_1/σ'_3	p' kg/cm ²	q kg/cm ²
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	1.00	4.00	0.00
0.10	1.66	0.54	3.53	5.19	1.47	4.36	0.83
0.20	2.87	1.04	3.04	5.91	1.94	4.48	1.43
0.30	3.77	1.42	2.66	6.43	2.42	4.54	1.88
0.40	4.45	1.71	2.37	6.82	2.88	4.60	2.23
0.50	4.99	1.91	2.17	7.16	3.31	4.66	2.50
0.60	5.47	2.08	2.00	7.48	3.73	4.74	2.74
0.80	6.32	2.28	1.80	8.12	4.51	4.96	3.16
1.00	7.02	2.37	1.71	8.73	5.11	5.22	3.51
1.20	7.67	2.40	1.68	9.35	5.57	5.52	3.84
1.40	8.23	2.39	1.69	9.92	5.87	5.80	4.11
1.60	8.74	2.35	1.73	10.46	6.06	6.10	4.37
1.80	9.25	2.29	1.79	11.03	6.18	6.41	4.62
2.00	9.73	2.23	1.85	11.57	6.27	6.71	4.86
2.40	10.53	2.08	2.00	12.53	6.26	7.27	5.27
2.80	11.24	1.91	2.17	13.41	6.18	7.79	5.62
3.20	11.92	1.74	2.34	14.26	6.09	8.30	5.96
3.60	12.52	1.57	2.51	15.04	5.98	8.77	6.26
4.00	13.06	1.41	2.67	15.73	5.89	9.20	6.53
4.40	13.53	1.24	2.84	16.37	5.77	9.60	6.77
4.80	14.00	1.08	3.00	16.99	5.67	9.99	7.00
5.20	14.40	0.94	3.14	17.54	5.59	10.34	7.20
5.60	14.76	0.80	3.28	18.04	5.50	10.66	7.38
6.00	15.10	0.66	3.41	18.51	5.42	10.96	7.55
6.40	15.40	0.53	3.55	18.95	5.34	11.25	7.70
6.80	15.66	0.41	3.67	19.32	5.27	11.49	7.83
7.20	15.89	0.29	3.79	19.67	5.20	11.73	7.94
7.60	16.10	0.19	3.89	19.99	5.14	11.94	8.05
8.00	16.27	0.08	4.00	20.28	5.07	12.14	8.14

(Continua.....)

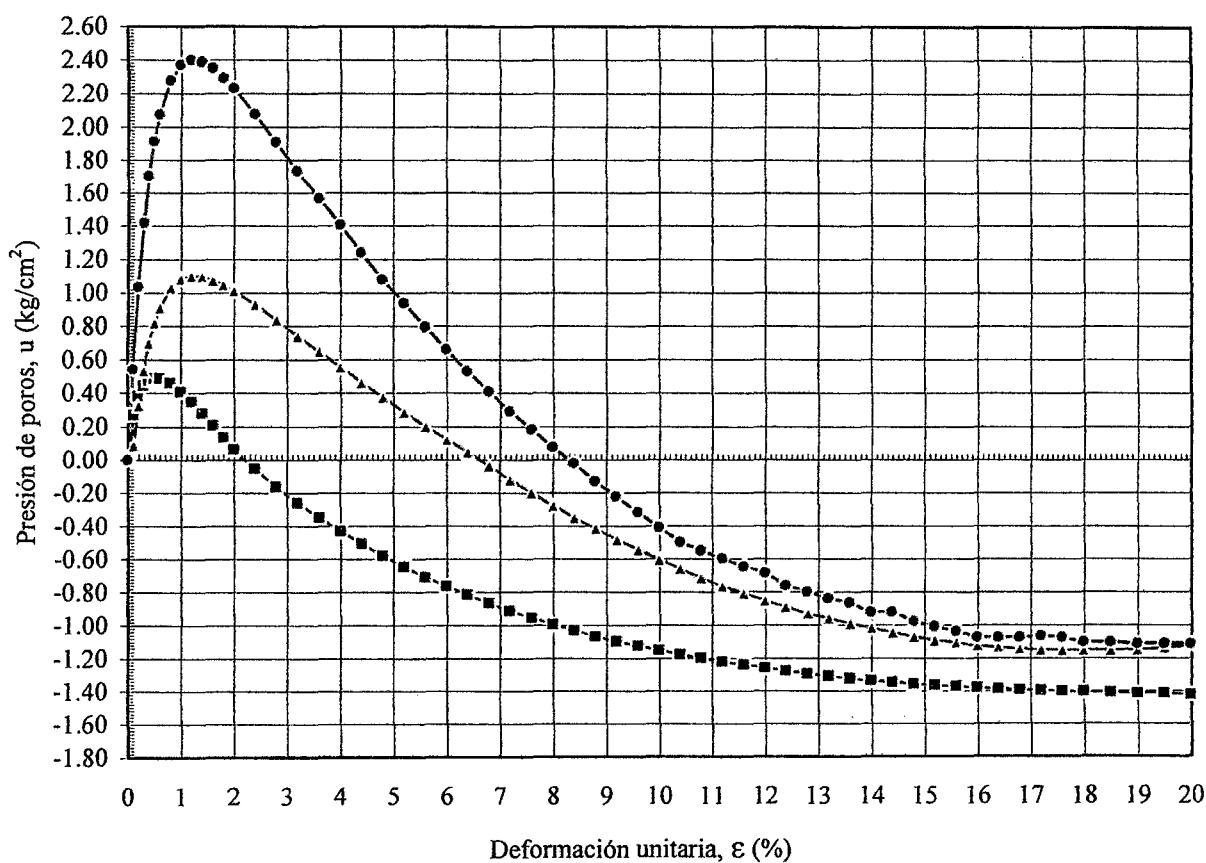
MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12968
Jefe del Laboratorio



ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 201

DEFORMACIÓN vs PRESIÓN DE POROS (ϵ vs u)



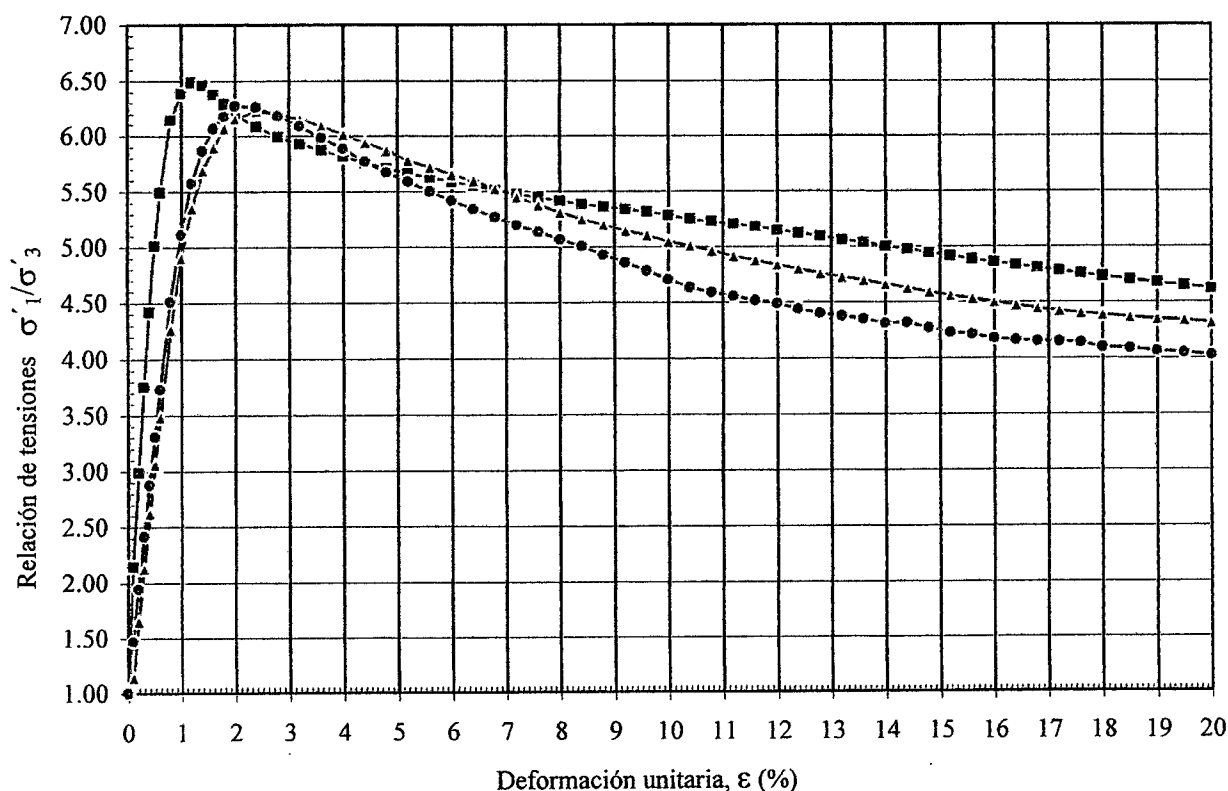
—■— esp. A —▲— esp. B —●— esp. C

MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio

ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 2014

DEFORMACIÓN vs RELACIÓN DE TENSIONES (ϵ vs σ'_1/σ'_3)



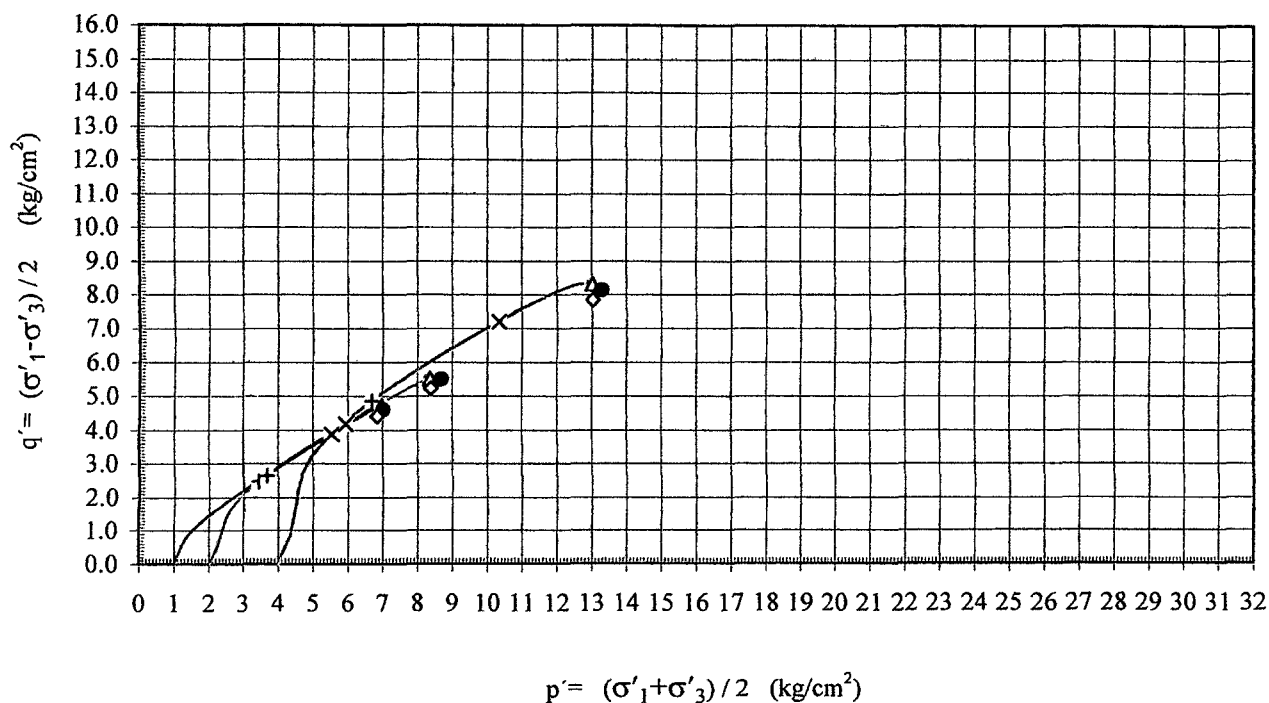
—■— esp. A —▲— esp. B —●— esp. C

MANUEL A. OLCESE FRANZOSO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio

ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.		Expediente 14-027
Proyecto RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 2014

TRAYECTORIA DE TENSIONES



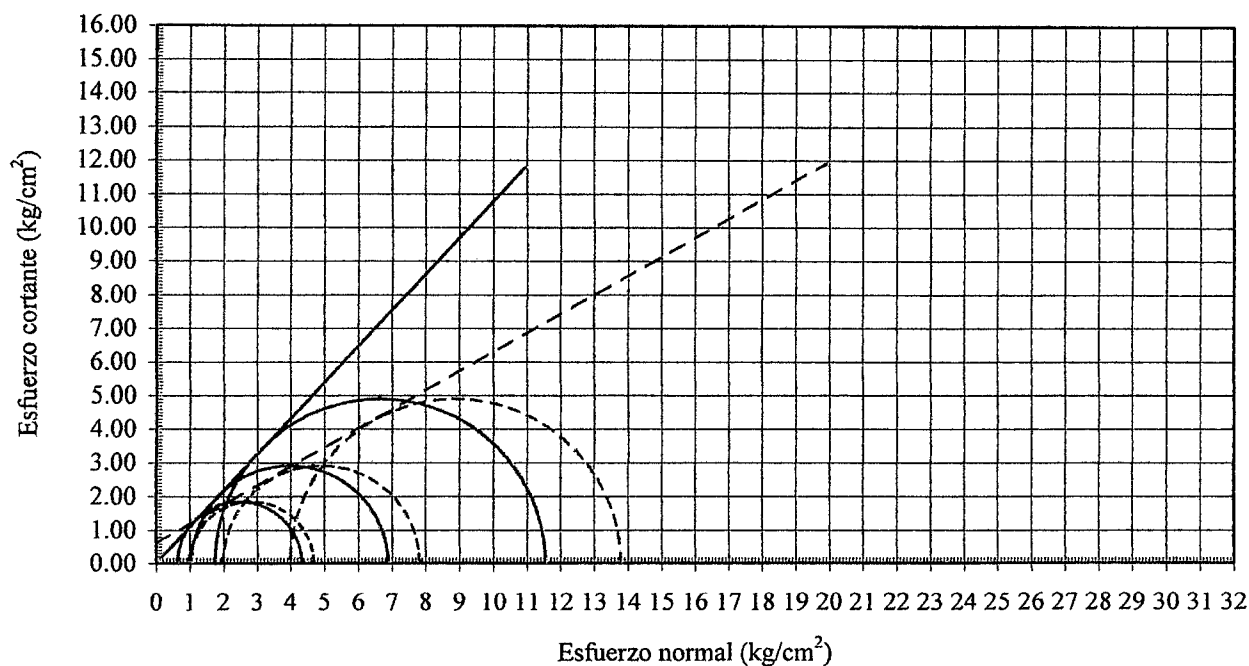
MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio



ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm		
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	Fecha : 19 Feb 2014

ENVOLVENTE DE FALLA - RELACIÓN DE TENSIONES MÁXIMA



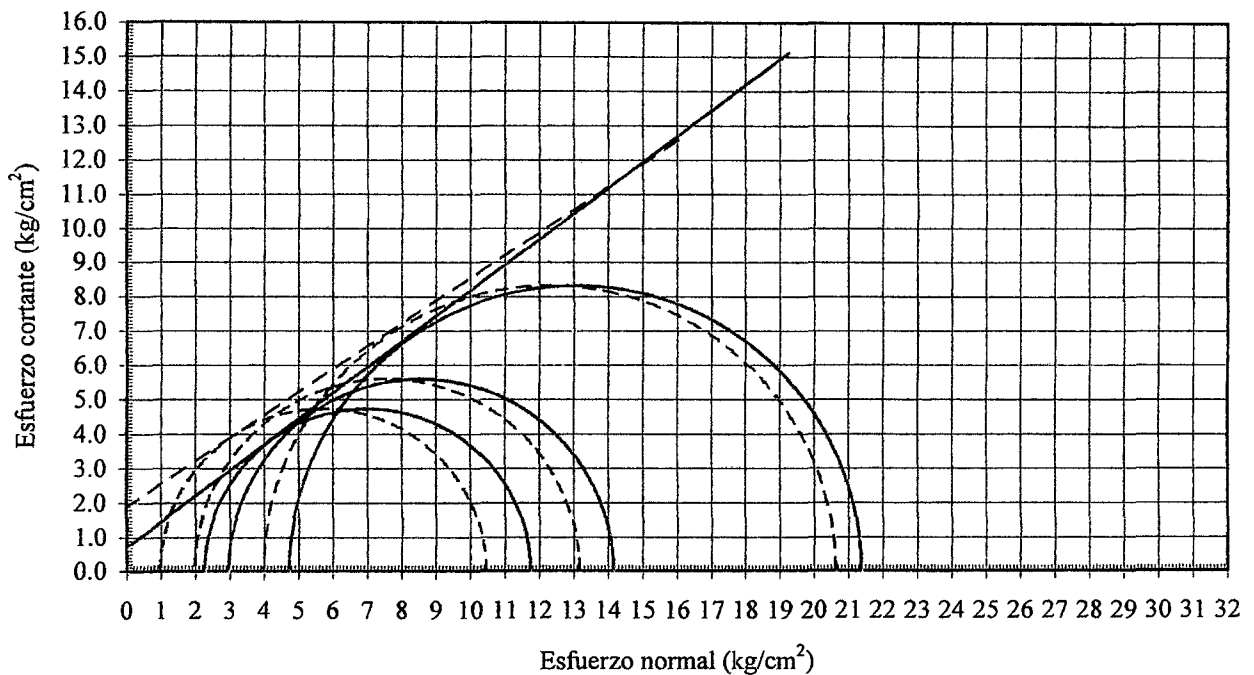
MANUEL A. OLCESE FRANZOSO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio

UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante: SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.		Expediente 14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm	
Muestra	C-1 M-1	Profundidad
		Fecha : 19 Feb 2014

ENVOLVENTE DE FALLA - ESFUERZO DESVIADOR MÁXIMO

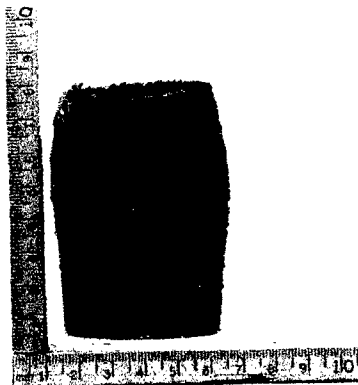


MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12960
Jefe del Laboratorio

ENSAYO TRIAXIAL CONSOLIDADO NO DRENADO (CU) NTP 339.166 (ASTM D 4767)

Solicitante	SOCIEDAD MINERA AUSTRIA DUVAZ S.A.C.	Expediente	14-027
Proyecto	RECREC DEP RELAV PUQUIOCOCHA C 4531 A C 4533.5 msnm	Fecha	: 19 Feb 2014
Muestra	C-1 M-1	Profundidad	

FOTOS



Especimen A



Especimen B



Especimen C


MANUEL A. OLCESE FRANZERO
Ingeniero Civil CIP 12969
Jefe del Laboratorio





ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS

Informe : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave para Recrecimiento
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---

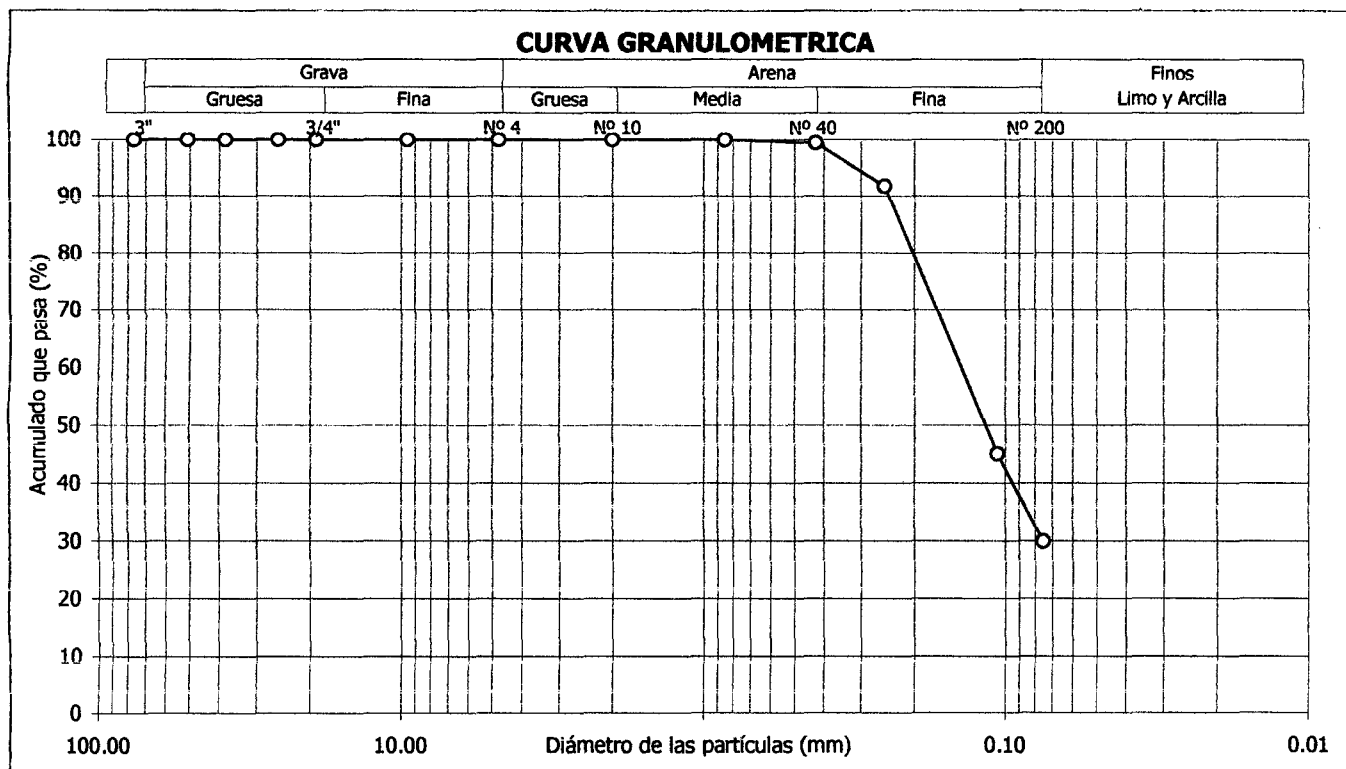
Granulometría por tamizado; ASTM - D422		
Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1½"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
¾"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº 4	4.750	100.0
Nº 10	2.000	100.0
Nº 20	0.850	100.0
Nº 40	0.425	99.5
Nº 60	0.250	91.8
Nº 140	0.106	45.1
Nº 200	0.075	30.0

Contenido de humedad; ASTM - D2216		
Humedad	(%)	18.1

Límites de consistencia		
Límite Líquido	(%)	NP
Límite Plástico	(%)	NP
Índice de Plasticidad	(%)	NP
Límite de Contracción	(%)	---

Resultados de la granulometría por tamizado		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		---
Coefficiente de Curvatura (Cc)		---
Grava [Nº 4 < ϕ < 3"]	(%)	0.0
Arena [Nº 200 < ϕ < Nº 4]	(%)	70.0
Finos [ϕ < Nº 200]	(%)	30.0

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282		
A S H T O : A-2-4 (0)		
S U C S : SM // Arena limosa		



Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS

Informe : LG07-448
 Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
 Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquilococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Contenido de humedad; ASTM - D2216

Humedad	(%)	7.0
---------	-----	-----

Límites de consistencia

Límite Líquido	(%)	20
Límite Plástico	(%)	NP
Índice de Plasticidad	(%)	NP
Límite de Contracción	(%)	---

Granulometría por tamizado; ASTM - D422

Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1½"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
¾"	19.050	100.0
3/8"	9.525	99.6
Nº 4	4.750	99.0
Nº 10	2.000	98.7
Nº 20	0.850	98.3
Nº 40	0.425	91.4
Nº 60	0.250	69.2
Nº 140	0.106	26.5
Nº 200	0.075	17.2

Resultados de la granulometría por tamizado

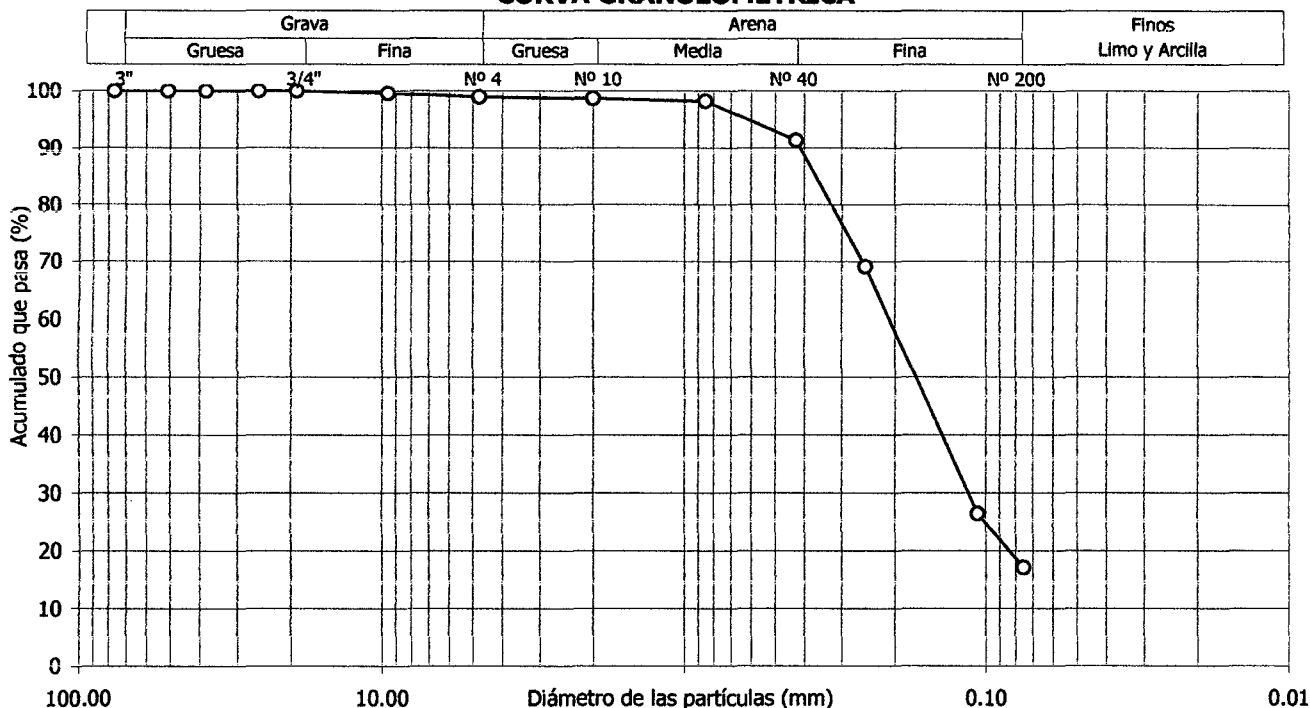
Coeficiente de Uniformidad (Cu)	---	---
Coeficiente de Curvatura (Cc)	---	---
Grava [Nº 4 < ϕ < 3"]	(%)	1.0
Arena [Nº 200 < ϕ < Nº 4]	(%)	81.8
Finos [ϕ < Nº 200]	(%)	17.2

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282

A A S H T O : A-2-4 (0)

S U C S : SM // Arena limosa

CURVA GRANULOMETRICA



Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS

Informe : LG07-448
 Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
 Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso
 Muestra : ---
 Profundidad (m) : ---

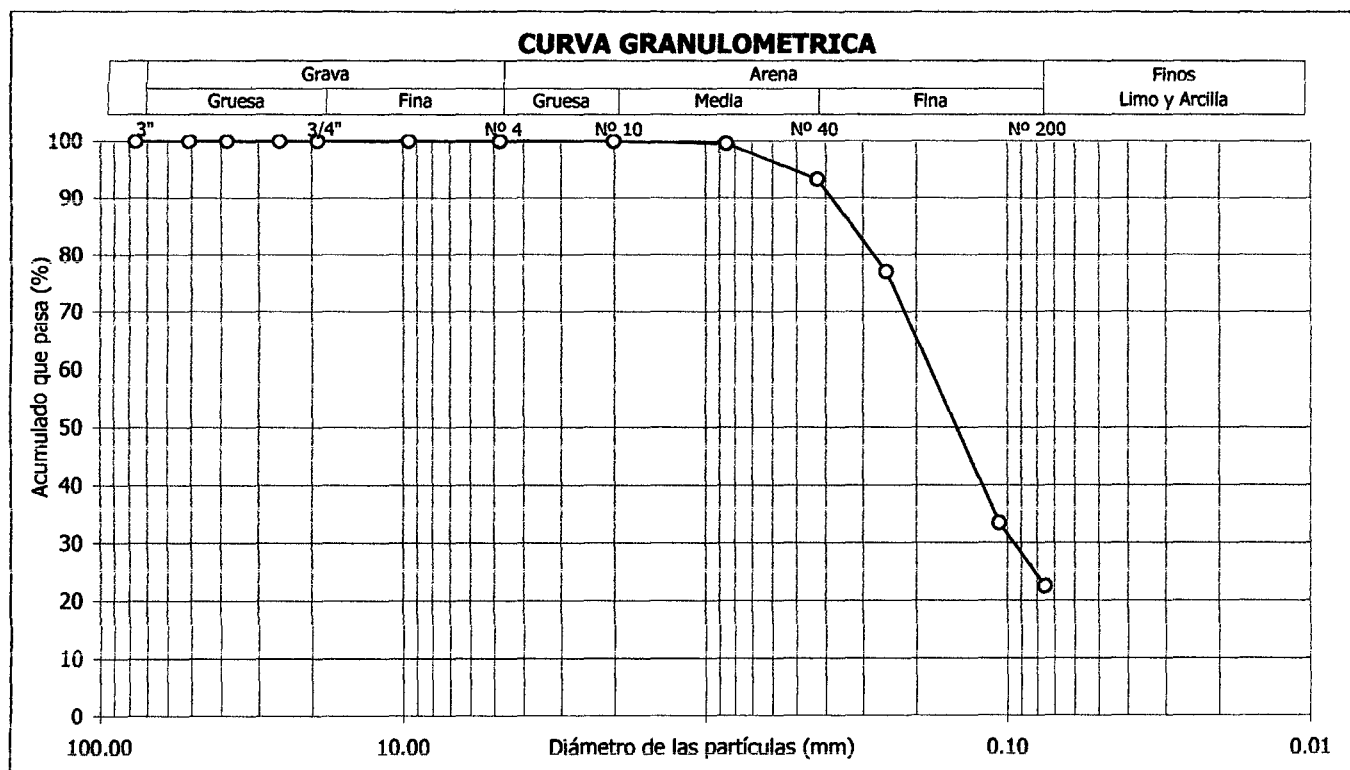
Contenido de humedad; ASTM - D2216		
Humedad	(%)	8.7

Límites de consistencia		
Límite Líquido	(%)	17
Límite Plástico	(%)	NP
Índice de Plasticidad	(%)	NP
Límite de Contracción	(%)	---

Granulometría por tamizado; ASTM - D422		
Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1½"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
¾"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº 4	4.750	100.0
Nº 10	2.000	100.0
Nº 20	0.850	99.6
Nº 40	0.425	93.3
Nº 60	0.250	77.1
Nº 140	0.106	33.5
Nº 200	0.075	22.5

Resultados de la granulometría por tamizado		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		---
Coefficiente de Curvatura (Cc)		---
Grava [Nº 4 < ϕ < 3"]	(%)	0.0
Arena [Nº 200 < ϕ < Nº 4]	(%)	77.5
Finos [ϕ < Nº 200]	(%)	22.5

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282	
AASHTO : A-2-4 (0)	
SUCS : SM // Arena limosa	



Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS

Informe : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recreimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Fino

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Contenido de humedad; ASTM - D2216

Humedad (%)	54.2
-------------	------

Límites de consistencia

Límite Líquido (%)	33
--------------------	----

Límite Plástico (%)	21
---------------------	----

Índice de Plasticidad (%)	12
---------------------------	----

Límite de Contracción (%)	---
---------------------------	-----

Resultados de la granulometría por tamizado

Coefficiente de Uniformidad (Cu)	---
----------------------------------	-----

Coefficiente de Curvatura (Cc)	---
--------------------------------	-----

Grava [N° 4 < ϕ < 3"] (%)	0.0
----------------------------------	-----

Arena [N° 200 < ϕ < N° 4] (%)	21.0
--------------------------------------	------

Finos [ϕ < N° 200] (%)	79.0
-------------------------------	------

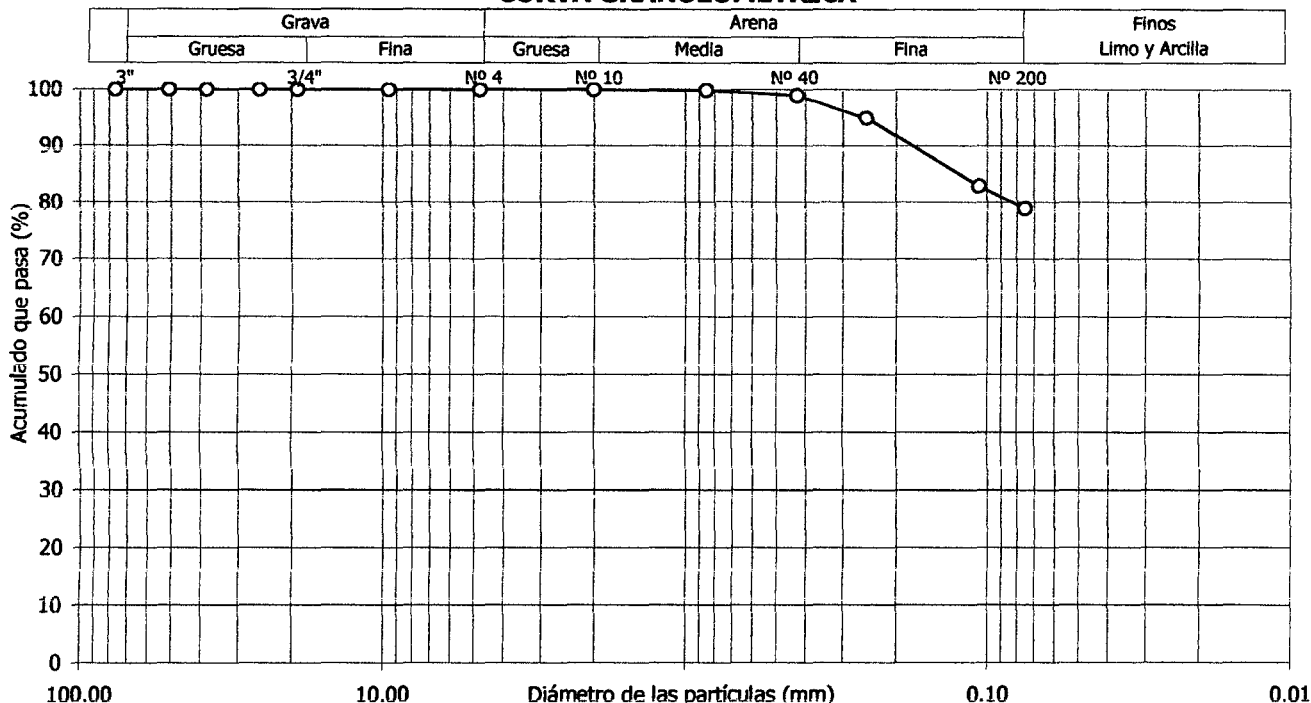
Clasificación; ASTM - D2487 / D3282

A A S H T O : A-6 (9)

S U C S : CL // Arcilla delgada con arena

Granulometría por tamizado; ASTM - D422		
Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1½"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
¾"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
N° 4	4.750	100.0
N° 10	2.000	100.0
N° 20	0.850	99.9
N° 40	0.425	99.0
N° 60	0.250	95.0
N° 140	0.106	82.9
N° 200	0.075	79.0

CURVA GRANULOMETRICA



Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS

Informe : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recreimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : CCP - 3

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Contenido de humedad; ASTM - D2216

Humedad	(%)	8.3
---------	-----	-----

Límites de consistencia

Límite Líquido	(%)	20
Límite Plástico	(%)	NP
Índice de Plasticidad	(%)	NP
Límite de Contracción	(%)	---

Granulometría por tamizado; ASTM - D422

Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1½"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
¾"	19.050	86.2
3/8"	9.525	86.2
Nº 4	4.750	86.2
Nº 10	2.000	85.7
Nº 20	0.850	85.0
Nº 40	0.425	75.7
Nº 60	0.250	54.0
Nº 140	0.106	22.5
Nº 200	0.075	17.5

Resultados de la granulometría por tamizado

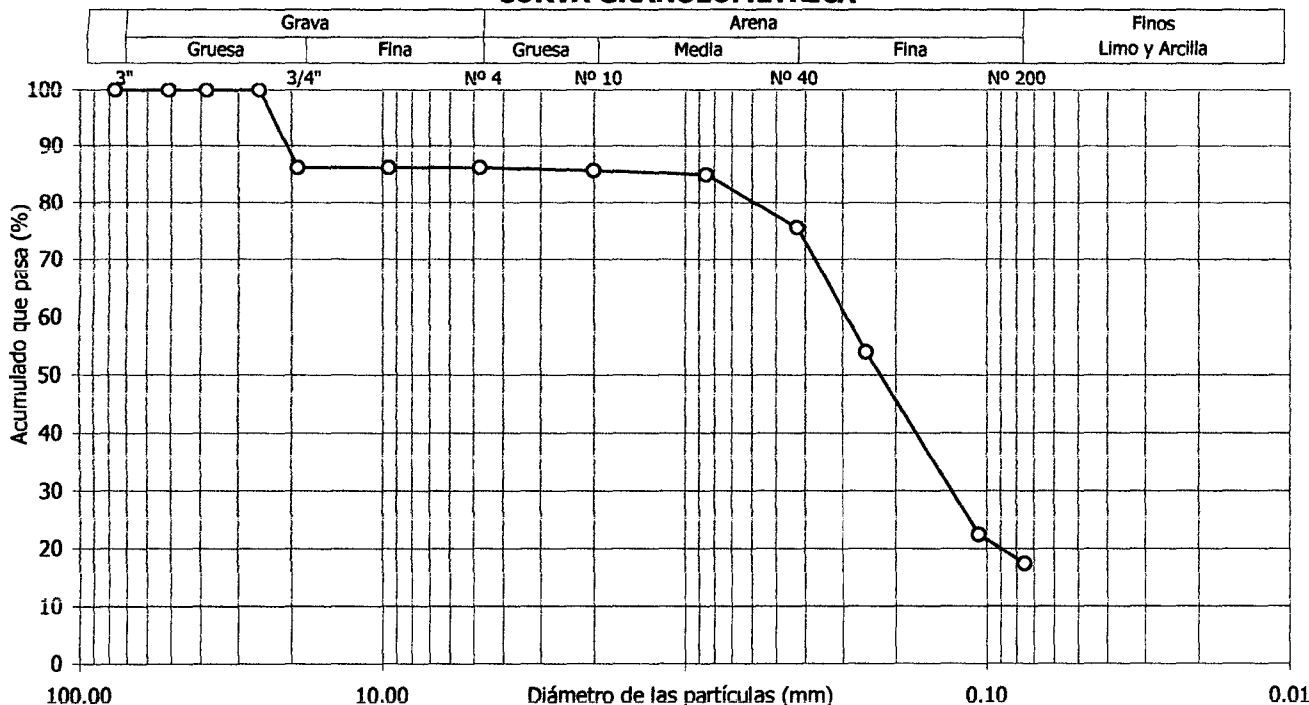
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	---
Coefficiente de Curvatura (Cc)	---
Grava [Nº 4 < ϕ < 3"]	(%) 13.8
Arena [Nº 200 < ϕ < Nº 4]	(%) 68.7
Finos [ϕ < Nº 200]	(%) 17.5

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282

A A S H T O : A-2-4 (0)

S U C S : SM // Arena limosa

CURVA GRANULOMETRICA



Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante



ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS

Informe : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha
Ubicación : Morococha, Junín

Fecha : Noviembre, 2007

Sondaje : CCP - 1
Muestra : Mat. < N° 4
Profundidad (m) : ---

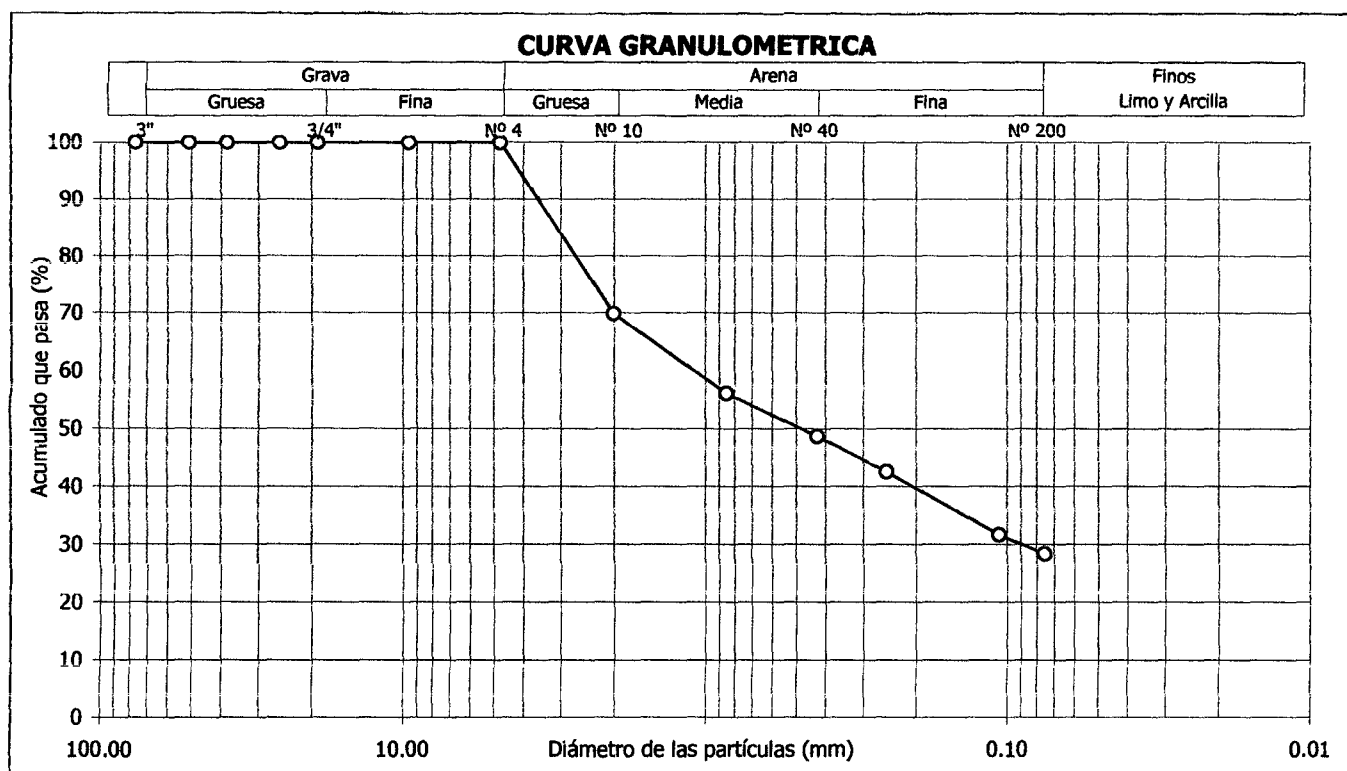
Contenido de humedad; ASTM - D2216		
Humedad	(%)	---

Límites de consistencia		
Límite Líquido	(%)	25
Límite Plástico	(%)	14
Índice de Plasticidad	(%)	11
Límite de Contracción	(%)	---

Granulometría por tamizado; ASTM - D422		
Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1½"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
¾"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
N° 4	4.750	100.0
N° 10	2.000	69.9
N° 20	0.850	56.1
N° 40	0.425	48.7
N° 60	0.250	42.6
N° 140	0.106	31.7
N° 200	0.075	28.4

Resultados de la granulometría por tamizado		
Coefficiente de Uniformidad (Cu)		---
Coefficiente de Curvatura (Cc)		---
Grava [N° 4 < ϕ < 3"]	(%)	0.0
Arena [N° 200 < ϕ < N° 4]	(%)	71.6
Finos [ϕ < N° 200]	(%)	28.4

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282	
A A S H T O : A-2-6 (0)	
S U C S : SC // Arena arcillosa	



Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante

**ENSAYOS DE CARACTERIZACIONES FISICAS**

Informe : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : CCP - 1

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Granulometría por tamizado; ASTM - D422

Tamiz	Abertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	81.3
1½"	38.100	81.3
1"	25.400	64.7
¾"	19.050	54.9
3/8"	9.525	36.8
Nº 4	4.750	25.3
Nº 10	2.000	17.7
Nº 20	0.850	14.2
Nº 40	0.425	12.3
Nº 60	0.250	10.8
Nº 140	0.106	8.0
Nº 200	0.075	7.2

Contenido de humedad; ASTM - D2216

Humedad (%)	0.8
-------------	-----

Limites de consistencia

Límite Líquido (%)	25
Límite Plástico (%)	14
Índice de Plasticidad (%)	11
Límite de Contracción (%)	---

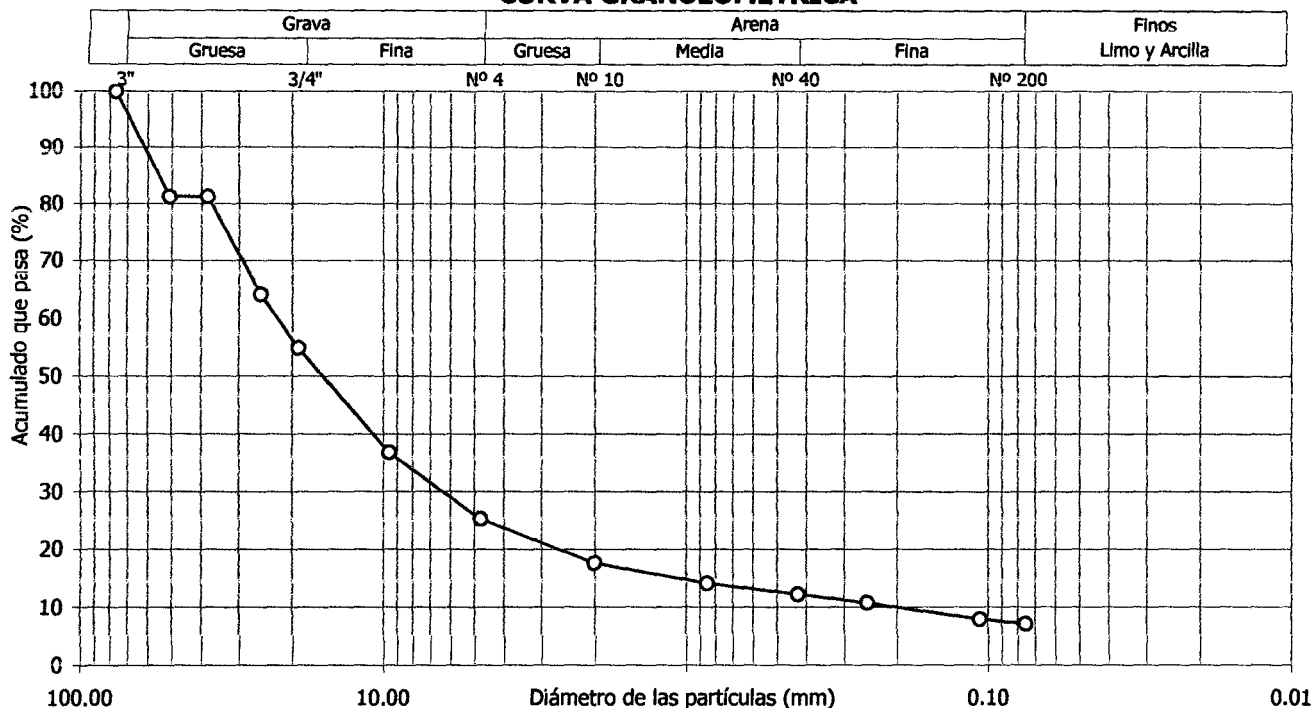
Resultados de la granulometría por tamizado

Coefficiente de Uniformidad (Cu)	114.7
Coefficiente de Curvatura (Cc)	9.1
Grava [Nº 4 < ϕ < 3"] (%)	74.7
Arena [Nº 200 < ϕ < Nº 4] (%)	18.1
Finos [ϕ < Nº 200] (%)	7.2

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282

A A S H T O : A-2-6 (0)

S U C S : GP - GC // Grava mal gradada con arcilla y arena

CURVA GRANULOMETRICA

Observación : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM - D3080

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : CCP - 1
Muestra : Mat. < N° 4
Profundidad (m) : ---
Estado : Remoldeado

Velocidad : 0.25 mm/min
AASHTO : A-2-6 (0)
S U C S : SC // Arena arcillosa

Esfuerzo Normal (kg/cm ²)			1 Kg/cm ²		2 Kg/cm ²		4 Kg/cm ²	
Etapa			Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (cm)			2.00	1.96	2.00	1.93	2.00	1.81
Diámetro (cm)			6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Humedad (%)			4.80	4.80	4.80	4.80	4.80	4.80
Densidad seca (g/cm ³)			1.50	1.53	1.50	1.56	1.50	1.66
1 Kg/cm ²			2 Kg/cm ²			4 Kg/cm ²		
Deformación (%)	Esf. de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normaliz.	Deformación (%)	Esf. de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normaliz.	Deformación (%)	Esf. de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normaliz.
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.24	0.24	0.05	0.28	0.14	0.05	0.56	0.14
0.10	0.27	0.27	0.10	0.32	0.16	0.10	0.69	0.17
0.20	0.30	0.30	0.20	0.36	0.18	0.20	0.84	0.21
0.35	0.33	0.33	0.35	0.42	0.21	0.35	1.00	0.25
0.50	0.36	0.36	0.50	0.49	0.24	0.50	1.12	0.28
0.75	0.40	0.40	0.75	0.56	0.28	0.75	1.27	0.32
1.00	0.44	0.44	1.00	0.64	0.32	1.00	1.44	0.36
1.25	0.48	0.48	1.25	0.70	0.35	1.25	1.59	0.40
1.50	0.52	0.52	1.50	0.73	0.37	1.50	1.67	0.42
1.75	0.54	0.54	1.75	0.79	0.39	1.75	1.79	0.45
2.00	0.59	0.59	2.00	0.84	0.42	2.00	1.88	0.47
2.50	0.65	0.65	2.50	0.92	0.46	2.50	2.04	0.51
3.00	0.67	0.67	3.00	0.97	0.48	3.00	2.17	0.54
3.50	0.71	0.71	3.50	1.03	0.52	3.50	2.31	0.58
4.00	0.75	0.75	4.00	1.09	0.55	4.00	2.44	0.61
4.50	0.79	0.79	4.50	1.13	0.57	4.50	2.56	0.64
5.00	0.85	0.85	5.00	1.20	0.60	5.00	2.64	0.66
6.00	0.89	0.89	6.00	1.28	0.64	6.00	2.77	0.69
7.00	0.96	0.96	7.00	1.35	0.67	7.00	2.84	0.71
8.00	1.01	1.01	8.00	1.42	0.71	8.00	2.88	0.72
9.00	1.03	1.03	9.00	1.49	0.75	9.00	2.89	0.72
10.00	1.04	1.04	10.00	1.55	0.77	10.00	2.91	0.73
11.00	1.04	1.04	11.00	1.55	0.77	11.00	2.93	0.73
12.00	1.04	1.04	12.00	1.55	0.77	12.00	2.93	0.73

Observaciones : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Densidad seca = 1.50g/cm³, humedad = 4.8%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM - D3080

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : CCP - 1

Velocidad : 0.25 mm/min

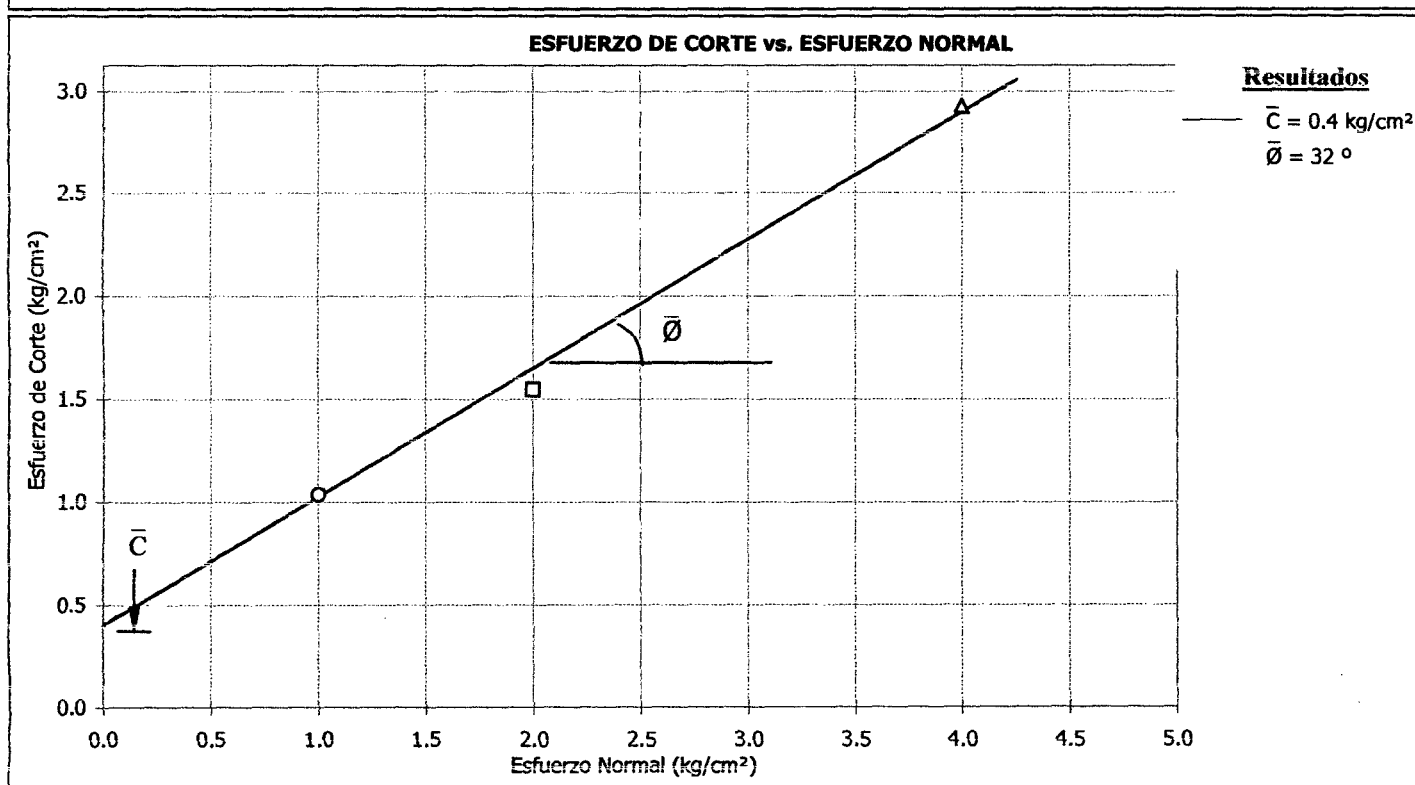
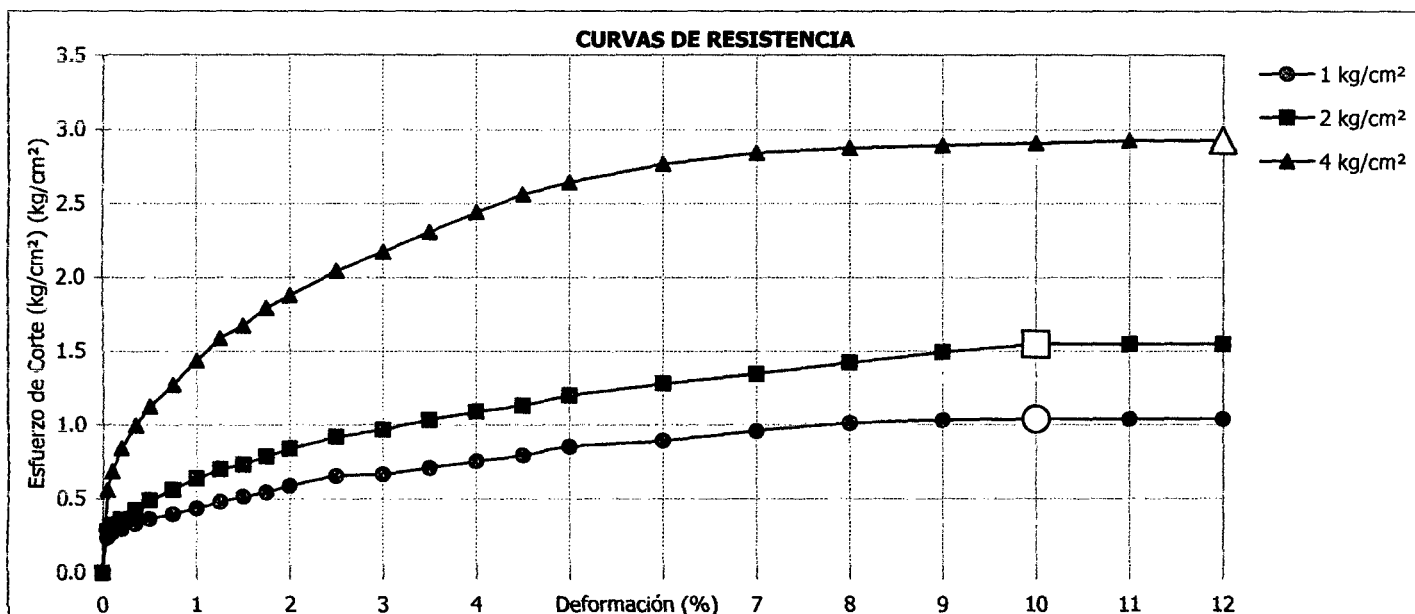
Muestra : Mat. < N° 4

AASHTO : A-2-6 (0)

Profundidad (m) : ---

S U C S : SC // Arena arcillosa

Estado : Remoldeado





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: iabgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM - D3080

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha
Ubicación : Morococha, Junín

Fecha : Noviembre, 2007

Sondaje : Relave Fino
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---
Estado : Remoldeado
Velocidad : 0.25 mm/min
AASHTO : A-6 (9)
S U C S : CL // Arcilla delgada con arena

Esfuerzo Normal (kg/cm ²)			1 Kg/cm ²		2 Kg/cm ²		4 Kg/cm ²	
Etapa			Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (cm)			2.00	1.90	2.00	1.94	2.00	1.94
Diámetro (cm)			6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
Humedad (%)			25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
Densidad seca (g/cm ³)			1.55	1.64	1.55	1.59	1.55	1.60
1 Kg/cm ²			2 Kg/cm ²			4 Kg/cm ²		
Deformación (%)	Esf. de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normaliz.	Deformación (%)	Esf. de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normaliz.	Deformación (%)	Esf. de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normaliz.
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.05	0.27	0.27	0.05	0.40	0.20	0.05	0.56	0.14
0.10	0.35	0.35	0.10	0.50	0.25	0.10	0.76	0.19
0.20	0.43	0.43	0.20	0.66	0.33	0.20	0.98	0.24
0.35	0.50	0.50	0.35	0.74	0.37	0.35	1.19	0.30
0.50	0.56	0.56	0.50	0.85	0.42	0.50	1.36	0.34
0.75	0.60	0.60	0.75	0.93	0.47	0.75	1.55	0.39
1.00	0.64	0.64	1.00	1.03	0.52	1.00	1.70	0.43
1.25	0.67	0.67	1.25	1.08	0.54	1.25	1.95	0.49
1.50	0.69	0.69	1.50	1.14	0.57	1.50	1.99	0.50
1.75	0.72	0.72	1.75	1.16	0.58	1.75	2.02	0.50
2.00	0.74	0.74	2.00	1.21	0.60	2.00	2.10	0.52
2.50	0.77	0.77	2.50	1.26	0.63	2.50	2.15	0.54
3.00	0.79	0.79	3.00	1.29	0.64	3.00	2.21	0.55
3.50	0.81	0.81	3.50	1.31	0.65	3.50	2.25	0.56
4.00	0.83	0.83	4.00	1.34	0.67	4.00	2.33	0.58
4.50	0.84	0.84	4.50	1.36	0.68	4.50	2.40	0.60
5.00	0.84	0.84	5.00	1.38	0.69	5.00	2.38	0.59
6.00	0.84	0.84	6.00	1.38	0.69	6.00	2.35	0.59
7.00	0.83	0.83	7.00	1.37	0.69	7.00	2.30	0.57
8.00	0.80	0.80	8.00	1.36	0.68	8.00	2.29	0.57
9.00	0.79	0.79	9.00	1.36	0.68	9.00	2.28	0.57
10.00	0.79	0.79	10.00	1.35	0.67	10.00	2.28	0.57
11.00	0.79	0.79	11.00	1.35	0.67	11.00	2.28	0.57
12.00	0.79	0.79	12.00	1.35	0.67	12.00	2.28	0.57

Observaciones : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.55g/cm³, (Densidad seca proporcionada = 1.00g/cm³), máxima humedad remoldeable = 25% (humedad proporcionada = 30.0%). Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM - D3080

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Fino

Velocidad : 0.25 mm/min

Muestra : ---

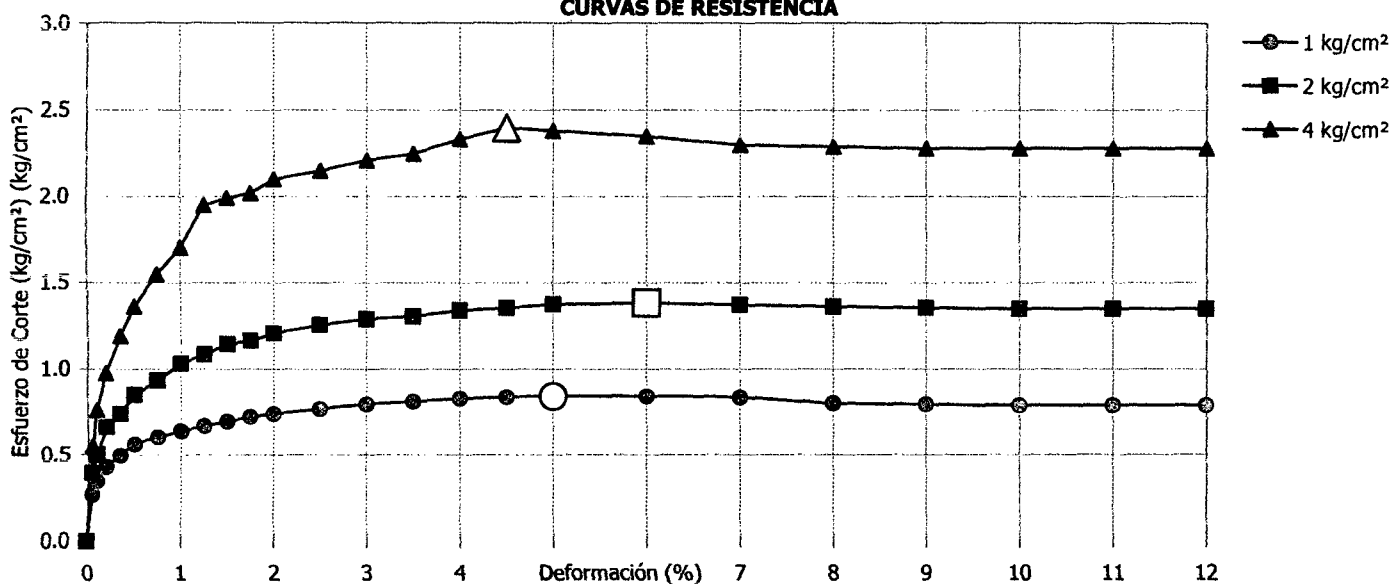
AASHTO : A-6 (9)

Profundidad (m) : ---

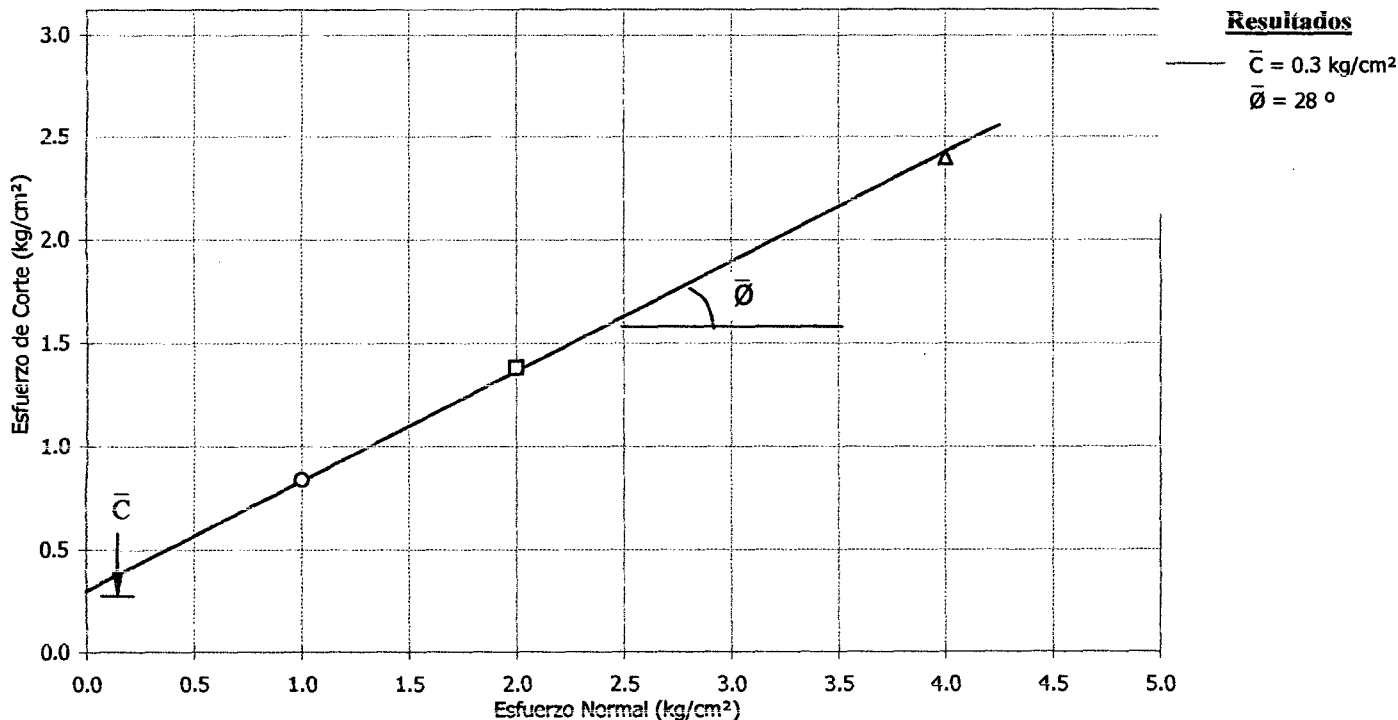
S U C S : CL // Arcilla delgada con arena

Estado : Remoldeado

CURVAS DE RESISTENCIA



ESFUERZO DE CORTE vs. ESFUERZO NORMAL





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : CCP - 3

Clasificación

Muestra : ---

AASHTO .- A-2-4(0)

Profundidad (m) : ---

SUCS .- SM // Arena limosa

Estado : Remoldeado

ESPECIMEN 01

Etapas	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.89
Diámetro (cm)	5.00	4.85
Humedad (%)	9.0	22.0
Densidad seca (g/cm³)	1.28	1.39

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	90
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	2.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	1.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.22	0.01	0.99	1.21	1.10	0.11	0.10	1.22
0.10	0.24	0.02	0.98	1.22	1.10	0.12	0.11	1.25
0.25	0.31	0.04	0.96	1.27	1.11	0.15	0.14	1.32
0.35	0.35	0.05	0.95	1.30	1.13	0.18	0.16	1.37
0.50	0.40	0.07	0.93	1.33	1.13	0.20	0.18	1.43
0.75	0.46	0.11	0.89	1.35	1.12	0.23	0.21	1.52
1.00	0.53	0.14	0.86	1.39	1.12	0.26	0.23	1.61
1.25	0.55	0.16	0.84	1.39	1.12	0.28	0.25	1.65
1.50	0.59	0.20	0.80	1.39	1.10	0.30	0.27	1.74
1.75	0.62	0.23	0.77	1.39	1.08	0.31	0.29	1.80
2.00	0.66	0.26	0.74	1.40	1.07	0.33	0.31	1.89
2.50	0.70	0.30	0.70	1.40	1.05	0.35	0.33	2.01
3.00	0.70	0.35	0.65	1.35	1.00	0.35	0.35	2.08
3.50	0.70	0.39	0.61	1.31	0.96	0.35	0.37	2.15
4.00	0.70	0.43	0.57	1.27	0.92	0.35	0.38	2.24
4.50	0.70	0.46	0.54	1.24	0.89	0.35	0.39	2.30
5.00	0.70	0.50	0.50	1.20	0.85	0.35	0.41	2.41
6.00	0.68	0.54	0.46	1.14	0.80	0.34	0.43	2.48
7.00	0.66	0.57	0.43	1.09	0.76	0.33	0.43	2.53
8.00	0.62	0.61	0.39	1.01	0.70	0.31	0.44	2.58
9.00	0.62	0.63	0.37	0.99	0.68	0.31	0.45	2.66
10.00	0.59	0.65	0.35	0.94	0.65	0.30	0.46	2.70
11.00	0.57	0.66	0.34	0.91	0.63	0.29	0.46	2.68
12.00	0.57	0.68	0.32	0.89	0.61	0.29	0.47	2.79

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, densidad seca = 1.28g/cm³, humedad = 9.0%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Fecha : Noviembre, 2007

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : CCP - 3
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---
Estado : Remoldeado

Clasificación
AASHTO .- A-2-4(0)
SUCS .- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 02

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.73
Diámetro (cm)	5.00	4.90
Humedad (%)	9.0	21.7
Densidad seca (g/cm³)	1.28	1.38

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	99
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	3.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	2.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.22	0.01	1.99	2.21	2.10	0.11	0.05	1.11
0.10	0.31	0.02	1.98	2.29	2.13	0.15	0.07	1.16
0.25	0.44	0.05	1.95	2.39	2.17	0.22	0.10	1.23
0.35	0.51	0.07	1.93	2.44	2.18	0.25	0.12	1.26
0.50	0.59	0.09	1.91	2.50	2.21	0.30	0.13	1.31
0.75	0.68	0.14	1.86	2.54	2.20	0.34	0.15	1.37
1.00	0.81	0.18	1.82	2.63	2.23	0.41	0.18	1.45
1.25	0.90	0.23	1.77	2.67	2.22	0.45	0.20	1.51
1.50	0.99	0.28	1.72	2.71	2.22	0.50	0.22	1.58
1.75	1.06	0.32	1.68	2.74	2.21	0.53	0.24	1.63
2.00	1.12	0.37	1.63	2.75	2.19	0.56	0.26	1.69
2.50	1.23	0.47	1.53	2.76	2.15	0.62	0.29	1.81
3.00	1.30	0.55	1.45	2.75	2.10	0.65	0.31	1.90
3.50	1.34	0.63	1.37	2.71	2.04	0.67	0.33	1.98
4.00	1.36	0.72	1.28	2.64	1.96	0.68	0.35	2.07
4.50	1.36	0.78	1.22	2.58	1.90	0.68	0.36	2.12
5.00	1.36	0.85	1.15	2.51	1.83	0.68	0.37	2.19
6.00	1.32	0.96	1.04	2.36	1.70	0.66	0.39	2.27
7.00	1.30	1.04	0.96	2.26	1.61	0.65	0.40	2.35
8.00	1.25	1.11	0.89	2.14	1.52	0.63	0.41	2.41
9.00	1.21	1.16	0.84	2.05	1.45	0.61	0.42	2.44
10.00	1.19	1.18	0.82	2.01	1.41	0.59	0.42	2.45
11.00	1.17	1.23	0.77	1.94	1.35	0.58	0.43	2.51
12.00	1.14	1.26	0.74	1.88	1.31	0.57	0.44	2.55

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, densidad seca = 1.28g/cm³, humedad = 9.0%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : CCP - 3
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---
Estado : Remoldeado

Clasificación
AASHTO .- A-2-4(0)
SUCS .- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 03

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.66
Diámetro (cm)	5.00	4.78
Humedad (%)	9.0	21.1
Densidad seca (g/cm³)	1.28	1.46

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	93
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	5.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	4.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.57	0.01	3.99	4.56	4.28	0.29	0.07	1.14
0.10	0.68	0.02	3.98	4.66	4.32	0.34	0.08	1.17
0.25	0.90	0.04	3.96	4.86	4.41	0.45	0.10	1.23
0.35	1.03	0.06	3.94	4.97	4.46	0.52	0.12	1.26
0.50	1.19	0.08	3.92	5.11	4.51	0.59	0.13	1.30
0.75	1.32	0.12	3.88	5.20	4.54	0.66	0.15	1.34
1.00	1.65	0.16	3.84	5.49	4.67	0.83	0.18	1.43
1.25	1.78	0.19	3.81	5.59	4.70	0.89	0.19	1.47
1.50	1.96	0.23	3.77	5.73	4.75	0.98	0.21	1.52
1.75	2.13	0.28	3.72	5.85	4.79	1.07	0.22	1.57
2.00	2.31	0.33	3.67	5.98	4.83	1.16	0.24	1.63
2.50	2.55	0.41	3.59	6.14	4.87	1.28	0.26	1.71
3.00	2.77	0.49	3.51	6.28	4.90	1.39	0.28	1.79
3.50	3.04	0.60	3.40	6.44	4.92	1.52	0.31	1.89
4.00	3.21	0.69	3.31	6.52	4.92	1.61	0.33	1.97
4.50	3.32	0.75	3.25	6.57	4.91	1.66	0.34	2.02
5.00	3.54	0.90	3.10	6.64	4.87	1.77	0.36	2.14
6.00	3.70	1.04	2.96	6.66	4.81	1.85	0.38	2.25
7.00	3.78	1.15	2.85	6.63	4.74	1.89	0.40	2.33
8.00	3.87	1.28	2.72	6.59	4.66	1.94	0.42	2.42
9.00	3.89	1.42	2.58	6.47	4.53	1.95	0.43	2.51
10.00	3.92	1.53	2.47	6.39	4.43	1.96	0.44	2.59
11.00	3.94	1.63	2.37	6.31	4.34	1.97	0.45	2.66
12.00	3.92	1.72	2.28	6.20	4.24	1.96	0.46	2.72

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, densidad seca = 1.28g/cm³, humedad = 9.0%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

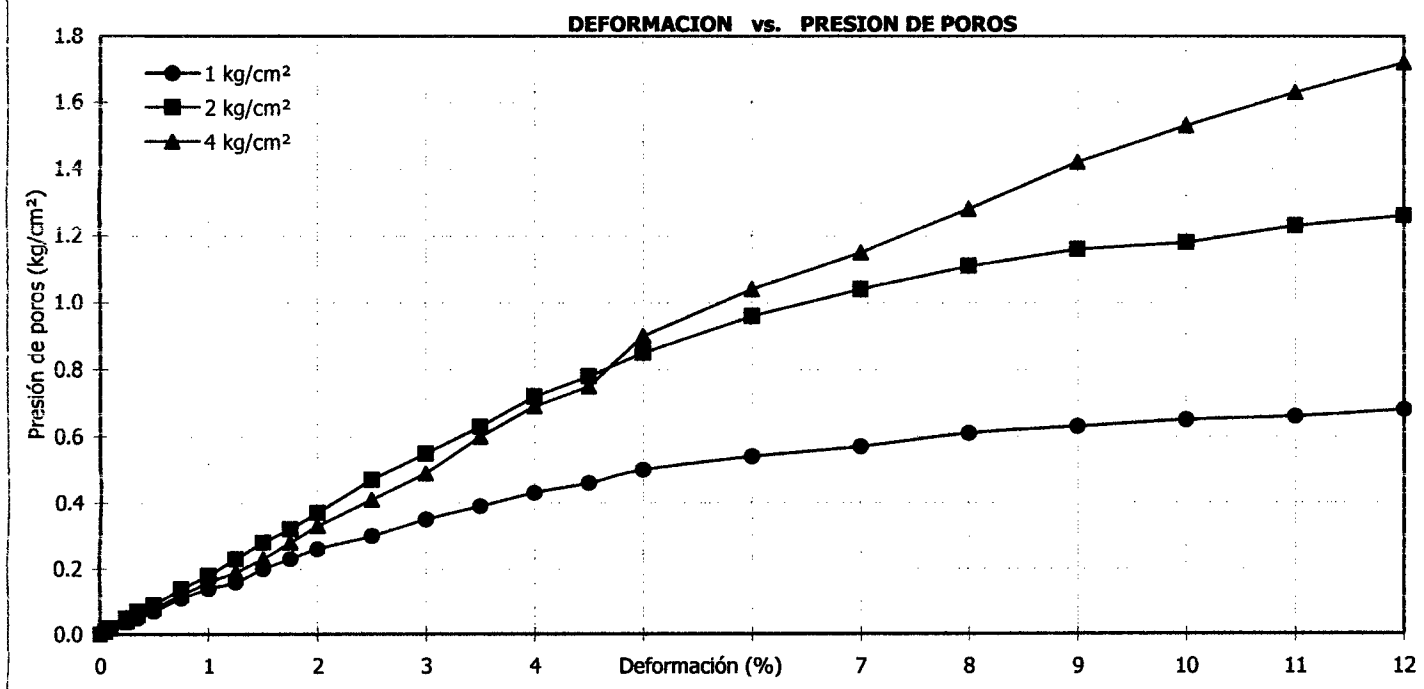
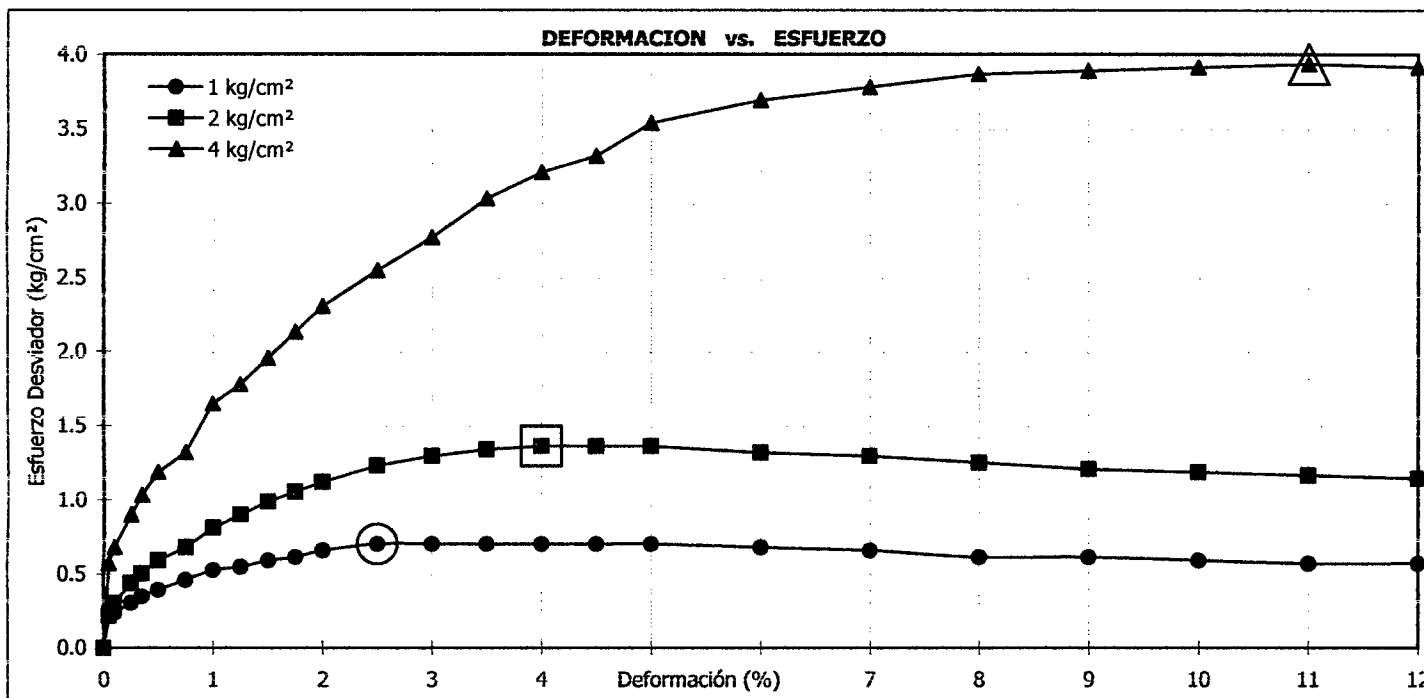
Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : CCP - 3
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---
Estado : Remoldeado

Clasificación
AASHTO .- A-2-4(0)
SUCS .- SM // Arena limosa





ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448

Fecha : Noviembre, 2007

Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.

Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : CCP - 3

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa

CIRCULO DE MOHR

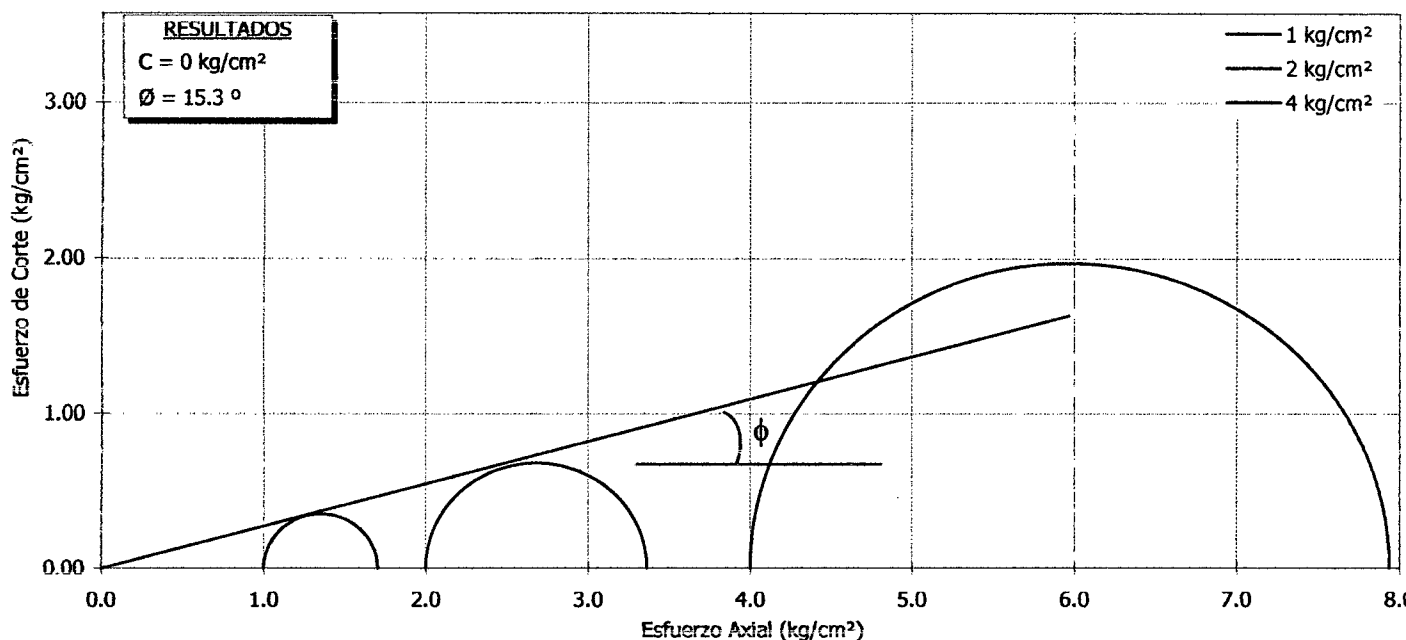
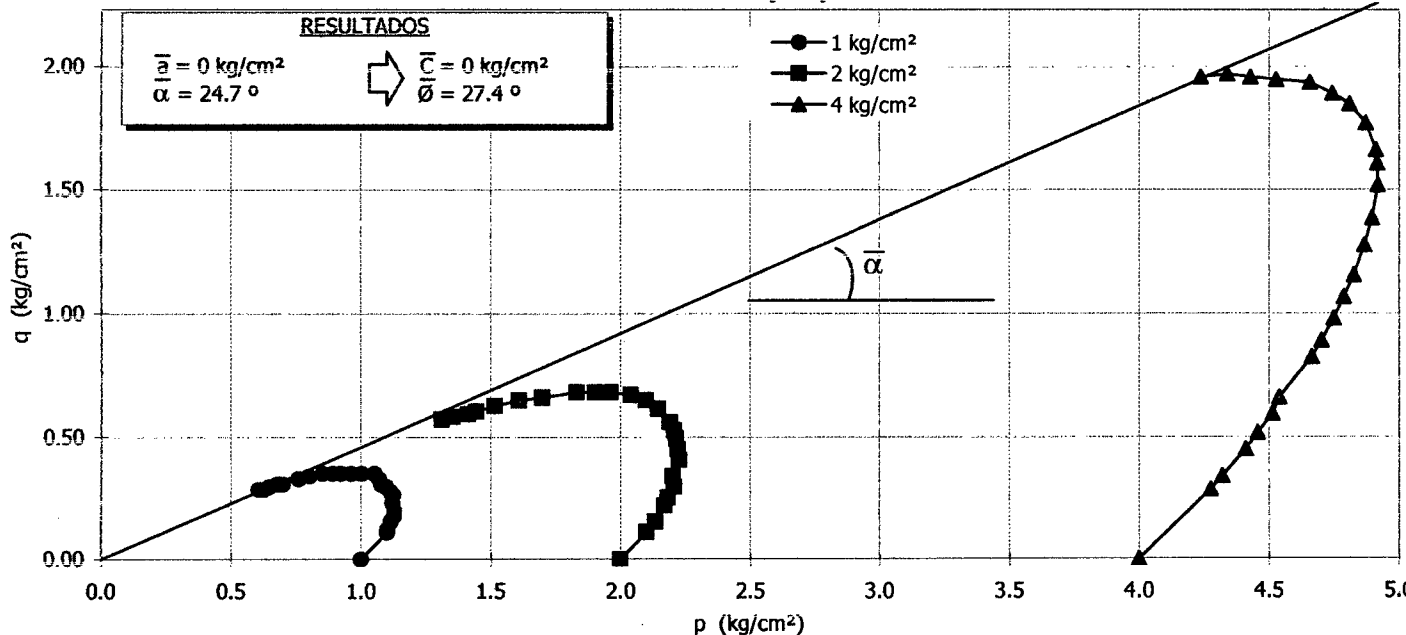


DIAGRAMA q vs. p





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO :- A-2-4(0)

SUCS :- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 01

Etap	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.77
Diámetro (cm)	5.00	4.84
Humedad (%)	4.2	15.1
Densidad seca (g/cm³)	1.53	1.68

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	98
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	2.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	1.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.15	0.01	0.99	1.14	1.07	0.08	0.07	1.16
0.10	0.20	0.01	0.99	1.19	1.09	0.10	0.09	1.20
0.25	0.29	0.03	0.97	1.26	1.11	0.14	0.13	1.29
0.35	0.35	0.05	0.95	1.30	1.13	0.18	0.16	1.37
0.50	0.42	0.06	0.94	1.36	1.15	0.21	0.18	1.44
0.75	0.53	0.08	0.92	1.45	1.18	0.26	0.22	1.57
1.00	0.59	0.09	0.91	1.50	1.21	0.30	0.25	1.65
1.25	0.66	0.12	0.88	1.54	1.21	0.33	0.27	1.75
1.50	0.70	0.13	0.87	1.57	1.22	0.35	0.29	1.81
1.75	0.75	0.14	0.86	1.61	1.23	0.37	0.30	1.87
2.00	0.79	0.16	0.84	1.63	1.24	0.40	0.32	1.94
2.50	0.86	0.19	0.81	1.67	1.24	0.43	0.35	2.06
3.00	0.90	0.21	0.79	1.69	1.24	0.45	0.36	2.14
3.50	0.95	0.23	0.77	1.72	1.24	0.47	0.38	2.23
4.00	0.95	0.25	0.75	1.70	1.22	0.47	0.39	2.26
4.50	0.99	0.26	0.74	1.73	1.24	0.50	0.40	2.34
5.00	0.99	0.27	0.73	1.72	1.23	0.50	0.40	2.36
6.00	0.99	0.29	0.71	1.70	1.21	0.50	0.41	2.39
7.00	0.99	0.30	0.70	1.69	1.20	0.50	0.41	2.41
8.00	1.01	0.31	0.69	1.70	1.20	0.51	0.42	2.47
9.00	1.03	0.32	0.68	1.71	1.20	0.52	0.43	2.52
10.00	1.01	0.33	0.67	1.68	1.18	0.51	0.43	2.51
11.00	1.03	0.33	0.67	1.70	1.19	0.52	0.44	2.54
12.00	1.03	0.33	0.67	1.70	1.19	0.52	0.44	2.54

Observaciones : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.53g/cm³ (densidad proporcionada = 1.34g/cm³), humedad = 4.2%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso

Clasificación

Muestra : ---

AASHTO .- A-2-4(0)

Profundidad (m) : ---

SUCS .- SM // Arena limosa

Estado : Remoldeado

ESPECIMEN 02

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.74
Diámetro (cm)	5.00	4.75
Humedad (%)	4.2	20.5
Densidad seca (g/cm³)	1.53	1.76

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	96
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	3.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	2.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.26	0.01	1.99	2.25	2.12	0.13	0.06	1.13
0.10	0.33	0.02	1.98	2.31	2.15	0.17	0.08	1.17
0.25	0.49	0.03	1.97	2.46	2.22	0.25	0.11	1.25
0.35	0.56	0.04	1.96	2.52	2.24	0.28	0.13	1.29
0.50	0.67	0.06	1.94	2.61	2.27	0.33	0.15	1.34
0.75	0.81	0.08	1.92	2.73	2.32	0.40	0.17	1.42
1.00	0.95	0.11	1.89	2.84	2.37	0.48	0.20	1.50
1.25	1.04	0.13	1.87	2.91	2.39	0.52	0.22	1.56
1.50	1.09	0.15	1.85	2.94	2.40	0.55	0.23	1.59
1.75	1.28	0.19	1.81	3.09	2.45	0.64	0.26	1.71
2.00	1.32	0.20	1.80	3.12	2.46	0.66	0.27	1.73
2.50	1.46	0.25	1.75	3.21	2.48	0.73	0.29	1.83
3.00	1.58	0.29	1.71	3.29	2.50	0.79	0.32	1.93
3.50	1.67	0.33	1.67	3.34	2.51	0.84	0.33	2.00
4.00	1.74	0.36	1.64	3.38	2.51	0.87	0.35	2.06
4.50	1.81	0.40	1.60	3.41	2.51	0.91	0.36	2.13
5.00	1.87	0.43	1.57	3.44	2.50	0.93	0.37	2.19
6.00	1.92	0.46	1.54	3.46	2.50	0.96	0.38	2.25
7.00	1.99	0.53	1.47	3.46	2.46	0.99	0.40	2.35
8.00	2.01	0.57	1.43	3.44	2.43	1.00	0.41	2.40
9.00	2.02	0.60	1.40	3.42	2.41	1.01	0.42	2.45
10.00	2.04	0.63	1.37	3.41	2.39	1.02	0.43	2.49
11.00	2.06	0.66	1.34	3.40	2.37	1.03	0.43	2.54
12.00	2.06	0.67	1.33	3.39	2.36	1.03	0.44	2.55

Observaciones : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.53g/cm³ (densidad proporcionada = 1.34g/cm³), humedad = 4.2%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 03

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.82
Diámetro (cm)	5.00	4.73
Humedad (%)	4.2	16.0
Densidad seca (g/cm³)	1.53	1.76

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	90
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	5.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	4.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.48	0.02	3.98	4.46	4.22	0.24	0.06	1.12
0.10	0.56	0.02	3.98	4.54	4.26	0.28	0.07	1.14
0.25	0.84	0.04	3.96	4.80	4.38	0.42	0.10	1.21
0.35	1.00	0.05	3.95	4.95	4.45	0.50	0.11	1.25
0.50	1.17	0.06	3.94	5.11	4.53	0.59	0.13	1.30
0.75	1.44	0.09	3.91	5.35	4.63	0.72	0.16	1.37
1.00	1.71	0.12	3.88	5.59	4.74	0.86	0.18	1.44
1.25	1.92	0.14	3.86	5.78	4.82	0.96	0.20	1.50
1.50	2.13	0.17	3.83	5.96	4.90	1.07	0.22	1.56
1.75	2.28	0.19	3.81	6.09	4.95	1.14	0.23	1.60
2.00	2.42	0.22	3.78	6.20	4.99	1.21	0.24	1.64
2.50	2.78	0.27	3.73	6.51	5.12	1.39	0.27	1.75
3.00	3.09	0.33	3.67	6.76	5.22	1.55	0.30	1.84
3.50	3.32	0.38	3.62	6.94	5.28	1.66	0.31	1.92
4.00	3.53	0.43	3.57	7.10	5.34	1.77	0.33	1.99
4.50	3.70	0.47	3.53	7.23	5.38	1.85	0.34	2.05
5.00	3.87	0.52	3.48	7.35	5.41	1.93	0.36	2.11
6.00	4.14	0.61	3.39	7.53	5.46	2.07	0.38	2.22
7.00	4.35	0.69	3.31	7.66	5.48	2.17	0.40	2.31
8.00	4.54	0.77	3.23	7.77	5.50	2.27	0.41	2.40
9.00	4.64	0.83	3.17	7.81	5.49	2.32	0.42	2.46
10.00	4.72	0.88	3.12	7.84	5.48	2.36	0.43	2.51
11.00	4.81	0.93	3.07	7.88	5.47	2.40	0.44	2.57
12.00	4.85	0.97	3.03	7.88	5.45	2.42	0.44	2.60

Observaciones : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.53g/cm³ (densidad proporcionada = 1.34g/cm³), humedad = 4.2%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

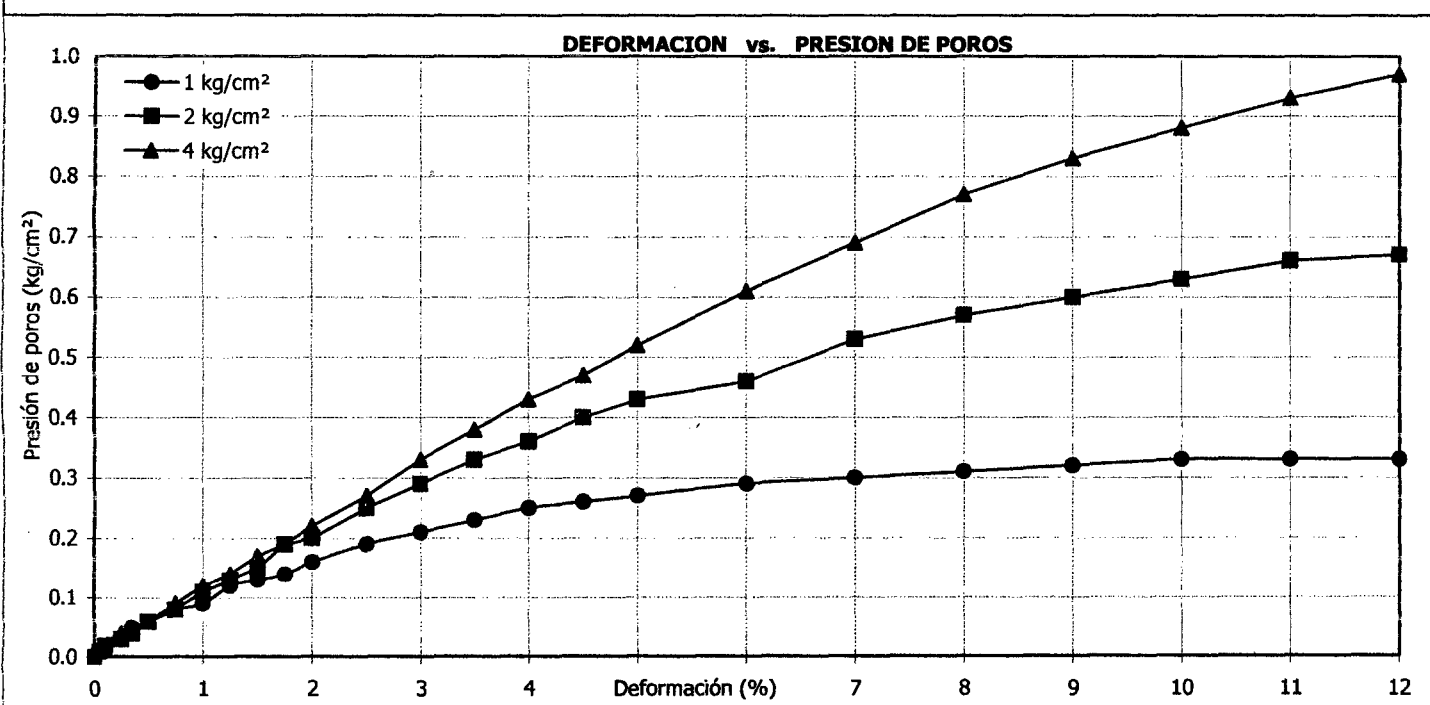
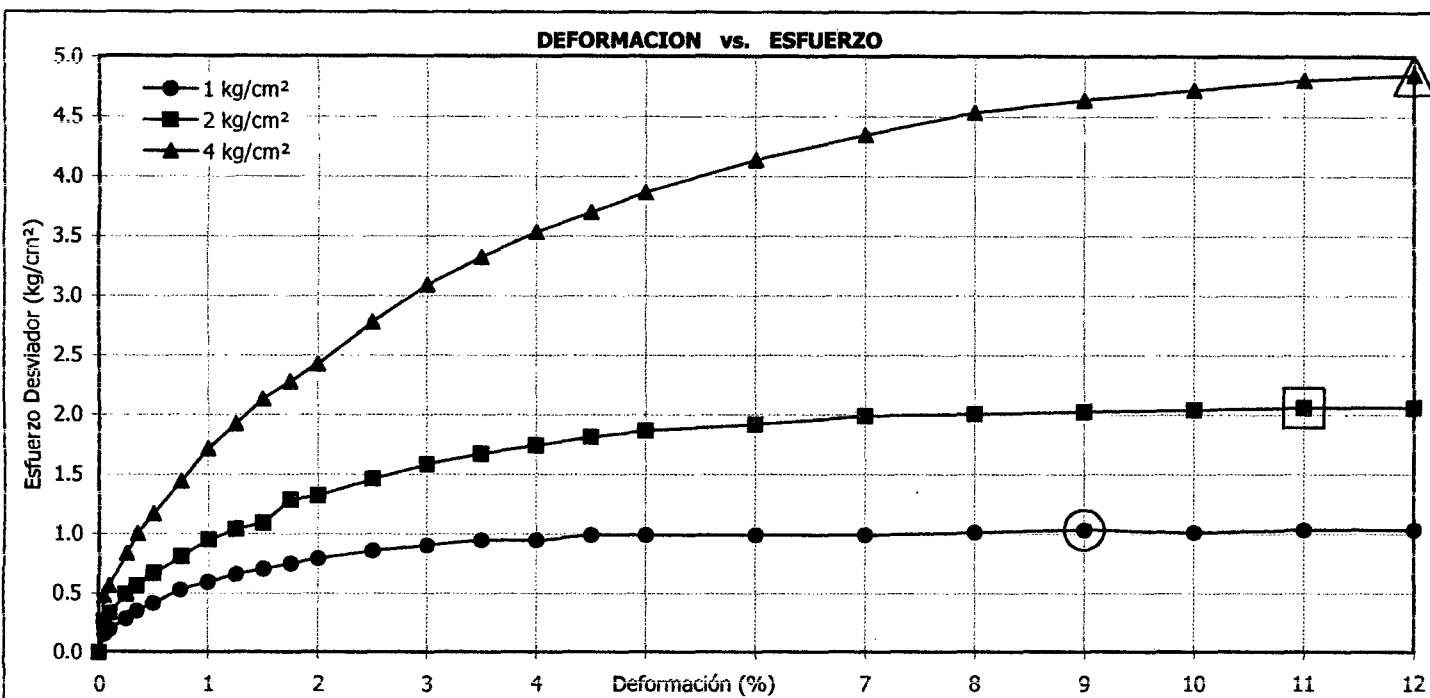
Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---
Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa





ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa

CIRCULO DE MOHR

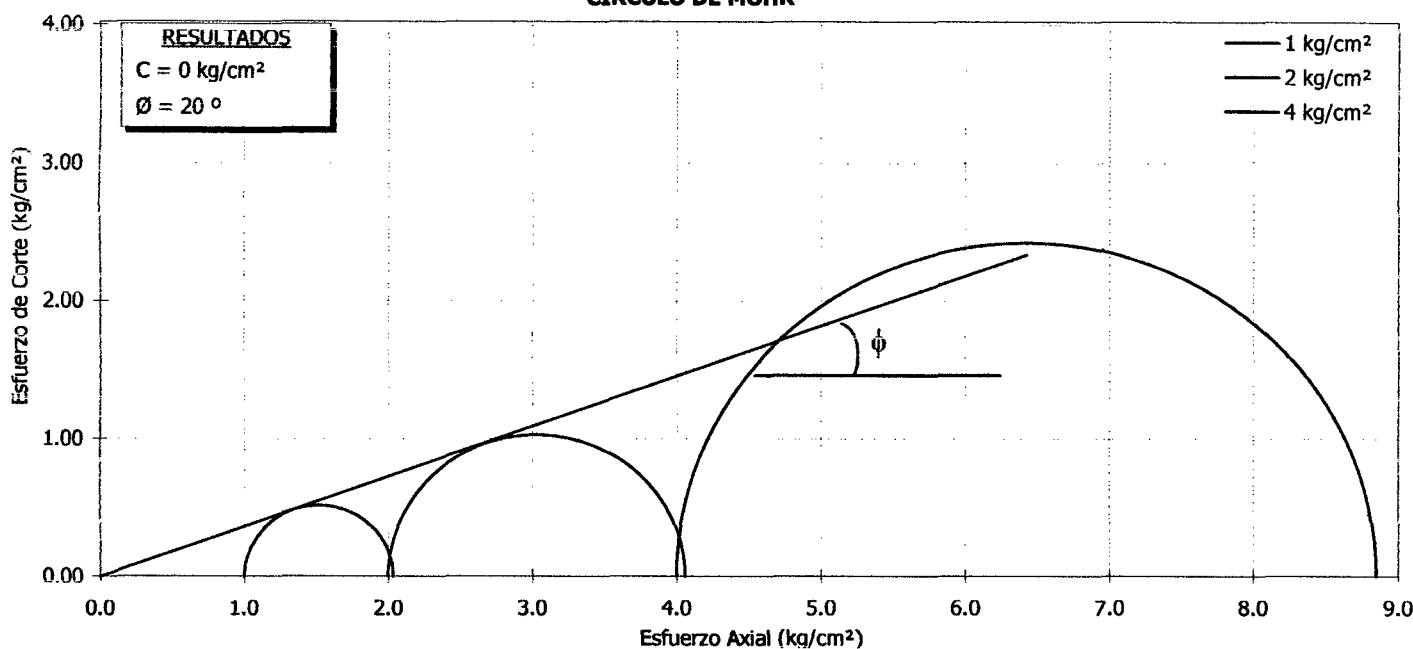
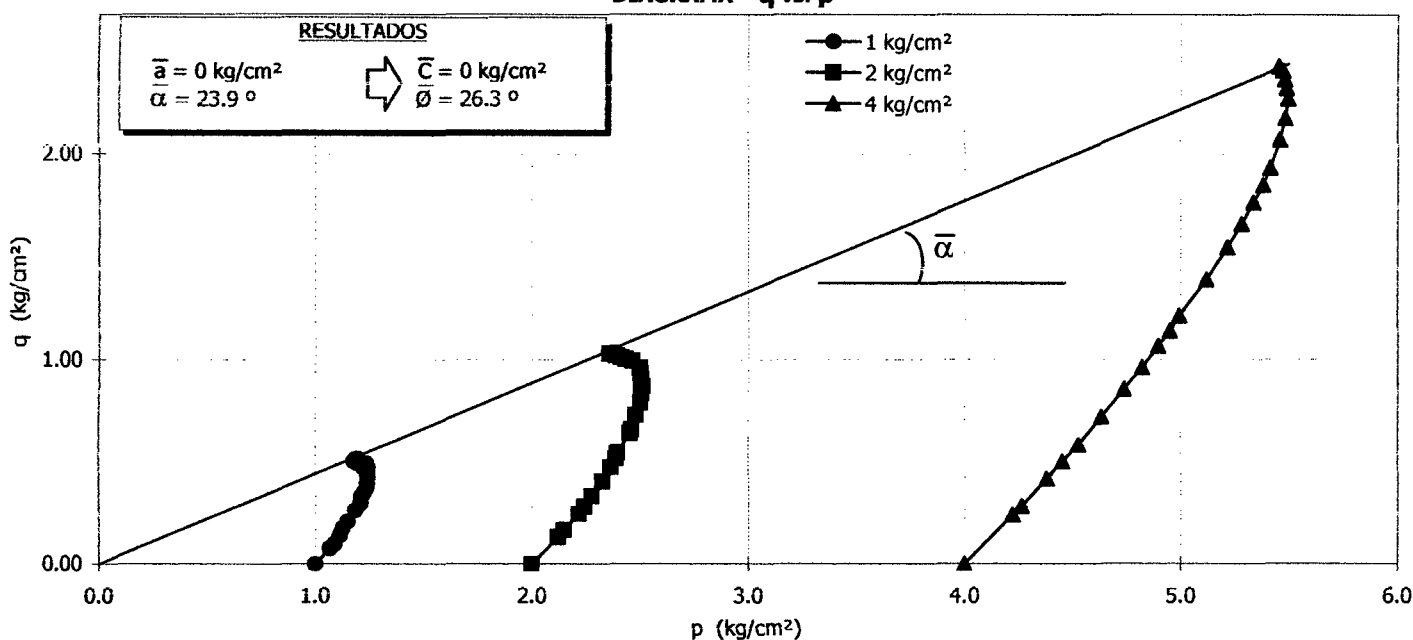


DIAGRAMA q vs. p





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puqulococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave para Recrecimiento

Clasificación

Muestra : ---

AASHTO .- A-2-4(0)

Profundidad (m) : ---

SUCS .- SM // Arena limosa

Estado : Remoldeado

ESPECIMEN 01

Etapas	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	10.05
Diámetro (cm)	5.00	4.92
Humedad (%)	21.1	24.4
Densidad seca (g/cm³)	1.52	1.58

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	98
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	2.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	1.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.07	0.01	0.99	1.06	1.02	0.03	0.03	1.07
0.10	0.09	0.01	0.99	1.08	1.03	0.04	0.04	1.09
0.25	0.20	0.04	0.96	1.16	1.06	0.10	0.09	1.21
0.35	0.24	0.07	0.93	1.17	1.05	0.12	0.12	1.26
0.50	0.29	0.10	0.90	1.19	1.04	0.14	0.14	1.32
0.75	0.35	0.14	0.86	1.21	1.04	0.18	0.17	1.41
1.00	0.42	0.18	0.82	1.24	1.03	0.21	0.20	1.51
1.25	0.46	0.21	0.79	1.25	1.02	0.23	0.23	1.58
1.50	0.48	0.24	0.76	1.24	1.00	0.24	0.24	1.64
1.75	0.51	0.25	0.75	1.26	1.00	0.25	0.25	1.67
2.00	0.53	0.26	0.74	1.27	1.00	0.26	0.26	1.71
2.50	0.56	0.28	0.72	1.28	1.00	0.28	0.28	1.78
3.00	0.59	0.28	0.72	1.31	1.02	0.30	0.29	1.83
3.50	0.64	0.27	0.73	1.37	1.05	0.32	0.30	1.87
4.00	0.66	0.27	0.73	1.39	1.06	0.33	0.31	1.90
4.50	0.68	0.26	0.74	1.42	1.08	0.34	0.32	1.92
5.00	0.70	0.25	0.75	1.45	1.10	0.35	0.32	1.94
6.00	0.75	0.22	0.78	1.53	1.15	0.37	0.32	1.96
7.00	0.77	0.19	0.81	1.58	1.20	0.39	0.32	1.95
8.00	0.79	0.16	0.84	1.63	1.24	0.40	0.32	1.94
9.00	0.84	0.13	0.87	1.71	1.29	0.42	0.32	1.96
10.00	0.86	0.11	0.89	1.75	1.32	0.43	0.33	1.96
11.00	0.88	0.09	0.91	1.79	1.35	0.44	0.33	1.97
12.00	0.90	0.07	0.93	1.83	1.38	0.45	0.33	1.97

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.52g/cm³ (densidad seca proporcionada = 1.15g/cm³), humedad = 21.1%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave para Recrecimiento

Clasificación

Muestra : ---

AASHTO .- A-2-4(0)

Profundidad (m) : ---

SUCS .- SM // Arena limosa

Estado : Remoldeado

ESPECIMEN 02

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	10.03
Diámetro (cm)	5.00	4.95
Humedad (%)	21.1	20.9
Densidad seca (g/cm³)	1.52	1.56

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	92
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	3.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	2.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.11	0.01	1.99	2.10	2.05	0.06	0.03	1.06
0.10	0.13	0.01	1.99	2.12	2.06	0.07	0.03	1.07
0.25	0.22	0.02	1.98	2.20	2.09	0.11	0.05	1.11
0.35	0.33	0.06	1.94	2.27	2.11	0.17	0.08	1.17
0.50	0.42	0.09	1.91	2.33	2.12	0.21	0.10	1.22
0.75	0.53	0.14	1.86	2.39	2.12	0.26	0.12	1.28
1.00	0.64	0.19	1.81	2.45	2.13	0.32	0.15	1.35
1.25	0.70	0.25	1.75	2.45	2.10	0.35	0.17	1.40
1.50	0.77	0.32	1.68	2.45	2.07	0.39	0.19	1.46
1.75	0.84	0.38	1.62	2.46	2.04	0.42	0.21	1.52
2.00	0.90	0.42	1.58	2.48	2.03	0.45	0.22	1.57
2.50	1.01	0.49	1.51	2.52	2.02	0.51	0.25	1.67
3.00	1.10	0.54	1.46	2.56	2.01	0.55	0.27	1.75
3.50	1.17	0.58	1.42	2.59	2.00	0.58	0.29	1.82
4.00	1.23	0.62	1.38	2.61	2.00	0.62	0.31	1.89
4.50	1.30	0.62	1.38	2.68	2.03	0.65	0.32	1.94
5.00	1.36	0.61	1.39	2.75	2.07	0.68	0.33	1.98
6.00	1.41	0.52	1.48	2.89	2.18	0.70	0.32	1.95
7.00	1.50	0.45	1.55	3.05	2.30	0.75	0.33	1.97
8.00	1.58	0.37	1.63	3.21	2.42	0.79	0.33	1.97
9.00	1.67	0.30	1.70	3.37	2.54	0.84	0.33	1.98
10.00	1.74	0.22	1.78	3.52	2.65	0.87	0.33	1.98
11.00	1.74	0.13	1.87	3.61	2.74	0.87	0.32	1.93
12.00	1.78	0.04	1.96	3.74	2.85	0.89	0.31	1.91

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.52g/cm³ (densidad seca proporcionada = 1.15g/cm³), humedad = 21.1%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave para Recrecimiento

Clasificación

Muestra : ---

AASHTO .- A-2-4(0)

Profundidad (m) : ---

SUCS .- SM // Arena limosa

Estado : Remoldeado

ESPECIMEN 03

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.94
Diámetro (cm)	5.00	4.90
Humedad (%)	21.1	23.9
Densidad seca (g/cm³)	1.52	1.61

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	93
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	5.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	4.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.24	0.04	3.96	4.20	4.08	0.12	0.03	1.06
0.10	0.31	0.05	3.95	4.26	4.10	0.15	0.04	1.08
0.25	0.50	0.11	3.89	4.39	4.14	0.25	0.06	1.13
0.35	0.62	0.16	3.84	4.46	4.15	0.31	0.07	1.16
0.50	0.76	0.22	3.78	4.54	4.16	0.38	0.09	1.20
0.75	0.95	0.32	3.68	4.63	4.16	0.48	0.11	1.26
1.00	1.14	0.43	3.57	4.71	4.14	0.57	0.14	1.32
1.25	1.33	0.55	3.45	4.78	4.12	0.67	0.16	1.39
1.50	1.40	0.62	3.38	4.78	4.08	0.70	0.17	1.41
1.75	1.52	0.72	3.28	4.80	4.04	0.76	0.19	1.46
2.00	1.59	0.80	3.20	4.79	4.00	0.80	0.20	1.50
2.50	1.76	0.99	3.01	4.77	3.89	0.88	0.23	1.58
3.00	1.90	1.12	2.88	4.78	3.83	0.95	0.25	1.66
3.50	2.01	1.25	2.75	4.76	3.75	1.00	0.27	1.73
4.00	2.09	1.34	2.66	4.75	3.71	1.05	0.28	1.79
4.50	2.16	1.42	2.58	4.74	3.66	1.08	0.30	1.84
5.00	2.21	1.48	2.52	4.73	3.62	1.10	0.30	1.88
6.00	2.30	1.52	2.48	4.78	3.63	1.15	0.32	1.93
7.00	2.38	1.50	2.50	4.88	3.69	1.19	0.32	1.95
8.00	2.45	1.47	2.53	4.98	3.75	1.22	0.33	1.97
9.00	2.51	1.42	2.58	5.09	3.83	1.25	0.33	1.97
10.00	2.57	1.35	2.65	5.22	3.93	1.28	0.33	1.97
11.00	2.61	1.25	2.75	5.36	4.06	1.31	0.32	1.95
12.00	2.64	1.15	2.85	5.49	4.17	1.32	0.32	1.93

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.52g/cm³ (densidad seca proporcionada = 1.15g/cm³), humedad = 21.1%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave para Recrecimiento

Muestra : ---

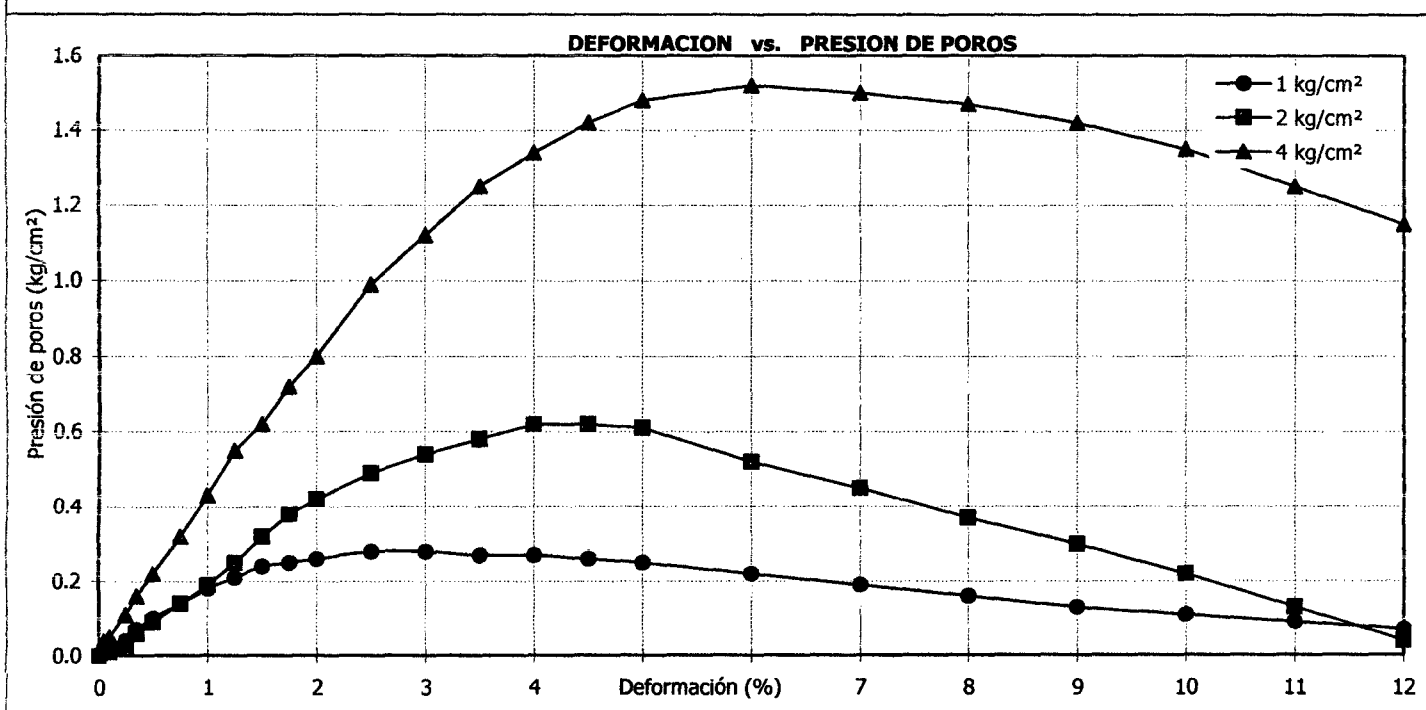
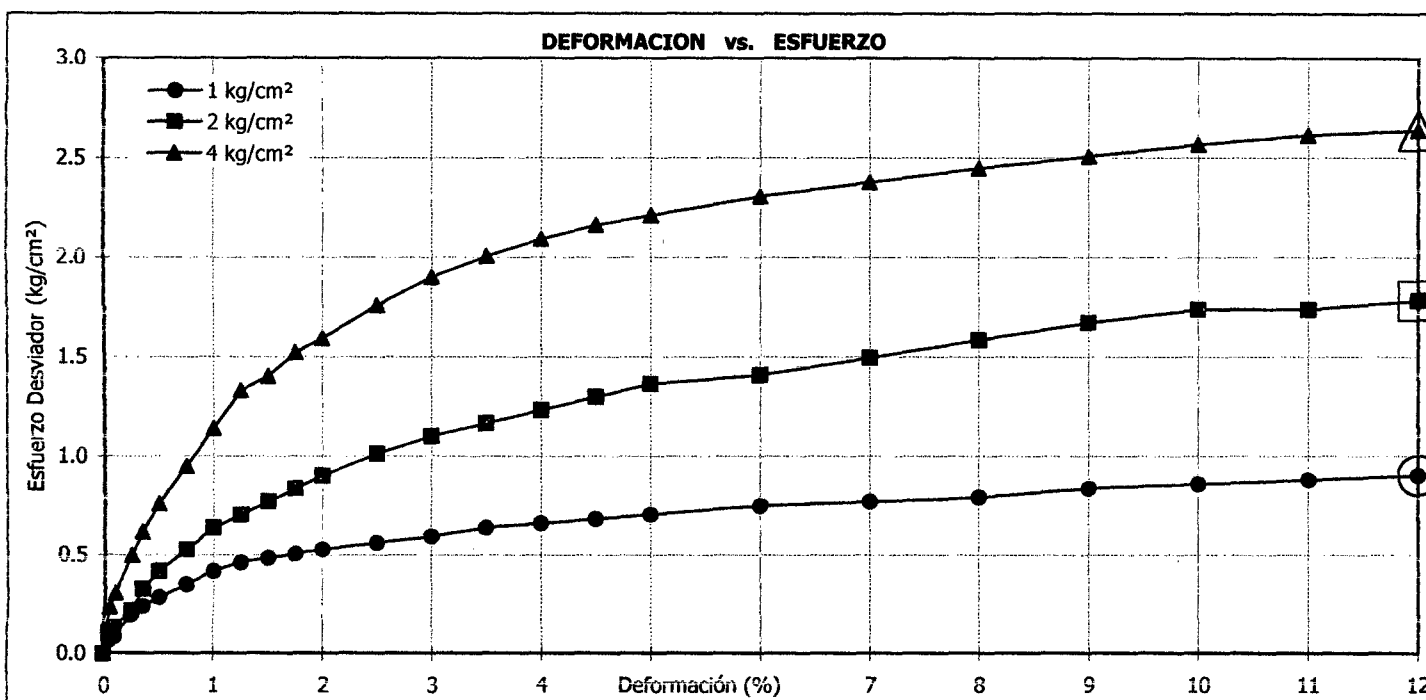
Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa





ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe Nº : LG07-448
Solidante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave para Recrecimiento

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa

CIRCULO DE MOHR

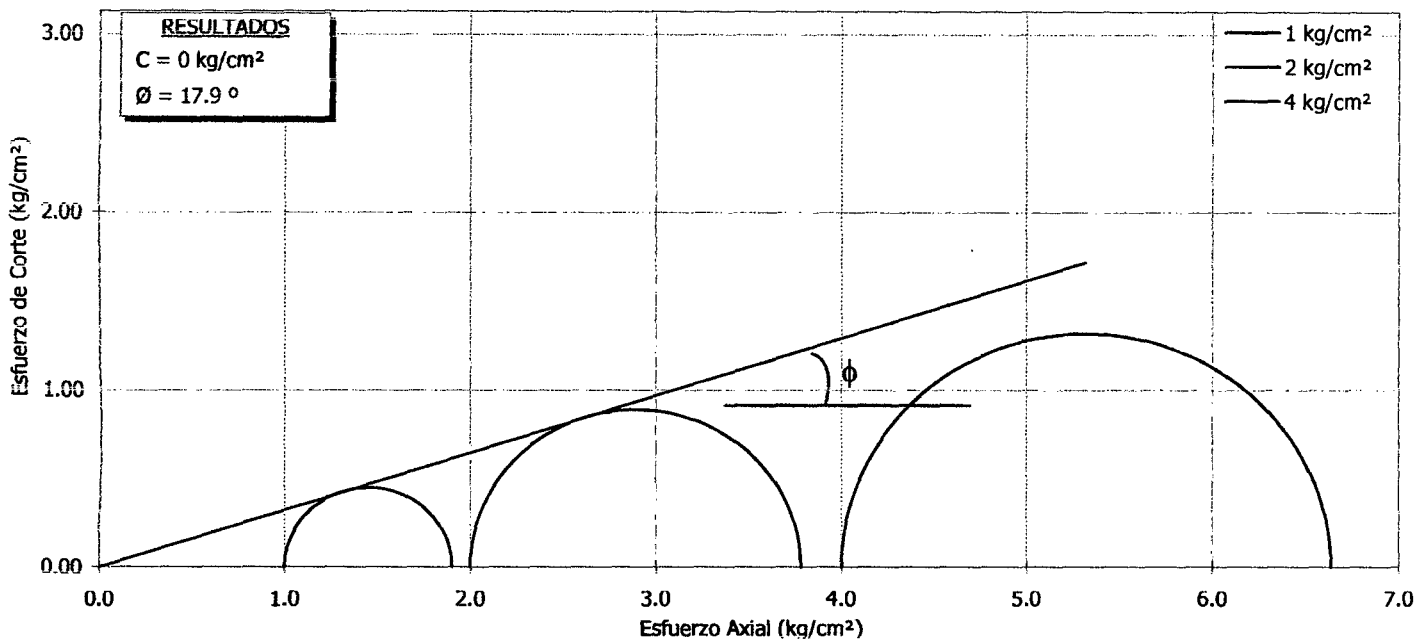
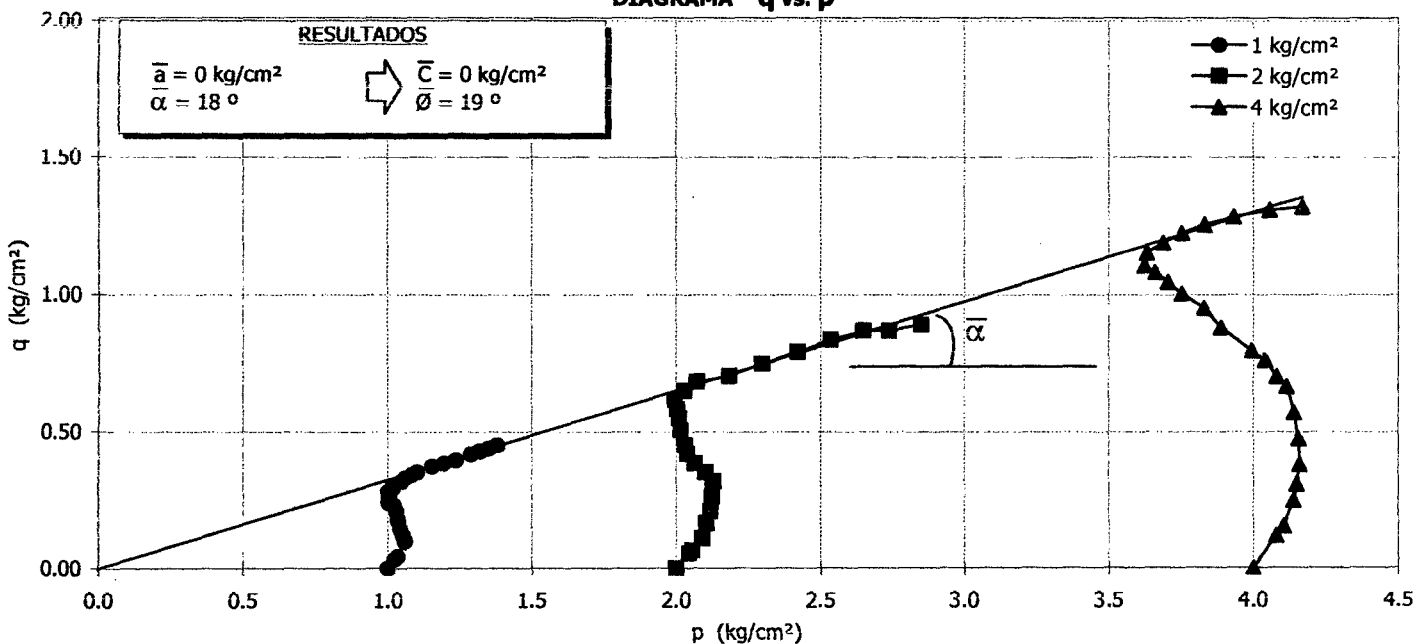


DIAGRAMA q vs. p





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 01

Etapas	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	10.00
Diámetro (cm)	5.00	4.83
Humedad (%)	4.2	21.5
Densidad seca (g/cm³)	1.55	1.68

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	98
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	2.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	1.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.21	0.01	0.99	1.20	1.10	0.11	0.10	1.21
0.10	0.26	0.02	0.98	1.24	1.11	0.13	0.12	1.27
0.25	0.42	0.03	0.97	1.39	1.18	0.21	0.18	1.44
0.35	0.48	0.04	0.96	1.44	1.20	0.24	0.20	1.50
0.50	0.58	0.06	0.94	1.52	1.23	0.29	0.24	1.62
0.75	0.69	0.08	0.92	1.61	1.26	0.34	0.27	1.75
1.00	0.79	0.11	0.89	1.68	1.29	0.40	0.31	1.89
1.25	0.84	0.12	0.88	1.72	1.30	0.42	0.32	1.96
1.50	0.90	0.14	0.86	1.76	1.31	0.45	0.34	2.04
1.75	0.95	0.16	0.84	1.79	1.32	0.48	0.36	2.13
2.00	1.00	0.17	0.83	1.83	1.33	0.50	0.38	2.21
2.50	1.06	0.20	0.80	1.86	1.33	0.53	0.40	2.32
3.00	1.11	0.22	0.78	1.89	1.33	0.55	0.42	2.42
3.50	1.16	0.23	0.77	1.93	1.35	0.58	0.43	2.51
4.00	1.21	0.24	0.76	1.97	1.37	0.61	0.44	2.60
4.50	1.21	0.25	0.75	1.96	1.36	0.61	0.45	2.62
5.00	1.21	0.26	0.74	1.95	1.35	0.61	0.45	2.64
6.00	1.27	0.26	0.74	2.01	1.37	0.63	0.46	2.71
7.00	1.27	0.27	0.73	2.00	1.36	0.63	0.46	2.74
8.00	1.32	0.27	0.73	2.05	1.39	0.66	0.47	2.81
9.00	1.37	0.27	0.73	2.10	1.42	0.69	0.48	2.88
10.00	1.37	0.27	0.73	2.10	1.42	0.69	0.48	2.88
11.00	1.43	0.26	0.74	2.17	1.45	0.71	0.49	2.93
12.00	1.43	0.26	0.74	2.17	1.45	0.71	0.49	2.93

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, mínima densidad seca remoldeable = 1.55g/cm³ (densidad seca proporcionada = 1.34g/cm³), humedad = 4.2%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru Nº 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe Nº : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---
Estado : Remoldeado

Clasificación
AASHTO .- A-2-4(0)
SUCS .- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 02

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.95
Diámetro (cm)	5.00	4.91
Humedad (%)	4.2	21.1
Densidad seca (g/cm³)	1.55	1.63

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	93
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	3.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	2.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.26	0.01	1.99	2.25	2.12	0.13	0.06	1.13
0.10	0.35	0.01	1.99	2.34	2.16	0.17	0.08	1.17
0.25	0.65	0.02	1.98	2.63	2.30	0.32	0.14	1.33
0.35	0.86	0.03	1.97	2.83	2.40	0.43	0.18	1.44
0.50	1.12	0.06	1.94	3.06	2.50	0.56	0.22	1.58
0.75	1.34	0.06	1.94	3.28	2.61	0.67	0.26	1.69
1.00	1.47	0.09	1.91	3.38	2.64	0.73	0.28	1.77
1.25	1.64	0.12	1.88	3.52	2.70	0.82	0.30	1.87
1.50	1.81	0.14	1.86	3.67	2.77	0.91	0.33	1.98
1.75	1.90	0.17	1.83	3.73	2.78	0.95	0.34	2.04
2.00	2.03	0.19	1.81	3.84	2.83	1.02	0.36	2.12
2.50	2.20	0.22	1.78	3.98	2.88	1.10	0.38	2.24
3.00	2.29	0.25	1.75	4.04	2.89	1.14	0.40	2.31
3.50	2.38	0.27	1.73	4.11	2.92	1.19	0.41	2.37
4.00	2.51	0.28	1.72	4.23	2.97	1.25	0.42	2.46
4.50	2.59	0.30	1.70	4.29	3.00	1.30	0.43	2.52
5.00	2.68	0.31	1.69	4.37	3.03	1.34	0.44	2.58
6.00	2.85	0.32	1.68	4.53	3.11	1.43	0.46	2.70
7.00	2.94	0.34	1.66	4.60	3.13	1.47	0.47	2.77
8.00	3.02	0.35	1.65	4.67	3.16	1.51	0.48	2.83
9.00	3.11	0.36	1.64	4.75	3.20	1.56	0.49	2.90
10.00	3.24	0.37	1.63	4.87	3.25	1.62	0.50	2.99
11.00	3.33	0.38	1.62	4.95	3.28	1.66	0.51	3.05
12.00	3.41	0.39	1.61	5.02	3.32	1.71	0.51	3.12

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Material que pasa el tamiz Nº 4, mínima densidad seca remoldeable = 1.55g/cm³ (densidad seca proporcionada = 1.34g/cm³), humedad = 4.2%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquilococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO :- A-2-4(0)

SUCS :- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 03

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.82
Diámetro (cm)	5.00	4.73
Humedad (%)	4.2	19.2
Densidad seca (g/cm³)	1.55	1.78

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	97
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	5.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	4.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.48	0.01	3.99	4.47	4.23	0.24	0.06	1.12
0.10	0.77	0.01	3.99	4.76	4.37	0.38	0.09	1.19
0.25	1.25	0.04	3.96	5.21	4.58	0.62	0.14	1.32
0.35	1.49	0.05	3.95	5.44	4.69	0.74	0.16	1.38
0.50	1.87	0.08	3.92	5.79	4.86	0.94	0.19	1.48
0.75	2.21	0.11	3.89	6.10	4.99	1.10	0.22	1.57
1.00	2.50	0.17	3.83	6.33	5.08	1.25	0.25	1.65
1.25	2.93	0.23	3.77	6.70	5.23	1.46	0.28	1.78
1.50	3.26	0.26	3.74	7.00	5.37	1.63	0.30	1.87
1.75	3.55	0.28	3.72	7.27	5.50	1.78	0.32	1.95
2.00	3.79	0.33	3.67	7.46	5.57	1.90	0.34	2.03
2.50	4.08	0.38	3.62	7.70	5.66	2.04	0.36	2.13
3.00	4.32	0.43	3.57	7.89	5.73	2.16	0.38	2.21
3.50	4.61	0.49	3.51	8.12	5.81	2.30	0.40	2.31
4.00	4.85	0.55	3.45	8.30	5.87	2.42	0.41	2.41
4.50	5.09	0.61	3.39	8.48	5.93	2.54	0.43	2.50
5.00	5.23	0.67	3.33	8.56	5.95	2.62	0.44	2.57
6.00	5.57	0.77	3.23	8.80	6.01	2.78	0.46	2.72
7.00	5.71	0.85	3.15	8.86	6.01	2.86	0.48	2.81
8.00	5.86	0.92	3.08	8.94	6.01	2.93	0.49	2.90
9.00	6.00	0.99	3.01	9.01	6.01	3.00	0.50	2.99
10.00	6.10	1.03	2.97	9.07	6.02	3.05	0.51	3.05
11.00	6.14	1.07	2.93	9.07	6.00	3.07	0.51	3.10
12.00	6.14	1.11	2.89	9.03	5.96	3.07	0.52	3.13

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, mínima densidad seca remoldeable = 1.55g/cm³ (densidad seca proporcionada = 1.34g/cm³), humedad = 4.2%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique

Muestra : ---

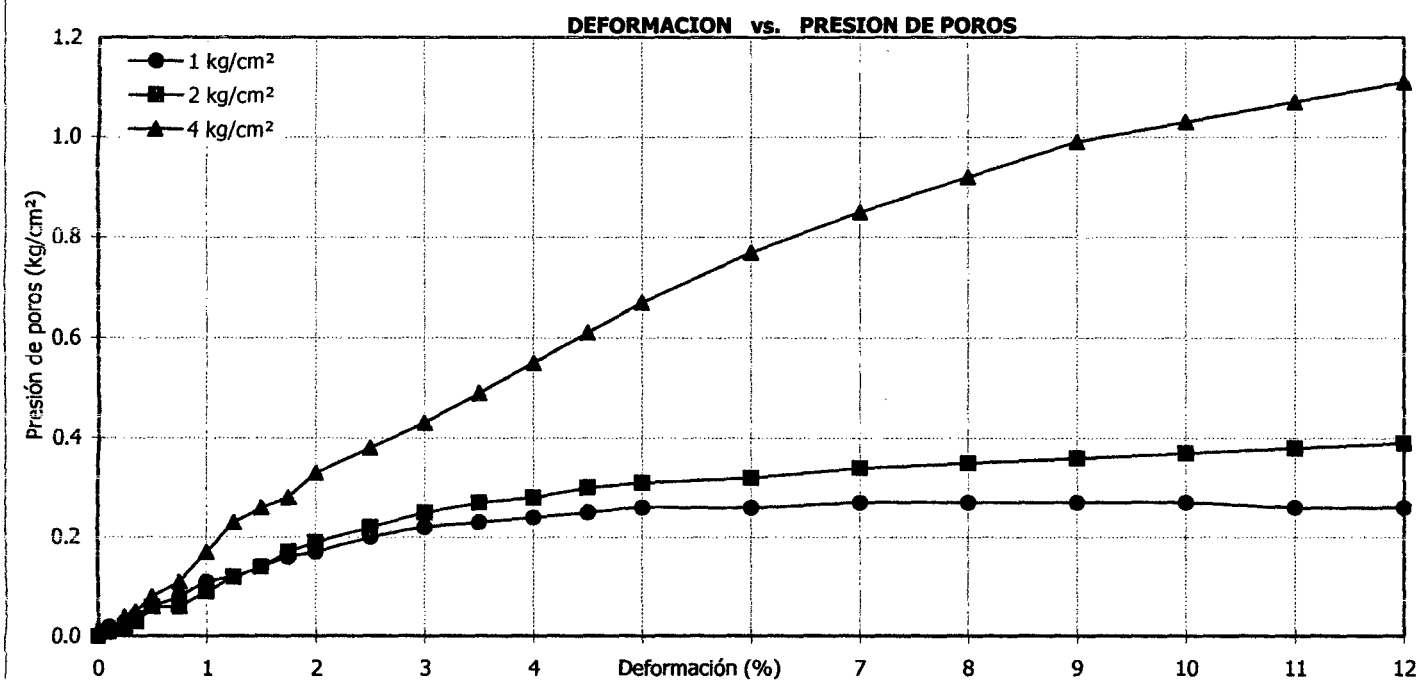
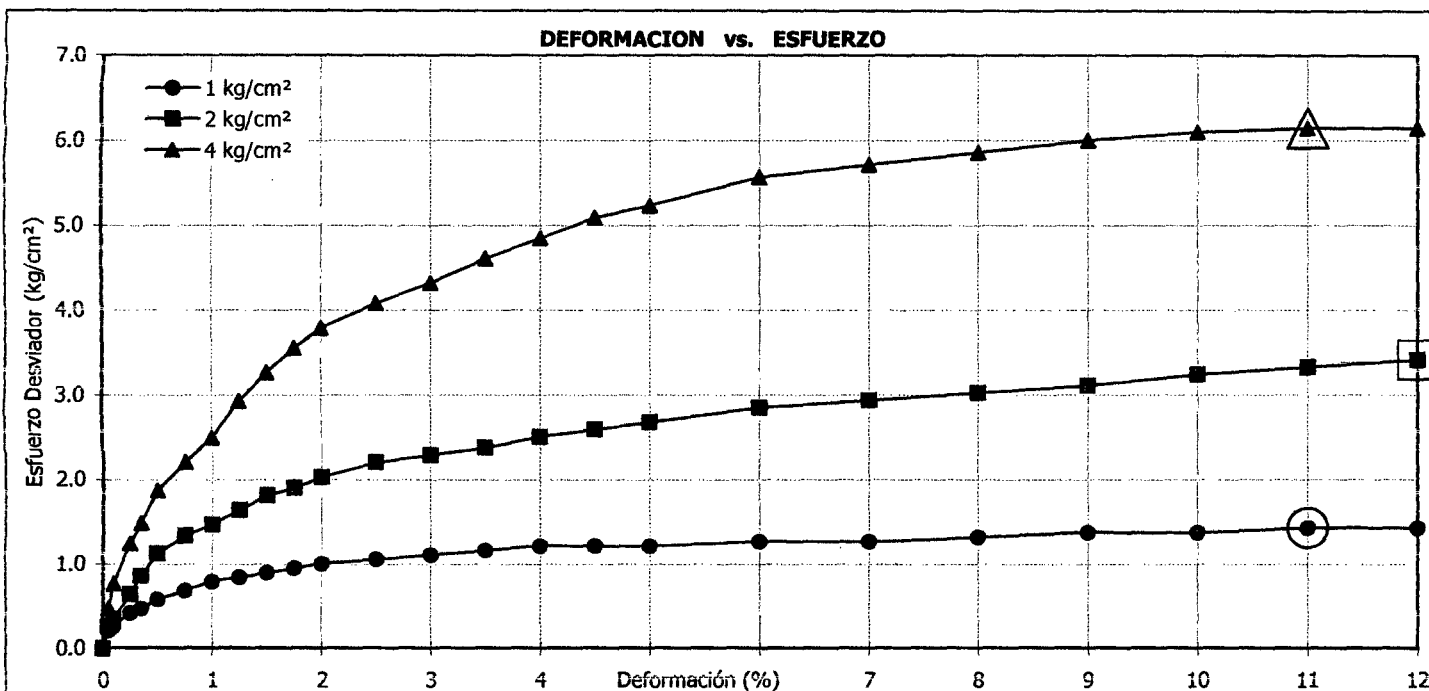
Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa





ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recreimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa

CIRCULO DE MOHR

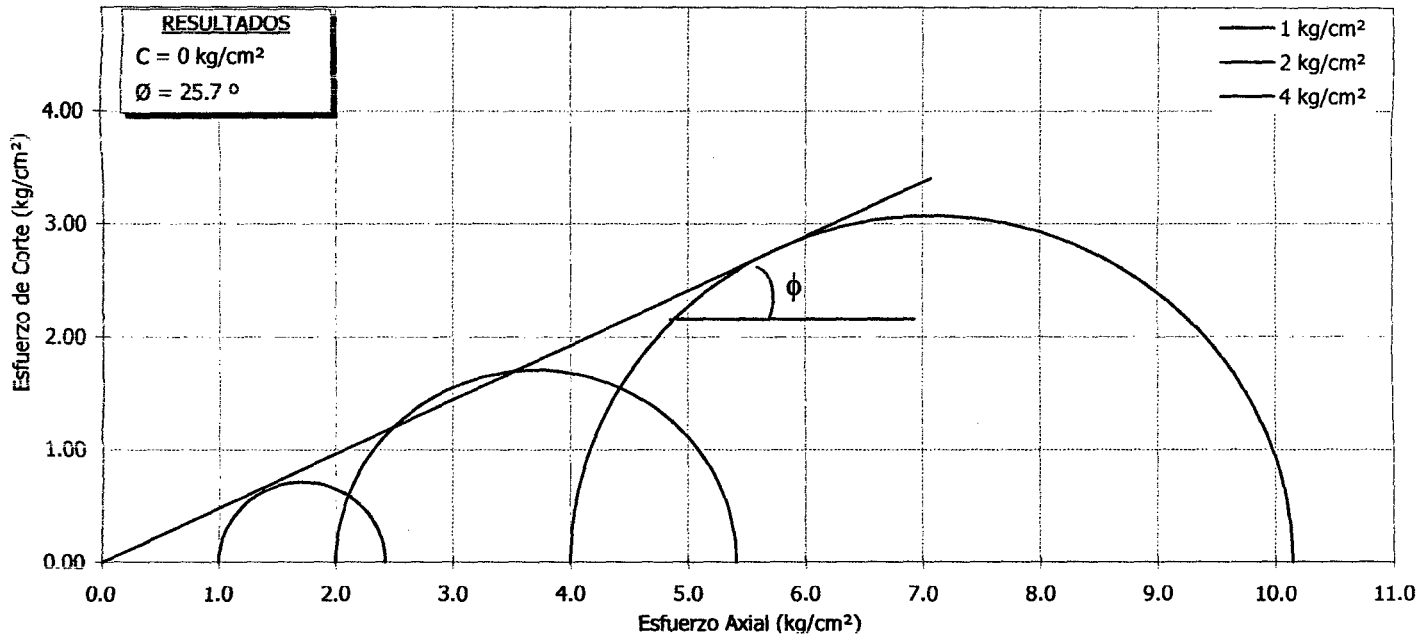
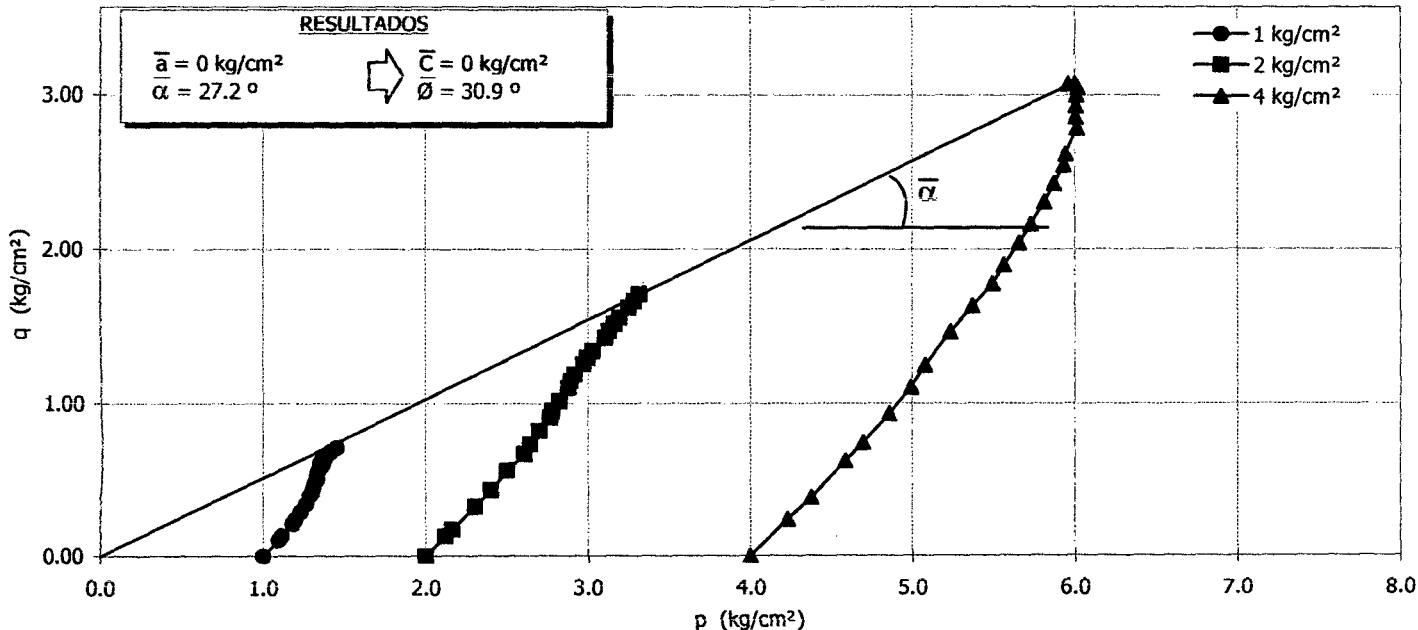


DIAGRAMA q vs. p





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448

Fecha : Noviembre, 2007

Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.

Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 01

Etap		Inicial	Final
Altura	(cm)	10.10	9.85
Diámetro	(cm)	5.00	4.87
Humedad	(%)	10.0	17.4
Densidad seca	(g/cm³)	1.60	1.73

Velocidad	0.20
Parámetro "B"	(%) 97
Presión de Celda (σ_3)	(kg/cm²) 2.00
Contra Presión	(kg/cm²) 1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3)	(kg/cm²) 1.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.29	0.02	0.98	1.27	1.12	0.14	0.13	1.29
0.10	0.38	0.03	0.97	1.35	1.16	0.19	0.17	1.40
0.25	0.62	0.08	0.92	1.55	1.23	0.31	0.25	1.68
0.35	0.77	0.10	0.90	1.67	1.28	0.38	0.30	1.85
0.50	0.91	0.12	0.88	1.79	1.34	0.46	0.34	2.04
0.75	1.10	0.17	0.83	1.93	1.38	0.55	0.40	2.33
1.00	1.20	0.21	0.79	1.99	1.39	0.60	0.43	2.52
1.25	1.34	0.25	0.75	2.09	1.42	0.67	0.47	2.79
1.50	1.39	0.27	0.73	2.12	1.43	0.70	0.49	2.91
1.75	1.44	0.30	0.70	2.14	1.42	0.72	0.51	3.06
2.00	1.49	0.33	0.67	2.16	1.41	0.74	0.53	3.22
2.50	1.54	0.37	0.63	2.17	1.40	0.77	0.55	3.44
3.00	1.58	0.40	0.60	2.18	1.39	0.79	0.57	3.64
3.50	1.58	0.44	0.56	2.14	1.35	0.79	0.59	3.83
4.00	1.58	0.46	0.54	2.12	1.33	0.79	0.59	3.93
4.50	1.54	0.48	0.52	2.06	1.29	0.77	0.60	3.95
5.00	1.54	0.49	0.51	2.05	1.28	0.77	0.60	4.01
6.00	1.49	0.52	0.48	1.97	1.22	0.74	0.61	4.10
7.00	1.49	0.54	0.46	1.95	1.20	0.74	0.62	4.23
8.00	1.44	0.55	0.45	1.89	1.17	0.72	0.62	4.20
9.00	1.44	0.56	0.44	1.88	1.16	0.72	0.62	4.27
10.00	1.44	0.57	0.43	1.87	1.15	0.72	0.63	4.35
11.00	1.44	0.57	0.43	1.87	1.15	0.72	0.63	4.35
12.00	1.44	0.58	0.42	1.86	1.14	0.72	0.63	4.43

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.60g/cm³ (densidad seca proporcionada = 1.34g/cm³), máxima humedad remoldeable = 10.0%, (humedad proporcionada = 21.1%). Los datos remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---
Estado : Remoldeado

Clasificación
AASHTO .- A-2-4(0)
SUCS .- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 02

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.55
Diámetro (cm)	5.00	4.93
Humedad (%)	10.0	19.0
Densidad seca (g/cm³)	1.60	1.74

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	98
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	3.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) (kg/cm²)	2.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	2.00	2.00	2.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.86	0.02	1.98	2.84	2.41	0.43	0.18	1.44
0.10	1.06	0.02	1.98	3.04	2.51	0.53	0.21	1.53
0.25	1.49	0.06	1.94	3.43	2.68	0.74	0.28	1.77
0.35	1.68	0.08	1.92	3.60	2.76	0.84	0.30	1.88
0.50	1.92	0.10	1.90	3.82	2.86	0.96	0.34	2.01
0.75	2.30	0.16	1.84	4.14	2.99	1.15	0.39	2.25
1.00	2.78	0.24	1.76	4.54	3.15	1.39	0.44	2.58
1.25	2.93	0.28	1.72	4.65	3.18	1.46	0.46	2.70
1.50	3.12	0.32	1.68	4.80	3.24	1.56	0.48	2.86
1.75	3.26	0.35	1.65	4.91	3.28	1.63	0.50	2.98
2.00	3.46	0.46	1.54	5.00	3.27	1.73	0.53	3.24
2.50	3.65	0.48	1.52	5.17	3.34	1.82	0.55	3.40
3.00	3.84	0.56	1.44	5.28	3.36	1.92	0.57	3.67
3.50	3.89	0.62	1.38	5.27	3.32	1.94	0.58	3.82
4.00	3.98	0.68	1.32	5.30	3.31	1.99	0.60	4.02
4.50	3.98	0.73	1.27	5.25	3.26	1.99	0.61	4.14
5.00	3.98	0.78	1.22	5.20	3.21	1.99	0.62	4.27
6.00	3.84	0.87	1.13	4.97	3.05	1.92	0.63	4.40
7.00	3.79	0.95	1.05	4.84	2.95	1.90	0.64	4.61
8.00	3.70	1.01	0.99	4.69	2.84	1.85	0.65	4.73
9.00	3.65	1.04	0.96	4.61	2.78	1.82	0.66	4.80
10.00	3.60	1.07	0.93	4.53	2.73	1.80	0.66	4.87
11.00	3.50	1.10	0.90	4.40	2.65	1.75	0.66	4.89
12.00	3.46	1.13	0.87	4.33	2.60	1.73	0.67	4.97

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.60g/cm³ (densidad seca proporcionada = 1.34g/cm³), máxima humedad remoldeable = 10.0%, (humedad proporcionada = 21.1%). Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES

LABORATORIO GEOTECNICO



Av. Túpac Amaru N° 1150, Lima 25, Perú - Apartado postal 31-250, Lima 31 - Teléfono: (51-1) 482-0777 - Telefax: 482-0804 / 481-0170 - E-mail: labgeo@cismid.uni.pe

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---
Estado : Remoldeado

Clasificación
AASHTO .- A-2-4(0)
SUCS .- SM // Arena limosa

ESPECIMEN 03

Condiciones	Inicial	Final
Altura (cm)	10.10	9.10
Diámetro (cm)	5.00	4.90
Humedad (%)	10.0	13.3
Densidad seca (g/cm³)	1.60	1.85

Velocidad	0.20
Parámetro "B" (%)	96
Presión de Celda (σ_3) (kg/cm²)	5.00
Contra Presión (kg/cm²)	1.00
Esfuerzo Efectivo Inicial (σ_3) ⁻ (kg/cm²)	4.00

Deformación (%)	Esf. Desv. (kg/cm²)	Presión Poros (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_3$ (kg/cm²)	$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm²)	p (kg/cm²)	q (kg/cm²)	q/p	Oblicuidad ($\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$)
0.00	0.00	0.00	4.00	4.00	4.00	0.00	0.00	1.00
0.05	0.96	0.02	3.98	4.94	4.46	0.48	0.11	1.24
0.10	1.15	0.04	3.96	5.11	4.54	0.58	0.13	1.29
0.25	1.58	0.06	3.94	5.52	4.73	0.79	0.17	1.40
0.35	1.78	0.08	3.92	5.70	4.81	0.89	0.18	1.45
0.50	2.11	0.12	3.88	5.99	4.94	1.06	0.21	1.54
0.75	2.64	0.19	3.81	6.45	5.13	1.32	0.26	1.69
1.00	2.93	0.23	3.77	6.70	5.23	1.46	0.28	1.78
1.25	3.41	0.31	3.69	7.10	5.39	1.70	0.32	1.92
1.50	3.74	0.37	3.63	7.37	5.50	1.87	0.34	2.03
1.75	4.18	0.45	3.55	7.73	5.64	2.09	0.37	2.18
2.00	4.46	0.51	3.49	7.95	5.72	2.23	0.39	2.28
2.50	4.99	0.64	3.36	8.35	5.86	2.50	0.43	2.49
3.00	5.42	0.77	3.23	8.65	5.94	2.71	0.46	2.68
3.50	5.86	0.90	3.10	8.96	6.03	2.93	0.49	2.89
4.00	6.19	1.01	2.99	9.18	6.09	3.10	0.51	3.07
4.50	6.48	1.13	2.87	9.35	6.11	3.24	0.53	3.26
5.00	6.72	1.24	2.76	9.48	6.12	3.36	0.55	3.43
6.00	7.10	1.44	2.56	9.66	6.11	3.55	0.58	3.78
7.00	7.39	1.58	2.42	9.81	6.12	3.70	0.60	4.05
8.00	7.68	1.71	2.29	9.97	6.13	3.84	0.63	4.36
9.00	7.97	1.80	2.20	10.17	6.18	3.98	0.64	4.62
10.00	8.21	1.80	2.20	10.41	6.30	4.10	0.65	4.73
11.00	8.54	1.89	2.11	10.65	6.38	4.27	0.67	5.05
12.00	8.83	1.89	2.11	10.94	6.53	4.42	0.68	5.19

Observaciones :

La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.60g/cm³ (densidad seca proporcionada = 1.34g/cm³), máxima humedad remoldeable = 10.0%, (humedad proporcionada = 21.1%). Los datos remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique

Muestra : ---

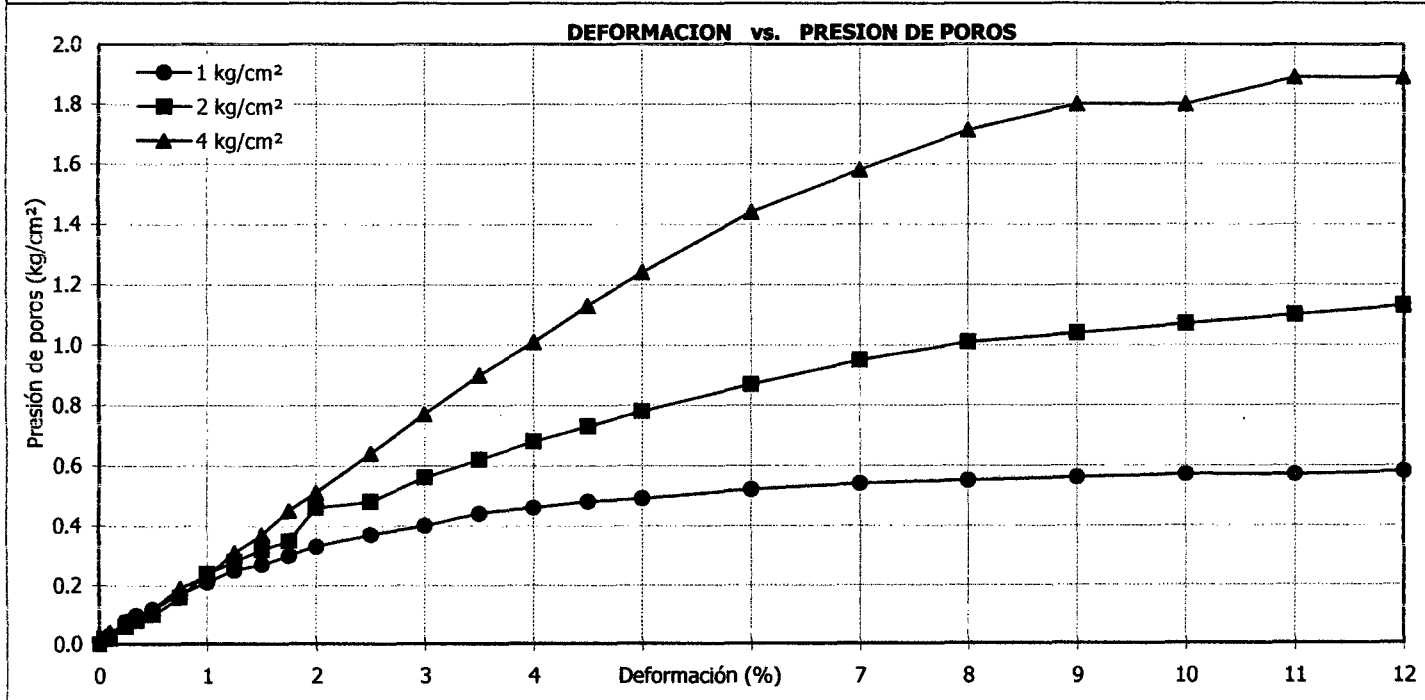
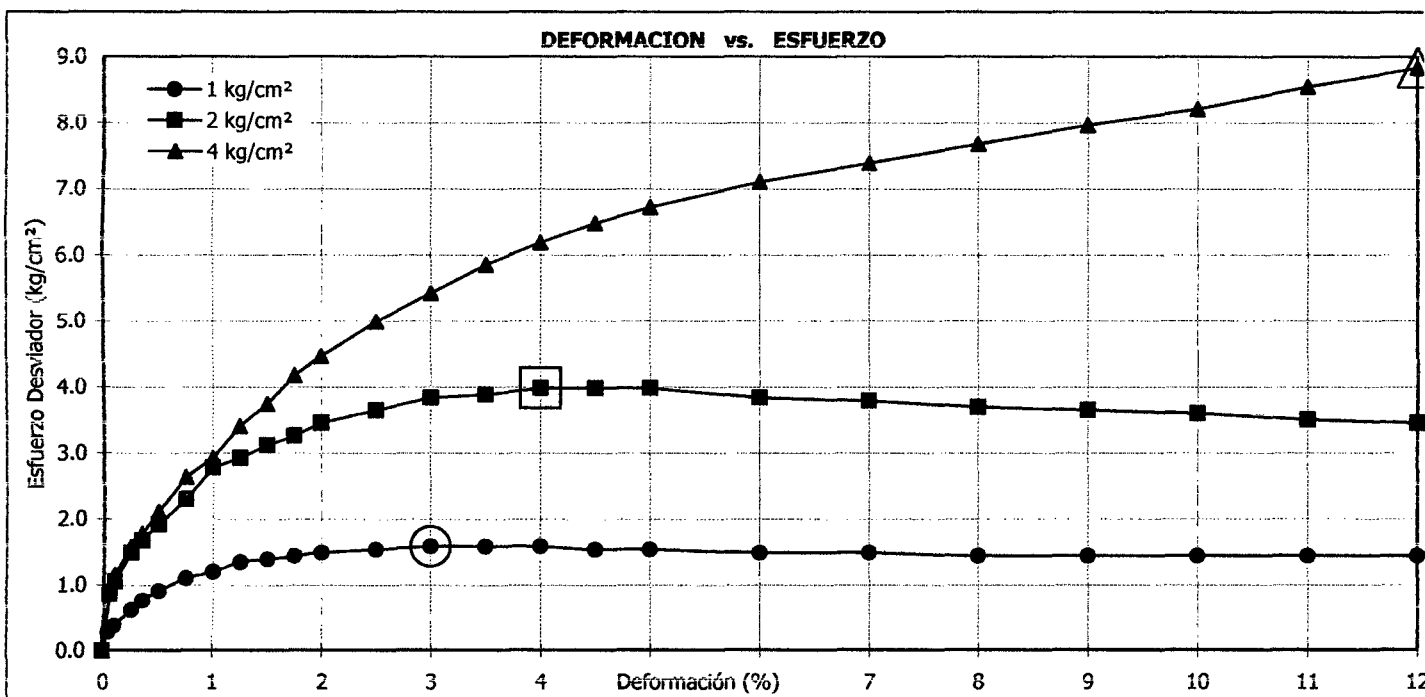
Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .- A-2-4(0)

SUCS .- SM // Arena limosa





ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Consolidado - No Drenado (CU) // ASTM - D4767

Informe N° : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquiococha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique

Muestra : ---

Profundidad (m) : ---

Estado : Remoldeado

Clasificación

AASHTO .-

A-2-4(0)

SUCS .-

SM // Arena limosa

CIRCULO DE MOHR

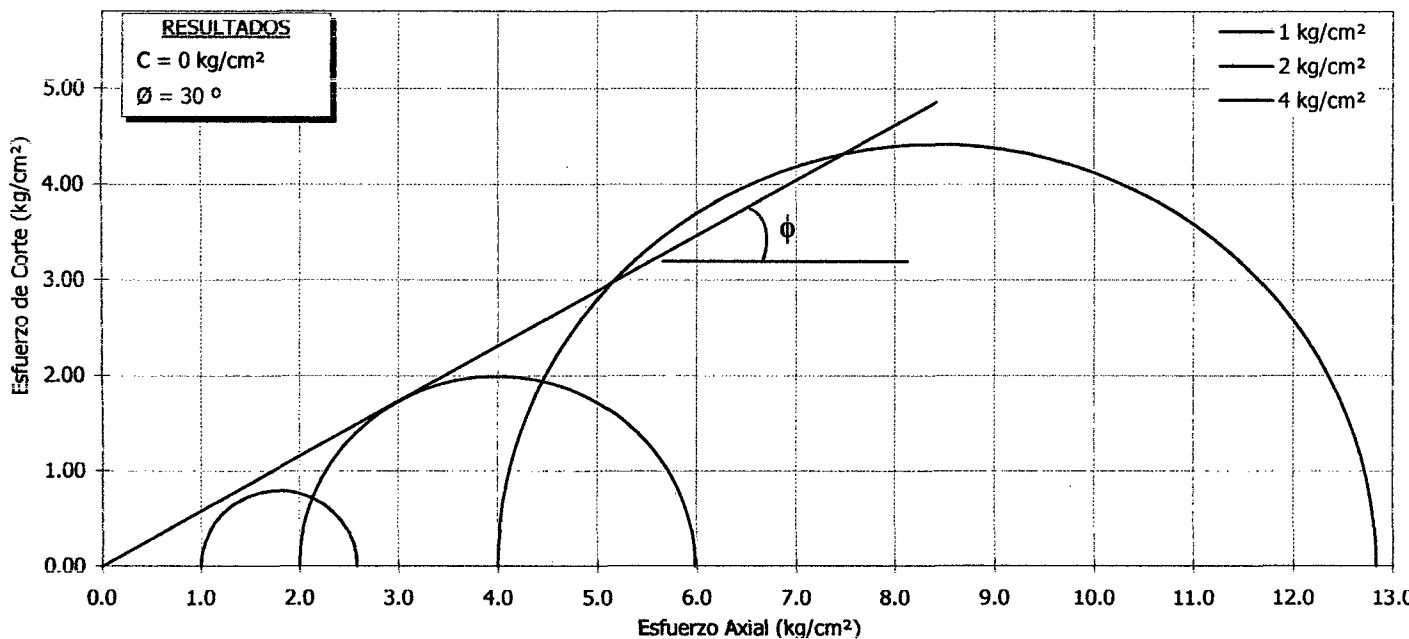
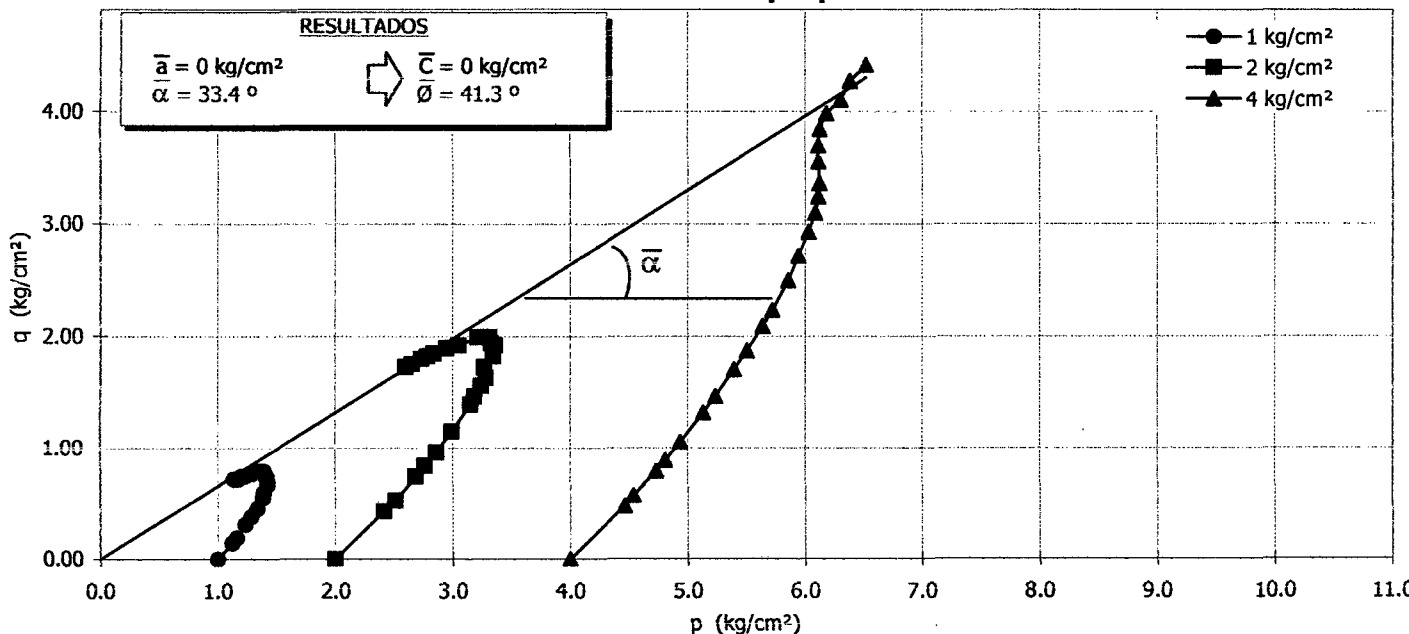


DIAGRAMA q vs. p



**PERMEABILIDAD CON CARGA CONSTANTE****Pared Flexible ASTM - D5084**

Informe : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave para recrecimiento Instalación : 13/11/07
Muestra : --- AASHTO : A-2-4 (0)
Profundidad (m) : --- S U C S : SM / Arena limosa
Estado : Remoldeado

Datos del ensayo

Diámetro (cm)	5.00	Humedad inicial (%)	21.0
Altura (cm)	10.10	Humedad final (%)	32.8
Densidad seca (g/cm ³)	1.52	Saturación inicial (%)	61.8
Gravedad de sólidos	3.15	Saturación final (%)	96.5

Calculo del parámetro B

Presión de celda (kg/cm ²)	Presión de poros (kg/cm ²)	Contrapresión (kg/cm ²)
2.52	2.34	2.34
2.73	2.54	2.55

Parámetro B (%) : 95.2

Medición del coeficiente de permeabilidad ($K_{T20^{\circ}\text{C}}$)

Gradiente hidráulico	5.0	Presión de salida (kg/cm ²)	2.50
Presión de celda (kg/cm ²)	2.73	Contrapresión (kg/cm ²)	2.55

Tiempo (min)	Volumen (cm ³)	Caudal (cm ³ /seg)	K_T (cm/seg)	Temperatura (°C)	$K_{T20^{\circ}\text{C}}$ (cm/seg)
0.2	1.00	6.7 E-02	6.8 E-04	17.0	7.3 E-04
0.3	1.00	6.3 E-02	6.4 E-04	17.0	6.8 E-04
0.3	1.00	6.7 E-02	6.8 E-04	17.0	7.3 E-04
0.3	1.00	6.7 E-02	6.8 E-04	17.0	7.3 E-04
0.3	1.00	6.7 E-02	6.8 E-04	17.0	7.3 E-04
0.3	1.00	6.7 E-02	6.8 E-04	17.0	7.3 E-04
0.3	1.00	6.7 E-02	6.8 E-04	17.0	7.3 E-04
0.3	1.00	6.7 E-02	6.8 E-04	17.0	7.3 E-04

Promedio (cm/seg) : 7.2 E-04

Observaciones : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Mínima densidad seca remoldeable = 1.52g/cm³
(Densidad seca proporcionada = 1.15g/cm³) , humedad = 21.1%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.



PERMEABILIDAD CON CARGA CONSTANTE

Pared Flexible ASTM - D5084

Informe : LG07-448
Solicitante : GOLDER ASSOCIATES PERU S. A.
Proyecto : Recrecimiento de Presa de Relaves Puquicocha

Fecha : Noviembre, 2007

Ubicación : Morococha, Junín

Sondaje : Relave Grueso Dique Instalación : 15/11/07
Muestra : --- AASHTO : A-2-4 (0)
Profundidad (m) : --- S U C S : SM / Arena limosa
Estado : Remoldeado

Datos del ensayo

Diámetro (cm)	5.00	Humedad inicial (%)	4.1
Altura (cm)	10.10	Humedad final (%)	32.8
Densidad seca (g/cm³)	1.55	Saturación inicial (%)	12.5
Gravedad de sólidos	3.19	Saturación final (%)	98.8

Calculo del parámetro B

Presión de celda (kg/cm²)	Presión de poros (kg/cm²)	Contrapresión (kg/cm²)
2.83	2.68	2.68
3.05	2.89	2.89

Parámetro B (%) : 95.5

Medición del coeficiente de permeabilidad ($K_{T20^{\circ}\text{C}}$)

Gradiente hidráulico	5.0	Presión de salida (kg/cm²)	2.84
Presión de celda (kg/cm²)	3.05	Contrapresión (kg/cm²)	2.89

Tiempo (min)	Volumen (cm³)	Caudal (cm³/seg)	K_T (cm/seg)	Temperatura (°C)	$K_{T20^{\circ}\text{C}}$ (cm/seg)
0.3	1.00	5.9 E-02	6.0 E-04	21.0	5.8 E-04
0.3	1.00	5.9 E-02	6.0 E-04	21.0	5.8 E-04
0.3	1.00	5.9 E-02	6.0 E-04	21.0	5.8 E-04
0.3	1.00	6.3 E-02	6.4 E-04	21.0	6.2 E-04
0.3	1.00	6.3 E-02	6.4 E-04	21.0	6.2 E-04
0.3	1.00	6.2 E-02	6.4 E-04	21.0	6.2 E-04
0.3	1.00	6.3 E-02	6.4 E-04	21.0	6.2 E-04
0.3	1.00	6.3 E-02	6.4 E-04	21.0	6.2 E-04

Promedio (cm/seg) : 6.1 E-04

Observaciones : La muestra ha sido proporcionada e identificada por el solicitante. Material que pasa el tamiz N° 4, mínima densidad seca remoldeable = 1.55g/cm³, (densidad seca proporcionada = 1.34g/cm³), humedad = 4.2%. Los datos de remoldeo han sido autorizados por el solicitante.

ANEXO D – DIAGRAMA DE FLUJO PROCESO METALÚRGICO

ANEXO E – PANEL FOTOGRÁFICO

PANEL FOTOGRÁFICO

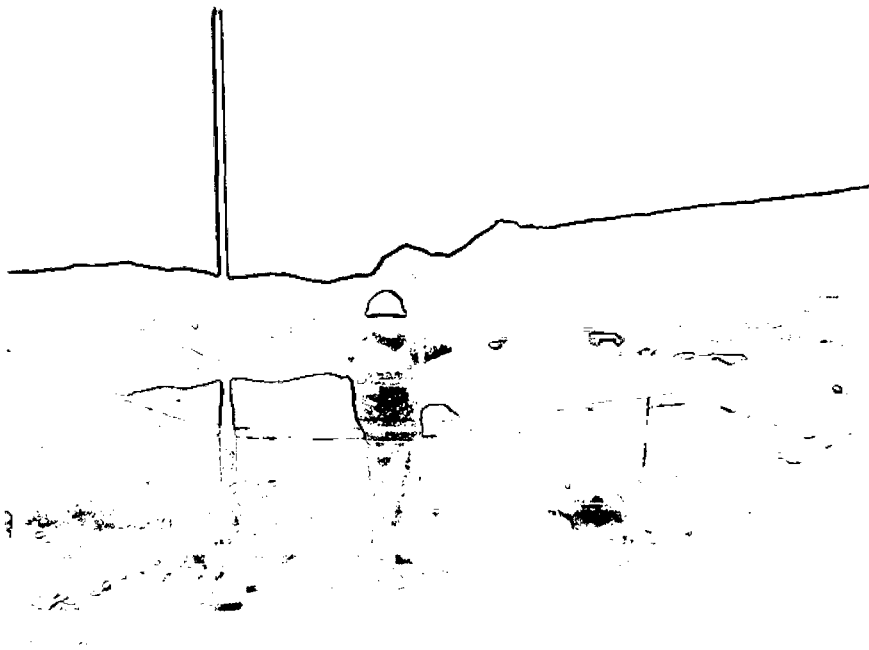


FOTO N°01: Vista panorámica de la Relavera Puquiococha.

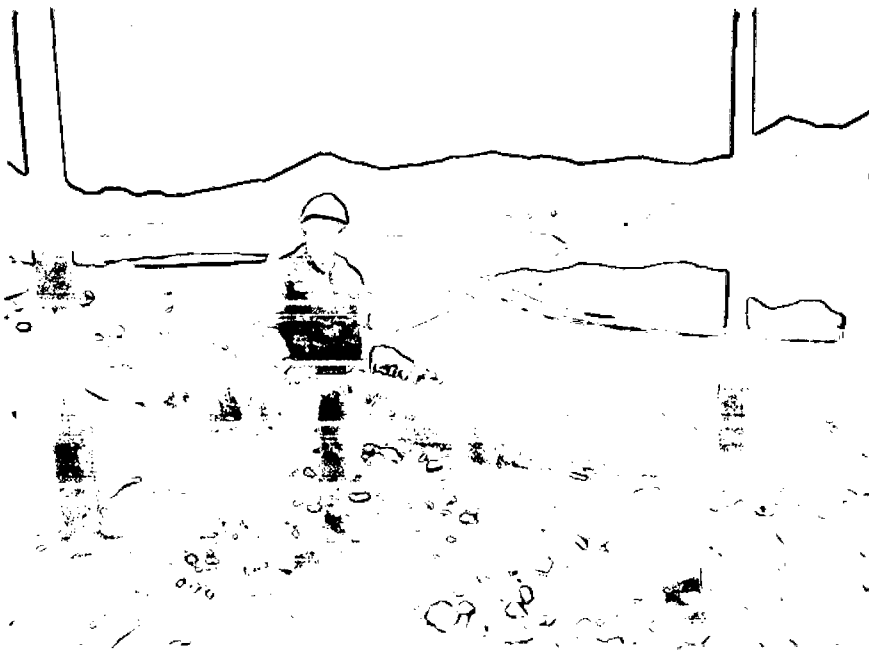


FOTO N°02: Vista del recremento oeste a la cota 4532 m.s.n.m. de la Relavera Puquiococha.



FOTO N°03: Punto de acopio de material para el recremento.

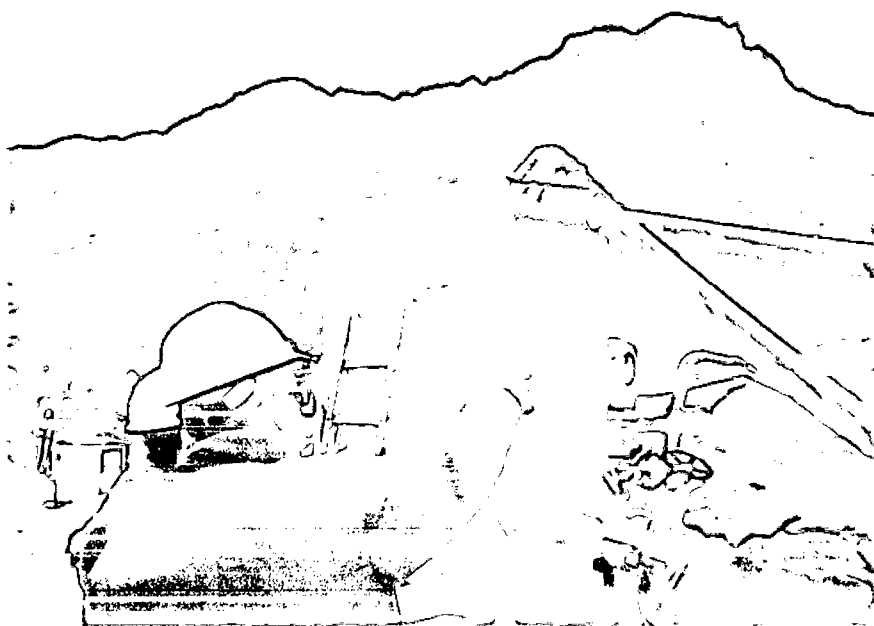


FOTO N°04: Imagen que muestra la bomba Wifley en operación.



FOTO N°05: La figura muestra el proceso de bombeo hacia los ciclones

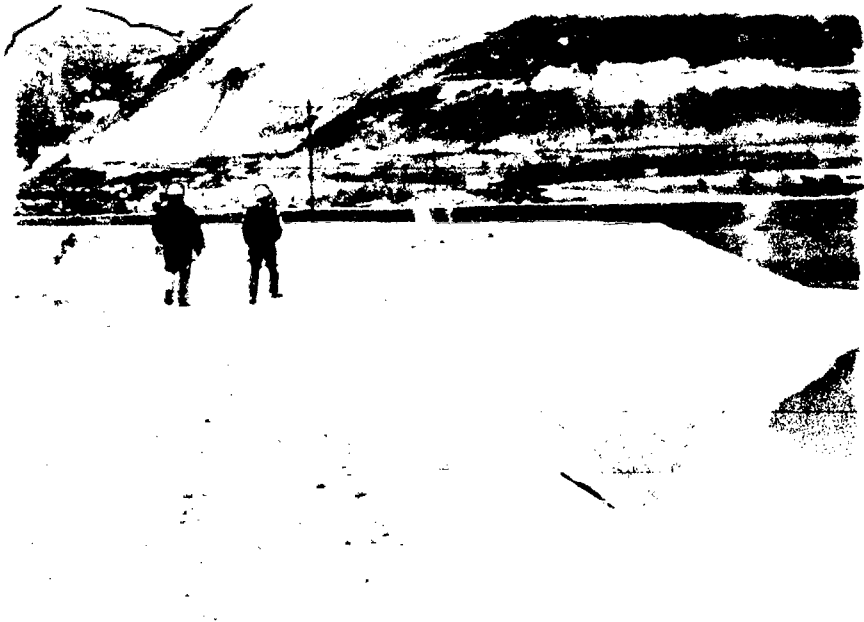


FOTO N°06: Inspección visual del área de estudio.

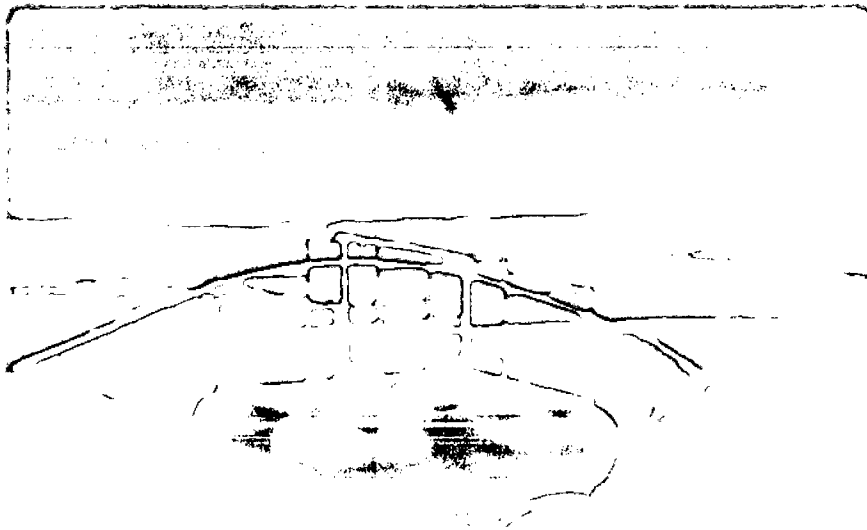


FOTO N°07: La imagen muestra la emisión del relave fino al tranque de relave.

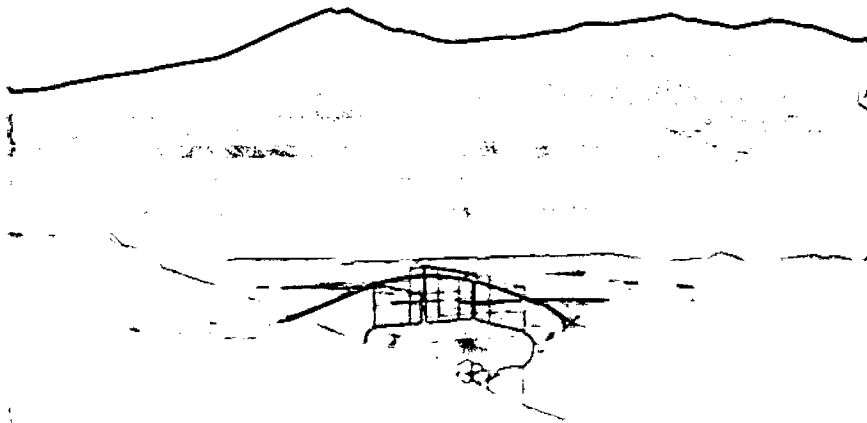


FOTO N°08: La imagen muestra el talud interno de la relavera.



FOTO N°09: Relleno con relave grueso en la progresiva 0+540 – 0+600.



FOTO N°10: Relleno con relave grueso en la progresiva 0+600 – 0+660.

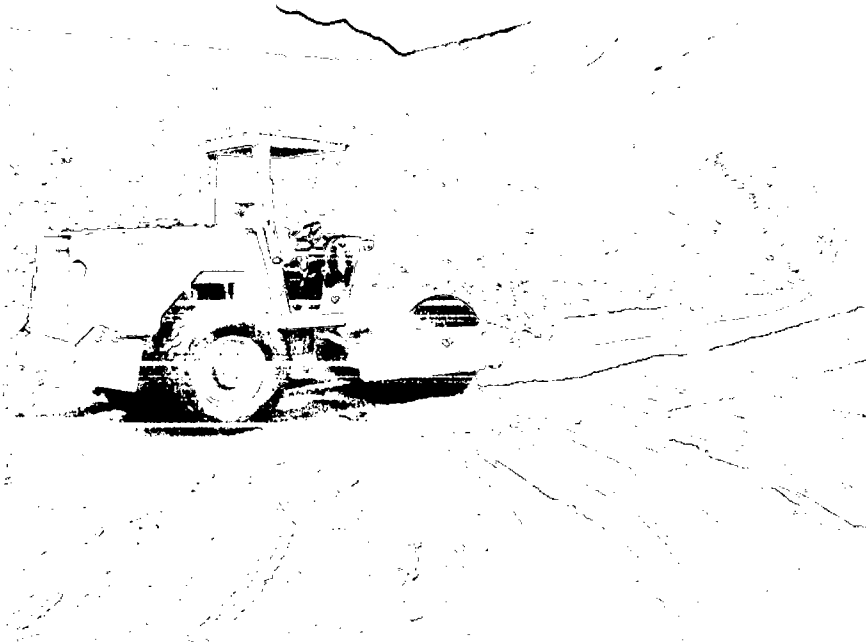


FOTO N°11: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+480 – 0+540.

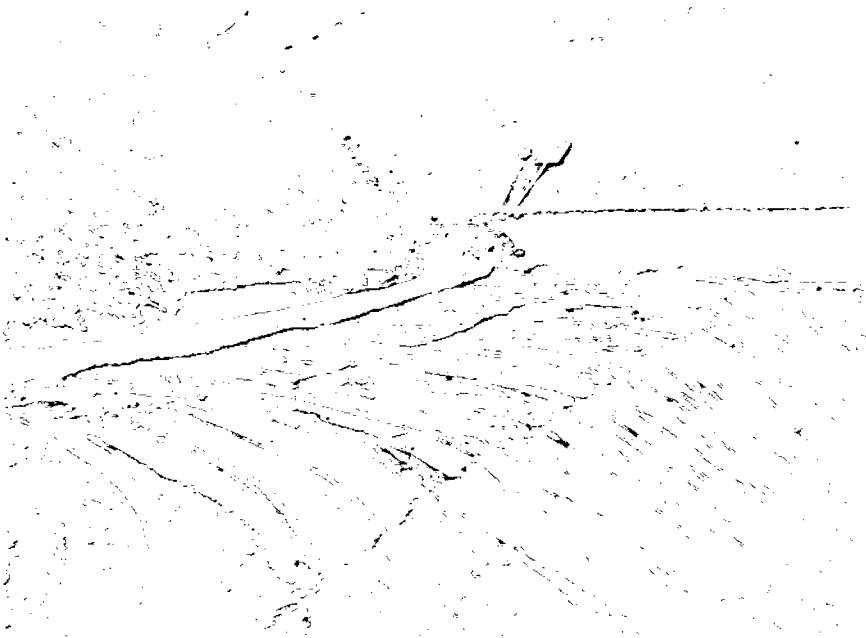


FOTO N°12: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+480 – 0+540 cota 4520 m.s.n.m.



FOTO N°13: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+480 – 0+540 cota 4515 m.s.n.m.



FOTO N°14: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+540 – 0+660 cota 4524 m.s.n.m.



FOTO N°15: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+540 – 0+660 cota 4527 m.s.n.m.

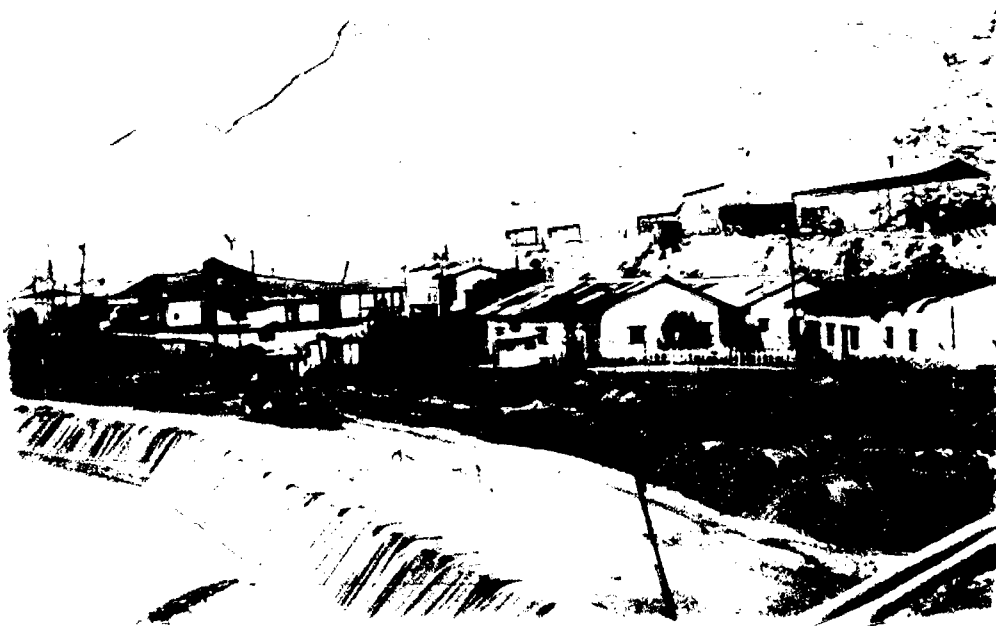


FOTO N°16: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+680 – 0+746 y 00+000 -0+060 cota 4526 m.s.n.m.

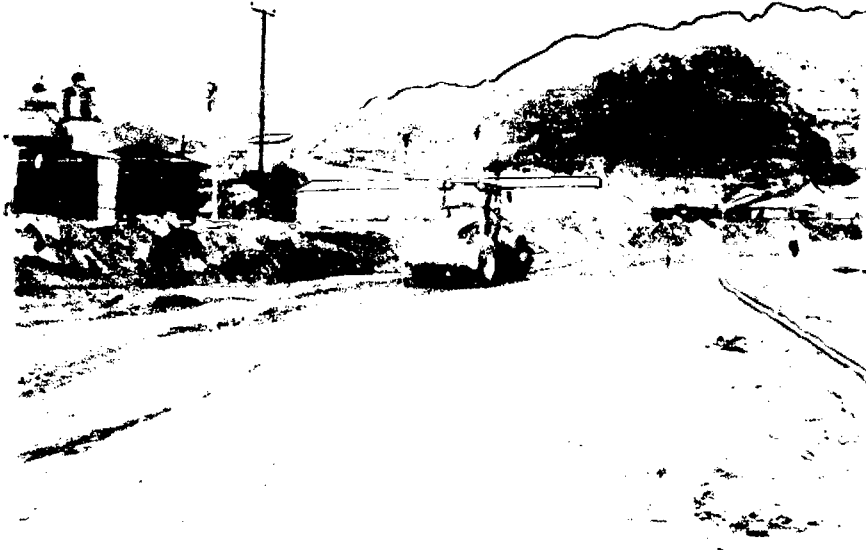


FOTO N°17: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+540 – 0+660 cota 4527.5 m.s.n.m.

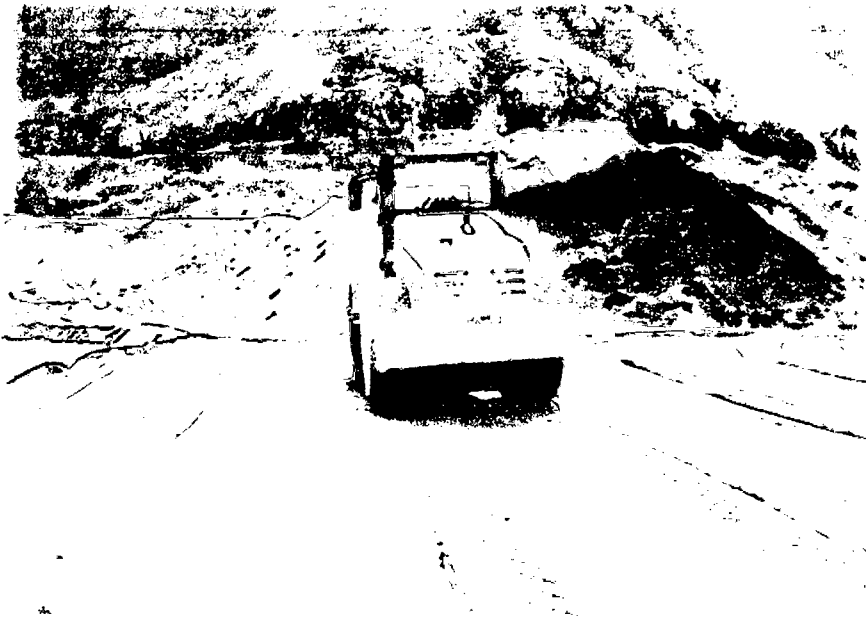


FOTO N°18: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+540 – 0+660 cota 4527.5 m.s.n.m.



FOTO N°19: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+540 – 0+660 cota 4528 m.s.n.m.



FOTO N°20: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+540 – 0+660 cota 4528 m.s.n.m.



FOTO N°21: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+400 – 0+480 cota 4528 m.s.n.m.

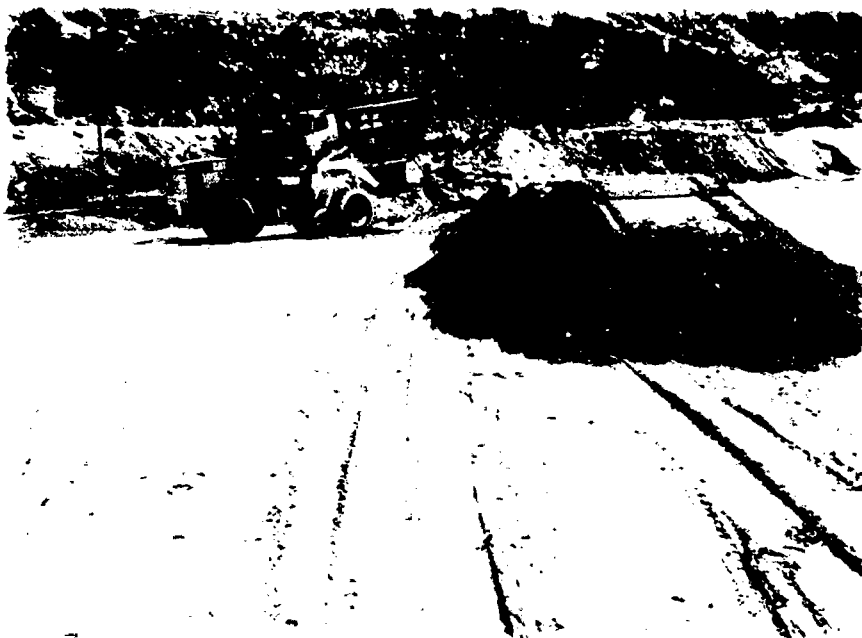


FOTO N°22: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+000 – 0+060 cota 4527 m.s.n.m.



FOTO N°23: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+660 – 0+720 cota 4527.5 m.s.n.m.



FOTO N°24: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+540 – 0+660 cota 4528.5 m.s.n.m.



FOTO N°25: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+060 – 0+120 cota 4527 m.s.n.m.



FOTO N°26: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+080 – 0+160 cota 4527 m.s.n.m.

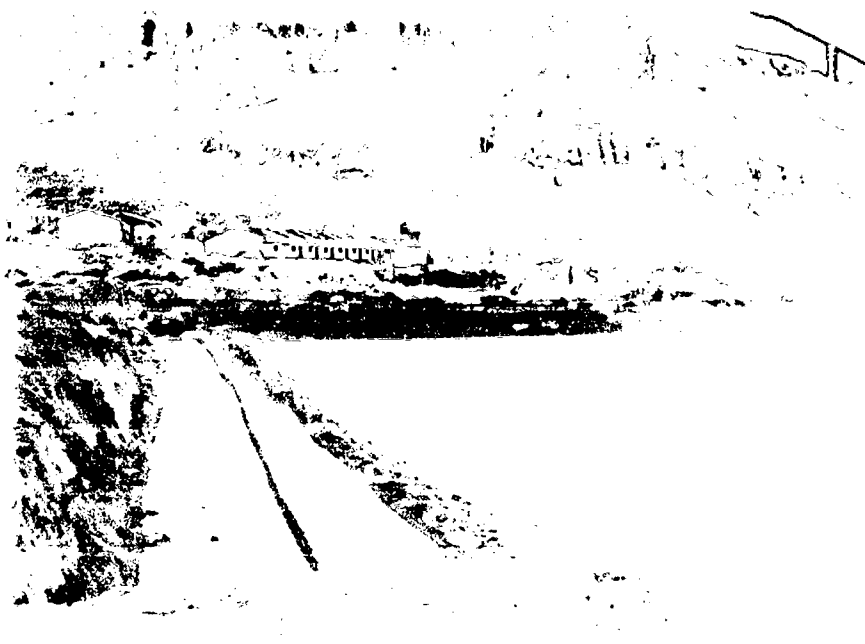


FOTO N°27: Relleno y compactado con relave grueso en la progresiva 0+060 – 0+240 cota 4527 m.s.n.m.



FOTO N°28: Compactación de la corona progresiva: 0+070 - 0+110 cota 4529 m.s.n.m.

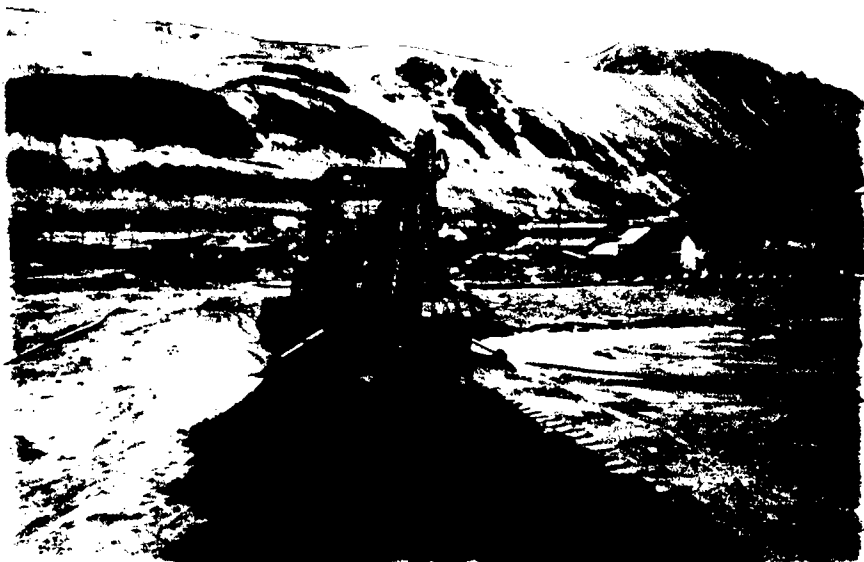


FOTO N°29: excavación de la zanja de anclaje para instalación de geosintéticos.



FOTO N°30: colocación del geotextil en el talud interno de relavera.

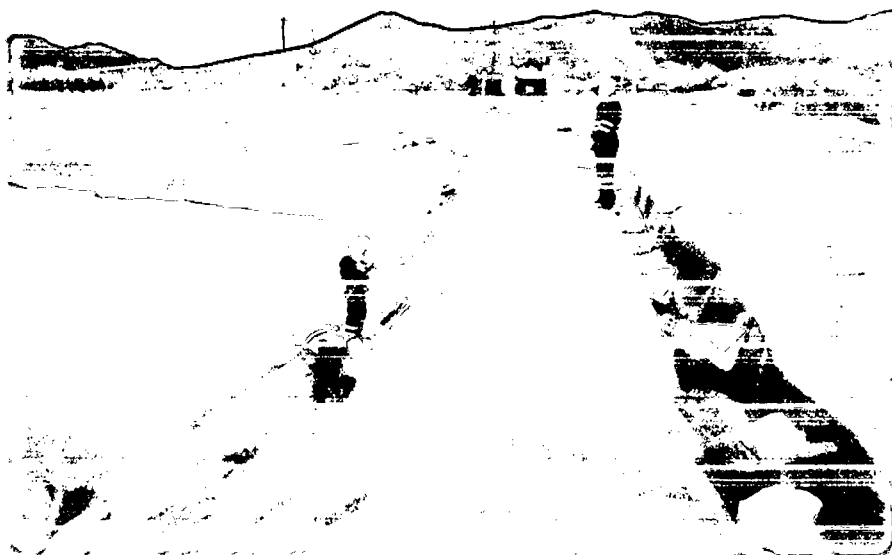


FOTO N°31: Soldadura por extrusión de los paneles de geomembrana.

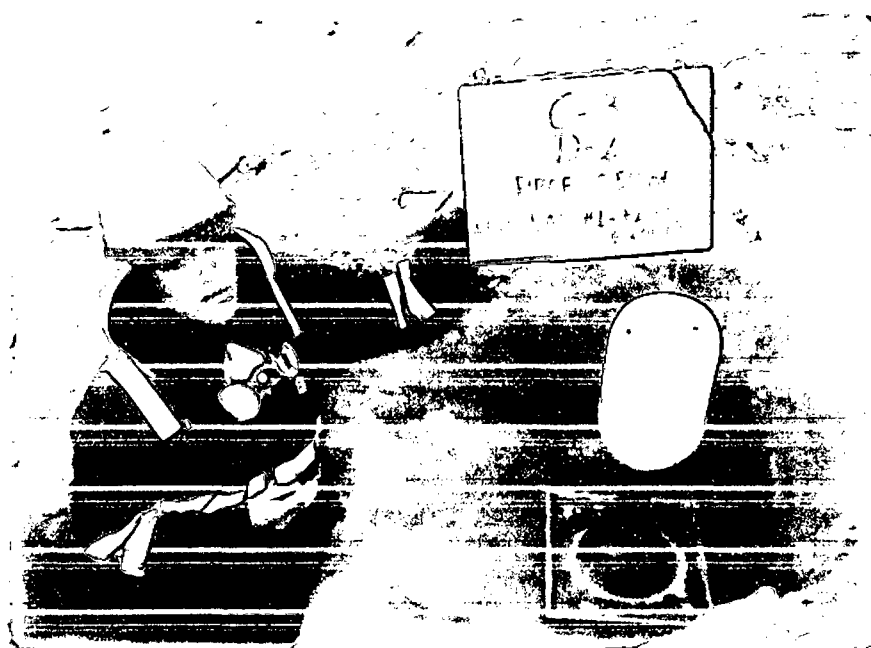


FOTO N°32: Realización del ensayo de Densidad de campo (cono de arena) talud exterior.

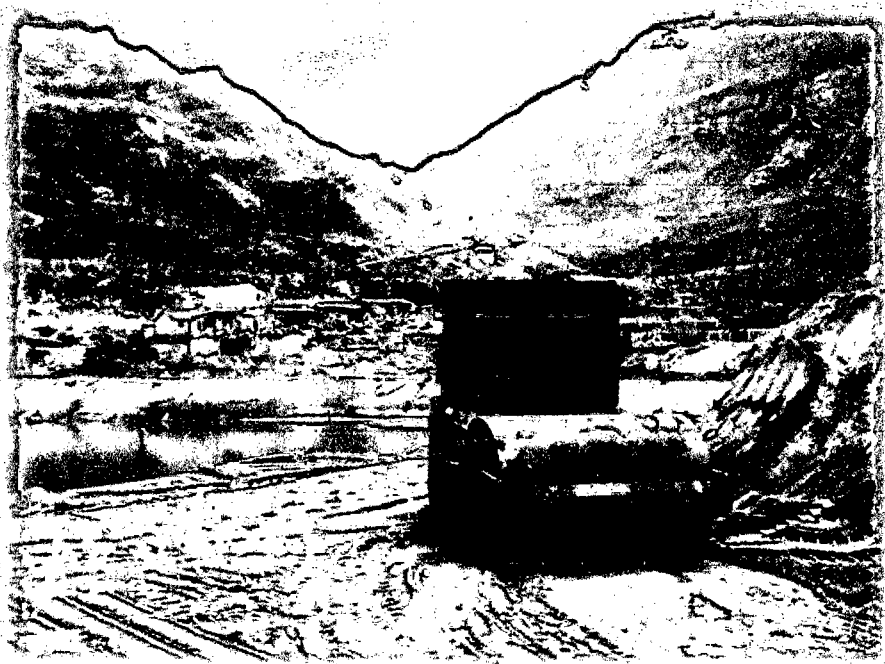


FOTO N°33: Conformación y Compactación de la corona de la relavera progresiva: 0+300 - 0+380 cota 4529 m.s.n.m.

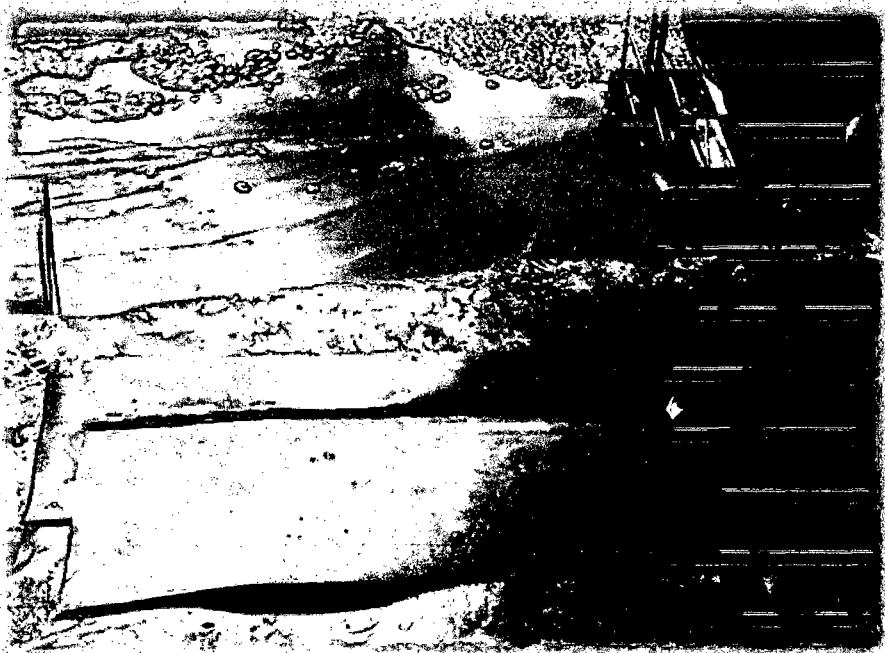


FOTO N°34: Pruebas iniciales para soldadura por fusión (Pre-welt).

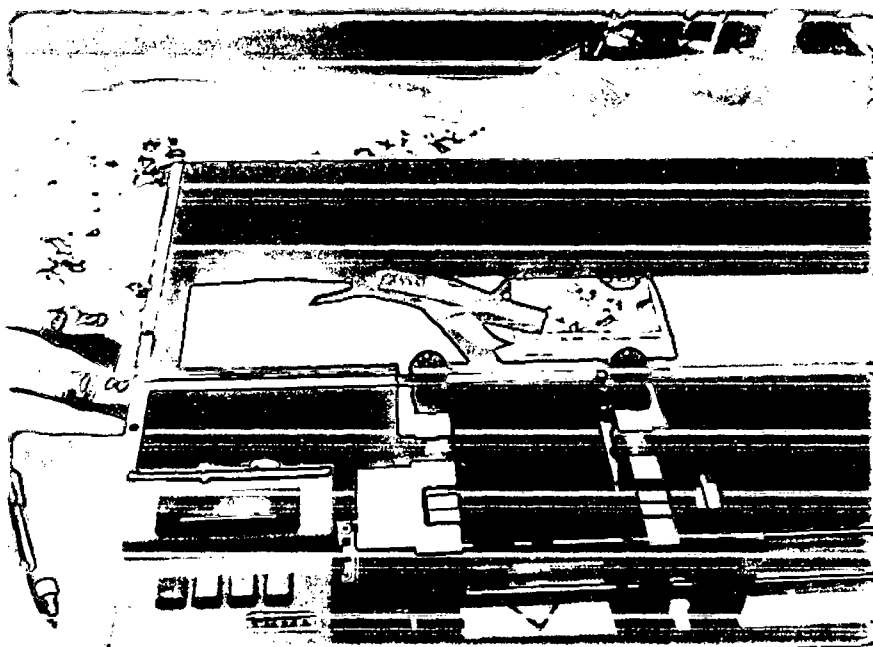


FOTO N°35: Pruebas iniciales para soldadura por fusión (Pre-welt).

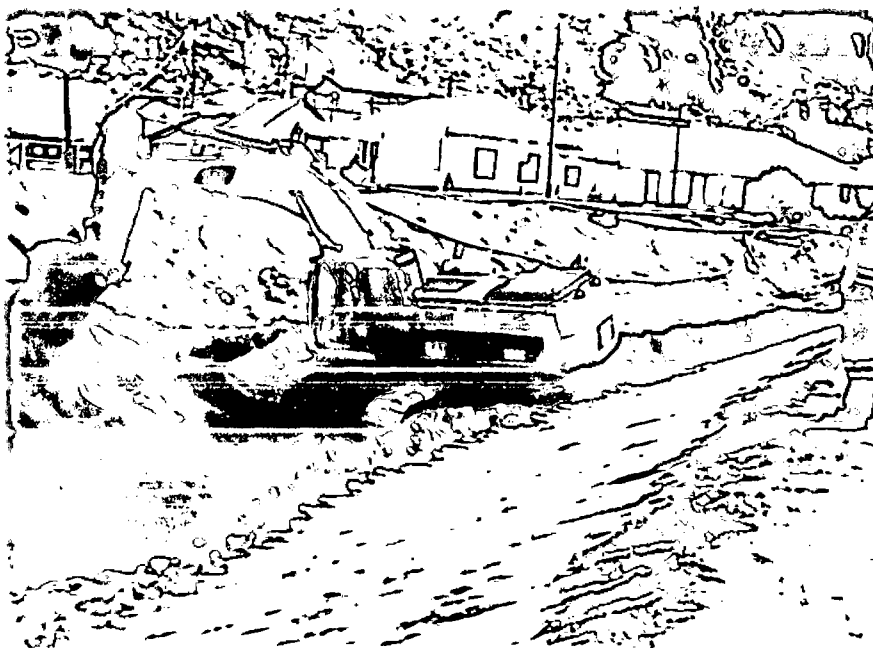


FOTO N°36: Perfilado del talud externo de la relavera.

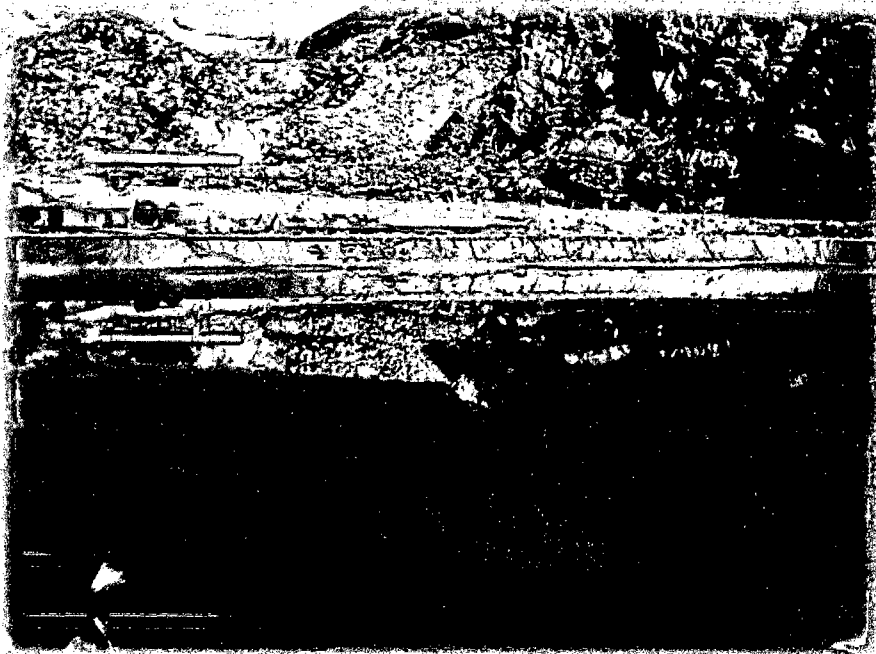


FOTO N°37: Vista de sector terminado de instalar los geosinteticos.

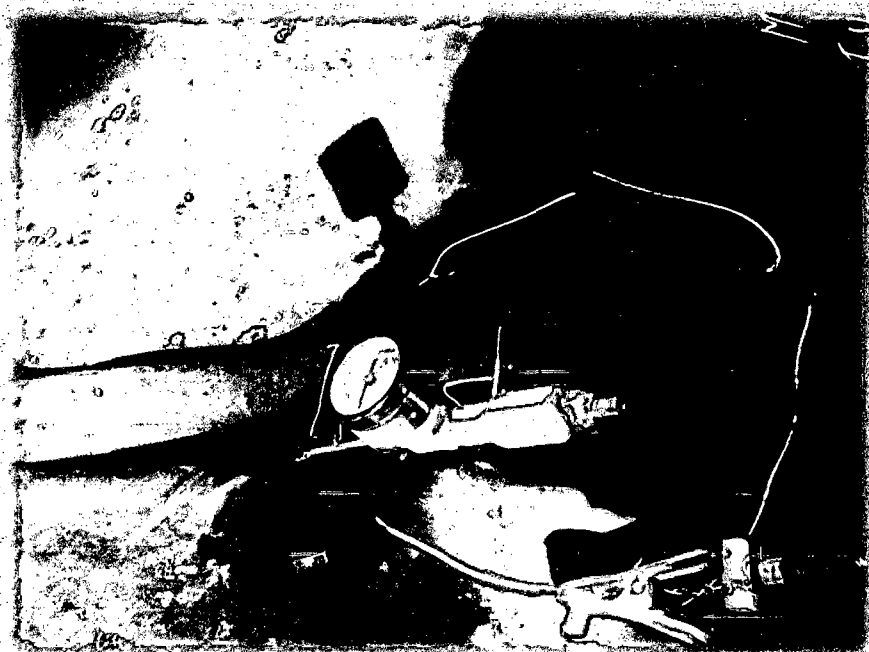


FOTO N°38: Identificación y señalización de puntos críticos de la soldadura paneles P1 - P14.

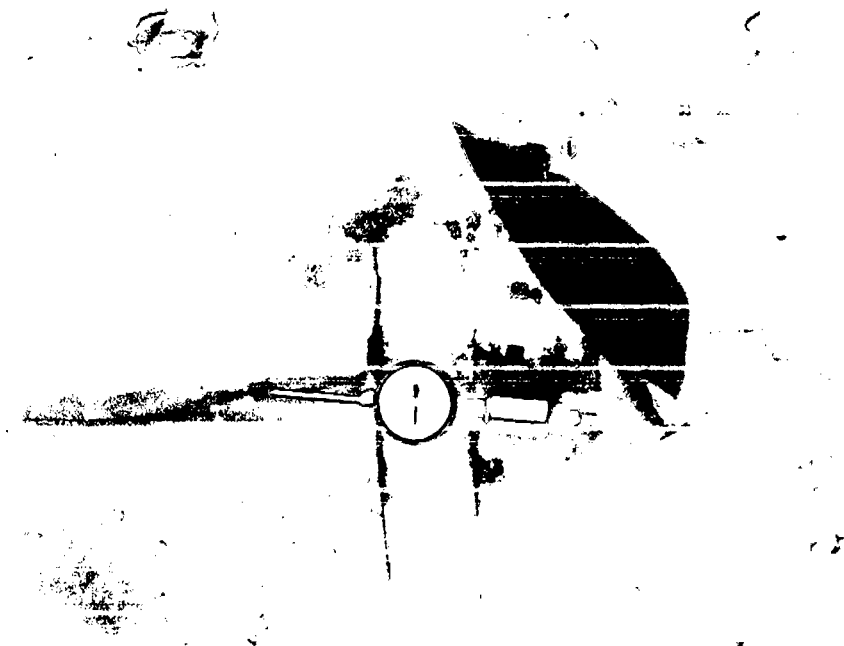


FOTO N°39: Pruebas de presión de aire en la soldadura por fusión de los paneles: P1 - P1.

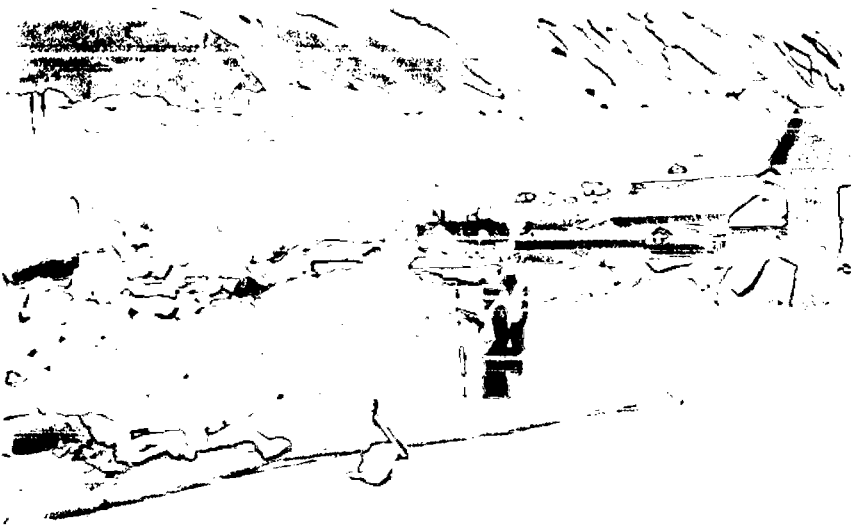


FOTO N°40: Levantamiento topográfico final para la elaboración de los planos Asbuilt.



FOTO N°41: Compactación de la corona y zanja de anclaje progresivas: 0+700 - 0+080;
0+100 - 0+170



FOTO N°42: Vista general del vaso de la relavera culminado los trabajos de recrecimiento a la
cota 4529 m.s.n.m.