

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS

FACULTAD DE TECNOLOGÍA

CARRERA DE CONSTRUCCIONES CIVILES



PARÁMETROS Y CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICOS DEL SUELO PARA DETERMINAR LA ESTABILIDAD DEL TALUD POSTERIOR EN LOS PREDIOS DEL INSTITUTO DE POSGRADO DE LA ARMADA BOLIVIANA (IPAB), ZONA DE KANTUTANI

Proyecto de Grado Técnico para obtener el Título de Técnico Superior

POR : ZULMA TORREZ MAMANI
TUTOR : LIC. MÁXIMO CALLE CONDORI

LA PAZ – BOLIVIA

Diciembre, 2015

UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN ANDRÉS
FACULTAD DE TECNOLOGÍA
CARRERA DE CONSTRUCCIONES CIVILES

Proyecto de Grado Técnico:

**PARÁMETROS Y CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICOS DEL SUELO PARA
DETERMINAR LA ESTABILIDAD DEL TALUD POSTERIOR EN LOS PREDIOS
DEL INSTITUTO DE POSGRADO DE LA ARMADA BOLIVIANA (IPAB), ZONA
DE KANTUTANI**

Presentada por: Univ. Zulma Torrez Mamani

Para optar el grado académico de Técnico Superior

Nota numeral:

Nota literal:

Ha sido:

Director de la carrera de Construcciones Civiles: Lic. Celso M. Alí Encinas

Tutor: Lic. Máximo Calle Condori

Tribunal: Ing. Tazio Traverso Cornejo

Tribunal: Ing. Carlos Méndez Cárdenas

Tribunal: Arq. Ramón Gonzales Ramírez

DEDICATORIA

Dedicado especialmente a mi padre Agapito por enseñarme que la constancia y la perseverancia siempre rinden frutos, a mi madre Petrona por apoyarme moralmente, por darme esa fortaleza interna día a día.

A mis hermanas Raquel y Fabiola.

A mi pilar fundamental, mi familia Josep mi esposo y José mi hijo.

AGRADECIMIENTOS

Primeramente doy gracias a Dios, por darme salud para culminar este proyecto.

Doy gracias a la Universidad Mayor de San Andrés, a la Facultad de Tecnología, a la Carrera de Construcciones Civiles por acogerme durante años en sus aulas, asimismo agradezco a cada uno de sus docentes catedráticos que gracias a ellos fui obteniendo el conocimiento para llegar a esta etapa donde es el inicio de mi desarrollo profesional.

Un agradecimiento especial al Lic. Máximo Calle Condori, por apoyarme moralmente, por la paciencia, la confianza y la guía en la elaboración de este proyecto.

Al Sr. CF. DAEN Ing. Hermann Pablo Muñoz Peralta, por el apoyo moral expresado para culminar esta etapa de mi preparación profesional.

Al Sr. CC. DIM Ing. Luís Germán Ramallo León, por sus conocimientos brindados para la elaboración de este proyecto.

A mi esposo Josep Marca R. y mi hijo José Reynaldo, por brindarme su cariño, su ayuda moral, la confianza y la paciencia desinteresada a lo largo de la elaboración de este proyecto.

Por el cariño, la crítica y la ayuda moral a mis compañeros de trabajo, Oficiales, Suboficiales y personal profesional del Departamento de Infraestructura Naval de la Armada Boliviana.

A mis padres políticos Sr. Alfredo y Sra. Julia por brindarme palabras de aliento, por la fortaleza y la ayuda desinteresada

INDICE

DEDICATORIA	I
AGRADECIMIENTOS	II
ÍNDICE.....	II
RESUMEN	IX
ABSTRACT.....	X

INDICE DE CONTENIDO

1. CAPITULO I – ASPECTOS GENERALES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 INVENTARIO CRONOLÓGICO DE LOS DESASTRES OCURRIDOS EN LA CIUDAD DE LA PAZ A CAUSA DE LA ESTABILIDAD DEL SUELO	2
1.3 ANTECEDENTES	4
1.4 CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DEL PROYECTO	4
1.4.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA	5
1.4.2 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS	5
1.4.3 GEOLOGÍA REGIONAL	5
1.4.4 FORMACIÓN LA PAZ	6
1.4.5 GRAVAS MIRAFLORES	6
1.4.6 TORRENTE DE BARRO	7
1.4.7 MATERIALES DE RELLENO.....	7
1.4.8 CONSIDERACIONES HIDROGEOLÓGICAS	8
1.5 SITUACIÓN ACTUAL	8
1.5.1 DIAGNÓSTICO DE SERVICIOS BÁSICOS	8
1.5.2 POBLACIÓN ACTUAL.....	9
2. CAPÍTULO II - OBJETIVO DEL PROYECTO	10
2.1 OBJETIVO GENERAL	10
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
2.3 PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA	10
2.3.1 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	11
2.4 JUSTIFICACIÓN.....	11
2.4.1 JUSTIFICACIÓN SOCIAL	12
2.4.2 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA	12
2.4.3 JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA	12
3. CAPÍTULO III - ALCANCE DEL PROYECTO	14
3.1 METODOLOGÍA DEL PROYECTO	15
3.1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN	15
4. CAPÍTULO IV – MARCO TEÓRICO	16
4.1 DEFINICIÓN DE TALUD	16
4.2 DEFINICIÓN DE ESTABILIDAD	17
4.3 CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE FALLAS	18
4.4 FACTORES QUE INFLUENCIAN EN LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES	21

4.41 ANTECEDENTES HISTÓRICOS	21
4.4.2 GEOLOGÍA DE LA REGIÓN	22
4.4.3 TOPOGRAFÍA Y ESTABILIDAD	23
4.4.4 EFECTO DE LA RESISTENCIA DEL SUELO Y LA PENDIENTE DEL TALUD.....	24
4.4.5 EROSIÓN	25
4.4.6 LICUEFACCIÓN DEBIDO A ACCIONES SÍSMICAS.....	25
4.5 MÉTODOS PARA ESTABILIZAR TALUDES.....	27
4.5.1 AUMENTAR LA RESISTENCIA DEL SUELO.....	27
4.5.2 DISMINUIR LOS ESFUERZOS ACTUANTES EN EL TALUD.....	28
4.5.3 AUMENTAR LOS ESFUERZOS DE CONFINAMIENTO (Σ) DEL TALUD.....	28
4.5.4 CAMBIO DE LA GEOMETRÍA.....	28
4.6 DRENAJE.....	29
4.6.1 DRENAJES SUB HORIZONTALES.....	29
4.6.2 DRENAJES VERTICALES.....	29
4.6.3 DRENAJES TRANSVERSALES O INTERCEPTORES	30
4.6.4 DRENAJES DE CONTRAFUERTE	30
4.7 SOLUCIONES ESTRUCTURALES	31
4.7.1 MUROS DE GRAVEDAD	31
4.7.2 MUROS DE SEMI-GRAVEDAD.....	31
4.7.3 MUROS DE VOLADIZO	32
4.7.4 MUROS CON CONTRAFUERTE.....	32
4.7.5 MUROS DE BANDEJAS (O DE PLATAFORMAS ESTABILIZADORAS	33
4.7.6 MURO DE ANCLADOS	34
4.7.7 MUROS DE GAVIONES	34
4.7.8 MURO DE PANTALLA.....	35
5. CAPÍTULO V - PARÁMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS DEL SUELO	37
5.1 PARÁMETROS FÍSICOS	37
5.1.1 GRANULOMETRÍA AASHTO T87-70 (PREPARACIÓN DE LA MUESTRA), AASHTO T88-70 (PROCEDIMIENTO DE PRUEBA) ASTM D421-58 Y D422-63	37
5.1.1.1 ANÁLISIS MECÁNICO POR TAMICES	38
5.1.1.2 CURVA DE DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE PARTÍCULAS.....	41
5.1.1.3 PARÁMETROS DE LA CURVA DE DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE PARTÍCULAS	42
5.1.1.4 COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (C_u)	44
5.1.1.5 COEFICIENTE DE CONCAVIDAD (C_c).....	44
5.1.1.6 COEFICIENTE DE CLASIFICACIÓN (S_o).....	44
5.1.2 TAMAÑO DE LA PARTÍCULA DEL SUELO.....	44
5.1.2.1 PARTÍCULAS DEL SUELO	47
5.1.2.2 FRAGMENTOS GRUESOS DEL SUELO.- (NO SE CONSIDERAN A EFECTOS DE GRANULOMETRÍA).....	48

5.1.3 DENSIDAD ASTM D2049-69.....	48
5.1.4 LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO DEL SUELO AASHTO T89-68 Y T90-70	49
5.1.4.1 PLASTICIDAD	49
5.1.4.2 ÍNDICE PLÁSTICO	51
5.1.4.3 ÍNDICE LÍQUIDO	51
5.1.4.4 GRADO DE PLASTICIDAD.....	52
5.1.5 CLASIFICACIONES DE LOS SUELOS AASHTO M145-66.....	52
5.1.5.1 SUELOS GRANULARES	54
5.1.5.2 SUELOS FINOS LIMO ARCILLOSOS	56
5.1.6 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE LOS SUELOS.....	58
5.2 PARÁMETROS MECÁNICOS DEL SUELO.....	60
5.2.1 ENSAYO DE CORTE DIRECTO: ASTM D-3080-72.....	61
5.2.1.1 ENSAYOS CON DEFORMACIÓN CONTROLADA O CON ESFUERZO CONTROLADO	62
5.2.2 RESISTENCIA AL CORTE	68
5.2.3 COHESIÓN.....	71
5.2.4 FRICCIÓN INTERNA	72
5.2.5 PERMEABILIDAD.....	74
5.2.6 ENSAYO SPT STANDARD PENETRATION TEST ASTM D 1586.....	76
5.2.6.1 APLICACIONES Y CORRELACIONES	77
5.2.6.2 CORRELACIÓN ENTRE EL N° DE GOLPES (SPT) Y LA CONSISTENCIA DEL SUELO ATRAVESADO	78
5.2.6.3 TÉCNICA DEL ENSAYO	80
6. CAPÍTULO VI – MARCO APLICATIVO	82
6.1 GRANULOMETRIA.....	82
6.2 LÍMITES DE ATTERBERG	85
6.3 CLASIFICACIÓN DEL SUELO	90
6.4 ENSAYO SPT.....	91
6.5 ENSAYO DE CORTE DIRECTO.....	93
6.6 DENSIDAD	102
7. CAPÍTULO VII - MARCO PRÁCTICO	106
7.1 MÉTODOS SUGERIDOS PARA LA ESTABILIZACION DEL TALUD EN ESTUDIO	106
7.1.1 CÁLCULO Y PRE DISEÑO DE MURO DE H°C°	106
7.1.2 CÁLCULO DE MURO DE H°A°	111
8. CAPÍTULO VIII - CÓMPUTOS MÉTRICOS, ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTO	116
9. CAPÍTULO IX - CONCLUSIONES	133
9.1 RECOMENDACIONES	134
9.1.1 NIVEL DE FUNDACIONES.....	134
9.1.2 METODOLOGÍA DE EXCAVACIÓN.....	134
9.1.3 TIPO DE ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN	134
9.1.4 ESTABILIZACIÓN DE LA MASA DE TIERRA SOBRE EL MURO	135

10. CAPÍTULO X – BIBLIOGRAFÍA	136
11. CAPÍTULO XI - ANEXOS	137
11.1 MOSAICO FOTOGRÁFICO	138
11.2 PLANILLAS DE CÁLCULO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO	143

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1-ESTRUCTURAS QUE NECESITAN ESTABILIZACIÓN DE TALUD	2
FIGURA 2- CROQUIS DE UBICACIÓN	4
FIGURA 3- NOMENCLATURA DE TALUDES Y LADERAS	16
FIGURA 4 - TIPO DE FALLAS	18
FIGURA 5 - DESPRENDIMIENTOS (A Y B).....	20
FIGURA 6 - DESLIZAMIENTOS (C Y D).....	20
FIGURA 7 - DERRUMBES (E Y F).....	21
FIGURA 8 - GRANULOMETRÍA DE LOS SUELOS POTENCIALMENTE LICUABLES.....	27
FIGURA 9- MÉTODOS PARA ESTABILIZAR UN TALUD	28
FIGURA 10 - MUROS DE GRAVEDAD.....	31
FIGURA 11- MURO DE SEMIGRAVEDAD	32
FIGURA 12 - MUROS EN VOLADIZO	32
FIGURA 13 - MUROS CON CONTRAFUERTE	33
FIGURA 14 - MURO DE BANDEJA	33
FIGURA 15 - MURO DE ANCLAJE	34
FIGURA 16 - MURO DE GAVIONES.....	35
FIGURA 17 - MURO PANTALLA	36
FIGURA 18 - TAMICES PARA EL ANÁLISIS MECÁNICO DEL SUELO	39
FIGURA 19- TAMIZADOR ROT-TAP.....	41
FIGURA 20 - CURVA DE DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA	42
FIGURA 21 - CURVAS DE DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE PARTÍCULAS DE CINCO SUELOS (CODUTO, 1999).....	43
FIGURA 22- EQUIPO DE PLASTICIDAD	49
FIGURA 23- CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN LA AASHTO.....	57
FIGURA 24 - CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN PORCENTAJE RETENIDO	58
FIGURA 24 – DETALLE DE LA CAJA PARA EL ENSAYO DE CORTE DIRECTO	62
FIGURA 25- ESFUERZO DE FALLA Y ENVOLVENTE DE UN CORTE DIRECTO	62
FIGURA 26- DIAGRAMA DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO	63
FIGURA 27- CRITERIO DE FALLA SEGÚN COULOMB	70
FIGURA 28- CRITERIO DE FALLA SEGÚN MOHR (A) Y (B).....	70
FIGURA 29- CRITERIO DE FALLA SEGÚN TERZAGHI KARL.....	71
FIGURA 30- FUERZAS QUE ACTÚAN EN LA FRICCIÓN INTERNA	72
FIGURA 31 - ÁNGULO DE FRICCIÓN DE ALGUNAS PARTÍCULAS	73
FIGURA 32- TRÍPODE DE CARGA	79
FIGURA 33 - TOMA MUESTRAS (EQUIPO PARTIDO).....	80
FIGURA 34- RECTA DE REFERENCIA ENTRE NO. DE GOLPES VS. % HUMEDAD	87
FIGURA 35- DETALLES DEL ENSAYO Y LA CAJA DE CORTE DIRECTO	97
FIGURA 36-GRAFICOS TÍPICOS PARA UN ENSAYO DE CORTE	101

INDICE DE TABLAS

TABLA 1-ENSAYOS REALIZADOS	14
TABLA 2- CLASIFICACIÓN DE FALLAS	19
TABLA 3- SERIE DE TAMICES ASTM D-422 Y E- 100	40
TABLA 4 - SISTEMAS PARA IDENTIFICAR EL TAMAÑO DE PARTÍCULAS DEL SUELO (DAS 1998)	45
TABLA 5- SÍMBOLOS DE GRUPOS (SUCS).....	59
TABLA 6- TIPOLOGÍAS DE SUELOS (SUCS)	60
TABLA 7- COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	74
TABLA 8- RELACIÓN ENTRE COMPACIDAD Y CONSISTENCIA	81
TABLA 9- RELACIÓN ENTRE TAMAÑO Y PESO DE LA MUESTRA	83
TABLA 10- CUADRO RESUMEN, ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO	83
TABLA 11- CUADRO RESUMEN, LÍMITES DE PLASTICIDAD.....	89
TABLA 12- CUADRO RESUMEN, CLASIFICACIÓN DE SUELOS	90
TABLA 13- CUADRO RESUMEN, SPT	93
TABLA 14- CUADRO RESUMEN, CORTE DIRECTO.....	102
TABLA 15- CUADRO RESUMEN, DENSIDAD RELATIVA.....	103

RESUMEN

La Escuela de Guerra Naval de la Armada Boliviana, específicamente el bloque de departamentos del Instituto de Posgrado de la Armada Boliviana (IPAB) presenta en la parte posterior de su infraestructura un talud de tierra que presenta un riesgo de amenaza debido a la inestabilidad que presenta, el mismo afecta de manera directa a las familias ocupantes, a la economía de la Armada Boliviana y la estructura del IPAB.

El objetivo del proyecto se trata de determinar qué Características Físicas y Mecánicas tiene dicho talud, de esta manera poder aplicar una solución constructiva que garantice la estabilidad.

Para esto se realizó una serie de ensayos de laboratorio, los mismos que fueron procesados en gabinete, con los resultados obtenidos de estos ensayos, se plantea dos tipos de muros de contención, los mismos que son comparados para efecto de determinar el más viable, siempre enfocando la relación costo – eficiencia.

El proyecto consta de 11 capítulos, divididos de acuerdo al contenido.

- CAP. I.- Muestra el panorama general del área de estudio.
- CAP. II.- Presenta los objetivos y el alcance del proyecto.
- CAP. III.- Muestra los métodos seleccionados para alcanzar los objetivos.
- CAP. IV.- Una compilación de los principales conceptos para entender la estabilidad del suelo.
- CAP. V.- Concepto de los ensayos realizados.
- CAP. VI.- Resultados obtenidos de los ensayos.
- CAP. VII.- Aplicación de los resultados para el diseño de los muros.
- CAP. VIII.- Cómputos métricos, Análisis de Precio Unitario y Presupuesto.
- CAP. IX.- Conclusiones y recomendaciones.
- CAP. X.- Bibliografía consultada.
- CAP. XI.- Anexos, fotografías y planos.

ABSTRACT

The Naval War of the Bolivian Navy, specifically the apartment block the Graduate Institute of the Bolivian Navy (IPAB) has in the back of their infrastructure a slope of land that presents a risk of threat because of the instability that has , it directly affects the occupying families, the economy of the Bolivian Navy and structure of the IPAB.

The project objective is to determine what Physical Properties has said slope, thereby to apply a constructive solution that ensures stability.

For this a series of laboratory tests was performed the same as they were processed in cabinet, with the results of these tests, two types of retaining walls arises, they are compared for purposes of determining the most feasible provided focusing on cost - efficiency.

The project consists of 11 chapters, divided according to content.

- CAP. I. Shows the overview of the study area.
- CAP. II Presents the objectives and scope of the project.
- CAP. III Shows the selected methods to achieve the objectives.
- CAP. IV A compilation of the main concepts to understand soil stability.
- CAP. V. Concept tests conducted.
- CAP. VI Results from the tests.
- CAP. VII Application of the results to the design of the walls.
- CAP. VIII Metric calculations, Analysis Unit Price and Budget.
- CAP. IX Conclusions and recommendations.
- CAP. X. Bibliography consulted.
- CAP. XI Annexes, photographs and drawings.

1. CAPITULO I – ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

Desde hace mucho tiempo la humanidad ha construido diversos tipos de estructuras como ser: presas, carreteras, edificios, etcétera.

Sin embargo aunque cada uno tiene un análisis estructural diferente, todos tienen algo en común, y es que estos son fundados sobre el suelo o la roca.

Por varios años los constructores de la antigüedad desconocieron la importancia acerca de los parámetros y características que cada suelo posee, es por eso que al no conocer estos datos antes del diseño sus estructuras experimentaron los efectos del comportamiento del suelo como consecuencia de la falta de información respecto al estudio de suelo, como el caso de la inclinación de la torre de Pisa construida en 1173. (www.ingenierocivilinfo.com).

A lo largo de los años diversos investigadores modernos han estudiado el suelo logrando significativos avances en cuanto a: clasificarlo, identificar sus propiedades y conocer su comportamiento.

El estudio del suelo implica conocer los parámetros físicos mecánicos, conocer la resistencia a esfuerzos externos y los límites respecto a su cambio de volumen.

Algunos ejemplos de estructuras que previo a su diseño necesitan un estudio de los parámetros del suelo son los ilustrados en la fig. 1.

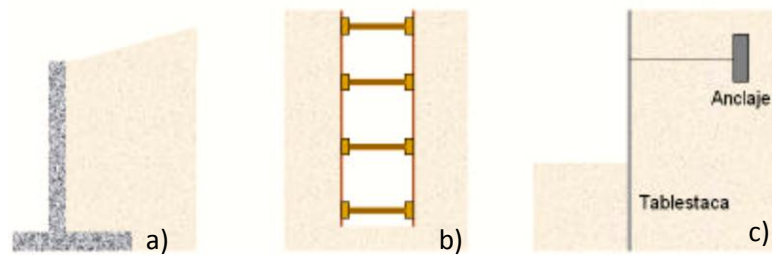


Figura 1-Estructuras que necesitan estabilización de talud
Muro pantalla, b) Entibamiento, c) Muro con anclaje

Una vez conocidos estos parámetros se puede diseñar estructuras que se ajusten a las condiciones específicas de cada suelo.

1.2 INVENTARIO CRONOLÓGICO DE LOS DESASTRES OCURRIDOS EN LA CIUDAD DE LA PAZ A CAUSA DE LA ESTABILIDAD DEL SUELO

Definitivamente La Paz es uno de los municipios más vulnerables a eventos naturales; debido a los distintos tipos de suelos que afloran, es así que algunos de estos eventos importantes en cuanto al comportamiento del suelo son:

- 1582 Hundimiento repentino del pueblo de JanckoJancko, (Blanco-Blanco) ubicado entre Llojeta y El Kenko.
- 1646. Desprendimiento de un gran farellón del Illimani, durante el corregimiento de Alfonso de Molina Herrera, produciéndose gran alarma en la población.
- 1837. El hundimiento de la Zona de Santa Bárbara, frente al actual Parque Urbano Central (PUC), en la avenida Simón Bolívar, lo que ocasionó la destrucción y la desaparición de la laguna de Laykacota.
- 1873 y 1973 Hundimiento de la aldea de Tembladerani.
- 1973. Después de cien años se produce, nuevamente el hundimiento de la aldea de Tembladerani donde se encuentra el estadio del club Bolívar, lo que ahora es el Macro distrito Cotahuma.

- 1980. Deslizamiento en Obispo Bosque.
- 1981. Deslizamiento en Bella Vista.
- 1982, 1994, 1996 y 2002 Deslizamientos suscitados en Cotahuma; y en este último año la riada de gran magnitud con resultados funestos.

- 1985. Deslizamiento de Kupini.
- 1987. Deslizamiento de Mejahuirá y San Martín (Las Lomas).
- 1997. Inundación repentina deja incomunicados a los barrios de Irpavi y Achumani.

- 1998. Deslizamiento de Mejahuirá, destrucción de la Avenida Periférica.
- 1999. Deslizamiento de Callapa.
- 2003. (21 de enero). Desastre provocado por una inundación súbita deslizamiento Federico Ávila de 17 de febrero de 2003. Deslizamiento de Llojeta, 4 de marzo de 2003; deslizamiento de las Lomas, 1 de agosto de 2003; deslizamiento río Jilusaya en Achumani.

- 2004. (Enero). Deslizamiento final calle Bolívar, 5 de abril de 2004.

Los últimos eventos suscitados durante los últimos siete años, como los de Pampahasi Central Bajo – Callapa del 26 de febrero de 2011; Huanu Huanuni del 28 de febrero y Retamani del 3 de marzo ambos de 2010 y Villa Salomé - Las Dalias del 9 de octubre de 2009 sólo hacen recordar que La Paz es una ciudad con características topográficas, geológicas e hidrológicas únicas que en ningún otro municipio del país y Latinoamérica existen, es decir el riesgo es latente en la ciudad de La Paz y este aspecto se debe tomar en cuenta siempre al momento de realizar obras de estabilización.

MACCHIAVELLI BORJES H. Monografía de 69 deslizamientos acaecidos en la ciudad de La Paz.

1.3 ANTECEDENTES

El proyecto en estudio se encuentra ubicado en la zona de Kantutani dentro del Macro distrito Cotahuma, zona donde los primeros habitantes se dedicaban a la alfarería, aprovechando de este modo la materia prima existente en el lugar.

En el lugar se encuentra el Instituto de Posgrado de la Armada Boliviana y para albergar a los alumnos fue construido un bloque multifamiliar de dos plantas.

El sector está catalogado según la Dirección Especial de Gestión Integral de Riesgos (DEGIR) del Gobierno Autónomo Municipal de La Paz, como una zona con muy alto riesgo de inestabilidad del terreno.

El área donde se encuentra ubicada la construcción del bloque no presenta problemas e inestabilidad, por lo que sus fundaciones se encuentran en suelo estable.

1.4 CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DEL PROYECTO

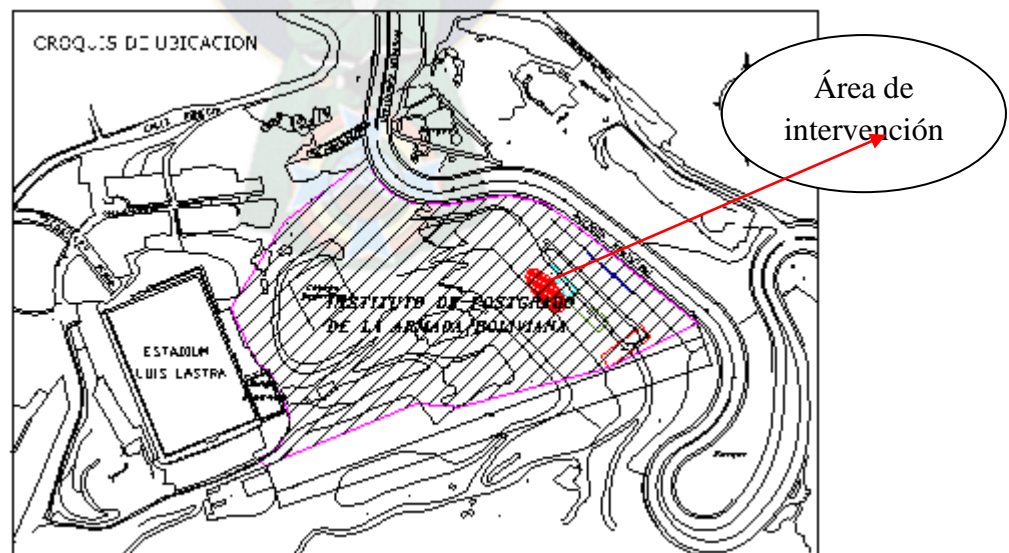


Figura 2- Croquis De Ubicación

1.4.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Se localiza entre las siguientes coordenadas geográficas latitud de 16° 30' 57,70" Sur, Longitud 68° 07' 18,75" Oeste, Altitud: 3.530 msnm. (Datos tomados de Google Earth).

Con límites colindantes al Norte: Camino diagonal a la Av. Kantutani (Tránsito de moviidades y personas), Sur: Propiedad IPAB (Instituto de Posgrado de la Armada Boliviana) (Cancha de Raqueta), Este: Camino Av. Kantutani y al Oeste: Propiedad IPAB (Escuela de Guerra).

Cuenta con acceso vehicular desde la Av. Kantutani por la parte de abajo y la Av. Francisco Bedregal por la parte de arriba.

1.4.2 CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS

La topografía del sector corresponde a una extensión de la superficie de la zona de Sopocachi Bajo de la ciudad de La Paz, que termina con una loma cuya inclinación hacia el Sudeste, cuyo pie se encuentra en la Av. Kantutani.

El relieve topográfico de la Escuela de Guerra Naval corresponde a una loma alargada que termina en un talud con inclinación entre 40 y 45° hacia el Sudeste, formando una cuesta relativamente suave.

OTAZO, NESTOR, Estudio Geotécnico Sector de Kantutani

1.4.3 GEOLOGÍA REGIONAL

De acuerdo al plano geológico elaborado por las Empresas Consultoras Francesas BRGM y BCEOM en el año 1978, el lugar corresponde a un sector estable de la ciudad de La Paz y definen que en la zona se encuentran materiales de la Formación La Paz, Gravas Miraflores, Torrente de Barro y Materiales de Relleno.

OTAZO, NESTOR, Estudio Geotécnico Sector de Kantutani

1.4.4 FORMACIÓN LA PAZ

Constituyendo el zócalo litológico de la zona, afloran en el sector sedimentos arcillosos y arcillo limosos con lentes de gravas y arenas finamente estratificadas, pertenecientes a la Formación La Paz.

Los materiales están conformando geomecánicamente suelos estables, compactos y consistentes, poco porosos y permeables, distribuidos en capas de 1 a 10 metros de profundidad. Los sedimentos tienen muestras secas con coloración gris claro a gris amarillento y blanquecino. Por la cohesión de los materiales están formando taludes con pendientes bastante inclinadas y hasta verticales.

OTAZO, NESTOR, Estudio Geotécnico Sector de Kantutani

1.4.5 GRAVAS MIRAFLORES

Aflorando sectorialmente se encuentran materiales gruesos constituidos por mezclas de gravas arenosas y limosas con cemento limo-arcilloso pertenecientes a las Gravas Miraflores.

Las gravas están constituidas petrológicamente por areniscas, cuarcitas, granitos, pizarras y esquistos, con la forma de sus rodados sub redondeados a redondeados con dimensiones que alcanzan localmente hasta 1.00 metro de diámetro. Esta Unidad litológica se la observa al pie de talud sobre la Av. Kantutani.

Los materiales están conformando suelos estables y aptos para el emplazamiento de estructuras de cualquier tipo. En muestras secas el paquete gravoso tiene coloración variable entre marrón oscuro y marrón claro.

OTAZO, NESTOR, Estudio Geotécnico Sector de Kantutani

1.4.6 TORRENTE DE BARRO

Ocupando las partes medias y altas del terreno donde se encuentra la Escuela de Guerra Naval, afloran materiales arcillosos, arcillo-limosos, limo arenosos, sin estratificación, compactos, consistentes, pero bastante vulnerables a la acción de las aguas superficiales y subterráneas, con la formación de cárcavas de dimensiones variables y con longitudes a veces considerables que ponen en riesgo de colapso a cualquier estructura emplazada sobre estos materiales.

La vulnerabilidad de los materiales del Torrente de Barro, impone un control estricto de los flujos superficiales como subterráneos, es por ello que este aspecto debe ser minuciosamente controlado.

Localmente las arcillas del Torrente de Barro, son alternados con lentes de gravas y arenas, haciendo a los suelos bastante porosos y altamente permeables y es a través de los lentes donde circulan las aguas subterráneas, ocasionando erosiones de consideración.

Los materiales en muestras secas presentan coloraciones variables entre gris blanquecino, gris amarillento y marrón claro.

Geotécnicamente estos materiales cuando no son atacados por las aguas superficiales y subterráneas, presentan parámetros geomecánicos suficientes para el emplazamiento de estructuras livianas y pesadas.

OTAZO, NESTOR, Estudio Geotécnico Sector de Kantutani

1.4.7 MATERIALES DE RELLENO

Termina la serie litológica del área con la presencia de materiales de relleno representados por limos arcillosos, gravas de consistencia suelta porosos, constituyendo suelos malos y altamente permeables.

Estos materiales son el resultado de los trabajos de movimientos de tierra que se han realizado en el lugar para la edificación de estructuras y vías de acceso.

Los materiales de relleno en muestras secas tienen coloración variable entre gris blanquecino y marrón oscuro.

Los materiales de relleno por la poca importancia litológica en el área de estudio, no deben ser considerados como suelos de fundación.

OTAZO, NESTOR, Estudio Geotécnico Sector de Kantutani

1.4.8 CONSIDERACIONES HIDROGEOLÓGICAS

Durante el proceso de excavación para el ensayo de SPT, no se encontró flujos de agua subterráneos relacionados con el nivel freático del sector.

Sin embargo a medida que se iba profundizando en la excavación se observó que existe humedad, esto debido a la infiltración de aguas superficiales y a aguas pluviales propias en la época de lluvia.

El área de estudio no tiene colindancia con ningún río, las aguas subterráneas se encuentra a más de 2.5 metros de profundidad.

OTAZO, NESTOR, Estudio Geotécnico Sector de Kantutani

1.5 SITUACIÓN ACTUAL

1.5.1 DIAGNÓSTICO DE SERVICIOS BÁSICOS

Actualmente el sector donde está emplazado el Instituto de Posgrado de la Armada Boliviana cuenta con todos los servicios básicos como ser agua potable apta para consumo humano, alcantarillado y energía eléctrica.

1.5.2 POBLACIÓN ACTUAL

El bloque de departamentos cuenta con seis departamentos, por lo que la población actual comprende de 25 habitantes aproximadamente entre adultos y niños.

Actualmente el lugar cuenta con una población militar con actividades académicas, los ocupantes del bloque de departamentos son estudiantes militares quienes habitan con sus respectivas familias durante el periodo académico.



2. CAPÍTULO II - OBJETIVO DEL PROYECTO

2.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar los parámetros y características físico mecánicas de los suelos para determinar la estabilidad del talud.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Aplicar los conocimientos adquiridos durante el periodo de estudio académico y en la práctica profesional realizando un relevamiento y el estudio de suelos en el lugar.

- En función a los resultados de los ensayos de suelos, proyectar un diseño y obra preliminar para la estabilización del talud de tierra.
- Recomendar medidas para mitigar y prevenir daños a la infraestructura en la parte posterior del bloque.
- Mejorar la calidad de vida y el medio paisajístico en el sector.

2.3 PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

A raíz de la construcción del bloque multifamiliar y para cimentar las fundaciones de la estructura, el talud posterior, se vio afectado por un corte al nivel del pie del talud de tierra.

Por efecto del corte del talud su pendiente quedó muy pronunciada después de la conclusión de la infraestructura del bloque de departamentos.

En el transcurso del tiempo y por el efecto de la época de lluvias se presentan los primeros problemas de inestabilidad, con el desprendimiento y la erosión de suelos hacia la parte inferior del talud, formando depósitos de sedimentos en la parte posterior del bloque multifamiliar.

2.3.1 IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

El bloque de departamentos se encuentra amenazado por este problema y crea la inestabilidad del talud posterior con el riesgo de colapso de la infraestructura.

- La distancia entre el bloque y el talud es aproximadamente de 3 metros.
- No existe un sistema adecuado de recolección de aguas superficiales para el drenaje respectivo.
- Se visualiza desprendimiento de pequeños bloques de suelo del talud.
- Intransitabilidad de personas entre el bloque y el talud.

2.4 JUSTIFICACIÓN

El proyecto que se propone, busca prevenir de manera anticipada sobre la ocurrencia de un deslizamiento que afecte a la estructura del bloque de departamentos por la inestabilidad del talud.

Al término de este proyecto se podrá establecer qué consideraciones se debe tener al momento de enfrentar un problema por desprendimiento de talud o deslizamientos que puedan afectar a la estructura existente y para ello se busca determinar los parámetros físico mecánicos del suelo "in situ" y se pueda identificar el grado de inestabilidad y posterior sugerencia acerca del tipo de estructura que estabilice el talud crítico.

Este proyecto se justifica en el marco de impacto social, técnico y económico, ya que a través de los años la historia muestra cómo a partir de fenómenos naturales, los deslizamientos generaron pérdidas materiales muy significativas, con la pérdida de vidas y económicamente con altos costos para mitigar estos sucesos.

2.4.1 JUSTIFICACIÓN SOCIAL

Con la misión de promover el desarrollo de la aptitud profesional del Personal Militar Naval, la Armada Boliviana crea el Instituto de Capacitación y Especialización Profesional Militar de Posgrado de mayor jerarquía de la Fuerza Naval Boliviana.

Cuenta con alumnos que vienen de distintas unidades repartidas en el territorio boliviano, por lo que se vio en la necesidad de contar con un bloque de departamentos que alberguen a los alumnos y sus familias.

Sin embargo el talud posterior pone en peligro de colapso a la infraestructura, es por esa razón que se ve la necesidad de estabilizarlo para mitigar los daños a las familias ocupantes.

2.4.2 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

Para poder realizar los trabajos de estabilización es necesario conocer los parámetros físicos y mecánicos del suelo, para ello se recurre a una serie de estudios del suelo, con los resultados encontrados se adoptara medidas preventivas y de control para la inestabilidad del talud.

2.4.3 JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA

Tanto en el pasado, como en el presente siglo se han presentado cambios fundamentales en la relación hombre-medio ambiente. La actividad antrópica ha generado una aceleración de los agentes naturales, bajo estas condiciones de

relación hombre- medio ambiente, los taludes inestables constituyen un peligro latente que es importante caracterizar para su prevención y control.

Un deslizamiento inesperado puede causar daños y pérdidas, materiales como humanas, es por eso que el proyecto busca el método más adecuado de estabilizarlo, teniendo en cuenta el factor económico que conlleva la solución al problema.



3. CAPÍTULO III - ALCANCE DEL PROYECTO

El proyecto abarcará el sector en estudio ilustrado en la figura 2 y para ello se tomó una decisión acerca del tipo de estructura y metodología de estabilización del talud.

Se realizaran los siguientes ensayos de laboratorio:

Tabla 1-Ensayos Realizados

TIPO DE ENSAYO	NORMA	DESCRIPCIÓN
Clasificación	ASTM D-2488	Identificar visualmente las muestras
Granulometría	ASTM D-421 D-422 AASHTO T-87 T-88	Determinar la proporción en que entran los distintos tamaños de granos del suelo
Límites de Atterberg	ASTM D-4318	Determinar el contenido de humedad del suelo en diferentes estados así como las condiciones de plasticidad.
Prueba de Penetración Estándar SPT	ASTM D-1586 AASHTO T-206	Determinar la resistencia del suelo o carga admisible.
Peso Unitario Húmedo	ASTM D-2979 AASHTO T-71	Determinar la densidad relativa de los suelos granulares, la consistencia de los suelos cohesivos y la carga admisible.
Gravedad Especifica	ASTM D-854 AASHTO T-58	Determinar la relación peso por unidad de volumen de la muestra.
Corte Directo	ASTM D-3080 AASHTO T-236	Es la relación del peso unitario del material solido o líquido al peso unitario del agua destilada a 4°C.
Humedad Natural	ASTM D-2216	Observar la variación del contenido de humedad bajo las distintas condiciones del suelo.

3.1 METODOLOGÍA DEL PROYECTO

La obtención de la información fue realizada en tres fases:

- En la primera fase se recopiló la información disponible (oral y escrita) acerca del sitio del estudio.
- La segunda fase fue el trabajo de campo, en el cual se realizaron ensayos en sitio en la obtención de muestras de suelo.
- La tercera fase consistió en el trabajo de laboratorio para determinar las propiedades y características de los materiales mediante ensayos de caracterización y resistencia.
- Una vez determinados todos los parámetros, se procedió a la evaluación y al pre diseño de una obra de contención.

3.1.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

En base a informes de archivo de la Escuela de Guerra Naval, se conoce que en fecha 28 de marzo de 2013, se producen los primeros agrietamientos en la parte posterior del bloque de departamentos, producto de la acción climática en la época de lluvias, las que ocasionaron la socavación y el lavado del material.

4. CAPÍTULO IV – MARCO TEÓRICO

Para poder comprender más acerca de la importancia del proyecto de investigación y para estabilizar taludes, consideramos algunos conceptos esenciales, mismos que son definidos como sigue.

4.1 DEFINICIÓN DE TALUD

Un talud o ladera es una masa de tierra que no es plana sino que posee pendiente o cambios de altura significativos. En la literatura técnica se define como ladera cuando su conformación actual tuvo como origen un proceso natural y talud cuando se conformó artificialmente.

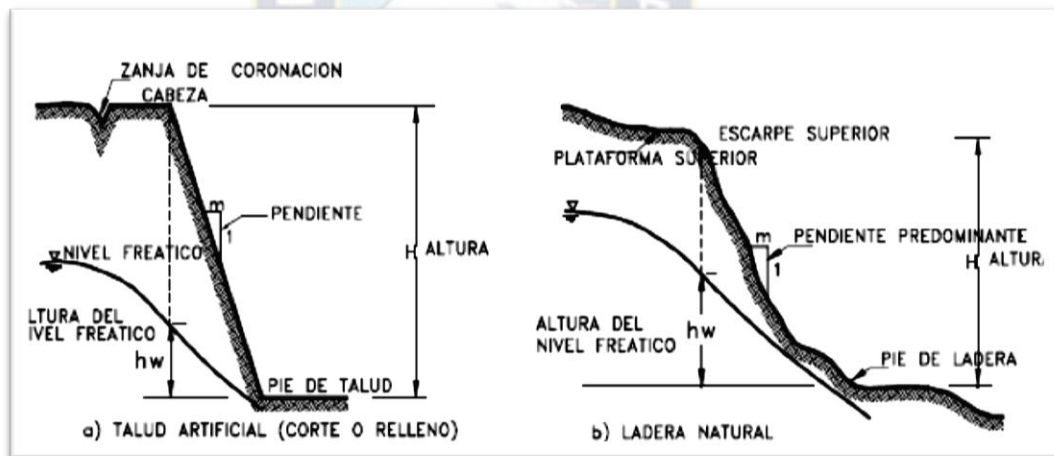


Figura 3- Nomenclatura de Taludes y Laderas

En el talud o ladera se definen los siguientes elementos constitutivos:

ALTURA

Es la distancia vertical entre el pie y la cabeza, la cual se presenta claramente definida en taludes artificiales pero es complicada de cuantificar en las laderas debido a que el pie y la cabeza no son accidentes topográficos bien marcados.

PIE

Corresponde al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte inferior.

CABEZA O ESCARPE

Se refiere al sitio de cambio brusco de pendiente en la parte superior.

ALTURA DE NIVEL FREÁTICO

Distancia vertical desde el pie del talud o ladera hasta el nivel de agua medida debajo de la cabeza.

PENDIENTE

Es la medida de la inclinación del talud o ladera.

Existen además, otros factores topográficos que se requiere definir como son longitud, convexidad (vertical), curvatura (horizontal) y área de cuenca de drenaje, los cuales pueden tener influencia sobre el comportamiento geotécnico del talud.

4.2 DEFINICIÓN DE ESTABILIDAD

Se entiende por estabilidad a la seguridad de una masa de tierra contra la falla o movimiento. Como primera medida es necesario definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cual será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén; casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse.

A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material terreo por mover y por lo tanto diferentes costos. Podría imaginarse un caso en que por alguna razón el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivos para pensar en “problemas de estabilidad de taludes”, pero lo normal es que cualquier talud

funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquel al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo el talud más espinado.

4.3 CLASIFICACIÓN DEL TIPO DE FALLAS

Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún persiste cierto grado de incertidumbre en su predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada. Sin embargo, existen ciertos patrones que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales de fallas, lo cual permite el tratamiento del talud para eliminar o reducir a un mínimo el riesgo de falla. Ver figura 4.

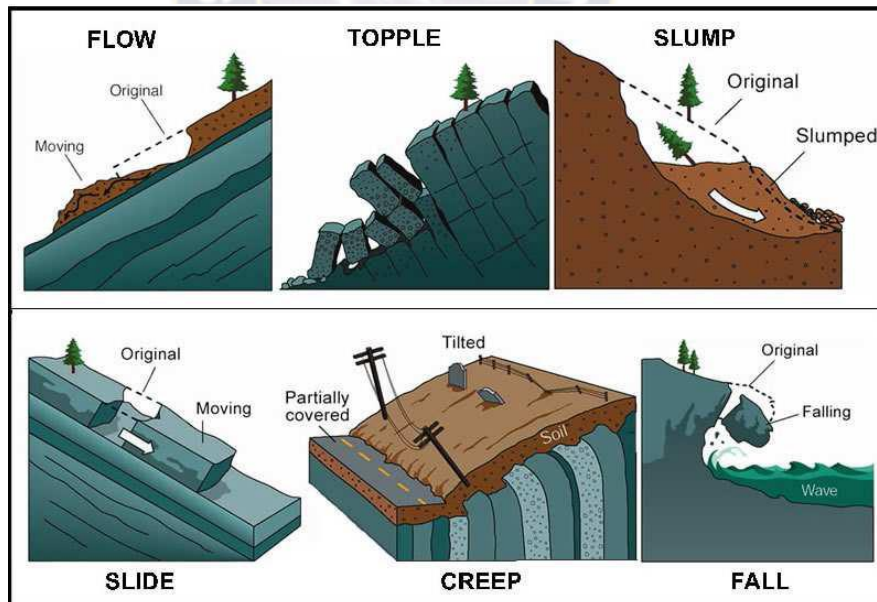


Figura4 - Tipo De Fallas

En la tabla 2 se presenta una clasificación de fallas de taludes adaptada de Hunt (1984).

Tabla 2- Clasificación De Fallas

TIPO DE FALLA	FORMA	DEFINICIÓN
Desprendimientos	Caída libre	Desprendimiento repentino de uno o más bloques de suelo o roca que descienden en caída libre.
	Volcadura	Caída de un bloque de roca con respecto a un pivote ubicado debajo de su centro de gravedad.
Derrumbes	Planar	Movimiento lento o rápido de un bloque de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana.
	Rotacional	Movimiento relativamente lento de una masa de suelo, roca o una combinación de los dos a lo largo de una superficie curva de falla bien definida.
	Desparramamiento lateral	Movimiento de diferentes bloques de suelo con desplazamientos distintos.
	Deslizamiento de escombros	Mezcla de suelo y pedazos de roca moviéndose a lo largo de una superficie de roca planar.
Avalanchas	De roca o escombros	Movimiento rápido de una masa incoherente de escombros de roca o suelo-roca donde no se distingue la estructura original del material.
Flujo	De escombros	Suelo o suelo-roca moviéndose como un fluido viscoso, desplazándose usualmente hasta distancias mucho mayores de la falla. Usualmente originado por exceso de presiones de poros.
Repteo		Movimiento lento e imperceptible talud debajo de una masa de suelo o suelo-roca.

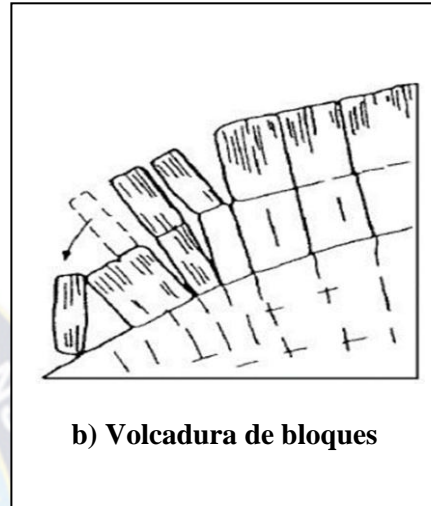


Figura 5 - Desprendimientos (a y b)

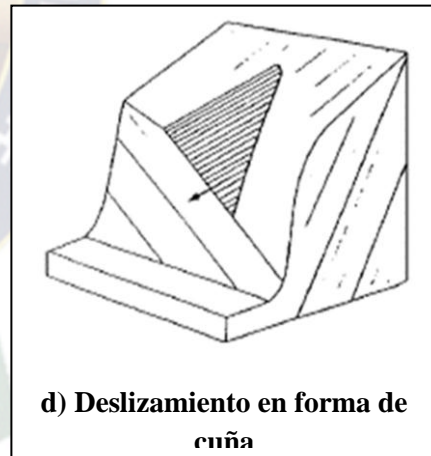


Figura 6 - Deslizamientos (c y d)

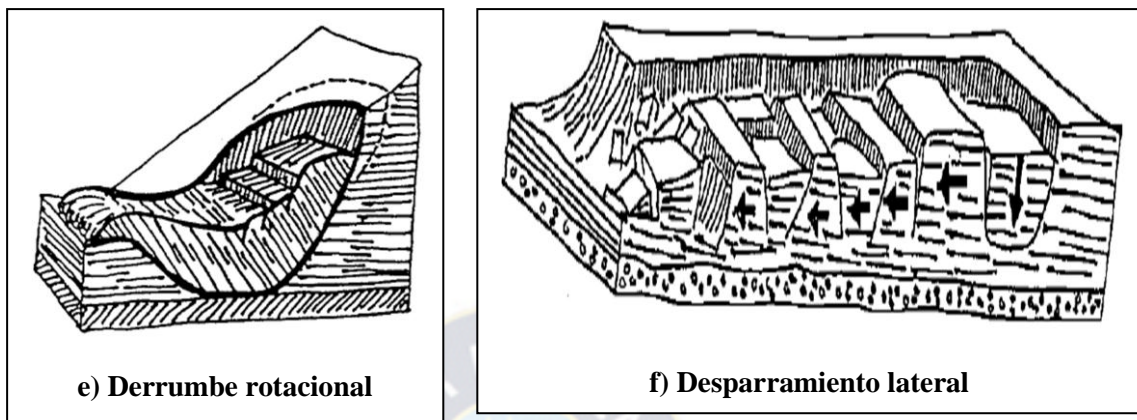


Figura 7 - Derrumbes (e y f)

4.4 FACTORES QUE INFLUENCIAN EN LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES

4.4.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Los deslizamientos en taludes ocurren de muchas maneras y existe cierta incertidumbre en su predicción. Sin embargo, conocer los deslizamientos que han ocurrido en el área de interés constituye un buen punto de partida para la detección y evaluación de potenciales deslizamientos en el futuro.

Para conocer los deslizamientos pasados se puede revisar diversas fuentes, tales como periódicos locales, revistas nacionales o internacionales especializadas en el tema, mapa de zonificación de casos de inestabilidad geológica, inventarios de riesgos geológicos, etc.

No siempre es posible conseguir documentación escrita de ocurrencias previas de deslizamientos, por lo que la información de los vecinos del sector constituye una valiosa fuente de información.

El tipo de información solicitada a los vecinos sería la descripción de deslizamientos previos en el área, el comportamiento de los taludes durante el periodo de lluvias, comportamiento durante eventos sísmicos, presencia de antiguas lagunas que se hayan secado, existencia de grietas en construcciones de la zona, grietas en el terreno, inclinación de postes, cercas o arboles con deformaciones, etc.

4.4.2 GEOLOGÍA DE LA REGIÓN

La topografía actual es el producto de millones de años de desarrollo y modificación a lo largo de diferentes procesos geológicos. Este proceso es continuo y los deslizamientos de taludes constituyen uno de los mecanismos de modificación (Schuster and Krizek 1976). La geología representa un factor primordial en la estabilidad de un talud y existen muchos factores geológicos que ilustran el potencial del deslizamiento de taludes.

El relieve y la topografía están determinados por la geología del área, lo que permite estimar la susceptibilidad al movimiento en el nivel regional. En general, los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de relieve si las condiciones están dadas, sin embargo, la experiencia de trabajar y observar distintos tipos de relieves ha demostrado que los deslizamientos son más comunes en ciertos tipos de relieves. A continuación se incluye una breve descripción de las características de estos relieves.

TALUDES ESCARPADOS: En terrenos escarpados los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de material geológico. Sin embargo, la causa más común de derrumbe en taludes escarpados es el deslizamiento a lo largo del contacto con la roca de suelos residuales o coluviales. El material meteorizado o suelto no puede mantener la misma pendiente que la roca, por ello, una fuerte

lluvia o un corte al pie del talud pueden activar el deslizamiento de la masa supra yacente.

ÁREAS DE CONCENTRACIÓN DE DRENAJE Y FILTRACIÓN: Un estudio cuidadoso de la red de drenaje y áreas de concentración de agua es extremadamente importante. Es probable que ocurran filtraciones con el subsecuente deslizamiento en áreas debajo de reservorios, canales de irrigación o depresiones con agua estancada. Es importante reconocer el peligro potencial de las áreas derivadas de drenaje superficial, especialmente en rocas porosas y fracturadas.

ÁREAS DE CONCENTRACIÓN DE FRACTURAS: El movimiento de taludes puede estar estructuralmente condicionado por superficies débiles tales como fallas, diaclasas, planos de deposición y foliación. Estas estructuras pueden dividir un macizo rocoso en una serie de unidades individuales que pueden actuar independientemente una de la otra. Por ello, el macizo rocoso no puede ser considerado como un medio continuo sino como una serie de bloques individuales; estos planos de debilidad facilitan el flujo de aguas y desarrollo de vegetación, lo cual debilita los bloques y reduce la resistencia al deslizamiento.

Por lo tanto, se debe buscar cuidadosamente las áreas con pequeño espaciamiento de diaclasas, especialmente cuando estas se cruzan y dividen el macizo rocoso en pequeños bloques que lo hace más inestable.

4.4.3 TOPOGRAFÍA Y ESTABILIDAD

Los mapas topográficos representan una excelente fuente de información para la detección de deslizamientos y algunas veces, se puede identificar en ellos grandes áreas de deslizamiento.

En los mapas topográficos, la escala y el intervalo de las curvas de nivel facilitan la identificación de los deslizamientos. Esta identificación se puede llevar a cabo mediante:

Características topográficas evidentes, por ejemplo, pendientes empinadas (curvas de nivel con poco espaciamiento) en el escarpe de un deslizamiento, topografía con pequeñas elevaciones o montículos dentro de la masa deslizante (curvas de nivel que siguen un patrón irregular y no simétrico con depresiones poco profundas), presencia de masa separada y características de flujo en la parte baja.

Curvas de niveles ondulados, vías locales dañadas con niveles desiguales y otros lineamientos superficiales tales como líneas de transmisión o cercas.

Movimientos menores o irregularidades en zonas de pendientes empinadas, acantilados, bancos, áreas de concentración de drenaje, etc.

La identificación de deslizamientos en mapas topográficos se verá ayudada por la escala y el intervalo de las curvas de nivel en el mapa.

4.4.4 EFECTO DE LA RESISTENCIA DEL SUELO Y LA PENDIENTE DEL TALUD

El suelo tiene dos comportamientos básicos ante la aplicación del esfuerzo cortante. Uno, a través de la fricción intergranular de las partículas que lo integran y la otra por medio de fuerzas que unen a las partículas entre sí. La primera se llama también condición drenada o a largo plazo y la segunda, condición no drenada o a corto plazo.

4.4.5 EROSIÓN

Puede ser causada por agentes naturales y humanos. Entre los agentes naturales se pueden incluir el agua de escorrentía, aguas subterráneas, olas, corrientes y viento. La erosión por agentes humanos incluye cualquier actividad que permite un incremento de la velocidad del agua, especialmente en taludes sin protección, como la tala de árboles u otro tipo de vegetación que ayuda a fijar el suelo y mejorar la estabilidad del talud.

La erosión puede causar la pérdida de soporte de fundación de estructuras, pavimentos, rellenos y otras obras de ingeniería. En terrenos montañosos, incrementa la incidencia de taludes inestables y puede resultar en la pérdida de vías u otras estructuras.

La sedimentación y arrastre de aluviones son otros efectos importantes de la erosión que en los lagos o embalses incrementan la turbidez de las aguas y crean un peligro para la vida acuática, contaminan el agua potable y reducen la capacidad de almacenamiento de los embalses y por tanto su vida útil.

Existen ciertos procedimientos para controlar la erosión y sedimentación. En bancos de ríos y canales, la protección se puede proveer con estructuras de retención, revestimiento de concreto y cascajo. En taludes, la protección consiste en: Sembrar vegetación de rápido crecimiento además de instalar un sistema de control del drenaje superficial, sellar las grietas superficiales con concreto, suelo o asfalto para prevenir la infiltración, lo cual reduce la erosión.

4.4.6 LICUEFACCIÓN DEBIDO A ACCIONES SÍSMICAS

La mayoría de las fallas de los taludes durante sismos se debe al fenómeno de licuefacción en suelos no cohesivos, sin embargo, también se han observado fallas en suelos cohesivos durante algunos eventos sísmicos de gran magnitud.

La licuefacción es un fenómeno que consiste en una caída brusca de resistencia al corte de un suelo granular en condiciones no drenadas, la cual puede ser activada por la repetida aplicación de pequeños incrementos o decrementos de esfuerzos de corte inducidos por vibraciones del terreno asociados con terremotos o explosiones. La pérdida de resistencia es de tal magnitud que momentáneamente el suelo alcanza la consistencia de un fluido pesado y se originan grandes deformaciones.

Los fenómenos de licuefacción se han observado generalmente en depósitos aluviales recientes compuestos por granulares, como los que se encuentran típicamente en los deltas o zonas de inundación de ríos y lagos.

Los parámetros más relevantes en la evaluación del potencial de licuefacción son:

La granulometría (tamaño, gradación y forma de granos).

La densidad relativa del depósito.

Estas características son determinadas por el método de deposición, la edad geológica y la historia de esfuerzos del depósito.

Las arenas finas limpias y las arenas limosas no-plásticas que contienen menos de 10% de finos son las más susceptibles a la licuefacción porque tienen la tendencia a depositarse de manera suelta y presentan una permeabilidad baja para impedir el drenaje durante las vibraciones del terreno.

En general, los materiales con un coeficiente de uniformidad C_u (definido como el tamaño de 60% de los granos más finos del depósito) entre 2 y 5 y un tamaño promedio dado por el D_{50} que varía entre 0.02 mm y 2.0 mm son los más

propensos a la licuefacción. Basado en los resultados de análisis granulométricos en suelos que sufrieron o no licuefacción durante sismos.

Tsuchida (1970) propuso las granulometrías de frontera que se muestran en la figura 8.

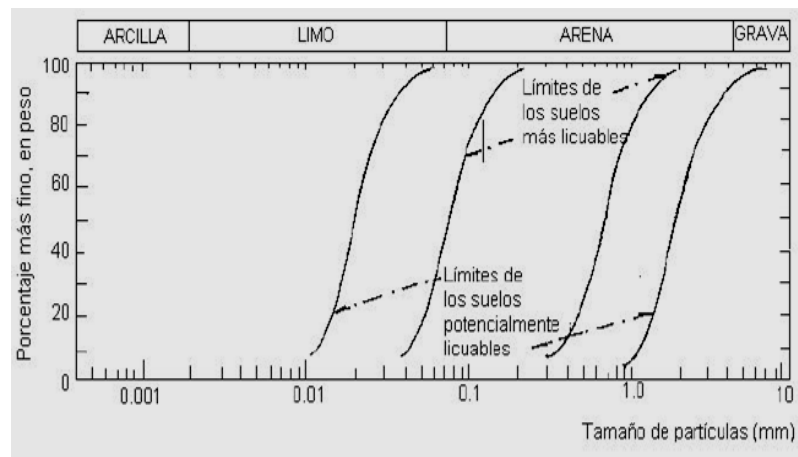


Figura 8 - Granulometría de los Suelos Potencialmente Licuables

4.5 MÉTODOS PARA ESTABILIZAR TALUDES

Una vez caracterizado el talud se tienen distintos métodos para estabilizarlo, sin embargo no todos estos son apropiados para este proyecto.

Dentro del estudio de inestabilidad en taludes, existen tres grandes grupos de métodos para estabilizar un talud, los cuales son:

4.5.1 AUMENTAR LA RESISTENCIA DEL SUELO

Son las soluciones que aplican drenaje en el suelo para bajar el nivel freático o la inyección de sustancias que aumenten la resistencia del suelo, tales como el cemento u otro conglomerante.

4.5.2 DISMINUIR LOS ESFUERZOS ACTUANTES EN EL TALUD

Soluciones tales como el cambio de la geometría del talud mediante el corte parcial o total de este a un ángulo menor o la remoción de la cresta para reducir su altura.

4.5.3 AUMENTAR LOS ESFUERZOS DE CONFINAMIENTO (σ) DEL TALUD

Se puede lograr la estabilización de un talud mediante obras, como los muros de gravedad, las pantallas atirantadas o las bermas hechas del mismo suelo.

4.5.4 CAMBIO DE LA GEOMETRÍA

El cambio de la geometría de un determinado talud puede realizarse mediante soluciones tales como la disminución de la pendiente a un ángulo menor, la reducción de la altura (especialmente en suelos con comportamiento cohesivo) y la colocación de material en la base o pie del talud (construcción de una berma); en esta última solución es común usar material de las partes superiores del talud.

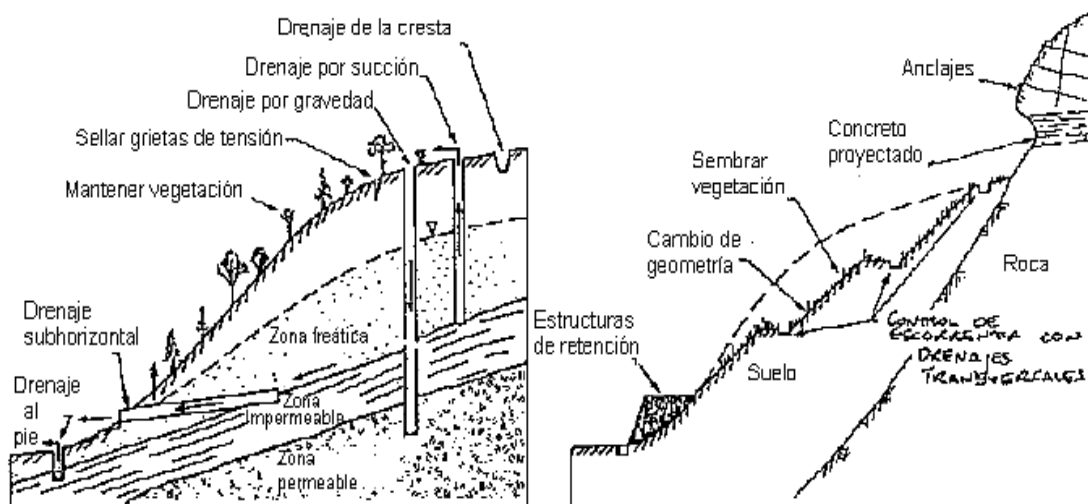


Figura 9- Métodos para Estabilizar un Talud

La consecuencia directa de realizar un cambio favorable en la geometría de un talud es disminuir los esfuerzos que causan la inestabilidad y, en el caso de la implantación de

una berma, el aumento de la fuerza resistente. Es importante destacar que la construcción de una berma al pie de un talud debe tomar en cuenta la posibilidad de causar inestabilidad en los taludes que se encuentren debajo, además, se deben tomar las previsiones para drenar el agua que pueda almacenarse dentro de la berma, ya que es probable que pueda haber un aumento de la presión de los poros en los sectores inferiores de la superficie de falla, lo que acrecienta la inestabilidad.

4.6 DRENAJE

La presencia de agua es el principal factor de inestabilidad en la gran mayoría de las pendientes de suelo o de roca con mediano a alto grado de meteorización. Por lo tanto, se han establecido diversos tipos de drenaje con diferentes objetivos. Los drenajes más usados para estabilizar taludes son:

4.6.1 DRENAJES SUB HORIZONTALES

Son métodos efectivos para la estabilidad de taludes inestables o fallados. Consiste en tubos de 5 cm o más de diámetro, perforados y cubiertos por un filtro que impide su taponamiento por arrastre de finos. Se instalan con una pequeña pendiente hacia el pie del talud, penetran la zona freática y permiten el flujo por gravedad del agua almacenada por encima de la superficie de falla. El espaciamiento de estos drenajes depende del material que se esté tratando de drenar y puede variar desde tres a ocho metros en el caso de arcillas y limos, hasta más de 15 metros en los casos de arenas más permeables.

4.6.2 DRENAJES VERTICALES

Se utilizan cuando existe un estrato impermeable que contiene agua emperchada por encima de un material más permeable con drenaje libre y con una presión hidrostática menor. Los drenajes se instalan de manera que atraviesen completamente el estrato impermeable y conduzcan el agua mediante gravedad,

por dentro de ellos, hasta el estrato más permeable lo que aliviara el exceso de presión de los poros a través de su estructura.

4.6.3 DRENAJES TRANSVERSALES O INTERCEPTORES

Se colocan en la superficie del talud para proporcionar una salida al agua que pueda infiltrarse de la estructura del talud o que pueda producir erosión en sus diferentes niveles. Las zonas en las que es común ubicar estos drenajes son la cresta del talud para evitar el paso hacia su estructura (grietas de tensión), el pie del talud para recolectar aguas provenientes de otros drenajes y a diferentes alturas del mismo.

4.6.4 DRENAJES DE CONTRAFUERTE

Consiste en la apertura de zanjas verticales de 30 a 60 cm de ancho en la dirección de la pendiente del talud para rellenarlas con material granular altamente permeable y con un ángulo de fricción ($>35^\circ$). La profundidad alcanzada deberá ser mayor que la profundidad a la que se encuentra la superficie de falla para lograr el aumento de la resistencia del suelo no solo debido al aumento de los esfuerzos efectivos gracias al drenaje del agua que los reducía, sino también al aumento del material de alta resistencia incluido dentro de las zanjas.

Esta solución puede ser útil y de bajo costo en el caso de taludes hechos con materiales de baja resistencia, tales como arcillas y limos blandos o con presencia de materia orgánica en descomposición que tengan entre tres y ocho metros de altura y superficies de falla que no pasen de los cuatro metros.

4.7 SOLUCIONES ESTRUCTURALES

Generalmente se usan cuando existen limitaciones de espacio o cuando resulta imposible contener un deslizamiento con los métodos discutidos anteriormente. El objetivo principal de las estructuras de retención es incrementar las fuerzas resistentes de forma activa (peso propio de la estructura, inclusión de tirantes, etc.) y de forma pasiva al oponer resistencia ante el movimiento de la masa de suelo.

Entre las soluciones estructurales más usadas tenemos:

4.7.1 MUROS DE GRAVEDAD

Muros de gravedad, son los que tienen en general un perfil trapezoidal y dependen principalmente de su peso propio para asegurar la estabilidad; se hacen generalmente de concreto ciclópeo o aún de piedras y no llevan ningún refuerzo: debe proporcionarse de tal manera que no haya esfuerzos de tracción en ninguna de las secciones; son muros muy económicos para alturas bajas (hasta 3 ó 3.50 metros aproximadamente).

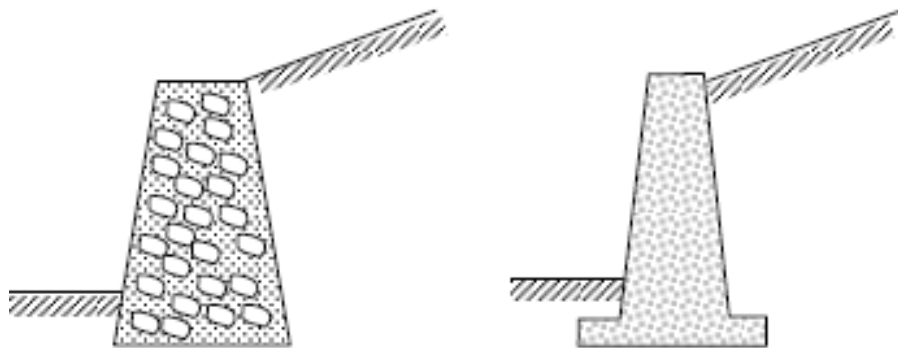


Figura10 - Muros de Gravedad

4.7.2 MUROS DE SEMI-GRAVEDAD

Son un poco más esbeltos que los anteriores porque se toleran esfuerzos de tracción pequeños que se absorben con pequeñísimas cuantías de refuerzo y que

en general pueden resultar aún más económicas que los muros de gravedad para alturas hasta de 4.00 mts.

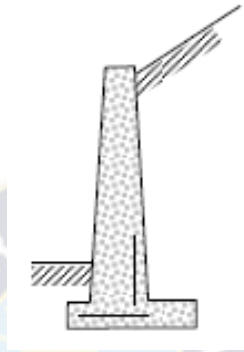


Figura11- Muro de Semigravedad

4.7.3 MUROS DE VOLADIZO

Son muros en Concreto reforzado cuyo perfil común es el de una T o L y están compuestos por mayoría de los casos, utilizan por lo menos parte del peso del relleno para asegurarse la estabilidad; este es el tipo de muro que con mayor frecuencia se presenta en la práctica del calculista y su utilización resulta económica hasta alturas de 6.00 mts. aproximadamente.

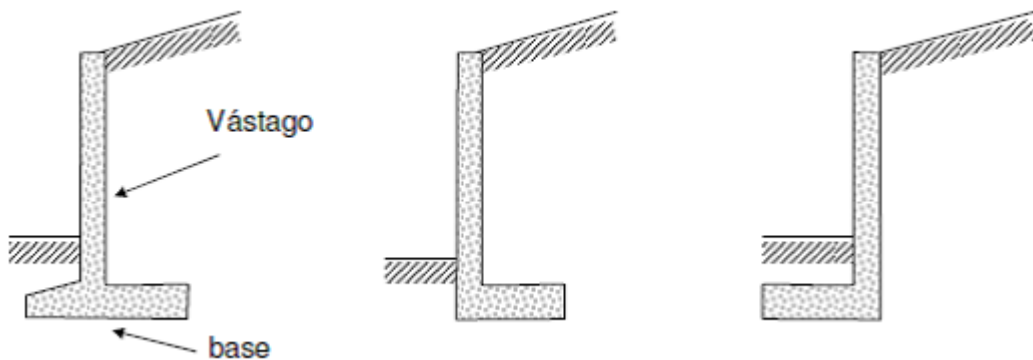


Figura12 - Muros en Voladizo

4.7.4 MUROS CON CONTRAFUERTE

Son los que están constituidos por placas verticales que se apoyan sobre grandes voladizos espaciados regularmente que se denominen contrafuertes; este tipo de

muro es conveniente cuando las alturas por vencer son en general, mayores de 6.00 mts.

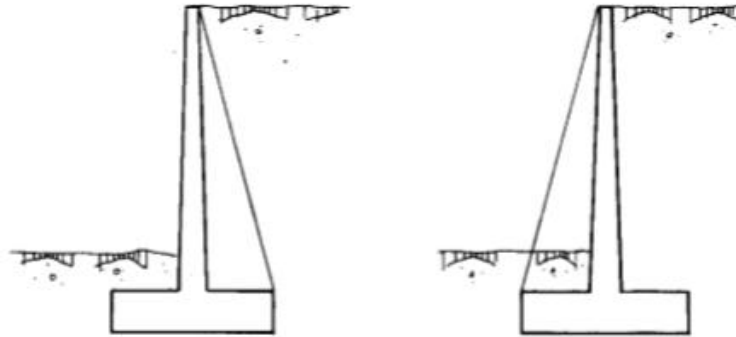


Figura13 - Muros con Contrafuerte

4.7.5 MUROS DE BANDEJAS (O DE PLATAFORMAS ESTABILIZADORAS)

Su concepto es muy diferente del que origina el muro de contrafuertes. Aquí no se trata de resistir el momento flector aumentando el canto y aligerando la sección, sino de reducir los momentos flectores debidos al relleno mediante los producidos por la carga del propio relleno sobre las bandejas.

Su inconveniente fundamental radica en la complejidad de su construcción. Puede resultar una alternativa al muro de contrafuertes para grandes alturas.

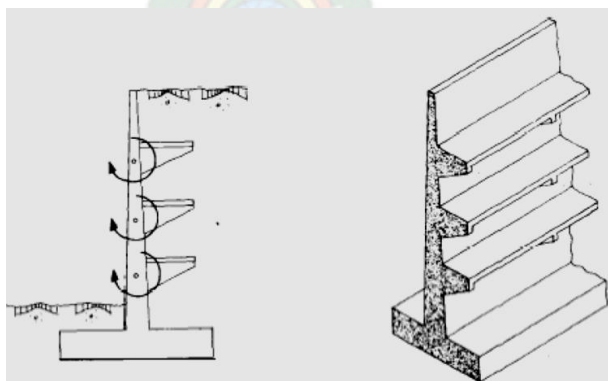


Figura 14 - Muro de Bandeja

4.7.6 MURO DE ANCLADOS

Es un tipo de estructura mixta que elimina los problemas de estabilidad al vuelco, disminuye los momentos flectores que sobre el actúan y reduce las tensiones que actúan sobre el terreno de cimentación.

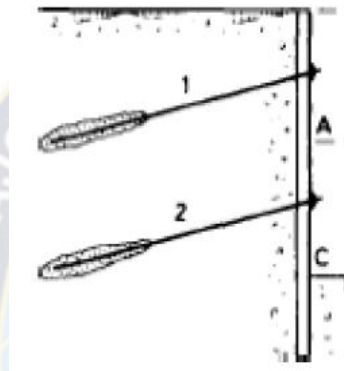


Figura15 - Muro de Anclaje

4.7.7 MUROS DE GAVIONES

Los gaviones son elementos generalmente con forma de prisma rectangular que consisten en unas jaulas de mallas de acero galvanizado rellenas de un material de naturaleza granular tipo piedras.

Los diferentes elementos que constituyen el muro proyectado quedan unidos entre sí mediante ligaduras de alambre. Es un muro que trabaja fundamentalmente por gravedad.

Los tipos más corrientes de gaviones (paralelepípedos o rectangulares) tienen unos volúmenes que varían entre 0.5m^3 y 5m^3 , lo cual supone para un ancho de 1 m y una altura de 0.5m a 1 m. Generalmente los muros de gaviones suelen ser de altura moderada (menor de 6-7m), aunque se han construido de altura superior y han funcionado correctamente. La construcción de este tipo de muros es muy

simple, colocando los distintos elementos con diferentes disposiciones e, incluso, escalonado el trasdós, el intradós o ambos.

Las principales ventajas son su rápida y sencilla instalación, su elevada permeabilidad y que son unas estructuras flexibles que admiten asientos diferenciales del terreno importantes.

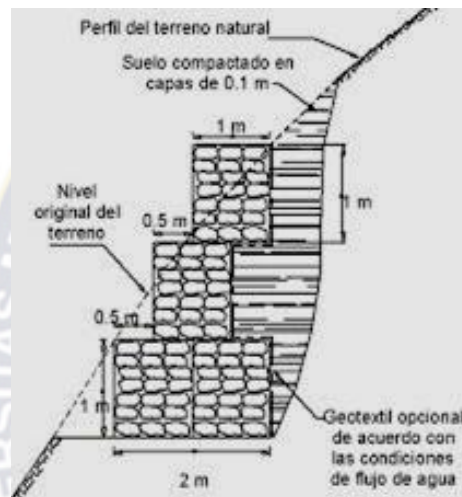


Figura16 - Muro de Gaviones

4.7.8 MURO DE PANTALLA

El sistema de muros pantalla consiste, esencialmente, en ejecutar una pared del hormigón, realizándola sin entibación. El equilibrio de la excavación se mantiene bien por si misma o gracias al empleo de lodos bentónicos, que rellenan completamente la excavación. Estos lodos son posteriormente desplazados por el hormigón, que se coloca mediante una tubería adecuada. El método se ha revelado como excepcionalmente útil y ha permitido el desarrollo de una serie de soluciones y procesos constructivos que no resultarían posibles o lo serían a muy elevado coste con los otros tipos de muro.

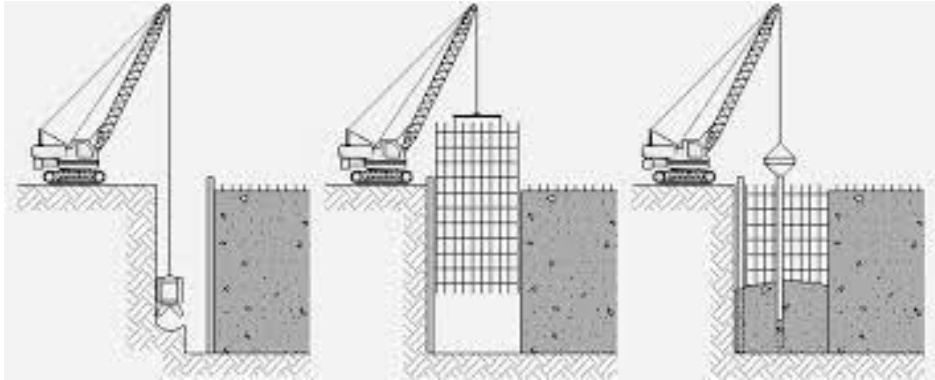


Figura17 - Muro Pantalla



5. CAPÍTULO V - PARÁMETROS FÍSICOS Y MECÁNICOS DEL SUELO

Desde el punto de vista de la ingeniería, el suelo es la parte física sobre el cual se realizan las obras. Por eso, antes de realizar un pre diseño de la obra es muy importante conocer con que parámetros contamos, ya que depende mucho de estos la estabilización de una estructura.

5.1 PARÁMETROS FÍSICOS

Los parámetros físicos se obtienen a partir de ensayos realizados en laboratorio, tales como la granulometría del suelo, Límites de Atterberg, Clasificación de Suelos, Peso Unitario, Gravedad Específica y Humedad.

De los resultados obtenidos mediante estos ensayos, tenemos los siguientes parámetros:

- Granulometría
- Tamaño de las Partículas
- Peso Específico
- Humedad Natural
- Plasticidad
- Consistencia

5.1.1 GRANULOMETRÍA AASHTO T87-70 (PREPARACIÓN DE LA MUESTRA), AASHTO T88-70 (PROCEDIMIENTO DE PRUEBA) ASTM D421-58 Y D422-63

En la clasificación de los suelos para usos de ingeniería es universalmente acostumbrado utilizar algún tipo de análisis granulométrico. Una parte importante de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras, aeropistas, presas de tierra, diques y otro tipo de terraplenes es el análisis granulométrico. La

información obtenida del análisis granulométrico puede en ocasiones utilizarse para predecir movimientos del agua a través del suelo, aun cuando los ensayos de permeabilidad se utilizan más comúnmente. La susceptibilidad de sufrir la acción de las heladas en suelo, una consideración de gran importancia en climas muy fríos puede predecirse a partir del análisis granulométrico del suelo.

Los suelos muy finos son fácilmente arrastrados en suspensión por el agua que circula a través del suelo y los sistemas de subdrenaje usualmente se colman con sedimentos rápidamente a menos que sean protegidos adecuadamente por filtros de material granular debidamente gradado.

La gradación adecuada de estos materiales, denominados filtros, puede ser establecida a partir de su análisis granulométrico.

El análisis es un intento de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de grano presentes en una masa de suelos dada. Obviamente para obtener un resultado significativo la muestra debe ser estadísticamente representativa de la masa del suelo. Como no es físicamente posible determinar el tamaño real de cada partícula independiente de cada suelo, la práctica solamente agrupa los materiales por rangos de tamaño.

5.1.1.1 ANÁLISIS MECÁNICO POR TAMICES

Debido al tamaño de las partículas y la forma granular que presentan estos suelos, fácilmente puede clasificarse los distintos tamaños de las partículas que lo constituyen mediante tamices con diferentes aberturas. A este análisis se lo llama: “análisis granulométrico del suelo”.

El tamiz o criba que se muestra en la figura 18, consiste de un plato de acero inoxidable con una malla metálica adherida en la parte inferior con aberturas de

tamaño uniforme. Existen dos tamaños estándar de tamices los de 8” y 12”, mostrados en la figura 18.



Figura18 - Tamices para el Análisis Mecánico del Suelo

La tabla 3 muestra la serie ASTM de tamices de 8” y 12” disponibles en el mercado para el análisis mecánico del suelo, el tamaño de la abertura de la malla (expresado en milímetros) está identificado por un número de tamiz.

No es necesario tener todos los tamices para realizar un análisis granulométrico del suelo, simplemente bastan algunos tamaños que están en función al sistema de clasificación del tamaño de partículas que se esté empleando. En el sistema de clasificación unificado (USCS), las partículas considerados grano grueso tienen un tamaño mayor a 0.075 mm, por lo tanto el tamiz Nro. 200 retiene las partículas de grano grueso y deja pasar las partículas finas del suelo, por lo que el tamiz Nro. 4 retiene los tamaños mayores a 4.75 mm y deja pasar los de menor tamaño que son retenidos en el tamiz Nro. 200. La grava tiene un tamaño comprendido entre 76.2 y 4.75 mm, el tamiz de 3” retiene partículas mayores a 76.2 mm y deja pasar partículas de menor tamaño que se retendrán en el tamiz Nro. 4 o en el Nro. 200.

Para el sistema de clasificación unificado es indispensable tener los tamices Nro. 200, 4 y el de 3", sin embargo si se utilizan tamices intermedios a estos tamaños se tendrá un análisis granulométrico más preciso.

Tabla 3- Serie de Tamices ASTM D-422 Y E- 100

Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura	Nro.	Abertura
5"	127.00	1 ½"	38.10	3/8"	9.53	12	1.70	60	0.250	325	0.041
4.24"	107.70	1 ¼"	31.75	5/16"	7.94	14	1.40	70	0.212	400	0.035
4"	101.60	1.06"	26.92	0.265"	6.73	16	1.18	80	0.180	450	0.031
3 ½"	88.90	1"	25.40	¼"	6.35	18	1.00	100	0.150	500	0.028
13/4"	82.55	7/8"	22.23	4"	4.75	20	0.85	120	0.125	635	0.021
3"	76.20	¾"	19.05	5	4.00	25	0.71	140	0.106		
2 ½"	63.50	5/8"	15.88	6	3.35	30	0.60	170	0.090		
2.12"	53.85	0.53"	13.46	7	2.80	35	0.50	200	0.075		
2"	50.80	½"	12.70	8	2.36	40	0.43	230	0.065		
1 ¾"	44.45	7/16"	11.11	10	2.00	50	0.36	270	0.053		

En la figura 19 se muestra un tamizador que es un equipo de laboratorio donde se instalan las diferentes medidas de tamices, este agita todo el conjunto de tal manera que el suelo puede descender por todos los tamices que clasifican el tamaño de las partículas.

Se instalan los tamices en forma descendente, el de mayor abertura es la parte superior y el de menor abertura en la parte inferior, el suelo es colocado en el tamiz superior y también se coloca un plato en la parte inferior del último tamiz para recibir la fracción más fina de suelo.

Deben seleccionarse con cuidado los tamices que se van a instalar, el tamizador permite regular la intensidad y el tiempo del tamizado.



Figura19- Tamizador Rot-Tap

Antes de tamizar la muestra de suelo, esta debe ser lavada desmenuzando todos los terrones que existan y luego ser secada en horno por 24 horas a 105°C. Durante el lavado y tamizado se perderán partículas de suelo, esta pérdida no debe superar el 2% de la masa total.

5.1.1.2 CURVA DE DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE PARTÍCULAS

La muestra de suelo debe ser tamizada por lo menos 15 minutos, donde cada tamiz retendrá una fracción de masa de suelo y el plato inferior retendrá las partículas más finas del suelo menores a 0.075 mm para otros propósitos.

La masa de la fracción de suelo retenida en cada tamiz será: $M_1, M_2, M_3, \dots, M_I$.

La masa de la fracción fina de suelo en el platillo será: M_p .

El total de la masa de suelo será: $M_1 + M_2 + M_3 + \dots + M_I + M_p = \Sigma M$.

Se determina la masa acumulada de suelo retenida para cada tamiz, para un tamiz i será:

$$M_1 + M_2 + M_3 + \dots + M_I$$

Se determina la masa de suelo que deja pasar cada tamiz. La masa de suelo que deja pasar el tamiz i será:

$$\Sigma M - (M_1 + M_2 + M_3 + \dots + M_i)$$

Se determina el porcentaje de suelo que deja pasar cada tamiz. El porcentaje de suelo que pasara el tamiz será:

$$P (\%) i = (\Sigma M - (M_1 + M_2 + M_3 + \dots + M_i)) / \Sigma M \times 100$$

Todos los resultados son registrados ordenadamente en una tabla, con los valores del tamaño de las aberturas del tamiz en milímetros ubicados en orden inverso en el eje de las abscisas en escala logarítmica y el porcentaje de la masas de suelo que pasa ubicada en el eje de las ordenadas, se traza la curva de distribución del tamaño de partículas como se muestra en la figura 20.

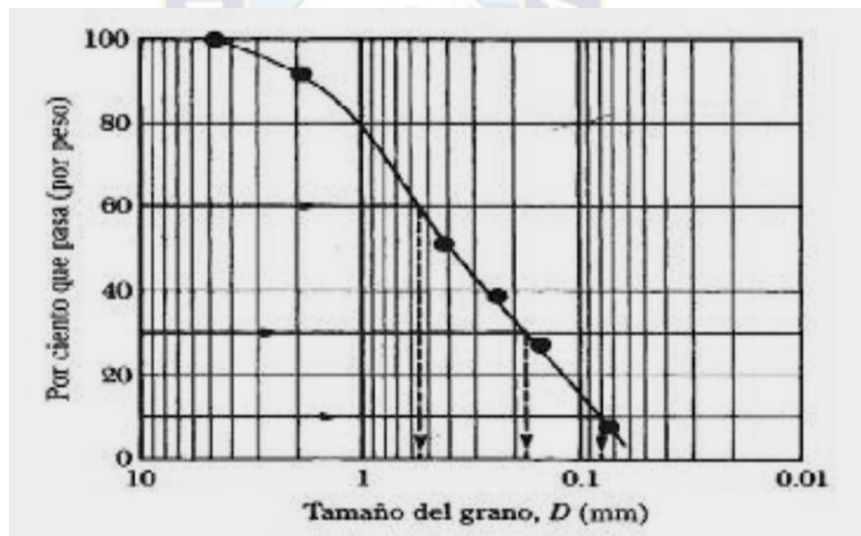


Figura 20 - Curva de Distribución Granulométrica

5.1.1.3 PARÁMETROS DE LA CURVA DE DISTRIBUCIÓN DEL TAMAÑO DE PARTÍCULAS

A partir de la curva de distribución del tamaño de partículas, se puede obtener cantidades en porcentaje de un tamaño de partículas especial que contenga el suelo. El diámetro de la partícula (D_i) se refiere al tamaño del grano o diámetro aparente de una partícula de suelo y el subíndice que lo acompaña indica la

cantidad de partículas en porcentaje más pequeños que esta. Por ejemplo: $D_{10} = 2$ mm, significa que el 10% de los granos de la muestra son menores en diámetro que 2 mm. El diámetro D_{10} es llamado diámetro o tamaño efectivo del suelo, este al igual que el D_{60} , D_{30} , D_{25} , y D_{75} , son tamaños especiales de las partículas que contiene el suelo para evaluar la distribución del tamaño de partículas del suelo.

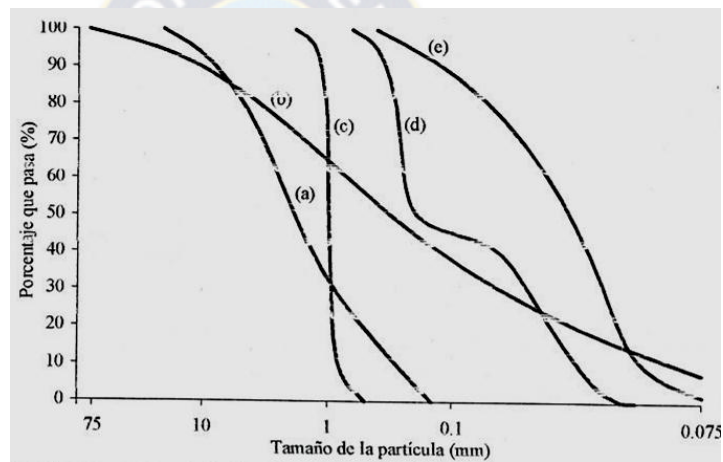


Figura 21 - Curvas de Distribución del Tamaño de Partículas de cinco suelos (Coduto, 1999)

a) Suelo de grano grueso (grava y arena). (b) Suelo bien gradado con una amplia variedad de tamaños de partícula. (c) Suelo de grano grueso con una reducida variedad de tamaños de partícula. (d) Suelo con gradación hueca, no contiene un cierto rango de tamaños de partícula. (e) Suelo compuesto de partículas finas (limo y arcilla).

5.1.1.4 COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (Cu)

Este parámetro evalúa el grado de similitud en tamaño de las partículas del suelo, que será:

$$Cu = \frac{D60}{D10}$$

Un valor grande de este parámetro indica que las partículas entre D60 Y D10 difieren en gran manera de tamaño, lo que indica desuniformidad en relación al tamaño. Un suelo con una distribución uniforme hará que la curva de distribución tienda a ser vertical como en la figura 21(c), mientras que la desuniformidad la hará más horizontal como en la figura 21(b).

5.1.1.5 COEFICIENTE DE CONCAVIDAD (Cc)

Este parámetro evalúa la progresión de la variación en tamaño de las partículas del suelo que será:

$$Cc = \frac{D30^2}{D10 * D60}$$

Los valores de Cc muy alejados a la unidad indican la falta o la poca cantidad de una serie de tamaños de partículas. Una distribución bien gradada hará que la curva de distribución se asemeje a una recta, ver figura 21(b), y una mala gradación la hará sinuosa o uniforme, ver figura 21 (c) y (d).

5.1.1.6 COEFICIENTE DE CLASIFICACIÓN (So)

Este parámetro es otra alternativa poco conocida para evaluar la uniformidad y se escribe:

$$So = \sqrt{\frac{D75}{D25}}$$

5.1.2 TAMAÑO DE LA PARTÍCULA DEL SUELO

De acuerdo al tamaño predominante de partículas que contenga el suelo, generalmente son llamados grava, arena, limo, arcilla o una mezcla de ellos.

Diversas organizaciones que estudian aspectos relacionados con el suelo han elaborado sistemas de clasificación para identificar el tamaño de las partículas de un suelo para sus propósitos específicos.

En la tabla 4 se muestra algunos de los sistemas más conocidos empleados por estas organizaciones para identificar las partículas del suelo.

Tabla 4 - Sistemas para identificar el Tamaño de Partículas del Suelo (DAS 1998)

NOMBRE DE LA ORGANIZACION	TAMAÑO DE PARTICULAS en mm			
	Grava	Arena	Limo	Arcilla
Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 a 0.06	0.06 a 0.002	<0.002
U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 a 0.05	0.05 a 0.002	<0.003
American Association of State Highway and Transportation (AASHTO)	76.2 a 2	2 a 0.075	0.075 a 0.002	<0.004
Unified Soil Classification System (US)	75 a 4.75	4.75 a 0.075	Finos (limos y arcillas) <0.075	

El sistema de clasificación unificado (USCS) ha sido adoptado como el estándar por la ASTM (American Society for Testing and Materials) y el reglamento que esta sociedad ha desarrollado para el análisis y estudio del suelo es aceptado a nivel internacional.

GRAVA.- Según la norma ASTM D-2487 el tamaño de estas partículas varia de 75 a 4.75 mm, estas a su vez están divididas en dos categorías: grava gruesa que está comprendida entre 75 y 19 mm y grava fina que está comprendida entre 19 y 4.75 mm.

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de roca de textura redondeada, debido al desgaste que sufren las partículas al ser transportadas por las corrientes de los ríos.

Como material suelto suele encontrarse en los lechos, márgenes, en los conos de deyección de los ríos y suele encontrarse depósitos con grandes cantidades.

ARENA.- Se llama arena a las partículas granulares de textura variada procedentes de la desintegración de las rocas o de su trituración artificial y cuyo tamaño según la norma ASTM D-2487 varía entre 4.75 a 0.075 mm, la arena está clasificada en tres categorías: arena gruesa que tiene un tamaño de 4.75 a 2 mm, la arena mediana de un tamaño comprendido entre 2 y 0.425 mm y la arena fina comprendida entre 0.425 y 0.075 mm.

El origen y la existencia de la arena es análoga a la de la grava, comúnmente las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. Principalmente está compuesta de cuarzo y otros minerales que dan resistencia mecánica a las partículas.

LIMO.- El limo es una partícula mineral pequeña de textura granular o escamosa, que suele encontrarse en las canteras y en los ríos. El tamaño de las partículas de limo según la norma ASTM D-2487 es menor a 0.075 mm. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. El suelo compuesto por limo es relativamente impermeable, fácilmente erosionable.

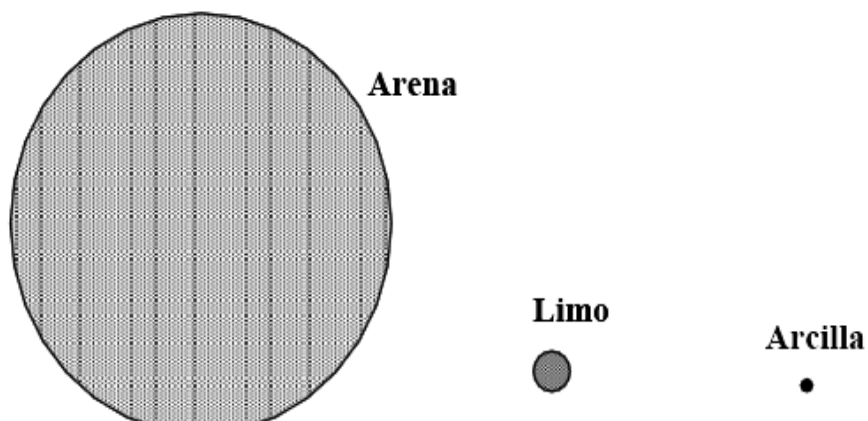
ARCILLA.- Se da el nombre de arcilla a las partículas sólidas de textura escamosa, compuestas de minerales de arcilla con un tamaño diminuto mucho menor a 0.075 mm. La arcilla químicamente es un silicato hidratado de: aluminio, hierro o magnesio. Las microestructuras que forman las partículas diminutas que componen la arcilla ocasionan que esta sea poco permeable y el contenido de humedad comunica a la masa de suelo la propiedad plástica.

GUIJARRO Y CANTO RODADO.- Existen partículas de mayor tamaño que la grava, según la norma ASTM D-2487 a las partículas con tamaño comprendido entre 75 a 350 mm se las llama guijarro o bolón y a las que superan los 350 mm se las denomina canto rodado. Por lo general estos dos tipos de partículas son fragmentos de roca, constituyen ser componentes aislados del suelo y suelen aparecer sobre o por debajo de la superficie terrestre.

MATERIA COLOIDAL.- Existen también partículas muy pequeñas que no pueden llegar a ser vistas fácilmente. Las partículas con tamaño menor a 2μ , constituyen la fracción más fina de los suelos. Que pueden ser distinguidas con la ayuda de un microscopio potente y su estructura molecular puede ser analizada por medio de los rayos X, a este tipo de partículas se las conoce como coloide o ultra-arcilla. Estas partículas debido a su tamaño no suelen considerarse dentro los sistemas de clasificación, pero forman parte de la fracción fina del suelo.

5.1.2.1 PARTÍCULAS DEL SUELO

Tamaño medio comparado de la partícula de arena, limo y arcilla



5.1.2.2 FRAGMENTOS GRUESOS DEL SUELO.- (NO SE CONSIDERAN A EFECTOS DE GRANULOMETRÍA)

Nombre	Diámetro (cm)
Roca	> 20
Piedra	2 - 20
Grava	0,2 - 2

5.1.3 DENSIDAD ASTM D2049-69

En el suelo se consideran dos tipos de densidad: densidad aparente y densidad real.

DENSIDAD APARENTE (DA): es la masa contenida en una unidad de volumen de una muestra de suelo tal y como es, incluyendo el volumen ocupado por los poros. Para determinarla, se divide el peso de un determinado volumen de tierra secada a estufa por ese volumen de suelo, y se expresa el resultado en kg/m^3 .

DENSIDAD REAL (DR): es la densidad de las partículas sólidas del suelo. Se determina dividiendo el peso del suelo secado a estufa por el volumen que ocupan los sólidos.

La densidad real de los suelos minerales más comunes varía de 2.500 a 2.700 kg/m^3 .

La densidad aparente de los suelos varía según la textura y estructura entre los 1.100 y los 1.900 kg/m^3 .

5.1.4 LÍMITES LÍQUIDO Y PLÁSTICO DEL SUELO AASHTO T89-68 Y T90-70

5.1.4.1 PLASTICIDAD



Figura 22- Equipo de Plasticidad

En la mecánica de suelos podemos definir la plasticidad como la propiedad de un material por el cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

La plasticidad de los suelos se debe a la carga eléctrica de las partículas laminares, que generan campos, que actúan como condensadores e influyen en las moléculas bipolares del agua produciendo intercambio catiónicos, el grado de interacción de estas moléculas del suelos con las de agua determinan su plasticidad. (Juárez Badillo-Rico Rodríguez Mecánica de suelos tomo1)

La magnitud de la plasticidad que presenta una arcilla natural depende de su composición mineralógica y contenido de humedad. Además, la consistencia de una arcilla natural varía de acuerdo con el contenido de humedad, desde un estado sólido en condición seca, pasando por un estado semisólido para bajos contenidos de humedad en que el suelo se desmorona y no presenta plasticidad, pasando también por un estado plástico para altos contenidos de humedad, hasta llegar finalmente a un estado esencialmente líquido para contenidos de humedad muy altos.

El contenido de humedad para el cual la consistencia cambia de un estado a otro varía de una arcilla a otra, dependiendo de la cantidad y del tipo de mineral de arcilla presente. Puesto que la humedad es una propiedad que se mide fácilmente, se desarrolló un método de clasificación de las arcillas basado en estos contenidos de humedad límites.

Los límites líquido y plástico son solo dos de los 5 “límites” propuestos por A. Atterberg, un científico sueco dedicado a la agricultura. Estos límites son:

LÍMITE DE COHESIÓN. Es el contenido de humedad con el cual las boronas de suelo son capaces de pegarse unas a otras.

LÍMITE DE PEGAJOSIDAD.- Es el contenido de humedad con el cual el suelo comienza a pegarse a las superficies metálicas tales como las cuchillao o discos del arado cuando se cultiva un suelo.

LÍMITE DE CONTRACCIÓN.- Es el contenido de humedad por debajo del cual no se produce reducción adicional de volumen o contracción en el suelo.

LIMITE PLÁSTICO.- Es el contenido de humedad por debajo del cual se puede considerar el suelo como material no plástico.

LIMITE LIQUIDO.- Es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso.

Los límites líquido y plástico han sido ampliamente utilizados en todas las regiones del mundo, principalmente con objetivos de identificación y clasificación de suelos. El límite de contracción ha sido útil en varias áreas geográficas donde el suelo sufre grandes cambios de volumen entre su estado seco y su estado húmedo. El problema de potencial de volumen puede muy a menudo ser detectado de los resultados de los ensayos de límite líquido y límite plástico. El límite líquido en ocasiones puede utilizarse para estimar asentamientos en problemas de consolidación y ambos límites son algunas veces útiles para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

5.1.4.2 ÍNDICE PLÁSTICO

El rango de variación de contenidos de humedad en el que la arcilla presenta plasticidad se denominan índice de plasticidad, IP o PI, y está dado por:

$$IP = w_l - w_p$$

5.1.4.3 ÍNDICE LÍQUIDO

El contenido de humedad natural, w , que presenta una arcilla en el campo puede compararse con sus límites líquidos y plásticos mediante el índice de liquidez, IL o LI, que se define como:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_l - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p}$$

Se expresa por lo general en porcentajes, de tal modo que un valor de IL próximo al 100 % indica que la arcilla natural presenta en el campo una consistencia

próxima a la que corresponde a su límite líquido, en tanto que un valor de IL próximo al 0% indica que esta presenta una consistencia propia a la correspondiente a su límite plástico. La mayor parte de arcillas naturales se presentan en el terreno en un estado plástico y por eso el valor de IL están normalmente en el rango de 0 – 100% .Sin embargo, es necesario destacar que el valor de IL puede ser negativo.

5.1.4.4 GRADO DE PLASTICIDAD

La plasticidad se atribuye a la deformación de la capa de agua absorbida alrededor de las partículas de mineral de arcilla. Por tanto, el grado de plasticidad que presenta un suelo está relacionado con el tipo y las cantidades de minerales arcillosos presentes. Skempton (1953) expreso esta relación.

En donde la arcilla se toma como el porcentaje en masa de las partículas las inferiores a 2 mm. Los valores de actividades más bajos son los correspondientes a la caolinita, los de las ilitas son superiores, y los más altos corresponden a las montmorillonitas.

Los límites de Atterberg se determinan en laboratorio mediante ensayos empíricos realizados sobre muestras de material que pasa el tamiz de 425 μ .m. Los métodos estándar para determinar el límite líquido se describe completamente en ASTM D-423-66, y para el límite plástico en ASTM D-424-59.

5.1.5 CLASIFICACIONES DE LOS SUELOS AASHTO M145-66

Los sistemas de clasificación de los suelos son tan antiguos como la misma mecánica de suelos, en un principio esta se basaba más que todo, una descripción visual (olor, color, textura, etc.), posteriormente se introdujo el análisis por

tamizado o granulométrico que ofreció un medio más sencillo para clasificarlo. Sin embargo, todavía hay criterios de clasificación poco apropiados, porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales (resistencia, compresibilidad, permeabilidad), resultan demasiado inseguras.

El objeto de la clasificación de los suelos es aportar una base sobre la cual pueden agruparse los suelos dependiendo de sus propiedades físicas y de su apariencia, con el propósito de comparar diferentes suelos, describir sus propiedades y estimar su conveniencia para la utilización en un trabajo de ingeniería específico.

Las características físicas y la apariencia de un suelo granular dependen principalmente de la distribución del tamaño de las partículas en el depósito de suelo. En un suelo arcilloso ellas dependen de la adherencia del tipo stiction y la plasticidad, propiedades que están asociadas con su composición mineralógica y su contenido de humedad, y también de su textura natural o macro estructura. Por tanto, la fracción glandular de un depósito de suelo se clasifica de acuerdo con su distribución de tamaños de las partículas, en tanto que la fracción arcillosa se clasifica de acuerdo con sus características de plasticidad con los parámetros conocidos como límites de Atterberg.

Existen varios métodos de clasificación de los suelos, en este caso solo mencionaremos a dos para su descripción, entre ellos están:

- Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS),
- Asociación Americana de Agencias Oficiales de Carretera y Transporte (AASHTO),
- Sistema del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA),
- Sistema de la Agencia Federal de Aviación (FFA).

Actualmente, los departamentos estatales de transporte (antiguo departamento de carretera) utilizan el sistema de clasificación de la AASTHO. El ingeniero de fundaciones acostumbra hacer una inspección visual como base primaria de clasificaciones, pero su terminología, la cual no debe considerarse aquí, es muy similar a la del Sistema Unificado de Suelos.

Todos los sistemas de clasificación de interés primordial para el ingeniero geotécnico utilizan los límites de Atterberg (por los métodos los límites líquidos y plásticos) con un análisis parcial o total de granulometría, y el proceso de eliminación para la clasificación de un suelo.

La AASHTO, que representa a todos los departamentos de carreteras de los Estados Unidos de Norte América, ha adoptado esta clasificación. Designaremos esta clasificación como “Clasificación de Suelos AASHTO”. Ver figura 23.

Los suelos se clasifican en siete grupos basándose en la composición granulométrica, en el límite líquido y el índice de plasticidad de un suelo la evaluación de cada grupo, se hace por medio de su “Índice de Grupo”.

Esta clasificación divide los suelos en dos clases: una formada por suelos granulares y otra por suelos de granulometría fina, limo-arcillosos.

A continuación, indicamos cada una de estas clases con sus correspondientes grupos y subgrupos.

5.1.5.1 SUELOS GRANULARES

Son aquellos que tienen 35%, o menos, del material fino que pasa el tamiz N° 200(0.075 mm). Estos suelos forman los grupos A-1, A-2, A-3.

GRUPO A-1: Comprende la mezcla bien graduada, compuesta de fragmentos de piedra, gravas, arena y material ligante poco plástico. Se incluyen también a aquellas mezclas bien graduadas que no tienen material ligante.

SUBGRUPO A-1A; Comprenden a aquellos materiales formados predominantemente por arena gruesa y con, o sin, material ligante bien graduado.

GRUPO A-2: Incluye una gran variedad de material granular que contiene menos del 35% de material fino.

SUBGRUPOS A-2-4 Y A-2-5: pertenecen a estos subgrupos aquellos materiales cuyo contenido de material fino es igual o menor del 35% y cuya fracción que pasa el tamiz N° 40 tiene las mismas características de los suelos A-4, A-5 respectivamente.

Estos grupos incluyen aquellos suelos gravosos y arenosos (arena gruesa), que tengan un contenido de limo, o índices de grupo, en exceso a los indicados para el grupo A-1. Así mismo incluyen aquellas arenas finas con un contenido de limo no plástico en exceso al indicado para el grupo A-3.

SUBGRUPOS A-2-6 Y A-2-7: Los materiales de estos subgrupos son semejantes a los anteriores, pero la fracción que pasa el tamiz número 40 tiene las mismas características de los suelos A-6 y A-7, respectivamente.

GRUPO: A-3: En este grupo se hallan incluidas las arenas finas, de playa y aquellas con poca cantidad de limo que no contenga plasticidad. Este grupo incluye además, las arenas de río que contengan poca grava y arena gruesa.

5.1.5.2 SUELOS FINOS LIMO ARCILLOSOS

Contienen más del 35% del material fino que pasa el tamiz número 200.

Estos suelos constituyen los grupos A-4, A-5, A-6, A-7.

GRUPO A-4: Pertenecen a este grupo los suelos limosos poco o nada plásticos, que tienen un 75% o más del material fino que pasa el tamiz número 200. Además, se incluyen en este grupo las mezclas de limo con grava y arena hasta en un 64%.

GRUPO A-5: Los suelos comprendidos en este grupo son semejantes a los del anterior, pero contienen material micáceo o diatomáceo. Son elásticos y tienen un límite líquido elevado.

GRUPO A-6: Los suelos de este grupo son semejantes a los del A-5, pero son elásticos. Sus límites líquidos son elevados.

SUBGRUPOS A-7-6: Comprende aquellos suelos cuyos índices de plasticidad son muy altos con respecto a sus límites líquidos y además experimentan cambios de volumen muy grandes entre sus estados “seco” y “húmedo”.

ÍNDICE DE GRUPO: Aquellos suelos que tienen un comportamiento similar se hallan dentro de un mismo grupo, y están representados por un determinado índice. La clasificación de un suelo en un determinado grupo se basa en su límite líquido, grado de plasticidad y porcentaje de material fino que pasa el tamiz n° 200. Los índices de grupo de los suelos granulares está generalmente comprendidos entre 0 y 4; los suelos limosos, entre 8 y 12 y los suelos arcillosos, entre 11 y 20, o más.

El Índice de grupo puede determinarse mediante la siguiente fórmula;

$$\text{Índice de Grupo} = IG = (F-35) \left((0.2 + 0.005 (LI-40)) + 0.01 (F-15) (Ip-10) \right)$$

Dónde:

F = Porcentaje que pasa el tamiz número 200.

Ll = Limite líquido.

Ip = Índice de plasticidad.

En el grafico 2 se resume la información anteriormente descrita.

Figura 23- Clasificación de Suelos según la AASHTO

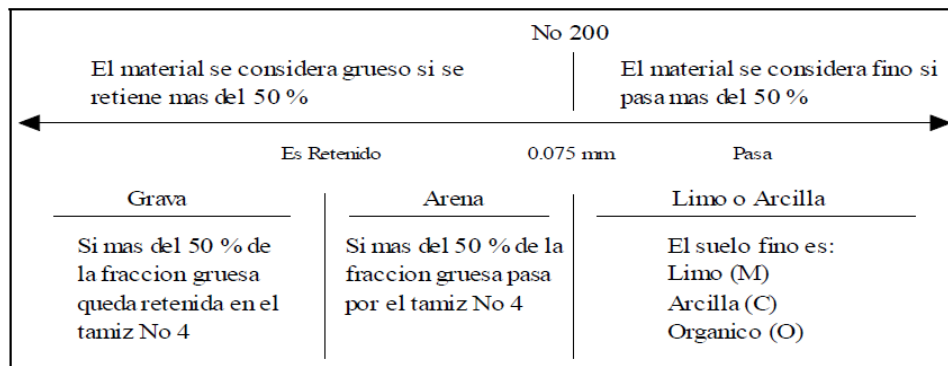
T 48		Clasificación de suelos AASHTO												
DIVISIÓN GENERAL	Materiales Granulares (pasa menos del 35% por el tamiz ASTM #200)					Materiales Limo-arcillosos (más del 35% por el tamiz ASTM #200)								
	A-1		A-3		A-2			A-4		A-7				
GRUPO	A-1-a	A-1-b	A-3		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO (% que pasa por cada tamiz)														
Serie ASTM	#10	≤ 50												
	#40	≤ 30	≥ 51											
	#200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	≥ 36	
ESTADO DE CONSISTENCIA (de la fracción de suelo que pasa por el tamiz ASTM #40)														
Límite líquido					≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≥ 41	> 41 (IP > LL - 30) (IP > LL - 30)	
Índice de plasticidad		≤ 6			≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11	
ÍNDICE DE GRUPO		0	0	0	0	0	≤ 4	≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 20	≤ 20	≤ 20	
TIPOLOGÍA		Fragmentos de piedra, grava y arena	Arena fina	Gravas y arenas limosas o arcillosas	Suelos limosos									Suelos arcillosos
CALIDAD		EXCELENTE A BUENA			ACEPTABLE A MALA									

5.1.6 SISTEMA DE CLASIFICACIÓN UNIFICADA DE LOS SUELOS

Los elementos esenciales de sistema de clasificación fueron propuestos inicialmente por Arturo Casagrande (1942) y adoptados por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos para la construcción de los aeropuertos. El sistema es ampliamente utilizado por organizaciones tales como el cuerpo de ingenieros, la oficina de reclamos, y con pequeñas modificaciones por la mayoría de las firmas consultoras.

La figura 24 presenta los factores a considerar en la clasificación de un suelo de acuerdo con el Sistema unificado de clasificación de los suelos. Básicamente un suelo es:

Figura 23 - Clasificación de Suelos según Porcentaje Retenido



En el primer grupo, se hallan las gravas, arenas y suelos gravosos o arenosos, con pequeña cantidad de material fino (limo o arcilla). Estos suelos corresponden, en líneas generales, a los clasificados como A-1, A-2, A-3, por la AASHTO y son designados en la siguiente forma: Ver tabla 5 y tabla 6.

Gravas, o suelos gravosos: GW, GC, GP Y GM.

Arenas, o suelos arenosos: SW, SC, SP Y SM.

Las siglas representan:

G = Grava o suelo gravoso.

S = Arena o suelo arenoso.

W = Bien graduado.

C = Arcilla inorgánica.

P = Mal graduado.

M = Limo inorgánico o arena muy fina.

Así por ejemplo, SM significa suelos arenosos con cierto contenido de limo.

En el siguiente grupo se hallan los materiales finos, limosos o arcillosos, de baja o alta compresibilidad, y son designados en la siguiente forma:

Suelos de baja o mediana compresibilidad. ML, CL Y OL.

Suelos de alta compresibilidad. MH, CH Y OH.

Las siglas representan: Ver tabla 6 y tabla 7.

M = Limo inorgánico o arena muy fina.

C = arcilla.

O = Limos, arcillas y mezclas limo arcillosas con alto contenido de materia orgánica.

L = Baja a mediana compresibilidad.

H = Alta compresibilidad.

Así, CH será un suelo arcilloso de alta compresibilidad.

Tabla 5- Símbolos de Grupos (SUCS)

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrementemente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Limite liquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Limite liquido bajo (<50)	H

Tabla 6- Tipologías de Suelos (SUCS)

SIMBOLO	CARACTERÍSTICAS GENERALES		
GW	Gravas (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias	Bien graduadas
GP		(Finos <5%)	Pobrementemente graduadas
GM		Con finos	Componente limoso
GC		(Finos >12%)	Componente arcilloso
SW	Arenas (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias	Bien graduadas
SP		(Finos <5%)	Pobrementemente graduadas
SM		Con finos	Componente limoso
SC		(Finos >12%)	Componente arcilloso
ML	Limos	Baja plasticidad (LL<50)	
MH		Alta plasticidad (LL>50)	
CL	arcillas	Baja plasticidad (LL<50)	
CH		alta plasticidad (LL>50)	
OL	Suelos orgánicos	Baja plasticidad (LL<50)	
OH		Alta plasticidad (LL>50)	
Pt	Turba	Suelos altamente orgánicos	

5.2 PARÁMETROS MECÁNICOS DEL SUELO

Estos parámetros nos sirven al momento de diseñar una estructura que soporte cargas, es necesario conocer cuál es el comportamiento del suelo de fundación.

Para definir estos parámetros es necesario realizar ensayo de suelos, mismos que nos definirán la cohesión y el ángulo de fricción a través del ensayo de corte directo.

Y la capacidad portante del suelo definida a través del ensayo de SPT.

5.2.1 ENSAYO DE CORTE DIRECTO: ASTM D-3080-72

El ensayo más común para obtener la resistencia de los suelos en los estudios de deslizamientos es el ensayo de Corte Directo, el cual es simple y económico de realizar pero presenta los inconvenientes del poco control que se tiene sobre las condiciones de drenaje, la dificultad para medir presiones de poro y algunos problemas inherentes a los mecanismos de las máquinas que realizan los ensayos.

Las ventajas de los ensayos de Corte Directo son su facilidad de ejecución, la cual permite la realización de una cantidad grande de pruebas en poco tiempo y la posibilidad de realizar ensayos sobre superficies de discontinuidad.

El ensayo de Corte Directo es de obligatorio uso cuando se trabaja a niveles bajos de esfuerzos o si se desea obtener la resistencia a lo largo de las discontinuidades.

En este ensayo la resistencia al cortante puede medirse en un plano predeterminado, cortando la muestra con una determinada orientación. La superficie de falla es predefinida y no depende de las propiedades del suelo, y por esta razón los valores de resistencia obtenidos tienden a ser mayores que en los ensayos triaxiales.

La muestra se coloca en una caja compuesta por dos anillos (ver figura 25), uno superior y otro inferior, los cuales pueden desplazarse horizontalmente el uno con respecto al otro al aplicarse una fuerza de cortante. Las muestras no pueden saturarse completamente pero un grado de saturación relativamente alto se puede obtener sumergiendo la muestra en agua por un periodo largo de tiempo, antes del ensayo. Sin embargo, debe tenerse mucho cuidado con los efectos de saturación sobre algunos materiales, especialmente los suelos expansivos.



Figura 24 – Detalle de la Caja para el Ensayo de Corte Directo

Se dibuja una curva esfuerzo-deformación para cada ensayo, en la cual se determinan los valores de la resistencia máxima y la resistencia residual.

Se realizan varias pruebas para el mismo tipo de suelo con diferentes presiones normales y se dibuja la envolvente de falla para obtener gráficamente los valores de cohesión y ángulo de fricción (Figura 26). Se recomienda un mínimo de cinco pruebas para cada tipo de suelo.

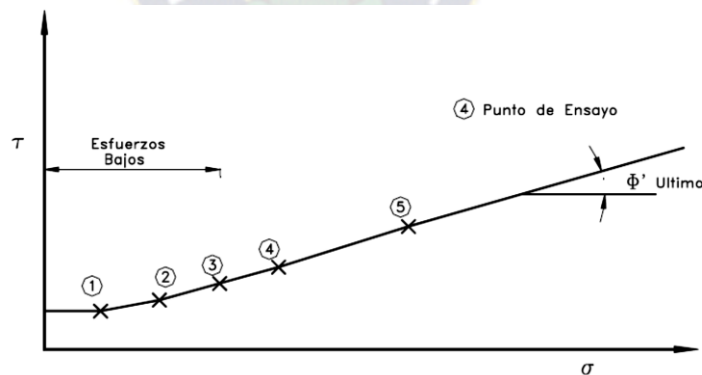


Figura 25- Esfuerzo De Falla Y Envolvente De Un Corte Directo

5.2.1.1 ENSAYOS CON DEFORMACIÓN CONTROLADA O CON ESFUERZO CONTROLADO

El esfuerzo de corte puede ser aplicado incrementando los esfuerzos en forma gradual y midiendo la deformación producida (Esfuerzo controlado) o moviendo

las partes del equipo a un desplazamiento dado y midiendo el esfuerzo resultante (deformación controlada). Los ensayos de Esfuerzo controlado no son comunes; sin embargo son convenientes en el caso de que se requiera una rata de desplazamiento muy baja y cuando se desea conocer el comportamiento de los suelos a la reptación. Este tipo de ensayo no puede determinar el esfuerzo pico y la resistencia residual en forma precisa.

El ensayo de deformación controlada es más fácil de efectuar y permite obtener la resistencia última y la resistencia residual.

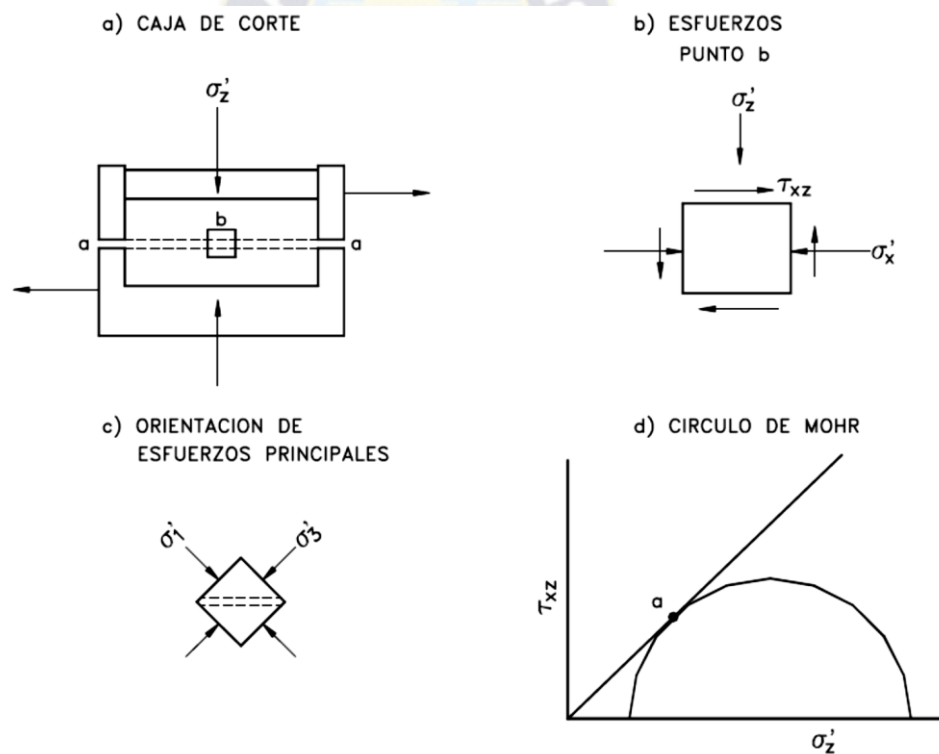


Figura 26- Diagrama del Ensayo de Corte Directo

CARGAS NORMALES

Las cargas normales que se deben utilizar en el ensayo deben incluir los esfuerzos máximos que se suponen ocurren en el terreno. Al menos, deben realizarse ensayos con cuatro cargas diferentes para definir una envolvente de falla.

En suelos no cohesivos la envolvente de falla generalmente, pasa por el origen pero con suelos relativamente cementados debe haber un intercepto de cohesión. Si esta componente cohesiva es de importancia en la aplicación de ingeniería a analizar, debe realizarse ensayos con cargas normales muy pequeñas sobre muestras inalteradas, manejadas con mucho cuidado para evitar alteraciones.

DENSIDAD DE LA MUESTRA

Cuando se realicen ensayos para analizar taludes de rellenos compactados, se debe definir lo más preciso posible la densidad a la cual se debe ensayar la muestra, de acuerdo a la densidad del relleno.

DESPLAZAMIENTO MÁXIMO

En ensayos con deformación controlada generalmente, se requiere conocer la resistencia residual. En ese caso, una forma es realizar un ensayo devolviendo la muestra después de pasar por la resistencia pico.

Si no se requiere obtener la resistencia residual, el ensayo puede detenerse después de pasar la resistencia pico pero en ningún momento menos de 10 mm. Si el suelo no muestra resistencia pico por tratarse de un material muy blando, un desplazamiento de 15 mm. es suficiente.

TAMAÑO DE LA MUESTRA

Las cajas para corte son comúnmente cuadradas pero las hay también circulares. En las cajas cuadradas es más fácil tener en cuenta la reducción de área durante el ensayo. Las dimensiones típicas para la caja cuadrada son 60 mm o 100 mm y en algunos casos hasta 300 mm o más. En las cajas circulares los tamaños comunes son 50 y 75 mm.

El tamaño máximo de la partícula de suelo determina el espesor de la muestra (Cheung, 1988). De acuerdo a la Norma ASTM D3080 se deben tener en cuenta las siguientes indicaciones:

- El espesor de la muestra debe ser al menos seis veces el tamaño máximo de los granos de suelo y no menos de 12.5 mm.
- El diámetro de la muestra (o ancho) debe ser al menos dos veces el espesor.

La especificación China para ensayos geotécnicos recomienda un espesor de 4 a 8 veces el tamaño de grano y un diámetro 8 a 12 veces el tamaño máximo de grano. Cheung(1988) encontró que una muestra cuadrada de 100 mm y espesor de 44 mm era adecuada para ensayar un suelo residual de granito, con máximo tamaño de grano de 8 mm. Al utilizar tamaños menores, las curvas esfuerzo-deformación eran irregulares.

El tamaño de la muestra es muy importante para el ensayo de suelos residuales. Por ejemplo, Garga (1988) encontró que para un suelo residual de basalto denso fisurado, si se utilizaba una caja de 500 mm por 500 mm y altura de 290 mm, la resistencia era 1.5 a 3 veces menor que en un ensayo Triaxial de 36 mm de diámetro, en el rango de esfuerzos entre 50 y 350 kPa.

El ensayo de corte directo fue originalmente muy popular. Sin embargo, a medida que avanza el estado del arte, se ha vuelto cada vez menos popular por las siguientes razones:

El área de la muestra cambia a medida que el ensayo progresa, sin que esto sea demasiado significativo ya que la mayoría de las muestras fallan a deformaciones muy bajas.

La superficie de falla real no es un plano, como se supuso o se intentó obtener con el tipo de caja de corte que se diseñó, ni tampoco se tiene una distribución uniforme del esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla como también se supuso.

El ensayo usa una muestra muy pequeña, con el consiguiente resultado de que los errores de preparación son relativamente importantes.

El tamaño de la muestra excluye la posibilidad de hacer mucha investigación de las condiciones de presión de poros durante el ensayo.

No es posible determinar el módulo de elasticidad ni el de la relación de Poisson. Posteriormente se desarrolló el aparato para realizar el ensayo triaxial.

Sin embargo, con el avance posterior en el estado de arte, el ensayo de corte directo parece empezar a recuperar su popularidad inicial nuevamente, por las siguientes razones entre otras:

El ensayo triaxial es relativamente, mucho más difícil de ejecutar e interpretar, especialmente si se toman medidas de presión de poros.

El tamaño de las muestras hace que efectuar ensayos consolidados-no-drenados y consolidados drenados no requiera demasiado tiempo, pues el tiempo de drenaje es bastante corto aun para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad, debido a que el camino de drenaje es muy pequeño.

Se ha introducido cajas con muestra cuadrada de forma que la reducción de área durante el ensayo puede fácilmente tenerse en cuenta si se desea. El uso de Cajas cuadradas es relativamente reciente, y la mayoría de las maquinas antiguas todavía en servicio utilizan muestras de caja circular.

La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que no se requiere la presencia continua de un operario para efectuar ensayos consolidados-drenados, que pueden durar varios días.

Se ha encontrado que los parámetros del suelo ϕ y c obtenidos por el método de corte directo son casi tan confiables como los valores triaxiales (probablemente esto se debe más a problemas del operador que al hecho de que los equipos tengan igual capacidad de comportamiento).

Lo anterior no quiere indicar que el ensayo triaxial sea indeseable, sino más bien que, si se desean únicamente los parámetros de suelos, los valores que brinda el ensayo de corte directo se han encontrado usualmente bastante aceptables. Y como ya se ha aclarado, hay alguna información como el comportamiento de presión de poros durante el corte, que no puede ser evaluado utilizando este ensayo de corte directo.

Los ensayos de corte directo pueden clasificarse como sigue:

ENSAYOS NO CONSOLIDADOS-NO-DRENADOS O ENSAYOS U

El corte se inicia antes de consolidar, la muestra bajo la carga normal P_v . Si el suelo es cohesivo y saturado, se desarrollara exceso de presión de poros. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial no consolidado-drenado.

ENSAYO CONSOLIDADO-NO-DRENADO

Se aplica la fuerza normal, y se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de aplicar fuerza cortante.

Este ensayo puede situarse entre los ensayos triaxiales consolidado-no-drenado y consolidado-drenado.

ENSAYO CONSOLIDADO – DRENADO

La fuerza normal se aplica y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poros en la muestra. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial consolidado-drenado.

Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, esté la muestra saturada o no, y por supuesto, si la tasa de aplicación del corte no es demasiada rápida.

Para materiales cohesivos, los parámetros de suelos están marcadamente influidos por el método de ensayo y por el grado de saturación, y por el hecho de que el material este normalmente consolidado o sobre consolidado. Generalmente, se obtienen para suelos sobre consolidados dos conjuntos de parámetros de resistencia, un conjunto para ensayos hechos con cargas inferiores a la presión de pre consolidación y un segundo juego para cargas normales mayores que la presión de pre consolidación. Donde se sospeche la presencia de esfuerzo de pre consolidación en un suelo cohesivo sería aconsejable hacer seis o más ensayos para garantizar la obtención de los parámetros adecuados de resistencia al corte.

5.2.2 RESISTENCIA AL CORTE

La resistencia al corte se refiere al nivel de fuerzas cortantes que un material puede resistir sin fracturarse. La resistencia al corte se mide en Newtons por metro cuadrado.

Las fuerzas cortantes son fuerzas que se aplican tangencialmente a lo largo de una cara de la tierra. La resistencia al corte es difícil de medir ya que depende de

una amplia variedad de factores, incluyendo la naturaleza del suelo, la historia de la muestra de suelo particular que es medida, y la velocidad a la que las fuerzas de corte se aplican.

Los suelos fallan o se cortan cuando exceden su resistencia al corte, es decir, cuando alcanzan una tensión equivalente a la tensión de falla.

Para determinar los parámetros de resistencia al corte c y ϕ , se puede proceder de diferentes formas, como mencionamos a continuación:

ENSAYOS DE LABORATORIO

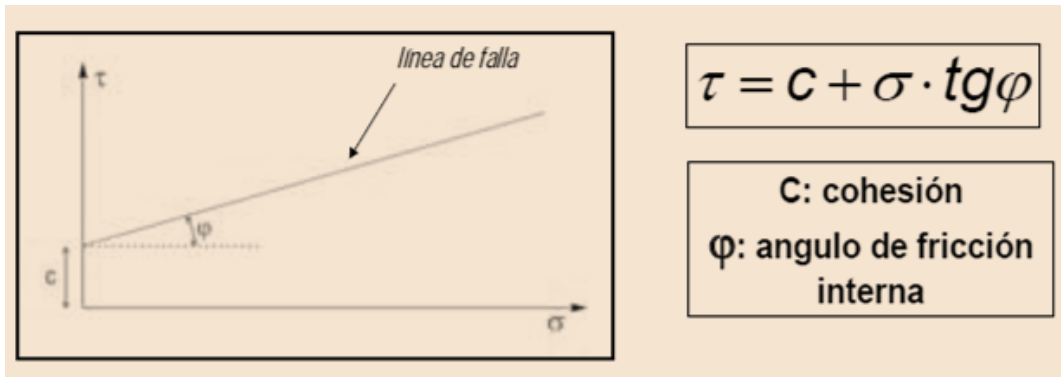
- Ensayo de Compresión Simple
- Ensayo de Corte Directo
- Ensayo Triaxial
- Ensayo de la Veleta

ENSAYOS "IN SITU"

- Ensayo de Corte para Rocas
- Ensayo de Veleta o Van Test
- Ensayo de Penetración Estático
- Ensayo de Penetración Dinámico

MOHR-COULOMB: es una teoría que combina dos criterios.

· COULOMB: la ecuación de Coulomb es una recta cuya ordenada al origen es la cohesión del suelo. Ver figura 28.

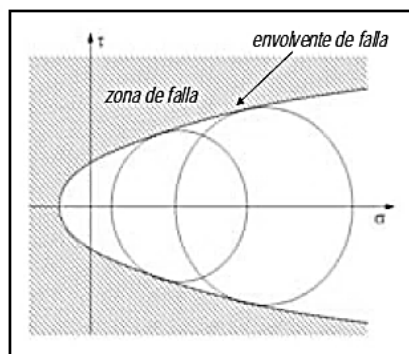


$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$$

C: cohesión
 ϕ : ángulo de fricción interna

Figura 27- Criterio de Falla según Coulomb

MOHR: a través del análisis de sus círculos establece un nuevo criterio de falla, en el cual la falla es función de la tensión de corte. Ver figura 29 a y b.

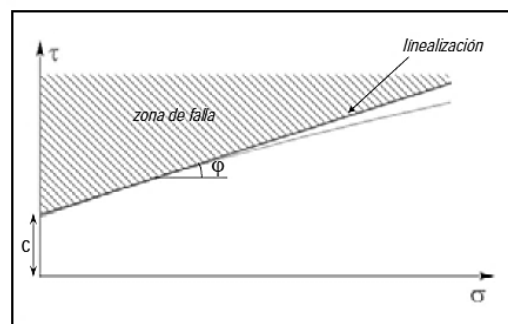


$$\tau_f = f(\sigma_f)$$

Todo punto que se encuentra fuera de la envolvente de falla de Mohr representa un estado de falla.

(a)

● **CRITERIO DE MOHR-COULOMB**



Se linealiza la envolvente de Mohr, llegándose a una expresión de la forma:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$$

(b)

Figura 28- Criterio de Falla según Mohr (a) y (b)

- **TERZAGHI – KARL:** modificó la ecuación de Mohr-Coulomb debido a que el agua no aporta resistencia al corte. Ver figura 30.

$$\tau' = c' + \sigma' \cdot \operatorname{tg} \phi$$

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Dónde:

σ' = Tensión efectiva

σ = Tensión total

μ = Presión neutra

c' = Cohesión suelo drenado

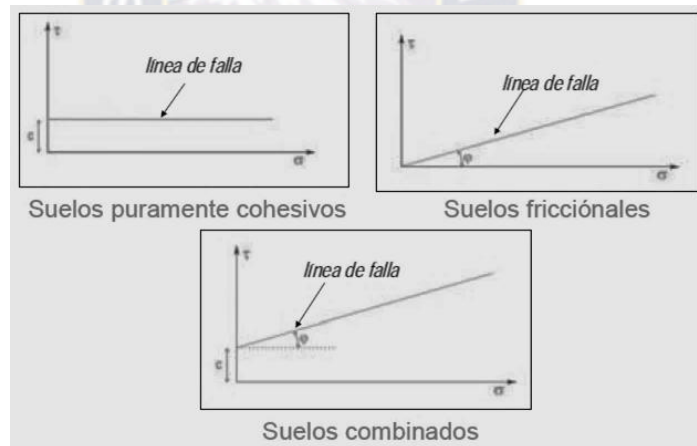


Figura 29- Criterio de Falla según Terzaghi Karl

5.2.3 COHESIÓN

La cohesión es una medida de la cementación o adherencia entre las partículas de suelo.

La cohesión en mecánica de suelos es utilizada para representar la resistencia al cortante producida por la cementación.

En suelos eminentemente granulares en los cuales no existe ningún tipo de cementante o material que pueda producir adherencia, la cohesión se supone igual a 0 y a estos suelos se les denomina Suelos no Cohesivos.

- Es el valor de la resistencia al corte de los suelos cuando la tensión normal es nula.
- Son fuerzas que mantienen unidas las partículas aun cuando las tensiones normales desaparecen.

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COHESIÓN

Tamaño de la partícula

Composición mineralógica

Humedad

Grado de consolidación

5.2.4 FRICCIÓN INTERNA

De la figura 31.

n : normal al plano de contacto

t : plano de contacto

R : resultante de todas las fuerzas que vinculan las partículas (peso propio)

T : fuerza tangente

N : fuerza normal

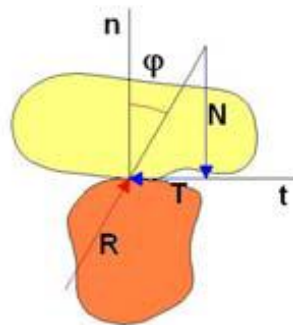


Figura 30- Fuerzas que actúan en la Fricción Interna

El ángulo de fricción es la representación matemática del coeficiente de rozamiento, el cual es un concepto básico de la física:

$$\text{Coeficiente de rozamiento} = \text{Tan } \phi$$

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS

Gravas	→	$\phi > 40^\circ$
Arenas Gruesas	→	$35^\circ < \phi < 40^\circ$
Arenas Medianas	→	$30^\circ < \phi < 35^\circ$
Arenas finas	→	$26^\circ < \phi < 30^\circ$
Limos	→	$20^\circ < \phi < 28^\circ$
Arcillas	→	$\phi < 18^\circ$

Figura31 - Ángulo de Fricción de algunas Partículas

LA FORMA DE LAS PARTÍCULAS

$\phi >$ angulosas

$\phi <$ redondeadas

LA TEXTURA DE LAS PARTÍCULAS

$\phi >$ rugosas

$\phi <$ lisas

LA DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA DE LAS PARTÍCULAS

$\phi >$ suelo uniforme

$\phi <$ suelo no uniforme

LA DENSIDAD RELATIVA DE LAS PARTÍCULAS

$\phi >$ suelo denso

$\phi <$ suelo suelto

5.2.5 PERMEABILIDAD

Es la facilidad o dificultad que tiene un suelo de permitir que lo atraviese el agua a través de sus vacíos. Esto permite clasificar los suelos en: suelos permeables y suelos impermeables, la permeabilidad está influenciada por el tamaño de las partículas, espacio de los vanos y la estructura del suelo. La tabla 7 muestra los valores tipos de permeabilidad para diferentes tipos de suelos.

Tipos de suelo	Grado relativo de permeabilidad	Coefficiente de permeabilidad K (cm./seg.)	Propiedades de drenajes
Grava limpia	Alto	1×10^{-1}	Buena
Arena limpia	Medio	1×10^{-3}	Buena
Grava arenosa	Medio	1×10^{-3}	Buena
Arena fina	Bajo	1×10^{-3} a 1×10^{-5}	Franca a pobre
Limos	Bajo	1×10^{-3} a 1×10^{-5}	Franca a pobre
Arena limo arcilloso	Muy bajo	1×10^{-4} a 1×10^{-7}	Pobre o prácticamente imperceptible
Arcilla homogénea	Muy bajo a prácticamente impermeable	$< 1 \times 10^{-7}$	Prácticamente imperceptible

Tabla 7- Coeficiente De Permeabilidad

De otro lado los suelos que son casi impermeables como las arcillas no permiten que los lixiviados percolen y pueden causar que se queden estancados. Suelos con permeabilidad rápida son clasificados como peligrosos para las aguas subterráneas y subsuelos, debido a que los jugos se infiltran rápidamente.

Los factores más importantes que intervienen en la permeabilidad son:

LA RELACIÓN DE VACÍOS DEL SUELO.

El espacio de los vanos es proporcional al tamaño de la partícula. En otras palabras, a mayor tamaño mayor cantidad de vanos.

LA ESTRUCTURA Y ESTRATIFICACIÓN DEL SUELO

En un suelo se pueden encontrar diferentes permeabilidades en estado inalterado y re moldeado, aun cuando la relación de vacíos sea la misma en ambos casos; esto puede ser debido a los cambios en la estructura y estratificación del suelo inalterado o una combinación de los factores.

La permeabilización sufre variaciones debido a que en el remoldeo quedan libres algunas partículas del suelo y al fluir el agua, esta las mueve y las reacomoda, tapando los canales o arrastrándolas a la superficie o al exterior de la muestra causando turbidez en el agua.

TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS

La permeabilidad de un suelo será más baja cuando más pequeñas sean sus partículas y por ende menor serán los vacíos que forman los canales de flujo.

La permeabilidad en algunos suelos es provocada por arrastre de sus finos, causando filtración.

GRADO DE SATURACIÓN

Es la relación entre el volumen de agua y el volumen de vacíos de una muestra de suelo; cuan mayor sea el grado de saturación mayor será la permeabilidad, debido a la reducción en los canales disponibles al flujo del agua (Lambe, Pág. 309).

POLARIDAD

Depende de la movilidad del flujo que rodea a las partículas de suelo y del movimiento del fluido en dirección opuesta al flujo neto debido al potencial eléctrico generado por la filtración.

En el intercambio catiónico se produce procesos reversibles en las cuales las partículas sólidas del suelo se unen a iones de la fase acuosa expulsando al mismo tiempo cantidades iguales de otro catión generando así un equilibrio entre estos dos procesos y, una compensación de cargas positivas por partes de los aniones que están presentes en la masa del suelo.

DENSIDAD DEL SUELO

La densidad relativa es una propiedad índice de los suelos y se emplea normalmente en gravas y arenas, es decir, en suelos que contienen casi exclusivamente partículas mayores a 0.074 mm (malla #200).

La densidad relativa es una manera de indicar el grado de compacidad (compactación) de un suelo y se puede emplear tanto para suelos en estado natural como para rellenos compactados artificialmente.

PESO ESPECÍFICO

En un suelo real es normal que los minerales de fracciones muy finas y coloidales tengan su peso específico mayor que los minerales de la fracción más gruesa. (Juárez Badillo, 1980, Pág. 77 tomo 1). A mayor peso específico será menor la permeabilidad.

5.2.6 ENSAYO SPT STANDARD PENETRATION TEST ASTM D 1586

El ensayo de penetración estándar (SPT), desarrollado por Terzagui a finales de los años 20, es el ensayo in situ más popular y económico para obtener información geotécnica del subsuelo.

Se estima que el 85 % a 90 % de los diseños de las cimentaciones convencionales de Norte y Sur América se basan en los valores de N medidos en el SPT

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos y se realiza en el fondo de la perforación.

Consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente, una ventaja adicional es que al ser la cuchara SPT un tomamuestras, permite visualizar el terreno donde se ha realizado la prueba y realizar ensayos de identificación, y en el caso de terreno arcilloso, de obtención de la humedad natural.

5.2.6.1 APLICACIONES Y CORRELACIONES

El ensayo SPT tiene su principal utilidad en la caracterización de suelos granulares (arenas o gravas arenosas), en las que es muy difícil obtener muestras inalteradas para ensayos de laboratorio.

Al estar su uso muy extendido y dispone de una gran experiencia geotécnica en estas pruebas, se han planteado correlaciones entre el golpeo SPT y las características de los suelos arenosos, así como con diversos aspectos de cálculo y diseño geotécnico.

También existen correlaciones en el caso de que el terreno sea cohesivo, pero al ser un ensayo prácticamente instantáneo, no se produce la disipación de los incrementos de presiones intersticiales generados en estos suelos arcillosos por efecto del golpeo, lo que claramente debe influir en el resultado de la prueba.

Por ello, tradicionalmente se ha considerado que los resultados del ensayo SPT (y por extensión, los de todos los penetrómetros dinámicos) en ensayos cohesivos no resultan excesivamente fiables para la aplicación de correlaciones. En la actualidad, este criterio está cuestionado, siendo cada vez más aceptado que las pruebas penetrométricas pueden dar resultados igualmente válidos en todo tipo de suelo. En cualquier caso, al margen de la validez o existencia de correlaciones, el valor del golpeo obtenido en un ensayo de penetración simple es un dato indicativo de la consistencia de un terreno susceptible de su utilización para la caracterización o el diseño geotécnicos.

Cuando el terreno atravesado es grava, la cuchara normal no puede hincarse, pues su zapata se dobla. Con frecuencia se sustituye por una punta maciza de la misma sección (no normalizada). El ensayo SPT no proporciona entonces muestra. El golpeo así obtenido debe corregirse dividiendo por un factor que se considera del orden de 1'5.

5.2.6.2 CORRELACIÓN ENTRE EL N° DE GOLPES (SPT) Y LA CONSISTENCIA DEL SUELO ATRAVESADO

Existen diversas correlaciones entre el resultado del ensayo SPT y las características del terreno (compacidad, resistencia y deformabilidad), e incluso con dimensiones de la cimentación requerida para un valor del asiento que se considera admisible.

Sin embargo, las principales correlaciones que ligan el golpeo SPT con las características del terreno, lo hacen respecto a los parámetros ángulo de

rozamiento interno e índice de densidad en las arenas (siendo el índice de densidad ρ). En los terrenos cohesivos, aun cuando no son tan aceptadas, existen correlaciones respecto a la resistencia al corte sin drenaje .

En algunas ocasiones, el valor del golpeo SPT debe ser afectado por unos factores correctores para tener en cuenta la profundidad a la que se realiza el ensayo, y la influencia de la ubicación de dicho ensayo sobre la capa freática.

Hay que tener cuidado, ya que en terrenos por ejemplo con gravas o bolos o en arcillosos duros, podemos tener mayorado nuestro SPT, no siendo éste ensayo entonces representativo de las características del terreno. La penetración en las arenas depende de la resistencia del terreno, que a su vez es función del ángulo de rozamiento, o del índice de densidad, y del estado tensional en el que se encuentre el terreno haciendo de antemano los anteriores ensayos.



Figura 32- Trípode de Carga



Figura 33 - Toma Muestras (Equipo Partido)

5.2.6.3 TÉCNICA DEL ENSAYO

De forma general el ensayo se ejecuta de la siguiente manera:

En primer lugar se realiza un sondeo hasta la profundidad establecida, y a continuación se lleva al fondo de dicha perforación una cuchara normalizada que se hinca 15 cm. en la capa a reconocer, a fin de eliminar la zona superficial parcialmente alterada.

Se hace entonces una señal sobre el varillaje y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hincar de nuevo la cuchara, la profundidad de un pie (30 cm.). Como se mencionó anteriormente, la masa que se utiliza para la hinca pesa 140 lb. y su altura de caída es 30 plg., lo que corresponde a un trabajo de 0.5 KJ por golpe, aproximadamente.

Entonces el parámetro medido será: $N = N1 + N2$, en donde N1 corresponde a el número de golpes necesarios para hundir el toma-muestras 15 cm. Y N2 es en número de golpes que se necesita para hundir los 15 cm. restantes del toma-muestras.

Finalmente se abre la cuchara partida y se toma la muestra de su interior, para realizar los ensayos correspondientes (Contenido de Humedad, Granulometría, Límites de Consistencia, Peso Específico).

Este ensayo se debe realizar máximo hasta los 50 golpes, ya que, después de este límite, introducir el equipo de perforación dentro del estrato puede causar daños al mismo. Cuando tenemos este caso, se dice que existe rechazo (roca o suelo muy bueno).

A partir del N del Ensayo S.P.T. se pueden determinar la Resistencia a la Penetración y la tensión Admisible.

Tabla 8- Relación entre Compacidad y Consistencia

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática	ϕ
Muy suelta	< 0.2	< 4	< 20	< 30
Suelta	0.2 – 0.4	4 – 10	20 – 40	30 – 35
Compacta	0.4 – 0.6	10 – 30	40 – 120	35 – 40
Densa	0.6 – 0.8	30 – 50	120 – 200	40 – 45
Muy Densa	>0.8	>50	>200	>45

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm²) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm²)
Muy blanda	<2	<0.25	3
Blanda	2 a 4	0.25 a 0.50	30
Mediana	4 a 8	0.50 a 1.00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1.00 a 2.00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2.00 a 4.00	200
Dura	>30	>4	200

6. CAPÍTULO VI – MARCO APLICATIVO

Con los fundamentos descritos en los Capítulos IV y V, referido a los parámetros y características físico mecánicos del suelo para la estabilización de un talud, se aplica de manera ordenada los distintos ensayos requeridos para este fin.

Para el proyecto de investigación se realizó la perforación de dos pozos (ver ubicación de los pozos en los anexos), para la obtención de muestras se realizó a tres alturas diferentes; primera muestra a 1.50 metros de profundidad, segunda muestra a 3.00 mts. de profundidad y la última muestra obtenida de una profundidad de 4.50 mts.

Es así que, en este capítulo se hace referencia a los datos registrados a través de los ensayos realizados en laboratorio.

6.1 GRANULOMETRIA

Esta normada por la ASTM D421-58; D422-63 y AASHTO T88-70 para el procedimiento de prueba y según la AASHTO T87-70 para la preparación de la muestra.

OBJETIVO

Determinar el tamaño de las partículas del suelo, tanto en agregados gruesos como en finos.

EQUIPO

Balanza, sensible al 0.1% del peso de la muestra.

Tamices, se usara la tamices de abertura cuadrada, de acuerdo a la serie U.S. estándar.

Brocha y cepillo mecánicos

Vibradora Mecánica “RotTap”

Separador mecánico.

PROCEDIMIENTO

MUESTRA

La muestra será representativa, la misma que se obtiene a través de un separador o el método del cuarteo.

El peso de la muestra de agregado fino necesario para el ensayo, debe ser mayor a 1 kg.

El peso del agregado grueso necesario para el ensayo debe estar de acuerdo al siguiente cuadro que depende del tamaño máximo del agregado.

Tabla 9- Relación entre Tamaño y Peso de la Muestra

TAMAÑO MAXIMO DE LAS PARTICULAS EN PULGADAS	PESO MINIMO DE LA MUESTRA EN GRAMOS
3/8	1000
1/2	2500
3/4	5000
1	10000
1 1/2	15000
2	20000
2 1/2	25000
3	30000
3 1/2	35000

Si la muestra resulta ser una mezcla de arena y grava se debe separar mediante el tamiz No. 4 para luego ensayar separadamente.

PREPARACION DE LA MUESTRA

La muestra será secada hasta peso constante a una temperatura no superior a 110°C.

El procedimiento a seguir será de la siguiente manera:

Para la arena, de la parte inferior y en orden ascendente, de la siguiente manera: charola, tamiz No. 100, No. 50, No. 30, No. 16, No. 8, No. 4 y 3/8”.

Para la grava se usara la serie según convenga al tamaño máximo del agregado.

La muestra seca y pesada será colocada sobre el tamiz superior, se colocara la tapa y la serie de tamices será vibrada a máquina por espacio de 15 minutos.

Se determinara el peso retenido en cada tamiz con una aproximación del 0.1% del peso de muestra empleada.

EXPRESIÓN DE RESULTADOS

Los resultados se expresaran con los siguientes valores obtenidos del ensayo.

Peso retenido entre dos tamices consecutivos.

Porcentaje acumulado, retenido hasta cada tamiz.

Porcentaje que pasa cada tamiz.

Los porcentajes serán calculados sobre el total de la muestra empleada en el ensayo.

RESULTADOS

Tabla 10- Cuadro resumen, Análisis Granulométrico

POZO N°1		POZO N°2	
Profundidad:	1,50	Profundidad:	1,50
% Gravas	28,6	% Gravas	34,8
% Arenas	32,7	% Arenas	29,8
% Finos	38,8	% Finos	35,4
Profundidad:	3,00	Profundidad:	3,00
% Gravas	23,7	% Gravas	5,8
% Arenas	37,6	% Arenas	42,8
% Finos	38,7	% Finos	51,4
Profundidad:	4,50	Profundidad:	4,50
% Gravas	0	% Gravas	0
% Arenas	5,5	% Arenas	8,9
% Finos	94,5	% Finos	91,1

6.2 LÍMITES DE ATTERBERG

Esta normada por la ASTM D-4318 y la AASHTO T89-68 y T90-70

OBJETIVO GENERAL:

Los límites de Atterberg se utilizan para caracterizar el comportamiento de los suelos o capas granulares y se basan en los 4 estados de consistencia según su humedad.

LIMITE LÍQUIDO

Se define el límite líquido, a los efectos de esta norma, como la humedad que tiene un suelo amasado con agua y colocado en una cuchara normalizada (Casagrande), cuando un surco, realizado con un acanalador normalizado, que divide dicho suelo en dos mitades, se cierra a lo largo de su fondo en una distancia de 13 mm, tras haber dejado caer 25 veces la mencionada cuchara desde una altura de 10 mm. sobre una base también normalizada, con una cadencia de 2 golpes por segundo.

MATERIAL UTILIZADO

- Dos muestras de árido con diferentes características
- Cuchara de Casagrande
- Acanalador normalizado
- Recipiente
- 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

PROCEDIMIENTO

1. PREPARACION DE LA MUESTRA

- a. Cuartear la muestra
- b. Secar al aire o en estufa < 60° C
- c. Pulverizar con mazo de goma si hay terrones
- d. Tamizar por el tamiz de 0,4 mm. (hasta unos 200 g)
- e. Amasar con agua
- f. Cubrir y conservar en cámara húmeda durante un día

2. DETERMINACIÓN DEL L.L.

- a. Calibrar altura de caída de la cuchara
- b. Separar la cuchara y sujetarla con la palma de la mano
- c. Colocar con la espátula una porción en la parte inferior
- d. Aplastar extendiendo de un lado a otro (hasta ± 10 mm en el punto de mayor espesor)
- e. Hacer surco con el acanalador plano con el borde biselado hacia adelante
- f. Colocar la cuchara en el aparato
- g. Girar la manivela a razón de 2 vueltas/s
- h. Contar el n° de golpes para que se cierre el surco en 13 mm.
- i. Tomar ± 15 g próximos a las paredes del surco donde se cerró
- j. Determinación de su humedad:
 - Pesar el recipiente vacío (tara) = Precip.
 - Pesar el recipiente con la muestra tomada de la cuchara = Precip..+S+A
 - Pesar el recipiente después de secar en estufa a 105° C = T+S
 - Suelo = $S = (\text{Precip.} + S) - \text{Precip.}$
 - Agua = $A = (\text{Precip.} + S + A) - (\text{Precip.} + S)$
 - % Humedad = $(A/S) \times 100$

Conseguir realizar el ensayo con 25 golpes exactamente es muy complejo. Por ello la norma considera que el ensayo es válido si el número 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 2ª tendríamos que secar la muestra.

B) Determinación entre 15 y 25 golpes

Tendremos que añadir agua a la muestra

Estos resultados se recogen en una tabla como la que se adjunta en la planilla y se representan gráficamente:

1º. Punto A) _ nº golpes, % Humedad

2º. Punto B) _ nº golpes, % Humedad

3º. Trazamos por los dos puntos anteriores rectas paralelas a las rectas de referencia representadas con trazo oscuro en la gráfica.

4º. Por último trazamos una recta paralela a las anteriores que equidiste de ambas (a trazos de color rojo). La humedad del punto de intersección de esta recta con la coordenada correspondiente a 25 golpes es el límite líquido y se expresa con un decimal.

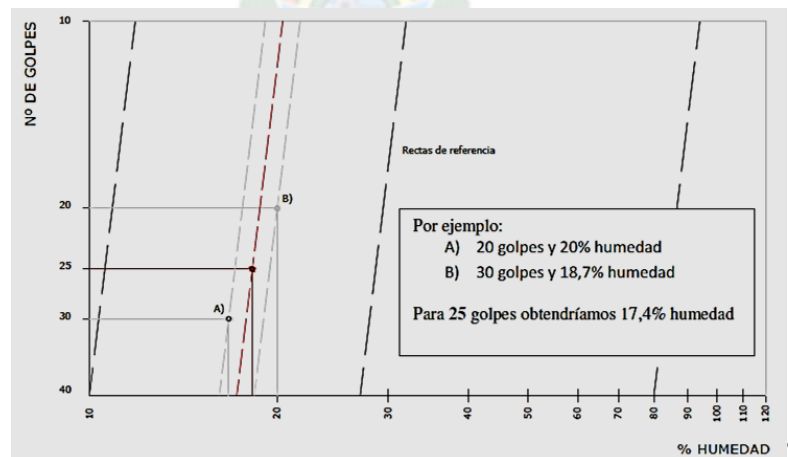


Figura 34- Recta de referencia entre No. de Golpes vs. % Humedad

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.

MATERIAL UTILIZADO

- Muestra de árido fino
- Espátula de hoja flexible
- Recipiente
- Balanza 100 g \pm 0.01g
- 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

PROCEDIMIENTO:

1. PREPARACION DE LA MUESTRA

- a. Cuartear la muestra
- b. Secar al aire o en estufa < 60° C
- c. Pulverizar con mazo de goma si hay terrones
- d. Tamizar por el tamiz de 0,4 mm. (Hasta unos 200 g)
- e. Amasar con agua
- f. Cubrir y conservar en cámara húmeda durante un día

2. DETERMINACIÓN DEL L.P

- a. Tomar una porción de \pm 20 g
- b. Moldear la mitad de la muestra en forma de elipsoide

- c. Rodar entre los dedos y la superficie lisa a razón de 90 veces/minuto para formar cilindros de 3 mm en 2 min.
- d. Si al llegar al cilindro de 3 mm.no se ha resquebrajado se parte en 6 trozos, se amasan juntos y se repite
- e. Si al llegar al cilindro de 3 mm se ha resquebrajado se da por terminado el ensayo
- f. Colocar unos 5 g de los trozos del cilindro resquebrajado en el recipiente.
- g. Determinar su humedad
- Pesar recipiente vacío (tara) =P recip.
 - Pesar el recipiente con la muestra tomada = P recip.+S+A
 - Pesar el recipiente después de secar en estufa a 105° C = P recip.+S
 - Suelo = S =(P recip.+S)-T
 - Agua = A = (P recip.+S+A)-(P recip.+S)
 - % Humedad = (A/S) x 100
- h. Repetir con la otra mitad
- i. El límite plástico será la media aritmética de las dos humedades y se expresa con un decimal. Para facilitar el cálculo recogeremos todos los resultados en una tabla como la que se adjunta en el informe.

Tabla 11- Cuadro resumen, Límites de Plasticidad

POZO N°1		POZO N°2	
Profundidad:	1,50	Profundidad:	1,50
Limite liquido	No plástico	Limite liquido	29,10
Limite plástico	No plástico	Limite plástico	13,80
% Humedad	No plástico	% Humedad	15,30
Índice de plasticidad	3,00	Índice de plasticidad	5,50
Profundidad:	3,00	Profundidad:	3,00
Limite liquido	20,80	Limite liquido	27,60
Limite plástico	12,50	Limite plástico	12,80
% Humedad	8,30	% Humedad	14,80
Índice de plasticidad	5,10	Índice de plasticidad	6,60
Profundidad:	4,50	Profundidad:	4,50

6.3 CLASIFICACIÓN DEL SUELO

OBJETIVO

Determinar el tipo de suelo de acuerdo al Sistema Unificado

PROCEDIMIENTO

En función a los resultados de los anteriores ensayos (granulometría y límites de consistencia), se clasificará el suelo mediante las tablas especificadas por la AASHTO.

Tabla 12- Cuadro resumen, Clasificación de Suelos

POZO N°1		POZO N°2	
Profundidad:	Simbología	Profundidad:	Simbología
1,50	SM	1,50	GC
3,00	SC	3,00	CL
4,50	CL	4,50	CL

6.4 ENSAYO SPT

Esta normada por la AASHTO T 206-81

OBJETIVO

Obtener la medida de la resistencia del suelo a la penetración con un muestreador en un suelo.

Tomar muestras representativas del suelo y hallar correlación entre: El # de golpes, N, medido y la compacidad, ρ y la resistencia a la compresión simple por medio de tablas o ábacos ya existentes.

EQUIPO

Pesa de 140 lb. con una altura de caída de 30 plg.

Barras y brazos de perforación

Muestreador o tubo partido con las siguientes dimensiones:

Largo: 50 cm.

Diámetro exterior: 51 mm.

Diámetro interior: 35 mm.

Peso total: 70 N. (16 lb.).

Trípode de carga

Flexómetro

Parafina sellante

Fundas de plástico

Tarjetas de identificación

PROCEDIMIENTO

-El ensayo en si consiste en hincar el tubo partido para que penetre 30 cm (1PIE) en el terreno, ayudados de un martillo de 140 lbs de peso y una altura de caída de 75 cm, contabilizándose el número de golpes “N”.

-Para efectuar la prueba el muestreador se enrosca al extremo de la tubería de perforación y se baja hasta la profundidad donde se encuentra el manto arena sobre el cual se va hacer la prueba. Previamente el fondo del pozo debe haberse limpiado cuidadosamente para garantizar que el material no esté alterado.

-Se coloca el martillo en posición guiado por la tubería de perforación, elevándolo con un cable accionado manual o mecánicamente, el cual se encuentra suspendido del trípode con polea.

-Se marca el extremo superior de la tubería de perforación en tres partes, cada una de 15 cm para la posterior observación del avance del muestreador bajo el impacto del martillo.

-Se deja caer el martillo sobre el cabezote de la tubería de perforación y se contabiliza el número de golpes aplicado con la altura de caída especificada, para cada uno de los segmentos de 15cm marcados. No se tienen en cuenta los golpes para el primer segmento puesto que es el de penetración inicial al terreno. Se suman los golpes aplicados para que penetre el tubo en el segundo y tercer segmento, obteniéndose así el valor de “N”.

-Se lleva a la superficie el muestreador y se abre; debe registrarse la longitud de la muestra recobrada, su peso y describir sus características en cuanto a color, uniformidad etc.

-Se lleva a la superficie el muestreador y se abre; debe registrarse la longitud de la muestra recobrada, su peso y describir sus características en cuanto a color, uniformidad etc.

-Repítase los pasos anteriores cuantas veces sea necesario para determinar la variación de los parámetros de resistencia con la profundidad o con el número de estratos.

Tabla 13- Cuadro resumen, SPT

POZO 1			POZO 2		
PROF.	No de GOLPES	FATIGA (Kg/cm2)	PROF.	No de GOLPES	FATIGA (Kg/cm2)
1,50	8	0,8	1,50	6	1,2
3,00	14	1,6	3,00	15	1,3
4,50	11	0,9	4,50	13	1,0

6.5 ENSAYO DE CORTE DIRECTO

Esta normada por la AASHTO T 236-72

OBJETIVO

De la ley de Coulomb se desprende que la resistencia al corte de suelos en términos generales tiene dos componentes:

- a) Fricción ($tg \Phi$) que se debe a la trabazón entre partículas y al roce entre ellas cuando están sometidas a esfuerzos normales.
- b) Cohesión (C) que se debe a fuerzas internas que mantienen unidas a las partículas en una masa.

EQUIPO

- Máquina de corte Directo.
- Caja de corte directo.

PROCEDIMIENTO

El procedimiento depende del tipo de suelo y de las condiciones en que será ensayado. El tamaño máximo de las partículas para la caja de 10 cm de lado es de 3,35 mm.

- ARENA SECA

Se ensaya generalmente a una densidad predeterminada, la muestra se prepara colocando el material en la caja de corte y compactándola en ella, el peso de la muestra se calcula por diferencia entre el peso de la caja con muestra y el peso de la caja vacía. El nivel a que se coloca es del orden de 5 mm por debajo del nivel superior.

Coloque la placa ranurada, en la superficie de la muestra con las ranuras en dirección perpendicular al movimiento. Mida la distancia entre el borde superior de la caja y la superficie de la placa, en las cuatro esquinas o en el centro de los cuatro lados, el promedio de estos valores lo llamaremos X.

Determine la altura de la muestra a partir de la expresión siguiente:

$$H = B - (t_1 + 2t_2 + X) \text{ [cm]}$$

Donde:

B : Altura total de la caja

t₂ : p + nqr/L

- ARENA SECA DENSA

Se recomienda vibrar la muestra al interior de la caja.

- ARENA SECA SUELTA

Dejar caer la muestra desde una pequeña altura en el interior de la caja. Evite golpear la caja al instalarla, puesto que la arena suelta es muy sensible a los golpes.

- ARENA SATURADA

En estas condiciones agregue agua a la muestra y colóquela en la caja. No se debe obtener densidades bajas, sólo densidades medias o altas.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

SUELO NO COHESIVO

- Pesar un plato grande de arena seca (o mojada con el contenido de humedad conocido con exactitud) con suficiente material para hacer por lo menos tres ensayos a la misma densidad.
- Ensamblar cuidadosamente la caja de corte (retroceder cualquier separación existente entre las partes de la caja y los tornillos de empalme) y fijar la caja en posición. Obtener la sección transversal A de la muestra.
- Colocar cuidadosamente la arena en la caja de corte hasta cerca de 5 mm del borde de la superficie del anillo y colocar el pistón de carga (incluyendo la piedra porosa) sobre la superficie del suelo. Tomar un nivel pequeño y verificar la nivelación del pistón o bloque de carga.

Pesar el recipiente de la arena para determinar el peso exacto del material utilizado en la muestra. Obtener a continuación una referencia del espesor de la muestra de suelo marcando en varios puntos el borde del pistón o bloque de carga alrededor del perímetro con respecto a la altura de la caja de corte.

Ejemplo $\gamma_t = 1.92 \text{ g/cm}^3$ Volumen de la caja = 365.84 cm^3

Entonces la masa de ensayo será de 702.4 g

- Aplicar la carga normal P_v deseada y colocar el dial para determinar el desplazamiento vertical (con precisión de 0,01 mm por división). Recordar incluir el peso del pistón de carga y la mitad superior de la caja de corte como parte del peso P_v .
- Separar dos partes de la caja de corte desplazando los tornillos espaciadores que se encuentran en la parte superior de la caja de corte. El espacio desplazado debería ser ligeramente superior (al ojo) que el tamaño más grande de partículas presente en la muestra. A continuación se debe fijar el bloque de carga apretando los tornillos de fijación provistos para tal propósito a los lados de la parte superior de la caja de corte.

Inmediatamente después de separar los tornillos espaciadores de manera que se libere la parte inferior de la caja de corte; en este momento la carga normal, la mitad de la carga de la caja de corte, y el bloque o pistón de carga se encuentran actuando sobre la muestra de suelo.

- Ajustar el deformímetro de carátula (0,01 mm/división) para medir el desplazamiento en cortante.

- Para ensayos saturados, saturar la muestra llenando la caja de muestra y permitiendo transcurrir suficiente tiempo para que tenga lugar la saturación.

Asegurarse de que las piedras porosas que se encuentran en la caja de corte estén saturadas si el suelo al ensayarse contiene alguna humedad.

- Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, del deformímetro de desplazamiento cortante, y del deformímetro vertical (cambio de volumen). Si el ensayo es de tipo deformación unitaria controlada, se deben tomar esas lecturas a desplazamientos horizontales de: 5, 10, y cada 10 ó 20 unidades de desplazamiento horizontal. Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0,5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria más rápidas, pues existe el peligro de que se presente el pico de carga cortante entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería ser tal que la muestra “falle” entre 3 y 5 min.

- Retirar la arena de la caja de corte y repetir los pasos 1 a 8 sobre por lo menos dos muestras adicionales y a una densidad ojalá dentro de los 5 g y no más de 10 g respecto a la cantidad de suelo usada en el primer ensayo. Asegurarse de que la arena ocupe el mismo volumen utilizando las marcas de referencia del paso N° 3.

En el paso anterior usar un valor diferente de P_v para cada ensayo (se sugiere doblar la carga exterior, por ejemplo, 4, 8, 16 kg más el peso del bloque o pistón de carga para esos tres ensayos ó 5, 10, 20 kg, etc.).

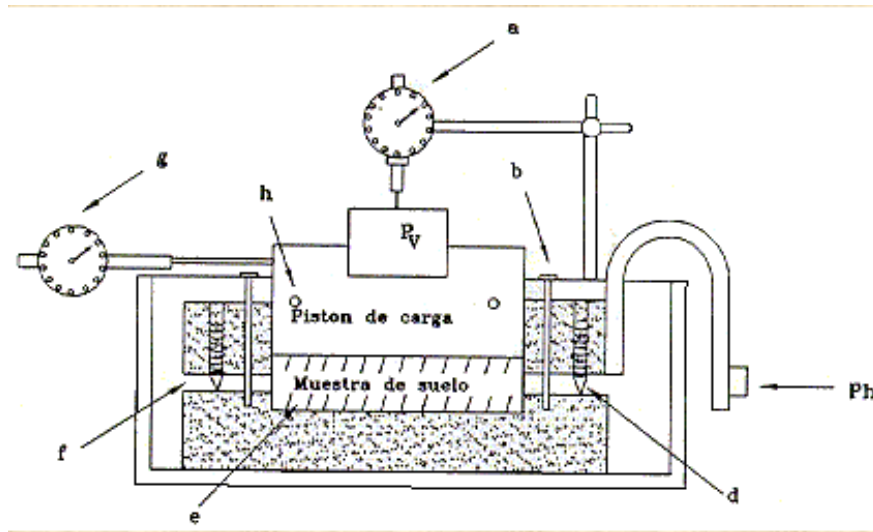


Figura 35- Detalles del Ensayo y la Caja de Corte Directo

En la figura 36 se aprecian los siguientes componentes: (a) Deformímetro para medir desplazamientos verticales, (b) barra de carga, (c) pasadores de alineación, (d) tornillos para separar las partes de la caja de corte, (e) bordes estríados para retener la muestra, (f) espacio mayor que el tamaño de la máxima partícula en la muestra, (g) Deformímetro (h) juego de tornillos para fijar en posición la cabeza de carga.

SUELO COHESIVO

- Moldear cuidadosamente tres o cuatro muestras al mismo tamaño (y, ojalá, a la misma densidad) tomadas de una muestra de bloque grande, o de una muestra de tubo, o de cualquier otro tipo de fuente. Utilizar un anillo cortante de manera que el tamaño pueda ser controlado bastante aproximadamente. Cualquier muestra con un peso apreciablemente diferente de las otras debe descartarse y en su lugar moldear otra muestra. [Qué constituye “apreciable” comparado con el tamaño de la muestra (del orden de 5 cm² x 20 a 25 mm de espesor) es un asunto de criterio personal]

Nota: Se pueden necesitar seis muestras si el suelo está inalterado y preconsolidado. Mantener las muestras en ambiente de humedad controlada mientras se hace el moldeo, la preparación de la máquina de corte y los demás tipos de ensayo.

- Retroceder la separación y el agarre de los tornillos guía en la parte superior de la caja de corte y ensamblar las dos partes. Asegurarse de que las piedras porosas están

saturadas a menos que se vaya a ensayar un suelo seco. Medir las dimensiones de la caja de corte para calcular el área de la muestra.

- Colocar cuidadosamente la muestra dentro de la caja de corte. La muestra debe ajustar perfectamente en la caja y llenarla hasta cerca de 5 mm de la parte superior de la caja de corte. Colocar el bloque o pistón de carga en su sitio sobre el suelo, la carga normal P_v y ajustar el deformímetro de carátula vertical.

Para un ensayo consolidado es necesario controlar el deformímetro vertical igual que para el ensayo de consolidación para determinar cuando la consolidación haya terminado.

- Separar cuidadosamente las mitades de la caja de corte dejando una pequeña separación apenas mayor que el tamaño de la partícula más grande presente en el suelo, retroceder los tornillos de separación y empalmar la cabeza de carga en su sitio utilizando los tornillos fijos para tal propósito. Asegurarse de que la carga normal refleje la fuerza normal más el peso del bloque de carga y la mitad superior de la caja de corte. Ser extremadamente cuidadoso al separar la caja de corte cuando se ensaya una arcilla blanda porque parte del material puede ser extruido fuera de la caja por la zona de separación - utilizar en esos casos cargas verticales pequeñas y/o hacer si puede requerir el hacer la consolidación antes de la separación de cajas.

- Acoplar el deformímetro de deformación constante, fijar en cero tanto el deformímetro horizontal como el vertical. Para ensayos saturados, es necesario llenar la caja de corte con agua y esperar un tiempo razonable para que se produzca la saturación de la muestra.

- Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, desplazamiento de corte y desplazamientos verticales (de cambio de volumen). Si el ensayo se hace a deformación unitaria controlada tomar estas lecturas a desplazamientos horizontales de 5, 10 y cada 10 ó 20 unidades del deformímetro de desplazamiento horizontal. Utilizar una tasa de deformación unitaria del orden de 0.5 a no más de 2 mm/min. No utilizar tasas de deformación unitaria demasiado altas, ya que es posible que la carga pico de corte esté entre dos lecturas. La tasa de deformación unitaria debería

ser tal que la muestra “falle” en 5 a 10 min a menos que el ensayo sea de tipo con drenaje. Puede hacerse una gráfica de la lectura de deformación vertical contra el log del tiempo similar a la del ensayo de consolidación del suelo.

- Remover el suelo y tomar una muestra para contenido de humedad. Repetir los pasos 2 a 6 para dos o más muestras adicionales. Si el suelo está preconsolidado y se utilizan seis muestras para el ensayo, es preciso asegurarse de utilizar un rango de tres cargas normales a cada lado del esfuerzo de preconsolidación.

RESULTADOS

Los siguientes cálculos son aplicables tanto a suelos cohesivos como a suelos no cohesivos.

A. DENSIDAD DE LA MUESTRA: Si durante el ensayo ocurren asentamientos importantes la densidad varía de la siguiente forma:

$$\gamma_{\Delta} = \frac{H}{H - \Delta} \times \gamma_0$$

Donde:

γ_{Δ} : Densidad en función del asentamiento.

H : Altura inicial de la muestra

Δ : Asentamiento (Deformación vertical)

γ_0 : Densidad inicial

B. CÁLCULO DE ESFUERZOS NORMALES

Donde:

P_v = Carga aplicada normal

A = Área de la muestra (100 cm²)

Los esfuerzos normales con los que se trabajará son:

$$\sigma_{N1} = 0,25 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad \sigma_{N2} = 1,00 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad \sigma_{N3} = 4,0 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

C. CÁLCULO DEL ESFUERZO CORTANTE ÚLTIMO

T= Fuerza rasante dada por el anillo de carga

D. CONSTRUIR LA ENVOLVENTE DE FALLA

- Dibujar el valor del esfuerzo cortante contra el esfuerzo Normal.
- Trazar una línea recta a través de los puntos dibujados.
- Obtener el intercepto de cohesión (si existe) con el eje ordenado y medir la pendiente de la línea para obtener el ángulo de fricción interno.

E. DEFORMACIÓN UNITARIA

- Dibujar una curva de esfuerzo de deformación Unitaria contra esfuerzo cortante.
- Entregar el dato de deformación máxima en milímetros

F. ESFUERZOS DE CORTE Y CAMBIOS DE VOLUMEN

Realizar un gráfico que lleve en las abscisas el desplazamiento y en las ordenadas los esfuerzos de corte. Usando la misma escala para los desplazamientos horizontales, dibujar otro gráfico, llevando en las ordenadas los cambios de volumen. Las curvas para un set de ensayos, deben ir en un solo gráfico, como se indica en la figura 37.

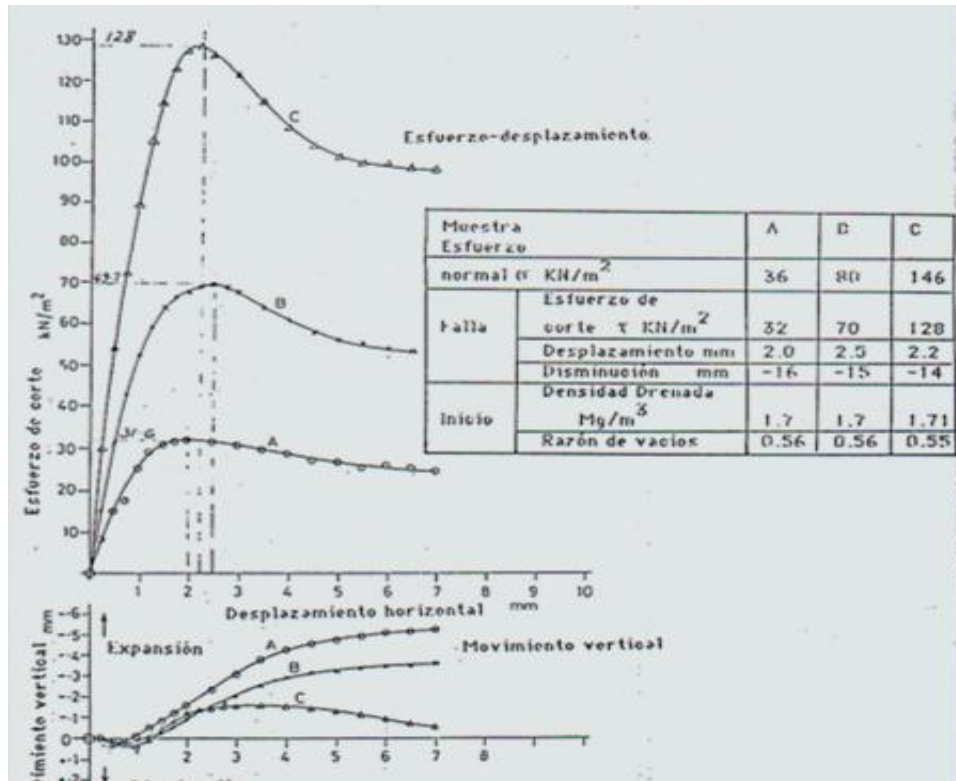


Figura 36-Graficos típicos para un Ensayo de Corte

G. ENVOLVENTE DE COULOMB

Dibujar un gráfico llevando en las ordenadas el esfuerzo de corte de falla, y en abscisas los esfuerzos normales. Las escalas vertical y horizontal deben ser las mismas.

Dibuje una línea que represente a los puntos del gráfico. Si el suelo es granular y no cohesivo, esta recta debería pasar por el origen ($c=0$) que puede considerarse como otro punto del ensayo. Esta recta es la llamada envolvente de falla o de Coulomb.

Determine la inclinación de esta recta ($\text{tg } \Phi$), que indica el ángulo de fricción interna. Determine la intersección con el eje vertical que nos indica la cohesión del suelo.

Tabla 14- Cuadro resumen, Corte Directo

TALUD 1	
Ø	27,14°
C	0,101 kg/cm ²

6.6 DENSIDAD

Este ensayo esta normada por la ASTM D2049-69, el cual determina la densidad aparente y la densidad real.

OBJETIVO

Determinar el estado de densidad de un suelo no cohesivo con respecto a sus densidades máximas y mínimas.

EQUIPO

- Molde patrón de compactación
- Equipo de vibración manual o mecánico.

PROCEDIMIENTO

1ro. Tomar una muestra representativa de suelos no cohesivos secado al horno del recipiente de suministro respectivo. Machacar completamente los grumos restantes antes de utilizar el material.

2do. Utilizar un molde patrón de compactación. Usar el mismo molde para la determinación del máximo y del mínimo estado de densidad de forma que no sea necesario obtener ni las dimensiones del molde ni calcular el volumen del mismo.

3ro. Hacer tres ensayos de densidad máxima colocando el material en el molde patrón en 5 capas, cada una de ellas compactada con un bloque redondo de acero de por lo menos 12 kg o mediante la ayuda de otros estudiante para confinar el suelo utilizando una placa

de confinamiento, mientras que otra persona da de 15 a 25 golpes secos a los lados del molde con un martillo de caucho. Asegurarse de registrar en el informe el número de golpes y de capas.

Después de cada ensayo volver a mezclar cuidadosamente el suelo de ensayo con el que haya quedado en recipiente para el siguiente ensayo.

Utilizar la máxima densidad obtenida, no el promedio, como el valor característico de la densidad máxima del suelo.

4to. Utilizando el mismo suelo y molde echar el material en el molde, y distribuirlo ligeramente con un movimiento circular sobre el molde. Echar suficiente material como para que sobresalga ligeramente del molde y luego con una regla quitar el exceso con el mínimo posible de vibración. Obtener el peso del ensayo y repetirlo por lo menos dos veces más.

Utilizar la menor densidad obtenida como el valor de la densidad mínima del suelo. Anote este valor en el tablero, al lado del valor obtenido anteriormente para la densidad máxima.

RESULTADOS

Tabla 15- Cuadro resumen, Densidad Relativa

POZO 1				
	TALUD 1	TALUD 2	TALUD 3	PROMEDIO
DENSIDAD HUMEDA (gr/cc)	2,146	2,142	2,146	2,145
DENSIDAD SECA (gr/cc)	2,059	2,056	2,059	2,058
% DE HUMEDAD	4,2	4,2	4,2	4,2

RESUMEN DE ESTUDIO DE SUELOS

PROYECTO: CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCIÓN																				
PROCEDENCIA: ZONA KANTUTANI - ESCUELA DE GUERRA NAVAL																				
POZO NO. 1: Ubicado al inicio del bloque de departamentos																				
ELEVACIÓN : 0.00 - 4.50 m. del nivel sup. del pozo																				
PROF. (m)	PERFIL GEOLOGICO	HUM. NAT. (%)	PESO ESPE C. Gs	DENSIDAD		LIMITE DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA						CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS		PROF. (m)	No. Golpes	PENETRACION FATIGAS Kg/cm ²	
				HUMED O	SECO	LL	LP	IP	1"	3/4"	3/8"	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200	SIGLA				DESCRIPCION
0,00																				
0,50																				
1,50		3,00	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	80,1	77,8	73,7	71,4	67,6	55,2	38,8	SM	Se observa materiales de relleno constituido por escombros y arenas gravosas. Color de los materiales gris claro.	1,50	8	0,8
3,00		5,10	20,8	12,5	8,3	100	98,1	96,6	87,8	76,3	64,9	49,8	38,7	SC	Torrentes de barro constituido por limos arenas gravosas. Consistencia suelta, se trata de suelos perturbados. Color variable entre gris claro y gris	3,00	14	1,6
4,50		10,61	27,5	13,3	14,3	100	100	100	100	100	100	99,6	94,5	CL	Torrente de barro representado por arcillas de color marron con	4,50	11	0,9

RESUMEN DE ESTUDIO DE SUELOS

PROYECTO: CONSTRUCCION DE MURO DE CONTENCIÓN																							
PROCEDENCIA: ZONA KANTUTANI- ESCUELA DE GUERRA NAVAL																							
POZO NO.2: Ubicado al final del bloque de departamentos																							
ELEVACIÓN: 0.00 - 4.50 mt del nivel sup. Del pozo																							
PROF. (m)	PERFIL GEOLOGICO	HUM. NAT. (%)	PESO ESPEC. Gs	DENSIDAD		LIMITES DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA							CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS		PROF. (m)	No. Golpes	PENETRACION FATIGAS Kg/cm2			
				HUMEDO gr/cc	SECO gr/cc	LL	LP	IP	2"	1.5"	1"	3/4"	3/8"	No.4	No.10	No.40	No.200				SIGLA	DESCRIPCION	
0,00																							
0,50																							
1,50		5,50	29,1	13,8	15,3	100	92,8	86,7	83,6	73,6	65,2	59,2	47,2	35,4	GC		1,50	6	1,2	
3,00		6,60	27,6	12,8	14,8	100	100	99,4	98,8	97,5	94,2	90	71,9	51,4	CL		3,00	15	1,3	
4,50		16,40	35,5	13,9	21,6	100	100	100	100	100	99,6	98,1	91,1	CL		4,50	13	1		

7. CAPÍTULO VII - MARCO PRÁCTICO

7.1 MÉTODOS SUGERIDOS PARA LA ESTABILIZACION DEL TALUD EN ESTUDIO

Por las condiciones del terreno, y la evaluación de los resultados obtenidos en laboratorio, se establece que la única manera de lograr estabilidad en el sector del talud es a través de la construcción de un muro de contención, sin embargo se debe tomar en cuenta ciertos aspectos relacionados con el muro.

Para establecer el tipo de muro de contención apropiado para el proyecto, se realizó dos pre diseños de muros de contención, mismos que fueron calculados con los datos obtenidos en laboratorio para su análisis analítico y verificado mediante software.

7.1.1 CÁLCULO Y PRE DISEÑO DE MURO DE H^oC^o

El cálculo se realizó analíticamente y verificado por un programa desarrollado para muros (el software usado para verificar, es un programa realizado en Excel para el cálculo de distintos tipos de muros de contención, utilizado en la Armada Boliviana).

DATOS:

$$\gamma_{H^oC^o} = 2.45 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Suelo}} = 2.145 \text{ Ton/m}^3$$

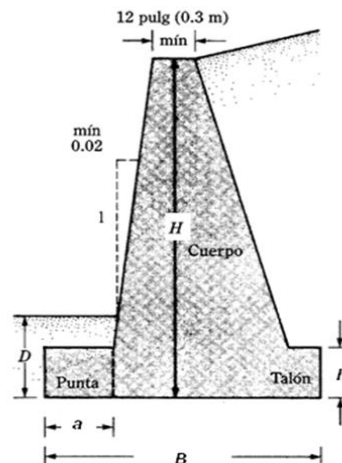
$$\gamma_{\text{Relleno}} = 1.94 \text{ Ton/m}^3$$

$$\sigma_{\text{adm.}} = 16 \text{ Ton/m}^2$$

$$\phi = 27.1^\circ$$

$$C = 1.02 \text{ Ton/m}^2$$

$$C_f = 0.60$$



GEOMETRÍA:

$H = 5.50 \text{ m}$

$h = 1.00 \text{ m}$

$B = 3.00 \text{ m}$

$b = 0.30 \text{ m}$

$a = 1.00 \text{ m}$

$a' = 0.50 \text{ m}$

$D = 1.40 \text{ m}$

$\alpha = 15.0^\circ$

MOMENTOS

Forma	Base (m)	H (m)	P material (Ton/m ³)	Peso (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton-m)
1	3.0	1.00	2.45	7.35	1.50	11.03
0.5	0.90	4.50	2.45	4.96	1.30	6.45
1	0.30	4.50	2.45	3.31	2.05	6.78
0.5	0.30	4.50	2.45	1.65	2.30	3.80
0.5	0.30	4.50	2.145	1.45	2.40	3.47
1	0.50	4.50	2.145	4.83	2.75	13.47
			Σ	23.55	Σ	44.81

Cálculo de coeficiente de empuje por Rankine

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin 27.1^\circ}{1 + \sin 27.1^\circ}$$

$$K_a = \frac{0.544}{1.455}$$

$$K_a = 0.374 \longrightarrow \text{Coeficiente de empuje activo}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$$K_p = \frac{1 + \sin 27.1^\circ}{1 - \sin 27.1^\circ}$$

$$K_p = \frac{1.455}{0.544}$$

$$K_p = 2.67 \longrightarrow \text{Coeficiente de empuje pasivo}$$

CALCULO DE EMPUJES

$$E_{ah} = \frac{1}{2} K_a * \gamma * h^2$$

$$E_{ah} = \frac{1}{2} * 0.374 * 2.145 \text{ Ton/m}^3 * 5.50 \text{ m}^2$$

$$E_{ah} = 12.133 \text{ Ton/m} \longrightarrow \text{Empuje activo horizontal}$$

$$E_{ph} = \frac{1}{2} K_p * \gamma * h^2$$

$$E_{ph} = \frac{1}{2} * 2.67 * 2.145 \text{Ton/m}^3 * 1.40 \text{m}^2$$

$$E_{ph} = 5.61 \text{Ton/m} \longrightarrow \text{Empuje pasivo horizontal}$$

Verificación al vuelco

$$M_e = 44.81 \text{ Tn-m} \longrightarrow \text{Momento estabilizador}$$

$$M_v = \frac{1}{3} * E_{ah} * \gamma_{\text{suelo}}$$

$$M_v = \frac{1}{3} * 12.133 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 2.45 \text{ Ton/m}^3$$

$$M_v = 9.91 \text{ Tnm}$$

$$F_{sv} = \frac{M_e}{M_v} \geq 2.0$$

$$\frac{44.81}{9.91} \geq 2.0$$

$$4.52 \geq 2.0 \text{ cumple!!!!}$$

Verificación al deslizamiento

$$FSD = \frac{f * C(\sum P) + E_{ph}}{\sum F_h} > 1.50$$

$$FSD = \frac{0.60 * 1.01 \text{Ton/m}^2 (23.55 \text{ Ton}) + 5.61 \text{Ton/m}}{12.133 \text{ Ton/m}} > 1.50$$

$$FSD = 1.64 > 1.50 \text{ cumple!!!!}$$

Verificación ante falla por capacidad de carga

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - \frac{Me - Mv}{\Sigma P}$$

$$e = \frac{3m}{2} - \frac{44.81\text{Tonm} - 9.91\text{Tonm}}{23.55\text{Ton}}$$

$$e = 0.016 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{3}{6} = 0.5$$

$$e < \frac{B}{6} \leftrightarrow 0.016 < 0.5 \text{ cumple!!!!}$$

$$q_{max} = \frac{\Sigma P}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{max} = \frac{23.55\text{Ton}}{3m} \left(1 + \frac{6 * 0.016m}{3m} \right)$$

$$q_{max} = 15.83 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{max} < \sigma_{adm} \leftrightarrow 15.83 < 16.00 \text{ cumple!!!!}$$

$$q_{min} = \frac{\Sigma P}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{min} = \frac{23.55 \text{Ton}}{3m} \left(1 - \frac{6 * 0.016m}{3m} \right)$$

$$q_{min} = 7.60 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{min} < \sigma_{adm} \leftrightarrow 7.60 < 16.00 \text{ cumple!!!!}$$

7.1.2 CÁLCULO DE MURO DE H°A°

Este cálculo fue realizado mediante el programa mencionado anteriormente.

DATOS:

$$\gamma_{\text{HoAo}} = 25.0 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Suelo}} = 21.45 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Relleno}} = 19.4 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{adm.} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 27.1^\circ$$

$$C = 10 \text{ KPa}$$

GEOMETRÍA:

$$H = 5.50 \text{ m}$$

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$B = 3.00 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$$a = 1.00 \text{ m}$$

$$c = 0.50 \text{ m}$$

$$D = 1.40 \text{ m}$$

$$\alpha = 15.0^\circ$$

VERIFICACION AL VOLTEO

Coeficiente de presión activo

$$K_a = 0.425$$

Fuerza activa de Rankine

$$P_a = 122.138 \text{ KN/m}$$

Componentes Horizontal y Vertical

$$P_v = 31.612 \text{ KN/m}$$

$$P_h = 117.976 \text{ KN/m}$$

CUADRO DE MOMENTOS:

Sección N°	Área (m ²)	Peso/Longitud (kN/m)	Brazo de momento	Momento (kN-m)
1	6,750	128,250	2,250	288,563
2	0,301	5,727	2,500	14,319
3	1,350	33,750	1,350	45,563
4	0,450	11,250	1,133	12,750
5	3,000	75,000	1,500	112,500
	P _v =	31,612	3,00	94,835
	ΣV =	285,589	ΣM =	568,528

Momento de volteo

$$M_o = 232,095 \text{ kN-m}$$

$$FS_{\text{volteo}} = 2.45 > 2.00 \text{ Cumple!!}$$

VERIFICACION AL DESLIZAMIENTO

$$FS(\text{deslizamiento}) = \frac{(\sum V)\tan(k_1\phi_2) + Bk_2c_2 + Pp}{P_a \cos \alpha}$$

$$k_1 \text{ y } k_2 = 2/3 \qquad k_p = 2.678$$

$$P_p = 102,10 \text{ kN/m}$$

$$\mathbf{FS_{deslizamiento} = 1.83 > 1.50 \quad \text{cumple!!!}}$$



VERIFICACION POR CAPACIDAD DE CARGA

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum MR - \sum Mo}{\sum V}$$

$$e = 0.322 \text{ m}$$

$$B/6 = 0.500 \text{ m}$$

$$e < B/6$$

$$0.322 < 0.500 \text{ m cumple!!}$$

$$q_{\text{talón}} = \frac{\sum V}{B} (1 \pm \frac{6e}{B})$$

Punta

$$q_{\text{punta}} = 156.497 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{talón}} = 33.896 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{max}} = 1.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{max}} < \sigma_{\text{adm}}$$

$$1.60 < 1.60 \text{ cumple!!!}$$

DISEÑO DE ARMADURA

Hormigón H- 210 kg/cm²

Acero B- 420 kg/cm²

VERIFICACION DE ESFUERZOS CORTANTES Y MOMENTOS

FLECTORES EN EL PIE

$$q_u = 1.5 * E_{a1} = 12514,54 \text{ kg/m}$$

$$rec_{\text{mec}} = 8,00 \text{ cm}$$

$$d = 42 \text{ cm}$$

$$V_u = 3.505 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Sec 3-3}$$

$V_c = 7,680 \text{ kg/cm}^2$ cumple!!

$M_u = 18771,82 \text{ kg-m}$

$d_{min} = 24,85 \text{ cm}$ cumple!!!



8. CAPÍTULO VIII - CÓMPUTOS MÉTRICOS, ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS Y PRESUPUESTO

Tanto el análisis de precio unitario, como los presupuestos generales presentados en el proyecto se realizó con la ayuda del programa PRESCOM.

En el análisis de precio unitario se incluye los parámetros Costos Indirectos según la UPRE (Unidad de Proyectos Especiales), debido a que la Armada Boliviana trabaja con esta unidad.

La UPRE especifica los siguientes parámetros de cálculo para precio unitario:

DESCRIPCIÓN	% APLICABLE
Gastos Generales	7%
Utilidades	7%
Beneficios Sociales	30%
Herramientas	5%
IVA (Impuesto al Valor Agregado)	14.94%
IT (Impuesto a la Transacción)	3.09%

CÓMPUTOS MÉTRICOS

Proyecto: CONSTRUCCIÓN DE MURO DE CONTENCIÓN DE H ^a °		Zona: KANTUTANI	Fecha: Diciembre de 2015
Ubicación: INSTITUTO DE POSGRADO DE LA ARMADA BOLIVIANA		Calle:	Hojas: 1

N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N°	MEDIDAS EN METROS			PARCIAL	TOTAL
				A	B	C		
				LARGO	ANCHO	ALTURA	AREA	VOLUMEN
1	EXCAVACION CON RETROEXTRAVADORA	M3	1					
				20,00	3,00	1,40		84,00
								84,00
2	CUERPO DEL MURO H ^a °	M3						
	AREA 1		1	20,00	3,00	1,00		60,00
	AREA 2		1	20,00	0,30	4,50		27,00
	AREA 3		1	20,00	0,20	4,50		9,00
								96,00
3	RELLENO Y COMPACTADO C/TIERRA SELECCIONADA	M3						
			1	20,00	2,50	0,40		20,00
								20,00
4	ENTIBADO Y APUNTALADO	M2						
			1	20,00		1,40	28,00	
								28,00
5	CUNETAS REVESTIDAS DEMORTERO	M2						
			1	20,00		0,15	3,00	
								3,00
6	RELLENO CON TIERRA VEGETAL Y ENGRAMADO DE TALUDES	M3						
			1	20,00	2,00	4,50		90,00
								90,00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
		Item: Excavacion con retroexcavadora			Unidad: m³	
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE HºAº			Tipo de cambio: 6,96	
>	A	MATERIAL				
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	0,00
>	B	OBRERO				
1	-	Especialista	hr	0,05	20,00	1,00
2	-	Ayudante	hr	0,05	12,50	0,63
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	0,49
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	2,12
>	C	EQUIPO				
1	-	Retroexcavadora	hr	0,05	210,00	10,50
2	-	Volqueta	m³	0,01	130,00	1,30
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	0,08
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	11,88
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	14,00
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	0,98
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	0,98
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	15,96
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	2,38
>	P	IT		3,09% de	(N) =	0,49
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	18,84
PRECIO ADOPTADO:						18,84

Son: Diez y Ocho con 84/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
		Item: Cuerpo del muro de H°A°		Unidad: m³		
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°A°		Fecha: 09/oct/2015		
				Tipo de cambio: 6,96		
Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
>	A	MATERIAL				
1	-	Cemento portland viacha	kg	276,00	1,11	306,36
2	-	Arena comun	m³	0,40	120,75	48,30
3	-	Grava comun	m³	0,48	120,00	57,60
4	-	Fierro corrugado	kg	110,00	8,07	887,70
5	-	Madera de construccion	pie²	35,00	8,00	280,00
6	-	Clavos	kg	0,80	13,00	10,40
7	-	Alambre de amarre	kg	1,00	13,00	13,00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	1.603,36
>	B	OBRERO				
1	-	Encofrador	hr	18,00	18,00	324,00
2	-	Armador	hr	10,00	18,00	180,00
3	-	Albañil	hr	16,00	18,00	288,00
4	-	Ayudante	hr	10,00	12,50	125,00
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	275,10
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	1.192,10
>	C	EQUIPO				
1	-	Mezcladora	hr	0,30	22,00	6,60
2	-	Vibradora	hr	0,30	13,00	3,90
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	45,85
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	56,35
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	2.851,81
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	199,63
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	199,63
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	3.251,06
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	485,71
>	P	IT		3,09% de	(N) =	100,46
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	3.837,23
PRECIO ADOPTADO:						3.837,23

Son: Tres Mil Ochocientos Treinta y Siete con 23/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
		Item: Relleno y compactado c/tierra selec.	Unidad: m ³			
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°A°	Fecha: 09/oct/2015			
			Tipo de cambio: 6,96			
Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
>	A	MATERIAL				
1	-	Tierra seleccionada	m ³	1,00	90,00	90,00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	90,00
>	B	OBRERO				
1	-	Albañil	hr	0,50	18,00	9,00
2	-	Ayudante	hr	2,50	12,50	31,25
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	12,08
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	52,33
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	2,01
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	2,01
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	144,34
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	10,10
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	10,10
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	164,54
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	24,58
>	P	IT		3,09% de	(N) =	5,08
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	194,21
PRECIO ADOPTADO:						194,21
Son: Ciento Noventa y Cuatro con 21/100 Bolivianos						

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
Item: Entibado y apuntalado			Unidad: m ²			
Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°A°			Fecha: 09/oct/2015			
			Tipo de cambio: 6,96			
>	A	MATERIAL				
1	-	Madera de construccion	pie ²	4,00	8,00	32,00
2	-	Alambre de amarre	kg	0,50	13,00	6,50
3	-	Clavos	kg	0,50	13,00	6,50
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	45,00
>	B	OBRERO				
1	-	Albañil	hr	2,50	18,00	45,00
2	-	Ayudante	hr	2,50	12,50	31,25
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	22,88
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	99,13
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	3,81
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	3,81
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	147,94
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	10,36
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	10,36
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	168,65
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	25,20
>	P	IT		3,09% de	(N) =	5,21
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	199,06
PRECIO ADOPTADO:						199,06

Son: Ciento Noventa y Nueve con 06/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
		Item: Cunetas revestidas de mortero			Unidad: m ²	
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°A°			Fecha: 09/oct/2015	
					Tipo de cambio: 6,96	
>	A	MATERIAL				
1	-	Cemento portland	kg	25,00	1,11	27,75
2	-	Arena comun	m ³	0,06	120,75	7,25
3	-	Piedra manzana	m ³	0,15	120,00	18,00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	53,00
>	B	OBRERO				
1	-	Albañil	hr	1,70	18,00	30,60
2	-	Ayudante	hr	1,70	12,50	21,25
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	15,56
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	67,41
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	2,59
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	2,59
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	123,00
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	8,61
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	8,61
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	140,22
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	20,95
>	P	IT		3,09% de	(N) =	4,33
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	165,50
PRECIO ADOPTADO:						165,50

Son: Ciento Sesenta y Cinco con 50/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Nº	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
		Item: Relleno con tierra vegetal y engramado de taludes			Unidad: m ³	
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°A°			Fecha: 09/oct/2015	
					Tipo de cambio: 6,96	
>	A	MATERIAL				
1	-	Arena gradada para filtro	m ³	0,81	100,00	81,00
2	-	Tierra seleccionada	m ³	0,10	90,00	9,00
3	-	Grava clasificada	m ³	0,19	136,50	25,94
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	115,94
>	B	OBRERO				
1	-	Albañil	hr	2,00	18,00	36,00
2	-	Ayudante	hr	4,00	12,50	50,00
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	25,80
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	111,80
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	4,30
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	4,30
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	232,04
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	16,24
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	16,24
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	264,53
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	39,52
>	P	IT		3,09% de	(N) =	8,17
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	312,22
PRECIO ADOPTADO:						312,22

Son: Trescientos Doce con 22/100 Bolivianos

PRESUPUESTO GENERAL

Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°A°

Cliente: ARMADA BOLIVIANA

Lugar: INSTITUTO DE POSGRADO DE LA ARMADA
BOLIVIANA

Fecha: Diciembre/2015

Tipo de cambio: 6,96

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	Excavación con retroexcavadora	m ³	84,00	18,84	1.582,56
2	Cuerpo del muro de H°A°	m ³	96,00	3.837,23	368.374,08
3	Relleno y compactado c/tierra selec.	m ³	20,00	194,21	3.884,20
4	Entibado y apuntalado	m ²	28,00	199,06	5.573,68
5	Cunetas revestidas de mortero	m ²	3,00	165,50	496,50
6	Relleno con tierra vegetal y engramado de taludes	m ³	90,00	312,22	28.099,80
	Total presupuesto:				408.010,82

Son: Cuatrocientos Ocho Mil Diez con 82/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

N°	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
		Item: Excavacion con retroexcavadora			Unidad: m ³	
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°C°			Tipo de cambio: 6,96	
>	A	MATERIAL				
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	0,00
>	B	OBRERO				
1	-	Especialista	hr	0,05	20,00	1,00
2	-	Ayudante	hr	0,05	12,50	0,63
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	0,49
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	2,12
>	C	EQUIPO				
1	-	Retroexcavadora	hr	0,05	210,00	10,50
2	-	Volqueta	m ³	0,01	130,00	1,30
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(C) =	0,08
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	11,88
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	14,00
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	0,98
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	0,98
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	15,96
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	2,38
>	P	IT		3,09% de	(N) =	0,49
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	18,84
PRECIO ADOPTADO:						18,84

Son: Dieciocho con 84/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

N°	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
		Item: Cuerpo del muro de H°C° (1:2:4) 50 % piedra			Unidad: m³	
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°C°			Tipo de cambio: 6,96	
>	A	MATERIAL				
1	-	Arena común	m³	0,20	120,75	24,15
2	-	Alambre de amarre	kg	0,20	13,00	2,60
3	-	Grava común	m³	0,40	120,00	48,00
4	-	Cemento portland Viacha	kg	140,00	1,11	155,40
5	-	Clavos	kg	0,20	13,00	2,60
6	-	Madera de construcción	pie²	30,00	8,00	240,00
7	-	Piedra bruta	m³	0,60	120,00	72,00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	544,75
>	B	OBRERO				
1	-	Albañil	hr	7,50	18,00	135,00
2	-	Peón	hr	7,50	10,00	75,00
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	63,00
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	273,00
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	10,50
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	10,50
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	828,25
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	57,98
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	57,98
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	944,21
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	141,06
>	P	IT		3,09% de	(N) =	29,18
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	1.114,45
PRECIO ADOPTADO:						1.114,45

Son: Un Mil Ciento Catorce con 45/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

N°	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
		Item: Relleno y compactado c/terra selec.			Unidad: m³	
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°C°			Tipo de cambio: 6,96	
>	A	MATERIAL				
1	-	Tierra seleccionada	m ³	1,00	90,00	90,00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	90,00
>	B	OBRERO				
1	-	Albañil	hr	0,50	18,00	9,00
2	-	Ayudante	hr	2,50	12,50	31,25
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	12,08
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	52,33
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	2,01
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	2,01
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	144,34
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	10,10
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	10,10
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	164,54
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	24,58
>	P	IT		3,09% de	(N) =	5,08
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	194,21
PRECIO ADOPTADO:						194,21

Son: Ciento Noventa y Cuatro con 21/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

N°	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
		Item: Entibado y apuntalado			Unidad: m²	
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°C°			Tipo de cambio: 6,96	
>	A	MATERIAL				
1	-	Madera de construccion	pie ²	4,00	8,00	32,00
2	-	Alambre de amarre	kg	0,50	13,00	6,50
3	-	Clavos	kg	0,50	13,00	6,50
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	45,00
>	B	OBRERO				
1	-	Albañil	hr	2,50	18,00	45,00
2	-	Ayudante	hr	2,50	12,50	31,25
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	22,88
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	99,13
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	3,81
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	3,81
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	147,94
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	10,36
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	10,36
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	168,65
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	25,20
>	P	IT		3,09% de	(N) =	5,21
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	199,06
PRECIO ADOPTADO:						199,06

Son: Ciento Noventa y Nueve con 06/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

N°	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
		Item: Cunetas revestidas de mortero			Unidad: m²	
		Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°C°			Tipo de cambio: 6,96	
>	A	MATERIAL				
1	-	Cemento portland	kg	25,00	1,11	27,75
2	-	Arena comun	m³	0,06	120,75	7,25
3	-	Piedra manzana	m³	0,15	120,00	18,00
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	53,00
>	B	OBRERO				
1	-	Albañil	hr	1,70	18,00	30,60
2	-	Ayudante	hr	1,70	12,50	21,25
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	15,56
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	67,41
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	2,59
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	2,59
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	123,00
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	8,61
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	8,61
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	140,22
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	20,95
>	P	IT		3,09% de	(N) =	4,33
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	165,50
PRECIO ADOPTADO:						165,50

Son: Ciento Sesenta y Cinco con 50/100 Bolivianos

ANALISIS DE PRECIO UNITARIO

Item: Relleno con tierra vegetal y engramado de taludes	Unidad: m ³
Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°C°	Tipo de cambio: 6,96

N°	P.	Insumo/Parámetro	Und.	Cant.	Unit. (Bs)	Parcial (Bs)
>	A	MATERIAL				
1	-	Arena gradada para filtro	m ³	0,81	100,00	81,00
2	-	Tierra seleccionada	m ³	0,10	90,00	9,00
3	-	Grava clasificada	m ³	0,19	136,50	25,94
>	D	TOTAL MATERIALES			(A) =	115,94
>	B	OBRERO				
1	-	Albañil	hr	2,00	18,00	36,00
2	-	Ayudante	hr	4,00	12,50	50,00
>	F	Beneficios Sociales		30,00% de	(B) =	25,80
>	G	TOTAL MANO DE OBRA			(B+E+F) =	111,80
>	C	EQUIPO				
>	H	Herramientas menores		5,00% de	(B) =	4,30
>	I	TOTAL HERRAMIENTAS Y EQUIPO			(C+H) =	4,30
>	J	SUB TOTAL			(D+G+I) =	232,04
>	L	Gastos Generales		7,00% de	(J) =	16,24
>	M	Utilidad		7,00% de	(J) =	16,24
>	N	PARCIAL			(J+K+L+M) =	264,53
>	O	IVA		14,94% de	(N) =	39,52
>	P	IT		3,09% de	(N) =	8,17
>	Q	TOTAL ITEM			(N+O+P) =	312,22
PRECIO ADOPTADO:						312,22
Son: Trescientos Doce con 22/100 Bolivianos						

COMPUTOS METRICOS

Proyecto: CONSTRUCCIÓN DE MURO DE CONTIENCIÓN DE H ^o C ^o		Zona: KANTUTANI		Fecha: Diciembre de 2015			
Ubicación: INSTITUTO DE POSGRADO DE LA ARMADA BOLIVIANA		Calle:		Hojas: 1			
COMPUTOS METRICOS							
N°	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	N°	MEDIDAS EN METROS			TOTAL
				A	B	C	
				LARGO	ANCHO	ALTURA	VOLUMEN
1	EXCAVACIÓN CON RETROEXCAVADORA	M3	1				
				20,00	3,00	1,40	84,00
							84,00
2	CUERPO DEL MURO H ^o C ^o	M3					
	AREA 1		1	20,00	3,00	1,00	60,00
	AREA 2		1	20,00	0,30	4,50	27,00
	AREA 3		1	20,00	0,90	4,50	40,50
							127,50
3	RELLENO Y COMPACTADO C/TIERRA SELECCIONADA	M3					
			1	20,00	2,50	0,40	20,00
							20,00
4	ENTIBADO Y APUNTALADO	M2					
			1	20,00		1,40	28,00
							28,00
5	CUNETAS REVESTIDAS DE MORTERO	M2					
			1	20,00		0,15	3,00
							3,00
6	RELLENO CON TIERRA VEGETAL Y ENGRAMADO DE TALUDES	M3					
			1	20,00	2,00	4,50	90,00
							90,00

PRESUPUESTO GENERAL

Proyecto: MURO DE CONTENCIÓN DE H°C°

Cliente: ARMADA BOLIVIANA

Lugar: INSTITUTO DE POSGRADO DE LA ARMADA BOLIVIANA

Tipo de cambio: 6,96

N°	Descripción	Und.	Cantidad	Unitario	Parcial (Bs)
1	Excavación con retroexcavadora	m ³	84,00	18,84	1.582,56
2	Cuerpo del muro de H°C° (1:2:4) 50 % piedra	m ³	127,50	1.114,45	142.092,38
3	Relleno y compactado c/tierra selec.	m ³	20,00	194,21	3.884,20
4	Entibado y apuntalado	m ²	28,00	199,06	5.573,68
5	Cunetas revestidas de mortero	m ²	3,00	165,50	496,50
6	Relleno con tierra vegetal y engramado de taludes	m ³	90,00	312,22	28.099,80
Total presupuesto:					181.729,12

Son: Ciento Ochenta y Un Mil Setecientos Veintinueve con 12/100 Bolivianos

9. CAPÍTULO IX - CONCLUSIONES

Habiendo desarrollado el presente proyecto se concluye lo siguiente:

- El presente proyecto de grado fue realizado a requerimiento de la Dirección General de Infraestructura Naval, con el objeto de establecer a través del Estudio de Suelos los parámetros físico mecánicos del talud posterior a los bloques de departamentos del Instituto de Posgrado de la Armada Boliviana, además de establecer las características que presenta el suelo respecto a su estabilidad situación que es una amenaza para la Infraestructura existente.
- Se observó que en el sector específico donde se encuentra construido el bloque de departamentos es un suelo donde afloran materiales arcillosos, arcillo- limosos, limo arenoso y torrentes de barro, por lo tanto es inestable, además existen lugares donde se intercalan con lentes de gravas y arenas, lo cual hace que el suelo sea bastante poroso y altamente permeable.
- Por la falta de control de la escorrentía superficial, se ve la formación de cárcavas, los cuales son de dimensiones variables y van cediendo, amenazando a la integridad de la estructura del bloque.
- Debido a la estructura del suelo, la capacidad portante del suelo varía en función del tipo de suelo, de esta manera para la fundación de la cimentación de un muro de contención se debe tomar en cuenta el valor admisible que satisfaga todos los factores de seguridad.

9.1 RECOMENDACIONES

9.1.1 NIVEL DE FUNDACIONES

El nivel y/o profundidad de fundación del Muro de Contención deberá estar a 1.40 mts, o más, de acuerdo al cálculo del muro; sin embargo considerando la sobrecarga a los suelos así como la litología de los diferentes sectores de estudio se recomienda que, el nivel de fundación debe estar entre 1.40 mts. a 2.00 mts. de profundidad, por debajo de la superficie del suelo, sobre los materiales arcillosos y limo arcillosos con lentes de grava del torrente de barro.

9.1.2 METODOLOGÍA DE EXCAVACIÓN

En cuanto a la metodología de excavación por la magnitud del talud y la calidad de suelo encontrado en el lugar a emplazarse el muro de contención, se recomienda proceder a cortar por tramos que no excedan los 5 metros.

Durante la excavación se debe apuntalar las paredes del talud para proteger la integridad de la estructura adyacente y la integridad de los trabajadores.

9.1.3 TIPO DE ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN

Por la ubicación del talud y la urgencia de estabilizar el sitio, se recomienda la construcción del muro de H°A°, siendo este sistema menos esbelto, de rápida construcción y más segura que el Muro de Gravedad.

Se recomienda en la parte interior del muro, colocar capas de material grueso para un buen drenaje (grava gruesa, gravilla y arena), situación que permitirá una mejor evacuación de las aguas superficiales del talud superior.

Colocar tuberías drenantes con perforación al tres bolillo.

Compactar el relleno en capas de 0.15 mts. a 0.20 mts., teniendo el cuidado de humedecer el material hasta conseguir el valor de la humedad optima entre el 90% y 95%. La compactación será de tipo mecánico, en el caso de hacerlo manualmente es necesario que sea uniforme.

También se debe tener cuidado de no contaminar el relleno.

9.1.4 ESTABILIZACIÓN DE LA MASA DE TIERRA SOBRE EL MURO

Una vez realizado el muro y cuando se hayan terminado de ejecutar todas las actividades, se recomienda revegetar el talud con plantas nativas que por sus propiedades ayudan en el refuerzo del suelo por sus raíces, disminuyendo la humedad del suelo, actúan como efecto de contrafuerte y arco, efecto de sobrecargas y efectos contra la erosión superficial y subsuperficial.

Entre algunas especies que ayudan a la estabilidad de taludes y que se observó en el lugar de estudio son: HuallaIchu (Paja Gruesa), Chilliwa, Choque Kaila, T'ola, Zapatilla, con los que se recomienda revegetar el lugar.

10. CAPÍTULO X – BIBLIOGRAFÍA

- JIMENEZ SALAS, José A. Curso práctico de mecánica de suelos. Omega
- MACCHIAVELLI BORJES, Héctor Monografía de 69 deslizamientos acaecidos en la ciudad de La Paz
- OTAZO B. Néstor. Estudio geotécnico Escuela de Guerra Naval sector Kantutani. 2012
- TERZAGHI K., Peck R. (versión española O. Moretto), Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, 2da. Ed., abril 1973.
- LAMBE, William. Mecánica de Suelos. México 2 ed. Limusa. 2002.
- JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ .Mecánica de Suelos. Tomo I
- GAMLP “Compendio de Estadísticas Ambientales del Municipio de La Paz, 2000 – 2010”, La Paz, Bolivia, Junio ISBN: 978-99905-47-16-0
- www.bvcooperacion.pe Muros de contención
- <https://es.scribd.com/> Empujes de tierra

Los programas utilizados para la elaboración del Proyecto fueron:

- DISEÑO DE MUROS, programa de Excel utilizado en la Armada Boliviana, solo para verificación de resultados obtenidos analíticamente.
- PRESCOM, para el cálculo de Precios Unitarios y Presupuesto.

11. CAPÍTULO XI - ANEXOS

En este capítulo se expone fotografías del lugar de intervención.

Planillas de cálculo de los ensayos realizados.

Planos de ubicación, diseño de los Muros de H°A° y H°C°.



11.1 MOSAICO FOTOGRÁFICO



Excavación Pozo n° 1



Ubicación referencial de la excavación



Excavación Pozo n° 2



Ubicación referencial de la excavación



Vista frontal del talud



Talud posterior a la
infraestructura del bloque de
departamentos



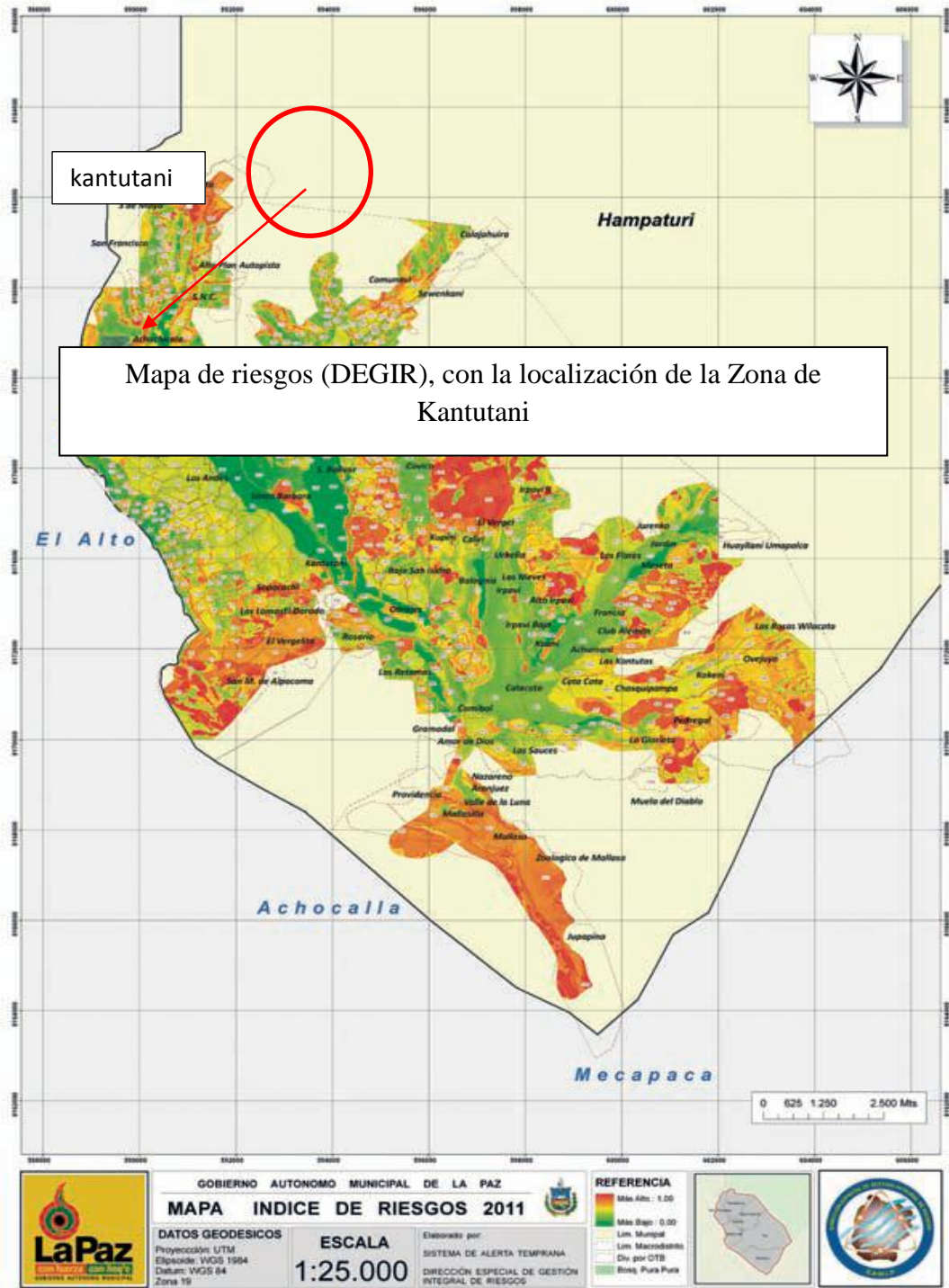
Vista de la pendiente del talud



Cárcavas en el talud



Ubicación y vista superior del Bloque de Departamentos del IPAB, referente al área de intervención



11.2 PLANILLAS DE CÁLCULO DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

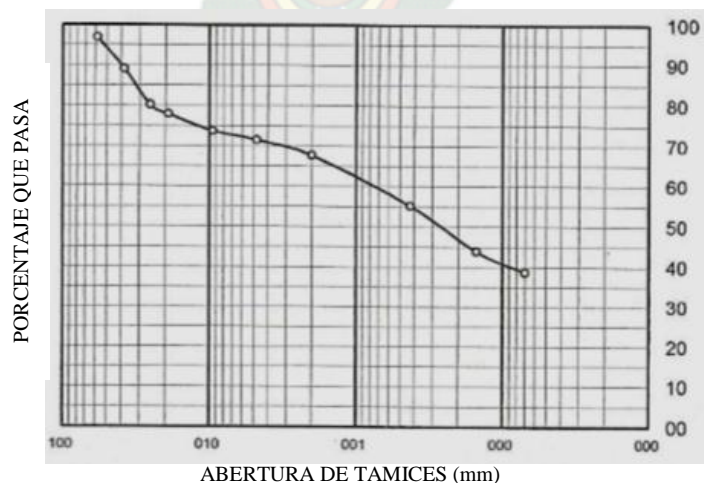
POZO No. 1 MUESTRA No. 1 Profundidad de 1.50 m.

FRACCION GRUESA:			Peso Total: 8387	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
2"	262	3.1	96.9	50.8 mm
1 1/2 "	918	10.9	89.1	38.1 mm
1 "	1,666	19.9	80.1	25.4 mm
3/4"	1,858	22.2	77.8	19.1 mm
3/8"	2,204	26.3	73.7	9.5 mm

FRACCION FINA:			Peso Total: 485.3	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
No. 4	15	3.1	71.4	4.76 mm
No. 10	40	8.2	67.6	2 mm
No. 40	122	25.1	55.2	0.425 mm
No. 100	196	40.4	43.9	0.155 mm
No. 200	230	47.4	38.8	0.074 mm

Gravas 28,6% Arenas 32.7% Finos 38.8%

CURVA GRANULOMÉTRICA



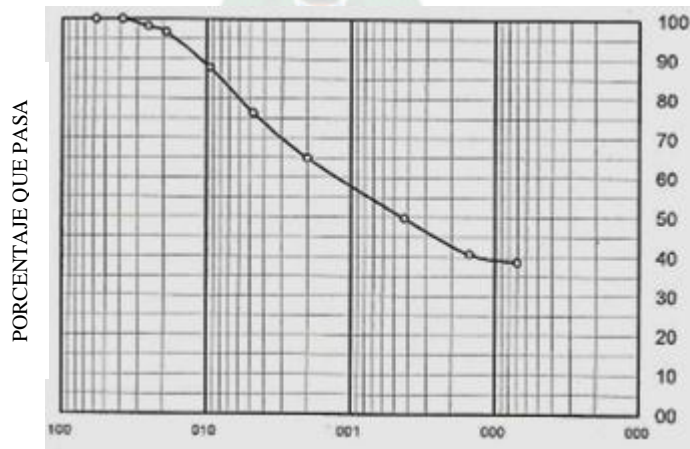
POZO No. 1 MUESTRA No. 2 Profundidad de 3.00 m.

FRACCION GRUESA:			Peso Total: 6862	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
2"	-	-	100.0	50.8 mm
1 1/2 "	-	-	100.0	38.1 mm
1 "	130	1.9	98.1	25.4 mm
3/4"	230	3.4	96.6	19.1 mm
3/8"	840	12.2	87.8	9.5 mm

FRACCION FINA:			Peso Total: 475.8	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
No. 4	62	13.0	76.3	4.76 mm
No. 10	124	26.1	64.9	2 mm
No. 40	206	43.3	49.8	0.425 mm
No. 100	255	53.6	40.7	0.155 mm
No. 200	266	55.9	38.7	0.074 mm

Gravas 23.7% Arenas 37.6% Finos 38.7%

CURVA GRANULOMÉTRICA



ABERTURA DE TAMICES (mm)

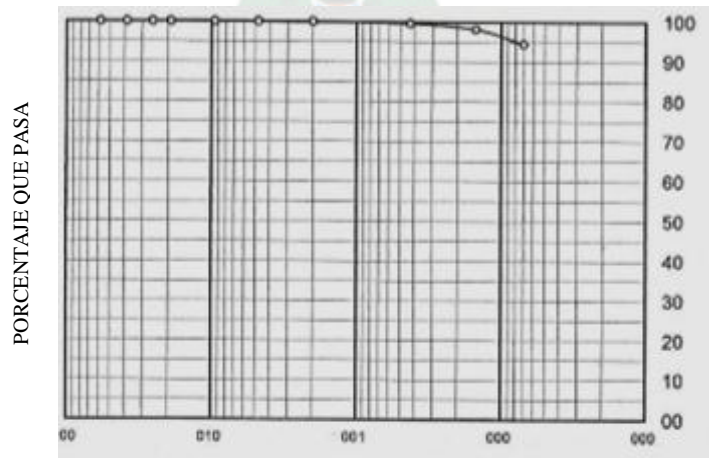
POZO No. 1 MUESTRA No. 3 Profundidad de 4.50 m.

FRACCION GRUESA:			Peso Total: 271	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
2"	-	-	100.0	50.8 mm
1 1/2 "	-	-	100.0	38.1 mm
1 "	-	-	100.0	25.4 mm
3/4"	-	-	100.0	19.1 mm
3/8"	-	-	100.0	9.5 mm

FRACCION FINA:			Peso Total: 271.2	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
No. 4	-	-	100.0	4.76 mm
No. 10	-	-	100.0	2 mm
No. 40	1	0.4	99.6	0.425 mm
No. 100	5	1.8	98.2	0.155 mm
No. 200	15	5.5	94.5	0.074 mm

Gravas 0.0% Arenas 5.5% Finos 94.5%

CURVA GRANULOMÉTRICA



ABERTURA DE TAMICES (mm)

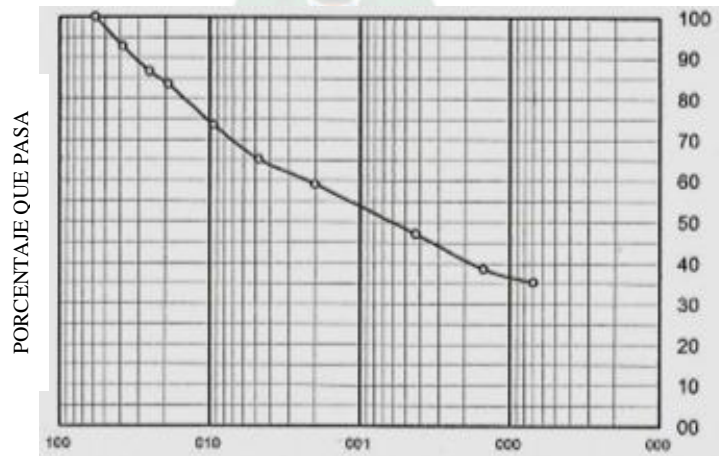
POZO No. 2 MUESTRA No. 1 Profundidad de 1.50 m.

FRACCION GRUESA:			Peso Total: 6254	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
2"	-	-	100.0	50.8 mm
1 1/2 "	452	7.2	92.8	38.1 mm
1 "	832	13.3	86.7	25.4 mm
3/4"	1,026	16.4	83.6	19.1 mm
3/8"	1,650	26.4	73.6	9.5 mm

FRACCION FINA:			Peso Total: 473.9	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
No. 4	54	11.4	65.2	4.76 mm
No. 10	93	19.6	59.2	2 mm
No. 40	170	35.9	47.2	0.425 mm
No. 100	225	47.5	38.7	0.155 mm
No. 200	246	51.9	35.4	0.074 mm

Gravas 34.8% Arenas 29.8% Finos 35.4%

CURVA GRANULOMÉTRICA



ABERTURA DE TAMICES (mm)

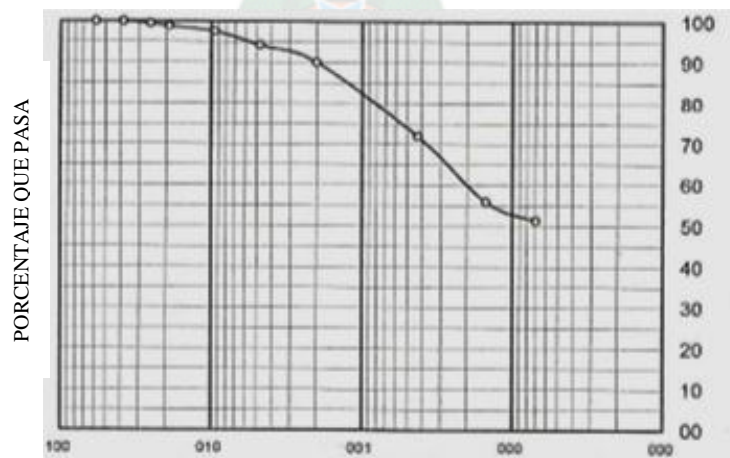
POZO No. 2 MUESTRA No. 2 Profundidad de 3.00 m.

FRACCION GRUESA:			Peso Total: 5884	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
2"	0	0.0	100.0	50.8 mm
1 1/2 "	0	0.0	100.0	38.1 mm
1 "	34	0.6	99.4	25.4 mm
3/4"	70	1.2	98.8	19.1 mm
3/8"	148	2.5	97.5	9.5 mm

FRACCION FINA:			Peso Total: 469.1	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
No. 4	16	3.4	94.2	4.76 mm
No. 10	36	7.7	90.0	2 mm
No. 40	123	26.2	71.9	0.425 mm
No. 100	200	42.6	55.9	0.155 mm
No. 200	222	47.3	51.4	0.074 mm

Gravas 5.8% Arenas 42.8% Finos 51.4%
--

CURVA GRANULOMÉTRICA



ABERTURA DE TAMICES (mm)

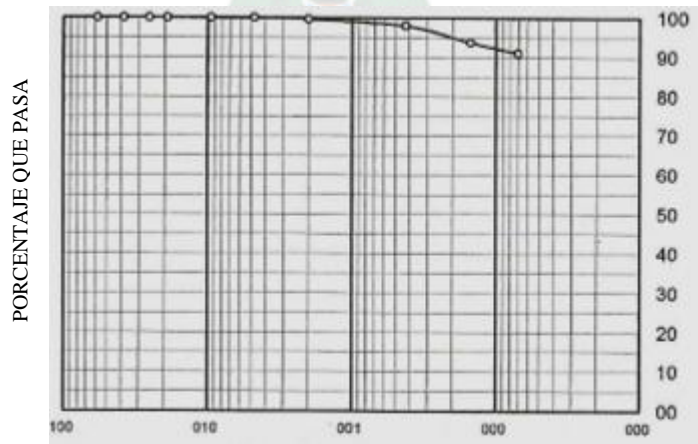
POZO No. 2 MUESTRA No. 3 Profundidad de 4.50 m.

FRACCION GRUESA:			Peso Total: 258	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
2"	0	0.0	100.0	50.8 mm
1 1/2 "	0	0.0	100.0	38.1 mm
1 "	0	0.0	100.0	25.4 mm
3/4"	0	0.0	100.0	19.1 mm
3/8"	0	0.0	100.0	9.5 mm

FRACCION FINA:			Peso Total: 257.8	
Tamiz	Peso Retenido	% Retenido	% Pasa	Abertura
No. 4	0	0.0	100.0	4.76 mm
No. 10	1	0.4	99.6	2 mm
No. 40	5	1.9	98.1	0.425 mm
No. 100	16	6.2	93.8	0.155 mm
No. 200	23	8.9	91.1	0.074 mm

Gravas 0.0% Arenas 8.9% Finos 91.1%

CURVA GRANULOMÉTRICA



ABERTURA DE TAMICES (mm)

LÍMITES DE ATTERBERG

PROCEDENCIA: SECTOR KANTUTANI		MUESTRA: 1 de POZO 1	
DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG			
LIMITES	LIQUIDO	PLASTICO	
No. De golpes			
No. De Recipiente			
Peso húmedo + recipiente			
peso seco + recipiente			
peso de recipiente			
% de humedad			
HUMEDAD NATURAL			
No. De recipiente	1,0	LÍMITE LÍQUIDO N.P. LÍMITE PLÁSTICO N.P. ÍNDICE PLÁSTICO N.P. % W NATURAL 3,0	
Peso húmedo recipiente	586,6		
Peso seco + recipiente	572,4		
Peso de recipiente	102,6		
% de humedad	3,0		

LIMITE LÍQUIDO

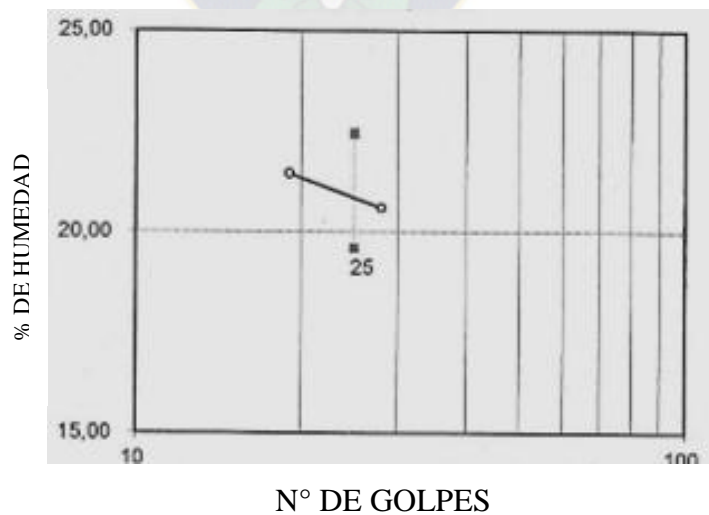


N° DE GOLPES

PROCEDENCIA: SECTOR KANTUTANI		MUESTRA: 2 DE POZO 1		
DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG				
LIMITES	LIQUIDO		PLASTICO	
No. De golpes	19	28		
No. De Recipiente	26	12	5	28
Peso húmedo + recipiente	48,88	45,36	37,47	34,74
peso seco + recipiente	41,20	38,64	34,54	31,64
peso de recipiente	5,41	6,02	11,28	6,64
% de humedad	21,46	20,60	12,60	12,40

HUMEDAD NATURAL		
No. De recipiente	2,0	LÍMITE LÍQUIDO 20,8
Peso húmedo recipiente	609,0	LÍMITE PLÁSTICO 12,5
Peso seco + recipiente	584,6	ÍNDICE PLÁSTICO 8,3
Peso de recipiente	105,2	% W NATURAL 5,1
% de humedad	5,1	

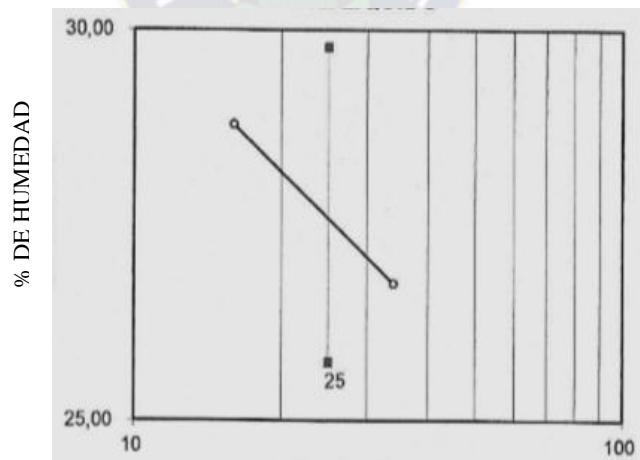
LÍMITE LÍQUIDO



PROCEDENCIA: SECTOR KANTUTANI		MUESTRA: 3 DE POZO 1		
DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG				
LIMITES	LIQUIDO		PLASTICO	
No. De golpes	16	34		
No. De Recipiente	16	10	8	28
Peso húmedo + recipiente	43,84	49,65	22,17	20,03
peso seco + recipiente	35,17	40,42	20,84	18,8
peso de recipiente	5,05	5,91	10,76	9,56
% de humedad	28,78	26,75	13,19	13,31

HUMEDAD NATURAL		
No. De recipiente	20	LÍMITE LÍQUIDO 27,5
Peso húmedo recipiente	540,4	LÍMITE PLÁSTICO 13,3
Peso seco + recipiente	498,4	ÍNDICE PLÁSTICO 14,3
Peso de recipiente	102,4	%W NATURAL 10,6
% de humedad	10,61	

LÍMITE LÍQUIDO

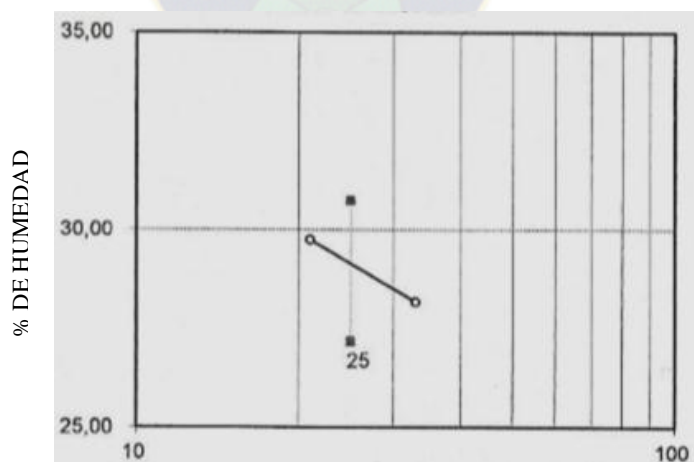


Nº DE GOLPES

PROCEDENCIA: SECTOR KANTUTANI		MUESTRA: 1 DE POZO 2		
DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG				
LIMITE S	LIQUIDO		PLASTICO	
No. De golpes	21	33		
No. De Recipiente	8	29	27	14
Peso húmedo + recipiente	41,65	41,21	34,55	34,58
peso seco + recipiente	33,60	33,08	31,23	31,26
peso de recipiente	6,54	4,22	7,39	7,10
% de humedad	29,75	28,17	13,93	13,74

HUMEDAD NATURAL		
No. De recipiente	23	LÍMITE LÍQUIDO 29,1
Peso húmedo recipiente	547,8	LÍMITE PLÁSTICO 13,8
Peso seco + recipiente	524,6	ÍNDICE PLÁSTICO 15,3
Peso de recipiente	103,4	%W NATURAL 5,5
% de humedad	5,51	

LÍMITE LÍQUIDO

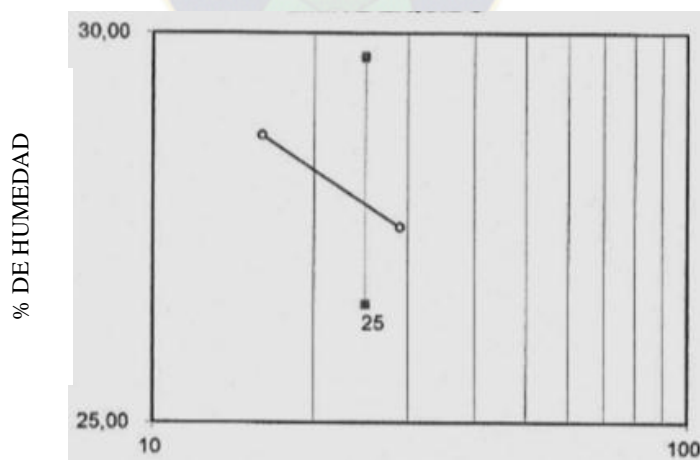


N° DE GOLPES

PROCEDENCIA: SECTOR KANTUTANI		MUESTRA: 2 DE POZO 2		
DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG				
LIMITE S	LIQUIDO		PLASTICO	
No. De golpes	16	29		
No. De Recipiente	11	38	6	9
Peso húmedo + recipiente	42,36	37,71	31,45	30,21
peso seco + recipiente	34,17	30,44	28,91	27,79
peso de recipiente	5,63	4,02	9,02	8,89
% de humedad	28,70	27,52	12,77	12,80

HUMEDAD NATURAL		
No. De recipiente	67	LIMITE LIQUIDO 27,6
Peso húmedo recipiente	429,8	LIMITE PLASTICO 12,8
Peso seco + recipiente	407,2	INDICE PLASTICO 14,8
Peso de recipiente	64,0	%W NATURAL 6,6
% de humedad	6,59	

LÍMITE LÍQUIDO

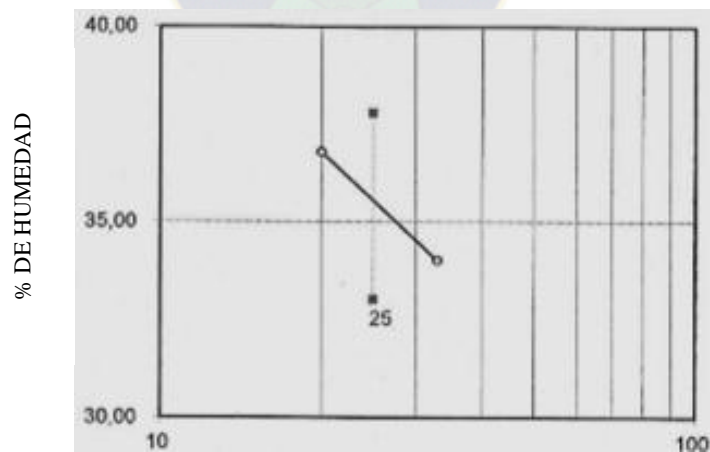


N° DE GOLPES

PROCEDENCIA: SECTOR KANTUTANI		MUESTRA: 3 DE POZO 2		
DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG				
LIMITE S	LIQUIDO		PLASTICO	
No. De golpes	20	33		
No. De Recipiente	29	26	21	10
Peso húmedo + recipiente	39,31	42,13	29,83	30,74
peso seco + recipiente	29,87	32,81	27,37	27,94
peso de recipiente	4,22	5,41	9,64	7,86
% de humedad	36,80	34,01	13,87	13,94

HUMEDAD NATURAL		
No. De recipiente	14	LÍMITE LÍQUIDO 35,5 LÍMITE PLÁSTICO 13,9 ÍNDICE PLÁSTICO 21,6 %W NATURAL 16,4
Peso húmedo recipiente	551,20	
Peso seco + recipiente	485,40	
Peso de recipiente	83,20	
% de humedad	16,36	

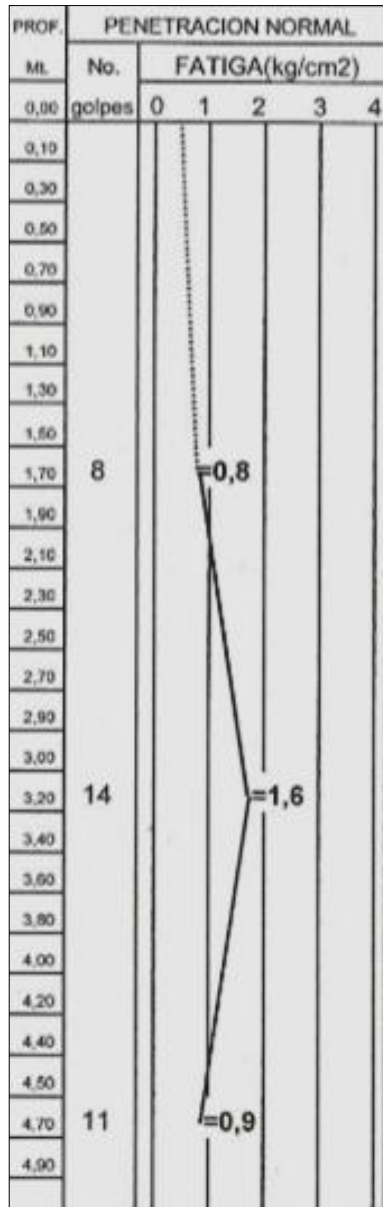
LÍMITE LÍQUIDO



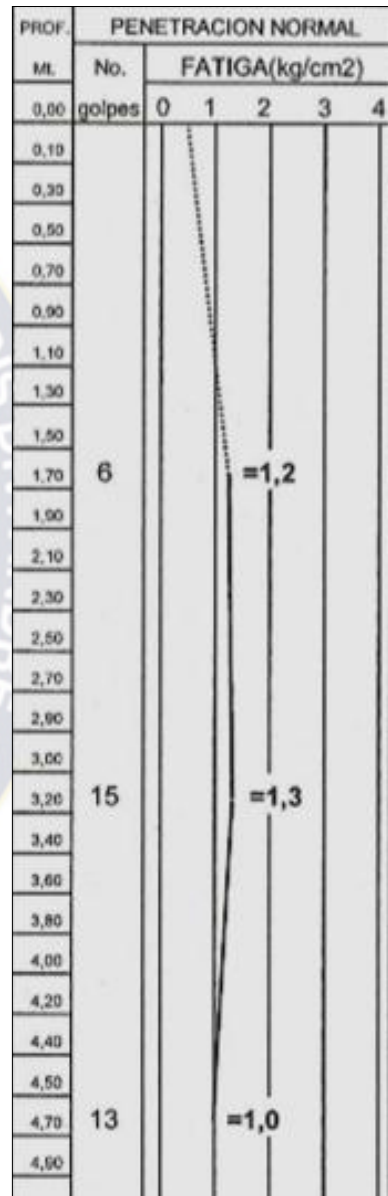
N° DE GOLPES

SPT

POZO N° 1

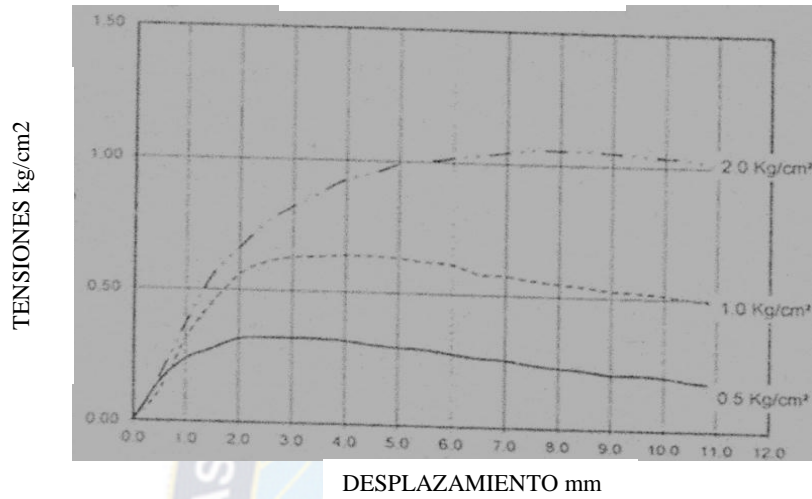


POZO N° 2

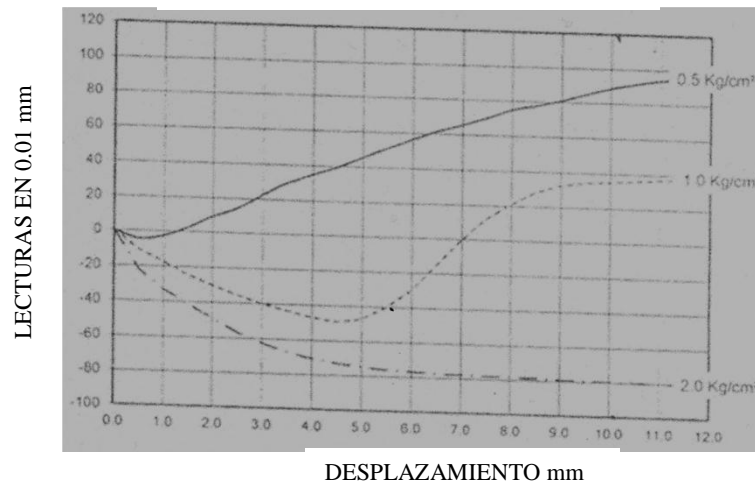


CORTE DIRECTO

RESISTENCIAS EN KG/CM²



HINCHAMIENTO (+) ASENTAMIENTO (-)



CURVA INTRÍNSECA

