



Universidad Nacional
SAN LUIS GONZAGA



Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Esta licencia es la más restrictiva de las seis licencias principales Creative Commons, permitiendo a otras solo descargar sus obras y compartirlas con otras siempre y cuando den crédito, pero no pueden cambiarlas de forma alguna ni usarlas de forma comercial.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0>



INFORME DE REVISIÓN

Se ha realizado el análisis con el software antiplagio de la Universidad Nacional "San Luis Gonzaga", por parte de los docentes reponsables, al documento cuyo título es:

**APLICACION DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
CONTENCION DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAY - CHINCHA**

presentado por:

ERIC ALDAIR PANTIGOZO HUAMANI

del nivel **PREGRADO** de la facultad de **INGENIERIA CIVIL** obteniéndose como resultado una coincidencia de **4.09%** otorgándosele el calificativo de:

APROBADO

Se adjunta al presenta el reporte de evaluación del software antiplagio.

Observaciones:

APROBADO LA EVALUACION DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE TESIS el cual se evidencia el Nivel de Similitud del 4.09% de conformidad a la R.R. 1668-R-UNICA-2020, art., 18.2

Ica, 20 de Enero de 2021

**MARTIN HAMILTON WILSON
HUAMANCHUMO
COORDINADOR
SOFTWARE ANTIPLAGIO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**EDITH ISABEL GUERRA LANDA
ASESOR
SOFTWARE ANTIPLAGIO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE
ICA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TITULO:

**APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE LOS TALUDES EN LA
ZONA DE JAHUAY – CHINCHA.**

AUTOR:

PANTIGOZO HUAMANI, ERIC ALDAIR

ICA – 2020

Agradecimientos

Expreso mi mas sincero agradecimiento a todos los docentes de la facultad de Ingeniería Civil por haber aportado no solo en mi formación profesional sino también por ser ejemplos de ética y moral con la que debe manejarse todo ingeniero en el ejercicio de la carrera, mi especial agradecimiento al Ing. Luis Mina Aparicio, ya que sin su aporte como asesor habría sido imposible el desarrollo de esta tesis.

INDICE

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I.

MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes del problema de investigación.

1.1.1. Antecedentes a nivel internacional.

1.1.2. Antecedentes a nivel nacional.

1.1.3. Antecedentes a nivel local.

1.2. Bases teóricas de la investigación.

1.3. Marco conceptual.

CAPÍTULO II.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.

2.1. Situación Problemática.

2.2. Formulación de Problemas.

2.2.1. Problema General.

2.2.2. Problemas Específicos.

2.3. Delimitación del Problema.

- Delimitación espacial o geográfica.
- Delimitación temporal.
- Delimitación social.
- Delimitación conceptual.

2.4. Justificación e Importancia de la Investigación.

2.4.1. Justificación.

2.4.2. Importancia.

2.5. Objetivos de Investigación.

2.5.1. Objetivo General.

2.5.2. Objetivos específicos.

2.6. Hipótesis de Investigación.

2.6.1. Hipótesis General.

2.6.2. Hipótesis Específicas.

- 2.7. Variables de Investigación.
- 2.7.1. Identificación de Variables.
- 2.7.2. Operacionalización de Variables.

CAPITULO III.

ESTRATEGIA METODOLÓGICA

- 3.1. Tipo, Nivel y Diseño de Investigación
 - 3.1.1. Tipo de Investigación
 - 3.1.2. Nivel de Investigación
 - 3.1.3. Diseño de Investigación
- 3.2. Población y Muestra materia de investigación.
 - 3.2.1. Población de Estudio.
 - 3.2.2. Muestra de Estudio.

CAPÍTULO IV.

TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

- 4.1. Técnicas de Recolección de Datos.
- 4.2. Instrumentos de Recolección de Datos.
- 4.3. Técnicas de Procesamiento de Datos, Análisis e Interpretación de Resultados.

CAPÍTULO V.

PRESENTACIÓN, INTERPRETACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

- 5.1. Presentación e Interpretación de Resultados.
- 5.2. Discusión de Resultados.

CAPÍTULO VI.

COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.

- 6.1. Constatación de Hipótesis General.
- 6.2. Constatación de Hipótesis Específicas.

CONCLUSIONES.

RECOMENDACIONES.

FUENTES DE INFORMACIÓN.

ANEXOS.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación plantea la aplicación de tierra reforzada como estructura de contención en los taludes que presentan riesgo de deslizamiento o volteo pertenecientes a la zona de Jahuay – Chincha, el riesgo que presentan estos taludes se fundamenta principalmente en las características que presenta el material que los compone, las condiciones ambientales del lugar y la ocupación desordenada por parte de los pobladores.

Sobre el diseño de una futura estructura de tierra reforzada, se plantea la aplicación de geotextil como material de refuerzo fundamentado por las ventajas que ofrece este material en este tipo de estructuras.

La constatación de las hipótesis planteadas en este trabajo de investigación demuestra, de forma general, que la aplicación de tierra reforzada influye de forma positiva en el diseño de estructuras de contención en la zona mencionada.

SUMMARY

This research work proposes the application of reinforced earth as a containment structure on the slopes that present risk of landslide or overturning and belong to the area of Jahuay - Chincha, the risk presented by these slopes is based mainly on the characteristics of the material that composes them, the environmental conditions of the place and the disorderly occupation by the inhabitants.

Regarding the design of a future reinforced earth structure, the application of geotextile as a reinforcement material is proposed, based on the advantages that this material offers in this type of structure.

The verification of the hypotheses raised in this research work shows, in a general way, that the application of reinforced earth has a positive influence on the design of containment structures in the mentioned area.

**UNIVERSIDAD NACIONAL “SAN LUIS GONZAGA DE
ICA”**

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TITULO:

**APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE LOS TALUDES EN LA
ZONA DE JAHUAY – CHINCHA.**

AREA DE CONOCIMIENTO: ESTRUCTURAS

**LINEA DE INVESTIGACIÓN: DISEÑO SISMORRESISTENTE DE
ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO**

AUTOR:

PANTIGOZO HUAMANI, ERIC ALDAIR

ASESOR:

ING. MINA APARICIO, LUIS ENRIQUE

INTRODUCCIÓN

Toda la Zona de Jahuay en Chíncha Alta, es un área que presenta alto riesgo de ocurrencia de deslizamiento producto de la inestabilidad de sus taludes, riesgo que se origina a causa de sus condiciones de ubicación.

Este trabajo se justifica bajo la situación actual, donde existen estructuras ubicadas sobre estos taludes y suelos inestables. Este factor, sumado al crecimiento que se viene produciendo en esta zona durante los últimos años ha convertido a este sector en zona de un riesgo muy alto, que amerita tomar medidas preventivas para evitar situaciones impredecibles e irremediables.

Uno de los planteamientos como solución en esta tesis es la aplicación del sistema de tierra reforzada, el cual se diseña para poder contener el posible deslizamiento de los taludes en la zona de Jahuay.

En la actualidad, existe variedad en cuanto a tipos de estructura de suelo reforzado, entre estos, los que destacan son los muros de suelo reforzado con elementos extensibles y los reforzados con elementos inextensibles. Los llamados “elementos de refuerzo inextensibles” consisten en flejes (mallas de acero) y los “elementos de refuerzo extensible” son las geomallas o geotextiles.

En el análisis de estos muros de suelo reforzado, se ha comprobado que las Geomallas como elemento de refuerzo son afectados por diversos factores de reducción, los cuales disminuyen de forma significativa su resistencia frente a la tracción en un 70%, lo cual genera el incremento del llamado “factor de seguridad” durante el diseño.

En ese sentido, la presente Investigación se fundamenta en la prevención de los efectos que desataría un colapso en las estructuras por deslizamientos de taludes, mediante la aplicación de estructuras de tierra reforzada para la contención de los mismos.

El autor

CAPÍTULO I

I. Marco Teórico

1.1 Antecedentes

1.1.1 Internacional

Los deslizamientos de suelos ha llegado a convertirse en un problema común a nivel mundial, en aquellas zonas construidas en áreas susceptibles. Existe relación entre el acontecimiento de deslizamientos y la rapidez con la que ocurren los procesos de urbanización, en especial en las zonas de pobreza o zonas en vías de desarrollo. La ocurrencia de estos casos se tornan más graves cuando estos ocurren en áreas susceptibles geotécnicamente y con un proceso de urbanización mas rápido y desordenado. La intervención del hombre al ocupar y habitar estas zonas, ocasionando sobrecargas y otros efectos antrópicos, etc. Son factores que determinan en gran parte la ocurrencia de futuros deslizamientos. Koukís (1996) reporta que el 35% de los deslizamientos ocurridos en Grecia se encuentran directamente relacionados con actividades humanas, siendo sobrepasadas únicamente producto de los fenómenos pluviales intensos además de la erosión.

El desorden que ocurre durante la ocupación de áreas urbanas influye directamente sobre el acontecimiento de deslizamientos. Amaral (1996) encontró la existencia de una relación directa entre el número de deslizamientos ocurridos en Rio de Janeiro y la ubicación de los Asentamientos Humanos. Se encontró que cerca del 60%

de los deslizamientos ocurridos en Rio de Janeiro afectan a asentamientos que se ubican de forma desordenada, asociados con los cortes de talud de forma indiscriminada, rellenos y sobrecargas sobre laderas de pendiente pronunciada, etc.

En Estados Unidos, el año 1925, Munster logró el desarrollo de un muro de suelo reforzado, utilizando elementos de madera como refuerzo. Los problemas que generaba este sistema durante su construcción fueron minimizados con el uso de conectores deslizantes, los cuales interactuaban entre la cara del muro y los elementos de refuerzo. Las técnicas que se utilizaron para el desarrollo de este muro son en esencia las que se utilizan en la actualidad para los muros reforzados (Jones 1996).

1.1.2 Nacional

Durante la década de 1960 se dio inicio a la utilización de los primeros textiles dentro del campo de la ingeniería aplicada, cuando el arquitecto Henry Vidal patentó el concepto de “tierra armada” su idea inicial, fue la de un material de relleno reforzado por tiras planas dispuestas de manera horizontal, sobre un suelo friccionante (Jones 1996), no obstante fue hasta los años 70 en donde se inició la fabricación y aplicación de materiales textiles especiales para la ingeniería, adoptando el nombre de geotextiles (Geosistemas Pavco 2009).

En el año 1992, Jewell (apud Pinedo A 2012) especificó que la construcción de estructuras de tierra Armada se caracterizó por involucrar un sistema de elementos combinados además de materiales como paramento de materiales, tiras metálicas y suelo granular. Esta técnica resultó económica, por la cual generó interés comercial y también para investigaciones académicas.

Los beneficios del refuerzo de suelo se sustentan en una mayor resistencia frente a la tensión del suelo y la resistencia al corte que se desarrolla por la fricción generada en la interface refuerzo-suelo. Este refuerzo se puede comparar con el que presentan las estructuras de concreto. Actualmente, las estructuras de suelo reforzado se diseñan únicamente con suelo granular de drenado libre, lo cual evita el desarrollo de la presión hidráulica de poro presente en suelos cohesivos, y esta a su vez disminuye la resistencia al corte del suelo.

Las técnicas de refuerzo de suelos se fundamentan en la inclusión de materiales

al interior de la masa del suelo, las propiedades de estos materiales frente a la resistencia a tracción son mayores a las del suelo, permitiendo así la integración de un sistema que hace posible la construcción de obras de tierra con reducción del volumen del material de suelo utilizado. Los materiales que se usan pueden ser naturales o sintéticos (geosintéticos) y su función es absorber y redistribuir los esfuerzos de la matriz de suelo, limitando así las deformaciones laterales de las estructuras que han sido reforzadas. La transferencia de los esfuerzos es controlada por 2 factores, la resistencia frente a la tracción del material usado como refuerzo y el nivel de confinamiento del material que compone el suelo.

Los geosintéticos mayormente usados para el refuerzo del suelo son los geotextiles y las geomallas, estas últimas son mantas continuas conformadas por fibras que conforman a su vez estructuras tejidas y no tejidas, también puede ser en enmallado lo que le adiciona propiedades hidráulicas y mecánicas que hacen posible un mejor desempeño en obras geotécnicas.

Las estructuras de tierra reforzada o también llamadas estructuras de tierra armada son básicamente terraplenes donde el suelo ha sido compactado en capas intercaladas y donde se incluyen geotextiles, los cuales aumentan la resistencia frente al esfuerzo cortante de estas estructuras.

Entre las ventajas que otorga el uso de geotextiles en estructuras de tierra reforzada destaca su fácil construcción, puesto que se utiliza el suelo como principal componente en este sistema y a la flexibilidad que poseen los geotextiles lo que les permite adaptarse fácilmente a cualquier superficie, sin embargo, también presenta desventajas, la más resaltante es la vulnerabilidad a la acción de los rayos UV, por lo que se hace necesaria la protección respectiva con el uso de vegetación, concreto, mantos resistentes entre otros.

(Cabral et al, 2012), realizaron un análisis sobre el comportamiento en cuanto a la deformación y resistencia de un terraplén que fue reforzado con geosintético y ubicado sobre un suelo blando, enfatizando en la determinación de los parámetros mecánicos de resistencia y deformación del suelo en el terraplén, de la fundación, así como de los materiales sintéticos que fueron utilizados. Como esta obra fue instrumentada, se pudo comprobar que la aplicación de materiales sintéticos hizo posible la disminución de los

asentamientos proyectados, siendo admisibles para la altura del terraplén (6,0 m).

Utilizando la resistencia a la ruptura por tracción del refuerzo con geosintético en los cálculos de diseño se puede conducir a una sobreestimación del factor de seguridad, ya que los terraplenes reforzados pueden fallar debido a desplazamientos excesivos ante la falla del material reforzado (Rowe y Söderman, 1987; Rowe y col., 1995 apud Hinchberger & Rowe 2003).

Basándonos en lo expresado anteriormente, se puede concluir lo importante que resulta realizar ensayos de laboratorio no solo para poder cuantificar las características de los materiales que son usados para el refuerzo de suelos, sino también para poder realizar los análisis de su comportamiento frente a diferentes situaciones o cargas, esto nos permite complementar las bases del diseño desde el punto de vista numérico y práctico.

1.1.3 Local

La zona en estudio se caracteriza por sufrir un desordenado y acelerado proceso de expansión urbana, el crecimiento en estas zonas se ha dado en forma alarmante, ocupando zonas poco aptas para la edificación, debido en parte a la necesidad de vivienda y a la creciente migración foránea (la migración interna del Departamento de Ica, representa el 72.2 % de la población, siendo el 27.4 % población que ha nacido en Ayacucho y el 22.6 % en Huancavelica).

Esta población migrante, al verse en la necesidad de vivienda y cobijo, edifica sus viviendas en donde sus posibilidades económicas se lo permiten, sin tener en cuenta los factores de peligro que implica la edificación en zonas de alto riesgo (zona de deslizamiento de taludes).

Actualmente en el sector de Jahuay, se presenta un alto riesgo de deslizamiento producto de la inestabilidad de sus taludes, inestabilidad que se presenta por las condiciones de geodinámica interna y externa de esta zona.

1.2 Bases Teóricas de la Investigación

El suelo, es de los materiales de construcción más antiguos que ha utilizado el hombre, sin embargo, en muchas ocasiones este material no posee las propiedades geomecánicas necesarias para la construcción de obras civiles, por lo que se debe mejorar estas propiedades, buscando optimizar su comportamiento frente a diferentes aplicaciones dentro del campo de la ingeniería.

En los años 60 se dio inicio a la utilización de los primeros textiles en el campo de la ingeniería aplicada, cuando este concepto fue patentado como “tierra armada” por parte del arquitecto Henry Vidal en 1966, su idea inicial fue la de un material de relleno reforzado por tiras planas dispuestas de manera horizontal, sobre un suelo friccionante (Jones 1996), no obstante fue hasta los años 70 en donde se inició la fabricación y aplicación de materiales textiles especiales para la ingeniería, adoptando el nombre de geotextiles (Geosistemas Pavco 2009).

En Estados Unidos, el año 1925, Munster logró el desarrollo de un muro de suelo reforzado, utilizando elementos de madera como refuerzo. Los problemas que generaba este sistema durante su construcción fueron minimizados con el uso de conectores deslizantes, los cuales interactuaban entre la cara del muro y los elementos de refuerzo. Las técnicas que se utilizaron para el desarrollo de este muro son en esencia las que se utilizan en la actualidad para los muros reforzados (Jones 1996).

En el año 1992, Jewell (apud Pinedo A 2012) especificó que la construcción de estructuras de tierra Armada se caracterizó por involucrar un sistema de elementos combinados además de materiales como paramento de materiales, tiras metálicas y suelo granular. Esta técnica resultó económica, por la cual generó interés comercial y también para investigaciones académicas.

Los beneficios del refuerzo de suelo se sustentan en una mayor resistencia frente a la tensión del suelo y la resistencia al corte que se desarrolla por la fricción generada en la interface refuerzo-suelo. Este refuerzo se puede comparar con el que presentan las estructuras de concreto. Actualmente, las estructuras de suelo reforzado se diseñan únicamente con suelo granular de drenado libre, lo cual evita el desarrollo de la presión hidráulica de poro presente en suelos cohesivos, y esta a su vez disminuye la resistencia

al corte del suelo.

Las técnicas de refuerzo de suelos se fundamentan en la inclusión de materiales al interior de la masa del suelo, las propiedades de estos materiales frente a la resistencia a tracción son mayores a las del suelo, permitiendo así la integración de un sistema que hace posible la construcción de obras de tierra con reducción del volumen del material de suelo utilizado. Los materiales que se usan pueden ser naturales o sintéticos (geosintéticos) y su función es absorber y redistribuir los esfuerzos de la matriz de suelo, limitando así las deformaciones laterales de las estructuras que han sido reforzadas. La transferencia de los esfuerzos es controlada por 2 factores, la resistencia frente a la tracción del material usado como refuerzo y el nivel de confinamiento del material que compone el suelo.

Los geosintéticos mayormente usados para el refuerzo del suelo son los geotextiles y las geomallas, estas últimas son mantas continuas conformadas por fibras que conforman a su vez estructuras tejidas y no tejidas, también puede ser en enmallado lo que le adiciona propiedades hidráulicas y mecánicas que hacen posible un mejor desempeño en obras geotécnicas.

Las estructuras de tierra reforzada o también llamadas estructuras de tierra armada son básicamente terraplenes donde el suelo ha sido compactado en capas intercaladas y donde se incluyen geotextiles, los cuales aumentan la resistencia frente al esfuerzo cortante de estas estructuras.

Entre las ventajas que otorga el uso de geotextiles en estructuras de tierra reforzada destaca su fácil construcción, puesto que se utiliza el suelo como principal componente en este sistema y a la flexibilidad que poseen los geotextiles lo que les permite adaptarse fácilmente a cualquier superficie, sin embargo, también presenta desventajas, la más resaltante es la vulnerabilidad a la acción de los rayos UV, por lo que se hace necesaria la protección respectiva con el uso de vegetación, concreto, mantos resistentes entre otros.

(Cabral et al, 2012), realizaron un análisis sobre el comportamiento en cuanto a la deformación y resistencia de un terraplén que fue reforzado con geosintético y ubicado sobre un suelo blando, enfatizando en la determinación de los parámetros mecánicos de resistencia y deformación del suelo en el terraplén, de la fundación, así como de los

materiales sintéticos que fueron utilizados. Como esta obra fue instrumentada, se pudo comprobar que la aplicación de materiales sintéticos hizo posible la disminución de los asentamientos proyectados, siendo admisibles para la altura del terraplén (6,0 m).

Utilizando la resistencia a la ruptura por tracción del refuerzo con geosintético en los cálculos de diseño se puede conducir a una sobreestimación del factor de seguridad, ya que los terraplenes reforzados pueden fallar debido a desplazamientos excesivos ante la falla del material reforzado (Rowe y Söderman, 1987; Rowe y col., 1995 apud Hinchberger & Rowe 2003).

Basándonos en lo expresado anteriormente, se puede concluir lo importante que resulta realizar ensayos de laboratorio no solo para poder cuantificar las características de los materiales que son usados para el refuerzo de suelos, sino también para poder realizar los análisis de su comportamiento frente a diferentes situaciones o cargas, esto nos permite complementar las bases del diseño desde el punto de vista numérico y práctico.

Actualmente también se han desarrollado elementos de refuerzo de materiales reciclados, con la aplicación de este tipo de refuerzos se busca otorgar la estabilidad del terreno y así poder reducir las posibles deformaciones en futuras estructuras, dando mayor alcance a la variedad de aplicaciones, de las cuales, algunas se pueden extender a materiales de uso no convencional, como es el caso de las llantas recicladas. En general las obras para la estabilidad y mejoramiento de suelos consisten en lo siguiente:

Refuerzo en la base de terraplenes ubicados sobre suelos blandos: Este refuerzo consiste en la colocación de por lo menos una capa de geotextil en la base de un terraplén de lleno, permitiendo así mejorar la estabilidad de esta estructura. La presencia del material geosintético permite que el terraplén se pueda construir más alto y con pendientes más pronunciadas. Al colocar el geotextil se crea una superficie de separación entre el suelo natural (blando) y el nuevo lleno, además este material ayuda a disipar las cargas que se generan por el terraplén.

Refuerzo de taludes: Este refuerzo consiste en la colocación de varias capas de material geosintético como refuerzo, para optimizar las condiciones de estabilidad que presenta el talud que está siendo reforzado, limitando las deformaciones y haciendo posible la construcción de taludes con una mayor altura y grado de inclinación.

Muros reforzados: En este tipo de estructuras se hace uso de múltiples capas de refuerzo con geosintéticos (en mayor densidad) para otorgar estabilidad y limitar las deformaciones mientras se coloca y compacta el material de relleno. La presencia del refuerzo con material geosintético hace posible paredes casi verticales estables que pueden ser ejecutados con grandes alturas.

El refuerzo del suelo ha sido usado recientemente en el diseño y ejecución de cimentaciones, muros de contención, taludes de terraplenes y otras estructuras. Dependiendo del tipo de construcción, los refuerzos pueden ser tiras metálicas galvanizadas, geotextiles o geocompuestos (Braja M. 2010).

1.3 MARCO CONCEPTUAL

1.3.1 NOMENCLATURA DE TALUDES

Para realizar el estudio y análisis del comportamiento de los taludes, la inestabilidad y posibles deslizamientos del suelo en zonas críticas, se hace necesario establecer los conceptos y pautas necesarias en lo referente a la nomenclatura a usar para su posterior clasificación y análisis.

Un talud se define como una masa de tierra cuya topografía presenta pendiente o cambios significativos de altura. Técnicamente se define como “ladera” cuando esta masa de tierra se originó como un proceso natural por diversos factores y talud cuando su origen fue de manera artificial.

Existen taludes que aparentemente son estables y que han permanecido así durante largos años, estos pueden fallar de forma imprevista producto de cambios topográficos o de la resistencia del suelo, geodinámica externa (vientos), sismicidad, meteorización o factores de tipo antrópico o natural que modifiquen su estado original de estabilidad.

En los taludes se definen algunos elementos constitutivos, como:

Altura. Este parámetro se define como la longitud vertical que se puede medir desde el pie hasta la cabeza, esta medida se presenta muy definida en taludes de origen artificial

pero resulta difícil de cuantificar en las laderas ya que la cabeza y el pie no son muy marcados topográficamente.

Pie. Se refiere al sitio donde se presenta un cambio repentino o brusco de pendiente en la parte inferior.

Cabeza o Escarpe. Es la zona de cambio repentino de pendiente en la parte superior.

Pendiente. Se refiere a la cuantificación de la inclinación del talud. Esta se puede medir en porcentaje, grados o en relación m/l, donde m es la longitud horizontal correspondiente a una unidad vertical de longitud.

Existen también factores topográficos que son necesarios definir como son la longitud, curvatura (horizontal), convexidad (vertical), los cuales pueden influir en el comportamiento geotécnico del talud o ladera.

1.3.2 DEFINICION DE LOS PROCESOS EN MOVIMIENTO

Los procesos activos desde el punto de vista geotécnico que presentan los taludes se refieren generalmente a movimientos hacia fuera y hacia abajo de los materiales que forman parte del talud ya sea un talud de Suelo natural, relleno o una combinación de estos.

Estos movimientos generalmente se dan a lo largo de las superficies de falla y se pueden generar por movimientos de masa, caída libre, erosión. Algunos segmentos de un talud o ladera pueden desplazarse hacia arriba, mientras que otros lo hacen hacia abajo.

La Nomenclatura es la siguiente:

Escarpe Principal. Se refiere a una superficie con un grado alto de inclinación en la periferia del área que se encuentra en movimiento, ocasionado por el desplazamiento del material fuera del terreno original. La continuación de la superficie del escarpe dentro del material forma la superficie de falla.

Escarpe Secundario. Superficie muy inclinada ocasionada por desplazamientos diferenciales en la parte interna de la masa que presenta movimiento.

Cabeza. Parte superior del material que se mueve a lo largo del contacto que existe entre el escarpe principal y el material perturbado.

Cima Es el punto de contacto más alto que existe entre el escarpe principal y el material perturbado.

Corona. El material que se halla en el sitio, es prácticamente inalterado y contiguo a la parte más alta del escarpe principal.

Superficie de Falla. Área que delimita el movimiento y que se encuentra por debajo del movimiento, las masas que se encuentran por debajo de esta superficie no se mueven.

Pie de la Superficie de Falla. Se refiere a línea de intersección (algunas veces tapadas entre la superficie original del terreno y la parte inferior de la superficie de rotura.

Base. Se refiere al área que se encuentra por debajo del pie de la superficie de falla y además está cubierta por material perturbado.

Punta o Uña. Es el punto que corresponde a la base y que se encuentra a mayor distancia de la cima.

Costado o Flanco. Se refiere a un lado o perfil lateral del movimiento

Superficie Original del Terreno. La superficie que existía antes de que se presentara el movimiento.

Derecha e Izquierda. Para describir un desplazamiento se prefiere usar la orientación geográfica, pero si se usan las palabras “derecha” e “izquierda” se debe referir al desplazamiento observado desde la corona mirando hacia el pie.

1.3.3. PROCESOS EN LA ETAPA DE DETERIORO

El deterioro a través del tiempo puede generar la necesidad de realizar mantenimientos o ejecución de obras de estabilización. Sin embargo durante el diseño se le presta muy poca atención a este deterioro y se tiene mayor énfasis en evitar la ocurrencia de fallas profundas, en lugar de evitar los fenómenos que se presentan previamente a la falla propiamente dicha.

Cuando se hace el corte de un talud, para la ejecución de una vía u obra de infraestructura, se genera una relajación de los esfuerzos de confinamiento que se tenían originalmente y se expone al medio ambiente material que nunca había sido alterado por factores de deterioro que presenta la naturaleza, cambiando de esta forma la posición de equilibrio que existía por una de deterioro acelerado.

El deterioro del talud comprende la alteración química y física de los materiales lo que origina su desprendimiento o remoción. Este incluye los efectos de relajación de los esfuerzos que se tenían originalmente y la abrasión (vientos). La iniciación y propagación de las alteraciones es de significación particular en el deterioro de la superficie, lo que puede llegar a ocasionar al colapso final del talud.

La clasificación de las formas comunes de deterioro en taludes o laderas fue propuesta por Nicholson y Hender (1997), pero en la presente tesis se relacionó con los procesos o fenómenos que previamente ocurren a la falla masiva en la tipología de suelos eólicos que son materia de análisis en la presente investigación.

Caída de Granos

Consiste en la caída individual de granos que pertenecen a la masa de suelo. Este proceso depende de la interacción de los vientos predominantes en la zona.

Causa un debilitamiento general de la masa de suelo. Representa una mediana amenaza lo cual puede conducir a la pérdida de soporte y subsiguiente colapso en pequeña escala.

Como planteamiento de solución se sugiere realizar la limpieza de los residuos que se encuentran en el pie del talud y cubrir utilizando técnicas de bioingeniería con concreto lanzado y colocar refuerzo local, donde existía riesgo de colapso.

Desmoronamiento del Talud

El desmoronamiento de forma general del talud origina la caída de las masas de suelo en forma semicontinua. Puede ocasionar una amenaza significativa y originar grandes acumulaciones de arenas en el pie del talud.

Se plantea como posibles soluciones la colocación de mallas, construcción de gradas, cercas protectoras y trampas para detritos; se puede plantear también la construcción de estructuras de submuración en concreto lanzado o mampostería. Las áreas que presenten desintegración severa producto de diversos factores naturales o artificiales pueden requerir soporte total o la disminución del Angulo de inclinación del talud.

Lavado superficial o erosión

El proceso de erosión se refiere al desprendimiento, transporte y depósito de partículas o pequeñas masas de suelo por acción de las fuerzas que se generan por el movimiento que se produce en la masa de agua. Este flujo se puede concentrar en canales dando origen a la formación de surcos y posteriormente cárcavas.

Las gotas producto de los efectos pluviales contribuyen también al desprendimiento de las partículas o granos. Lo que produce sedimentación de materiales en la parte inferior o pie del talud.

Como solución a este fenómeno, se suele proponer el diseño y construcción de obras de drenaje (bioingeniería), también se plantea el uso de concreto dental, concreto lanzado o realizar modificaciones a la topografía del talud.

Los procesos de erosión en taludes son comunes y se dan fácilmente en suelos residuales poco sementados o en suelos aluviales, especialmente en aquellos suelos conformados principalmente por limos y arenas finas, también, cuando la cobertura vegetal que se tenía en la periferia del talud ha sido removida. Se conocen diversos tipos de erosión.

a. Erosión Laminar

Este proceso inicia con el impacto que se produce entre las gotas de agua de los efectos pluviales con la superficie del suelo, además de la fuerza de la escorrentía, esto hace que se produzca un lavado de la superficie del terreno como un todo, sin la formación de canales bien definidos. Al caer estas gotas levantan partículas de suelo y las dispersan por toda la superficie del terreno.

Estas gotas de lluvia llegan a tener velocidades de hasta 10 metros por segundo y el efecto erosivo que generan es muy grande sobre todo en superficies de taludes expuestos, sin presencia de ningún tipo de cobertura vegetal. Este proceso se torna particularmente grave cuando el talud presenta gran pendiente. Tal es el caso de los taludes en obras viales producto del corte.

b. Erosión en Surcos

Los surcos se originan por la concentración del flujo del agua producto de lluvias

en caminos preferenciales, arrastrando así partículas y dando origen a canales de poca profundidad que se forman generalmente en dirección paralela uno con respecto del otro. El agua de escorrentía viaja por la superficie del talud, levantando y arrastrando partículas de suelo originando surcos (rills).

Estos surcos conforman una microrred de drenaje donde al profundizarse un surco va capturando los surcos vecinos, formando estos a su vez surcos de mayor tamaño, los cuales al profundizarse o ampliarse forman cárcavas que inicialmente tienen forma de V pero que pueden tomar forma de U.

Inicialmente esta cárcava se profundiza hasta que alcanza una superficie de equilibrio, esta depende de sus características geológicas e hidráulicas, luego inicia un proceso donde avanza lateralmente por medio de deslizamientos de los taludes de topografía semivertical producto de la erosión.

La profundidad y velocidad con la que avanza el proceso depende principalmente de los fenómenos hidráulicos y de la resistencia del material frente a la erosión. Los surcos ocasionados por la erosión pueden llegar a estabilizarse mediante prácticas de agricultura.

c. Erosión en Cárcavas

Las cárcavas conforman el estado avanzado de erosión y se caracterizan por la profundidad que presentan, lo que facilita el avance frontal y lateral a través de desprendimientos de masa o material en los taludes de gran pendiente que conforma el perímetro de la cárcava.

Inicialmente las cárcavas tienen forma de V pero al interceptar el nivel de la napa freática o encontrar un material que presente mayor resistencia se extiende de forma lateral, adoptando forma de “U”.

d. Erosión por afloramiento de agua

Los casos de erosión pueden suceder en los sitios donde se presenta afloramiento de agua, formando así pequeños taludes negativos y/o pequeñas cavernas, los cuales pueden llegar a ocasionar desprendimientos de masas de suelo.

Flujo de Detritos

El flujo de detritos se da de forma imprevista, mueve grandes volúmenes de material y puede generar una amenaza moderada o alta.

Es necesario realizar un análisis específico en cada caso para su posterior tratamiento. Generalmente no se considera a este fenómeno como proceso de deterioro sino como deslizamiento. No obstante, puede generar deslizamientos de gran magnitud del macizo lo que produciría cambios topográficos importantes.

Expansión de Contracción

En los suelos arcillosos generalmente se producen cambios de volumen ocasionados por cambios en los niveles de humedad, estos cambios se asocian a la capacidad de succión o absorción del material. Estas contracciones y expansiones originan la formación de grietas y cambios en la estructura del suelo acompañados generalmente, con la pérdida de la resistencia frente al esfuerzo cortante.

Se puede disminuir este fenómeno evitando cambios de humedad o mermando el potencial de expansión usando procedimientos químicos como la adición de cal y otros procedimientos físicos.

Agrietamiento Cosismico

Los agrietamientos cosismicos debilitan la masa de talud además de generar superficies preferenciales de falla. Este tipo de agrietamiento es de menor cuantía cuando se tiene buen refuerzo superficial y esto a su vez se puede lograr con cobertura vegetal.

Deformaciones por concentración de esfuerzos y fatiga

Los materiales cuando son sometidos a esfuerzos de compresión o cortante sufren deformaciones, estas aumentan con el transcurrir del tiempo y ocasionan una especie de fatiga de los materiales de suelo. Estas deformaciones pueden evitarse disminuyendo los esfuerzos que se aplican sobre el suelo, con la construcción de estructuras de contención o de refuerzo.

Agrietamiento por tensión

Los suelos, en su mayoría, presentan muy baja resistencia frente a los esfuerzos de tensión y a la generación de esfuerzos relativamente pequeños, especialmente en la parte superior de la cabeza de los taludes y laderas, lo que puede producir la formación de grietas de tensión, estas grietas permiten la infiltración de agua, lo que debilita la estructura de la masa de suelo permitiendo así la formación de superficies de falla.

1.3.4 CLASIFICACION DE LOS MOVIMIENTOS EN MASA

Para poder clasificar los movimientos en masa se utiliza el sistema que fue propuesto originalmente por Varnes (1978), este sistema tipifica los tipos de movimiento más importantes.

Algunos de estos tipos de movimientos se encuentran incluidos también en la clasificación de los procesos de erosión o deterioro previos a un deslizamiento y resulta difícil poder identificar cuando son componentes principales del movimiento del talud y cuando son procesos de deterioro.

INCLINACIÓN O VOLTEO

Consiste en un movimiento de rotación hacia adelante de una o más unidades de material terreo cuyo centro de giro se ubica por debajo del centro de gravedad, generalmente este tipo de movimiento ocurre en las formaciones de roca.

Esta inclinación o volteo se produce por fuerzas que son ocasionadas por las unidades adyacentes o contiguas, el agua que se infiltra a través de las grietas o juntas, fenómenos de expansión y movimientos sísmicos.

Las inclinaciones varían desde extremadamente lentas hasta extremadamente rápidas. Las propiedades mecánicas del suelo determinan la forma en la que ocurre la inclinación.

REPTACIÓN

Este fenómeno consiste en movimientos que pueden variar de muy lentos hasta extremadamente lentos del suelo superficial y donde no existe una superficie de falla

definida. Usualmente el movimiento producto de este fenómeno alcanza pocos centímetros al año pero llega a afectar grandes áreas de terreno.

Se le atribuye este fenómeno a las alteraciones de clima que guardan relación con el cambio en los niveles de humedecimiento y secado de suelos que usualmente son muy blandos o se encuentran alterados.

La reptación puede ser precedente de fenómenos de movimiento más rápidos como son los flujos o deslizamientos.

DESLIZAMIENTOS

Consiste en el desplazamiento de una masa de suelo de corte a lo largo de una o más superficies las cuales pueden detectarse fácilmente, puede darse también al interior una zona relativamente delgada y se puede dar de forma progresiva, es decir, que no inicia de forma simultánea a lo largo de la superficie de falla.

La ocurrencia de deslizamientos se puede dar afectando una sola masa en movimiento o puede comprender también varias unidades o masas semi – independientes.

Los fenómenos de deslizamiento pueden obedecer a procesos naturales, desestabilización de masas por el efecto de corte, rellenos, deforestación, etc.

Deben incluirse también, los cortes de las vías, fenómenos sísmicos como los terremotos, las actividades antrópicas, explotación de materiales.

Los deslizamientos pueden dividirse en dos subtipos llamados deslizamientos rotacionales y deslizamientos traslaciones o planares. Esta diferenciación por tipos resulta importante porque a través de ella se define el sistema para su análisis y el método de estabilización a emplearse.

a. Deslizamiento Rotacional

En este tipo de deslizamiento, la superficie de falla se forma por una curva cuyo centro de giro se ubica por encima del centro de gravedad de la masa en movimiento.

Visto en planta el desplazamiento presenta agrietamientos concéntricos y cóncavos en dirección en la que ocurre el movimiento. Este movimiento genera un área superior de hundimiento, además de otra inferior de deslizamientos generándose usualmente, flujo de materiales por debajo del pie de deslizamiento.

En la mayoría de deslizamientos rotacionales se genera una superficie cóncava en forma de “cuchara”. Por lo general, el escarpe por debajo de la corona suele ser semivertical facilitando la ocurrencia de movimientos retrogresivos.

El movimiento aunque se da de forma curvilínea no es necesariamente circular, que es lo que comúnmente ocurre con materiales residuales donde la profundidad aumenta la resistencia al corte.

En la parte superior o cabeza del movimiento, el desplazamiento se da aparentemente de forma semi-vertical y presenta muy poca rotación, no obstante, generalmente la superficie original del terreno rota en dirección de la corona del talud, aunque los otros bloques giren en dirección opuesta.

Los deslizamientos rotacionales en suelos, generalmente tienen una relación D_r/L_r entre 0.15 y 0.33 (Skempton y Huchinson 1969).

Generalmente la forma y ubicación de la superficie de falla es influenciada por las juntas, discontinuidades y planos de estratificación. El efecto de las discontinuidades en particular debe tenerse muy en cuenta al momento de realizar el análisis de estabilidad.

Los deslizamientos estrictamente rotacionales suceden usualmente, en suelos homogéneos, de formación natural o artificial y son el tipo de deslizamiento más estudiado en la literatura por su facilidad de análisis.

Dentro de los deslizamientos generalmente ocurren otros desplazamientos curvos los cuales forman escarpes secundarios y en ocasiones ocurren varios deslizamientos sucesivos en su origen pero que conforman una zona de deslizamientos rotacionales independientes.

b. Deslizamiento de Traslación

En este tipo de deslizamiento el movimiento de la masa de suelo es hacia abajo o hacia fuera, a lo largo de una superficie usualmente plana o ligera presencia de ondulación y casi no presenta movimiento de rotación o volteo.

Los movimientos traslacionales tienen generalmente una relación D_r/L_r menor a 0.1. La diferencia más importante que se presenta entre los movimientos de rotación y traslación es la aplicabilidad o no de los diversos sistemas y métodos de estabilización.

No obstante, un movimiento de rotación intenta estabilizarse por su propia cuenta, mientras que uno de traslación puede progresar de forma indefinida a lo largo del talud o ladera hacia abajo.

Los movimientos de traslación son normalmente controlados por superficies susceptibles al fallo tales como juntas, fallas, fracturas, planos estratigráficos y zonas de cambio de estado de meteorización, los cuales corresponden en términos cuantitativos a cambios en la resistencia al corte de los materiales o por el contacto entre la roca y materiales blandos o colusiones. En muchos deslizamientos de traslación la masa se deforma y/o rompe y puede convertirse en flujo.

ESPARCIMIENTO LATERAL

Cuando se dan esparcimientos laterales la extensión lateral es el movimiento dominante, esta extensión lateral es acomodada por fracturas de tensión y corte. El mecanismo de falla suele incluir elementos no solo de traslación y rotación sino también de flujo. Generalmente estos movimientos difíciles de caracterizar.

La Relación de movimiento es generalmente extremadamente lenta.

Estos esparcimientos laterales pueden suceder en masas de roca ubicados sobre suelos plásticos pero también pueden formarse en suelos finos, como arcillas y limos sensitivos los cuales pierden en gran medida su resistencia al remodelarse.

La falla se da generalmente de forma progresiva, es decir, inicia en un área local y se extiende. Los esparcimientos laterales no suelen ocurrir en zonas de suelos tropicales residuales pero si en sedimentos glaciales y marinos. Se deben distinguir dos tipos así:

- a. Movimientos distribuidos a través de una extensión pero sin presentar una superficie basal definida de corte o de flujo plástico. Esto ocurre de forma predominante en las crestas de serranías donde el material predominante son las rocas. La mecánica de este movimiento no es bien conocida.
- b. Movimiento que envuelve fracturas y extensión de roca o suelo, debido a licuación o flujo plástico del material subyacente. Las capas superiores pueden, trasladarse, hundirse, desintegrarse, rotarse o pueden licuar y fluir.

FLUJO

En un flujo se dan movimientos relativos de las partículas o de bloques pequeños al interior de una masa que está en movimiento o se está deslizando sobre una superficie de falla. Estos flujos pueden ser de velocidad rápida o lenta, así como secos o húmedos y puede ser de material rocoso, residuos de tierra o suelo.

Los flujos que se dan de forma muy lentas o extremadamente lentos se pueden asimilar en algunos casos a fenómenos de reptación, la diferencia es que en los flujos se tiene una superficie de separación entre los materiales que se mueven y el subyacente, superficie que se puede identificar fácilmente, mientras que en el fenómeno de reptación la velocidad del movimiento disminuye a medida que se profundiza en el perfil, sin que exista una superficie de rotura definida.

La ocurrencia de flujos generalmente tiene relación con la saturación que presentan los materiales superficiales. Algunos tipos de suelo absorben agua fácilmente cuando han sido fracturados, alterados o agrietados producto de un deslizamiento inicial y esta agresión genera la formación de un flujo.

Algunos flujos se originan por la alteración de suelos con características de muy sensitivos, como los sedimentos no consolidados.

Recientemente se han realizado estudios para poder cuantificar el nivel o cantidad de lluvias requerido para que se produzcan flujos y la ocurrencia de los flujos de forma simultánea en sitios diferentes es frecuente dentro de una misma formación al momento de ocurrencia de una lluvia de gran intensidad o de un fenómeno sísmico.

a. Flujo en Roca

Los movimientos de flujo en las rocas comprenden también algunas deformaciones que están distribuidas a todo lo largo de pequeñas fracturas. La distribución de las velocidades es similar a la que presentan los líquidos viscosos. Con mucha frecuencia se observa este tipo de movimiento en zonas tropicales que tienen altas montañas con poca presencia de vegetación, como en el caso de la Cordillera de los Andes.

La relación de estos flujos se puede observar con perfiles de meteorización poco profundos donde las fallas están relacionadas generalmente con cambios de esfuerzos y

de lixiviación, que son ocasionados como producto de la filtración momentánea del agua tras las primeras horas de haber tenido precipitaciones de lluvia fuerte. Las pendientes de los taludes son generalmente muy empinadas en estos casos.

La ocurrencia de estos flujos se da en mayor medida en masas de rocas ígnea y metamórfica que se encuentren muy fracturadas y que pueden estar precedidos por algunos fenómenos de inclinación. Estos flujos suelen ser ligeramente húmedos y sus velocidades tienden a ser rápida a muy rápida.

b. Flujo de Residuos (Detritos)

Generalmente un flujo de rocas se convierte en uno de residuos debido a que los materiales van triturándose por el mismo hecho del proceso de flujo, se puede apreciar una clara diferencia de tamaños entre el pie del movimiento y la cabeza de éste.

El movimiento de flujo de detritos puede activarse por las lluvias como consecuencia de la pérdida de resistencia debido a la disminución de la succión, al estar saturada el material o debido al desarrollo de fuerzas como producto del movimiento del agua subterránea (Collins y Znidarcic, 1997).

Los daños ocasionados por los flujos de detritos llegan a afectar áreas relativamente grandes, el flujo usual de detritos es una honda de material mezclado entre sólidos y líquidos, los cuales se mueven constantemente por medio de un canal con ciertas ondas menores impuestas que se mueven a mayores velocidades que aquellas del flujo mismo.

En caso de que el canal resulte más pequeño que el flujo, resulta que se forman ondas horizontales o depósitos laterales en cada lado del canal.

c. Flujo de Suelo

Estos pueden ser secos y más lentos dependiendo de la pendiente y humedad que presenta la zona donde se produce este flujo.

En zonas desérticas y de alta montaña se dan flujos muy secos que por lo general son pequeños pero de gran velocidad.

d. Flujos de lodo

Pertenece a los flujos de tierra, en este flujo los materiales del suelo son muy finos y presentan gran nivel de humedad, en estas circunstancias ya es posible de viscosidad como tal ya que nos encontramos en el punto donde se tiene suelos suspendidos en agua. Estos flujos tienen grandes fuerzas destructoras en función al caudal y velocidad con el que se produzcan.

Un flujo de lodo tiene tres unidades morfológicas: origen; que usualmente es producto de un deslizamiento; el camino o canal de flujo; finalmente una zona de acumulación. En este caso el origen, es una serie de escarpe de falla o deslizamiento de rotación o traslación, mientras que el camino o canal es por lo general un área recta, estrecha o una serie de canales por donde fluye el material viscoso. Las características físicas como profundidad, ancho y pendiente que posee el camino del flujo pueden variar en función a las condiciones topográficas y morfológicas.

Una zona de acumulación es por lo general, un área con menor pendiente dentro de la cual el flujo llega a perder velocidad formando un abanico de depositario.

1.4.5. Avalanchas

En este fenómeno la falla progresiva se da rápidamente, el flujo desciende y forma una especie de “ríos, rocas y suelo”. Estos flujos usualmente están relacionados con lluvias de ocurrencia muy ocasional y de índices pluviométricos muy altos, movimientos sísmicos en las zonas de alta montaña, deshielo de nevados y la muy poca presencia o ausencia de vegetación, que aunque es un factor que influye para la ocurrencia de este fenómeno, no representa un prerequisite para que suceda.

Las avalanchas se produce a partir de una gran acumulación de materiales de uno o más flujos o deslizamientos combinados con un volumen considerable de agua, los cuales dan origen a una masa con comportamiento de líquido viscoso que llega a alcanzar velocidades muy altas y que tiene un poder destructivo muy alto y que generalmente corresponde a fenómenos regionales inmerso en una ciencia de drenaje. Las avalanchas pueden lograr velocidades mayores de 50 m/s en muchos casos.

Al movimiento que tienen las avalanchas se puede comparar con “flujo turbulento de granos”. No es necesario pasar a fase líquida o gaseosa en este mecanismo, y su

movimiento se genera por transferencia de momento al colisionar entre partículas o bloques en movimiento.

1.3.5. CARACTERISTICAS DE LOS MOVIMIENTOS

Adicionalmente al tipo de movimiento también resulta importante definir las características que este posee en cuanto a su secuencia, estado de actividad, velocidad, estilo, material y humedad.

TIPO DE MATERIAL

Los siguientes términos a mencionar se han adoptado como descripción del o los materiales que componen un movimiento de talud en particular.

Roca. Se le denomina “Roca” a la roca firme y dura que se encuentra intacta en su lugar previo al inicio del movimiento.

Residuos. También llamado “Detritos”, se le denomina al suelo que presenta una significativa cantidad de material grueso. También se considera que si se supera el 20% del material mayor en peso resulta 2 ml de diámetro equivalente, se debe denominar como Residuos.

En general, debe haber partículas de mucho más de 2 milímetros para que se pueda considerarse de este modo.

Arena. Se denomina así al material que conforma un deslizamiento donde más del 80% de las partículas son menores a 2 mm. Se incluyen los materiales desde arcillas a arenas muy plásticas.

HUMEDAD

Se han propuesto tres términos para definir las condiciones o niveles de humedad que presenta una masa de suelo:

Seco: Cuando no contiene humedad “visible”

Húmedo: Cuando contiene poco de agua pero no contiene agua (corriente) libre y se puede comportar como un sólido plástico, mas no como un líquido.

Mojado: Cuando contiene suficiente agua para poder comportarse en parte como si fuera un líquido y contiene cantidades considerables de agua que puede expulsar el material.

SECUENCIA DE REPETICIÓN

Se refiere a movimientos que comienzan en un área local que progresan o se repiten en cierta dirección. Varnes (1978) recomienda utilizar la terminología:

Progresivo. Toda la superficie de falla es extendida en la dirección en la que ocurre el movimiento.

Retrogresivo. La superficie de la falla se extiende en dirección contraria u opuesta al movimiento.

Ampliándose. Cuando la superficie de la falla es extendida en cualquiera de los márgenes laterales.

Alargándose. Cuando la superficie de falla se extiende agregando de forma continua volumen de material desplazado y puede alargarse en una o más direcciones.

Confinado. Movimientos que presentan un escarpe visible mientras que su superficie de falla en el pie de masa que ha sido desplazada no lo es.

VELOCIDAD DEL MOVIMIENTO

Se indica una escala de velocidades de movimientos propuestos por el Transportación Research de los Estados Unidos, el cual puede ser considerado como la escala única de rapidez de movimiento. En algunos casos, se dan velocidades diferentes a los diversos modos de movimiento siendo necesario definir cada uno de estos.

La velocidad del movimiento influye en gran medida sobre el poder destructivo que tiene un deslizamiento. Usualmente los deslizamientos de rapidez extrema provocan catástrofes de gran violencia, en ocasiones con muchos fallecidos y donde la escapatoria es poco probable.

Por el lado contrario, los movimientos muy lentos o extremadamente lentos resultan prácticamente imperceptibles sin instrumentos y representan, generalmente un riesgo muy bajo en la pérdida de vidas humanas.

ESTILO

Varnes estableció una nomenclatura para actividades de deslizamiento cuando se presentan de forma conjunta diferentes tipos de movimiento:

Complejo

Este tipo de deslizamiento posee dos o más tipos de movimiento.

Compuesto

Este término “compuesto” corresponde al caso donde ocurren simultáneamente diversos tipos de movimiento en diferentes áreas de la masa desplazada.

Múltiple

Es el desplazamiento que presenta varios movimientos reiterativos del mismo tipo, casi siempre ampliándose la superficie de falla.

Mientras que un movimiento sucesivo se refiere a movimientos también reiterativos pero que no presentan o comparten la misma superficie de la falla.

Sencillo

Corresponde al movimiento de un solo tipo.

ESTADO DE ACTIVIDAD

Activo

Deslizamiento que se viene produciendo en los momentos actuales.

Reactivado

Movimiento que actualmente está activo nuevamente, después de haber permanecido inactivo. Como pueden ser los deslizamientos que se han reactivado sobre superficies de falla antiguas.

Suspendido

Deslizamientos que estuvieron activos en los ciclos estacionales anteriores pero que no se vienen moviendo en la actualidad.

Inactivo

Deslizamientos que tienen varios ciclos estacionales o mucho tiempo sin actividad.

Dormido

Deslizamientos inactivos pero que las causas aparentes del movimiento permanecen.

Abandonado

Es el caso donde un río ha cambiado de curso y esto está ocasionando un deslizamiento.

Estabilizado

Movimiento que se encuentra suspendido producto de la construcción de refuerzos u obras de contención artificiales.

ESTRUCTURA GEOLÓGICA

La formación geológica de la zona donde se presenta el movimiento es un factor que determina el mecanismo de falla como también en el comportamiento del movimiento de un talud, especialmente en ambientes de clima seco donde la textura y la estructura geológica son los que definen para la ocurrencia de las fallas en los taludes.

1.3.6 PROCESOS DE FALLA

La concurrencia de una falla se debe a un proceso que depende de varios de factores, tales como:

➤ Condiciones originales del talud (Susceptibilidad a los deslizamientos)

La formación geológica, la topografía, características de los materiales, característica de los perfiles, condiciones ambientales, la presencia o no de cobertura vegetal, etc. Son condiciones que determinan la susceptibilidad al pronto deterioro, a la acción de los diversos factores y al fallamiento.

➤ Factores del deterioro (Modificación lenta de las condiciones originales)

El efecto del deterioro es una disminución o merma en la resistencia al cortante del material.

- Falla constante o progresiva por la expansión o figuración, la inclinación, deformación al cortante, desmoronamiento. Etc.
- Descomposición por desecación, reducción de cohesión, remoción y lavado de los cementantes por disolución.
- Erosión interna o sifonamiento.

Estos factores de deterioro también pueden generar movimientos en el talud, estos en ocasiones pueden ser detectados a través de métodos geo acústicos o por inclinómetros.

➤ **Factores Detonantes**

El resultado es un incremento en los esfuerzos de la cortante. Estos esfuerzos van aumentando a lo largo de toda la superficie de falla y solo se detienen hasta que sucede el movimiento.

En el fenómeno denominado detonación ocurren una serie de procesos los cuales en algunas ocasiones, son traslapados con los factores de deterioro:

a. Procesos Geomorfológicos y Físicos

- Las tectónicas y/o neotectónica generan esfuerzos e inducen deformaciones que son muy difíciles de cuantificar.
- La erosión ocasiona cambios topográficos que generan esfuerzos en el talud y en algunos casos debilitan.
- La sedimentación.
- Los fenómenos pluviales, los cuales producen modificaciones en los niveles de humedad y en la presión de los poros lo que afecta directamente la resistencia del suelo.
- Inundaciones, que producen saturación repentina, incrementando las presiones de los poros y erosión.
- Los fenómenos sísmicos, que pueden producir la facturación, remoldeo, aumento de presión en los poros, como consecuencia, la disminución en la capacidad de resistencia del suelo, la licuación y la generación de fuerzas de tipo dinámico sobre la masa de talud.
- Las erupciones volcánicas, que además son acompañados del efecto vibrante, generan cambios de temperatura y la deposición de materiales sobre el talud como producto de las evaporaciones.
- La expansión de los suelos.

b. Procesos Antropicos

- Los cortes o excavaciones que modifican la topografía original que presenta el terreno.

- Excavaciones subterráneas (túneles), los cuales afectan directamente a la estructura y a las condiciones de esfuerzos que tiene el suelo encima de ellos.
- Los depósitos de material o rellenos sobre el talud, acumulación de residuos y otros.
- La irrigación que facilita el proceso de infiltración produciendo así variaciones en los niveles de humedad y presión de poros.
- Fugas de agua en las instalaciones sanitarias y red de servicios.
- El mantenimiento inadecuado de los sistemas que cumplen funciones de drenaje y subdrenaje.
- La deforestación que ocasiona cambios hidrológicos y que también afecta la resistencia del suelo ya que se elimina el refuerzo que dan las raíces de las plantas al suelo.
- Las vibraciones artificiales originadas generalmente por el tránsito de vehículos, maquinaria pesada, detonaciones de explosivos, etc. Los cuales generan fuerzas dinámicas, como consecuencia se deteriora la estructura de los materiales.

➤ **Fallamiento**

Este proceso de fallamiento luego de que ha intervenido el factor detonante de un fenómeno por lo general físico, donde las condiciones de deformación y esfuerzo juegan un papel preponderante.

Usualmente las fallas no suceden repentinamente sino que requieren de un determinado tiempo, el cual puede ser desde algunos minutos hasta años. Las deformaciones que han sido producidas por acción de los esfuerzos generan disminuciones en la resistencia. Cuando se inicia el movimiento, es posible que estas deformaciones que se dan de forma progresiva afecten los volúmenes del talud, pero a medida que el proceso avanza las deformaciones principales se concentran sobre una superficie o la banda de falla a lo largo de la cual produce la falla del material o rotura.

Para el análisis de un posible deslizamiento o simplemente para determinar los niveles de amenaza o el riesgo que representa la posible ocurrencia de este fenómeno es

esencial que se tenga claro los procesos de evolución que ocasiona un deslizamiento, los procesos de deterioro, la susceptibilidad y factores detonantes que finalmente ocasionan el proceso de falla.

Cada una de las etapas indicadas involucra fenómenos mecánicos, principios y parámetros que pueden ser diferentes y requieren ser analizados como un todo pero también de forma separada.

CAPÍTULO II

II. Planteamiento del Problema De Investigación

2.1 Situación Problemática

Actualmente en el sector de Jahuay, se presenta un alto riesgo de deslizamiento producto de la inestabilidad de sus taludes, debido a las condiciones de geodinámica interna.

Asimismo, las condiciones climáticas tienen influencia en el Angulo de fricción de estos suelos, ya que el nivel de humedad de un suelo afecta las características físico-mecánicas de los suelos, haciéndose necesario conocer la magnitud de esta variabilidad, a fin de tomar las medidas que sean necesarias para el planteamiento de estructuras de contención.

El presente trabajo trata de resolver la problemática de la existencia de estructuras que se han ubicado sobre los taludes. Este factor aunado al crecimiento que se ha dado en esta zona durante los últimos años ha convertido a estos sectores en zonas de alto riesgo, que amerita toman medidas preventivas para evitar situaciones irremediables.

Durante los últimos años el auge que ha tomado el uso del computador ha obligado prácticamente a su uso para realizar diversos análisis de estabilidad de taludes. Este sistema ha hecho posible la posibilidad de incorporar más información respecto a los modelos de análisis además de permitir realizar situaciones que no eran posibles mediante los sistemas manuales.

Actualmente se tienen programas comerciales o software para computador, como talren, slope/w y stable, los cuales permiten que de forma rápida y sencilla se pueda obtener cualquiera de los diversos métodos de análisis. Algunos de los métodos hacen uso de los elementos finitos, con resultados de poco éxito respecto la estabilidad de taludes específico, y otros análisis de equilibrio por interacción, el cual es un sistema universalmente muy empleado.

Análisis por elementos finitos

Este método resuelve muchas de las diferencias que existe en los métodos de equilibrio límite: Es necesario aclarar que el método de análisis de elementos finitos ha sido introducido por Clouh y Woodward (1967). Este método esencialmente divide las masas de suelo en unidades discretas denominados elementos finitos. Estos elementos son interconectados en sus nodos y en los bordes predefinidos. El método más utilizado es aquel consistente en la formulación de desplazamientos los cuales presentan los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales.

La condición de falla que se obtiene mediante este método es la de un fenómeno que se desarrolla de forma progresiva y donde no todos sus elementos fallan de forma simultánea. Aunque es una herramienta poderosa su empleo es complejo y muy limitado para poder resolver problemas muy prácticos. Wong (1984) mencionó la dificultad para calcular factores de seguridad a una falla.

Aunque su uso aún no se ha expandido, existen algunos software para análisis de la estabilidad de taludes que utilizan métodos numéricos. Entre estos programas se conocen UDEC (Benko – Otead), PALXIS, FLAC entre otros.

En el método de análisis FLAC los materiales se representan por zonas las cuales forman una malla de acuerdo a su geometría y además se puede seleccionar una serie de relaciones esfuerzo/deformación.

En caso del método de análisis UDEC el talud analizado se divide en bloques, teniendo en cuenta el sistema de grietas o juntas que estos presentan, estos pueden ser deformables o rígidos.

Un análisis por elementos finitos deben satisfacer las siguientes características:

1. Se debe mantener el equilibrio de los esfuerzos en cada punto, lo que se obtiene utilizando la teoría elástica para poder describir las deformaciones y esfuerzos. Para poder predecir el nivel de esfuerzos es necesario reconocer la relación esfuerzo – deformación.
2. Se deben satisfacer las condiciones de esfuerzos de frontera. Generalmente en los casos prácticos reales existe dificultad para poder definir la relación que existe entre esfuerzo - deformación, debido a que realizar la descripción de depósitos de suelos naturales en términos de esfuerzo – deformación no resulta una tarea sencilla. Otra limitante también es el bajo conocimiento de los esfuerzos reales “in situ” que son necesarios para incorporar en el modelo. Solo en casos de proyectos como grandes presas y cortes en material rocoso para objetivos de carácter minero, se han desarrollado programas esquemáticos para análisis de taludes por el método de elementos finitos.

Generalmente, se aplica el análisis en dos direcciones, esto se debe a la facilidad de su aplicación teniendo en cuenta la capacidad que tienen los computadores comunes.

El análisis planar o también conocido como análisis en dos direcciones asume esfuerzo cero o deformación cero en las superficies laterales del modelo, por lo que, para que pueda simular las condiciones reales de campo se requieren estas condiciones.

El empleo de este análisis se puede ampliar con la aplicación de una carga hidrostática lateral al modelo en cuestión.

Generalmente las mallas que se analizan contienen elementos cuyo tamaño es uniforme, con alturas (h) y anchos (w) iguales. El tamaño y la forma de estos elementos es determinante en los resultados obtenidos. Normalmente cuanto más pequeños sean los elementos, los niveles de esfuerzos de tensión son mayores en la cresta del talud según sea el caso.

La altura del elemento representa tal vez el factor de mayor importancia y se recomiendan al menos diez niveles de elementos ubicados entre la cabeza y el pie del talud para poder simular con exactitud el comportamiento que tendrá el talud.

Existe en la literatura una variedad de sistemas de elementos finitos y que cada uno tiene sus correspondientes programas de aplicación en el computador o software, especialmente para taludes donde predomina la roca, donde los defectos geológicos que presenta la roca más que su resistencia en sí, son los que controlan la estabilidad del talud.

Los modelos numéricos resultan muy útiles para un análisis de fallas en los cuales no se tiene una superficie continua de fuerza cortante, como se da en el caso de fallas por “volteo”. La incorporación de las discontinuidades o defectos dentro del modelo nos permiten estudiar el comportamiento que presenta el talud. Los elementos finitos pueden ser empleados para estudiar todas las posibilidades de ocurrencia de fallamiento en talud con juntas o también para poder encontrar los efectos de los sistemas de estabilización cuando se trata de estudio de casos generales, o sea en casos donde las propiedades del suelo o roca y sus condiciones de frontera se pueden suponer.

La mayoría de los deslizamientos presentan geometría en tres dimensiones, muchos autores han presentado diversos métodos para el análisis. Entre estos, merece especial interés el método presentado por Yamagami y Jiang (1996). Donde se utilizan ecuaciones de factor de seguridad de Janbu, además de su esquema de minimización que se basa en programación dinámica. Con la ayuda de este programa se puede obtener la superficie de falla crítica en tres dimensiones sin restricción a la forma que tiene la falla, su correspondiente factor de seguridad y la dirección del movimiento resultante.

2.2. Formulación del Problema

2.2.1 Problema General

¿En qué medida influye la aplicación de tierra reforzada para el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chíncha?

Los deslizamientos representan un problema común en aquellas zonas construidas en áreas susceptibles. Existe relación entre la rapidez de los procesos de urbanización y la ocurrencia de deslizamientos, especialmente en las zonas de pobreza o zonas que están en vías de desarrollo. Casos más graves ocurren en zonas susceptibles desde el punto de vista geotécnico y con desarrollo urbano muy rápido y desordenado. La intervención del hombre o los pobladores al ocupar y habitar estas zonas, ocasionando sobrecargas y otros efectos antrópicos, etc. Determinan en gran medida la ocurrencia de deslizamientos. Koukís (1996) reporta que el 35% de los deslizamientos ocurridos en Grecia están

directamente relacionados con actividades humanas, siendo sobrepasadas únicamente por las intensas lluvias y la erosión.

El proceso desordenado de ocupación de las áreas urbanas tiene mucha influencia directa para la ocurrencia de deslizamientos. Amaral (1996) halló una relación directa entre el número de deslizamientos en Rio de Janeiro y la ubicación de Asentamientos Humanos desordenados. Se encontró que el 60% de los deslizamientos ocurridos en Rio de Janeiro afectan a asentamientos desordenados, que están asociados con los cortes indiscriminados de talud, rellenos y sobrecargas sobre laderas de alta pendiente, etc.

La modificación o alteración de la topografía del terreno mediante la práctica de cortes o rellenos con diferentes fines puede ocasionar la activación de un deslizamiento. La aplicación de un corte en un talud ocasiona una serie de cambios sustanciales en el estado de formación residual.

La ocupación de laderas en los cerros, en otros casos las excavaciones y en más de los casos cuando lo ocupan la cima de los cerros de arena, generan cambios topográficos, sobrecargas y concentración de esfuerzos de cortante y en algunas ocasiones descubren superficies críticas para el deslizamiento, debido al cambio de sus condiciones, saliendo de su estado reposo, puesto que originalmente estas, se encontraban en estado de reposo y tales efectos los sacan de tal estado.

El fenómeno incluye también una relajación en los niveles de los esfuerzos a compresión y un incremento de los esfuerzos de corte, alteración de sus propiedades por cambios físico químicos ocasionados por la exposición tanto al aire como a la humedad.

La construcción de estructuras en la cima de estos y la colocación de los rellenos directamente sobre estos taludes genera la sobrecarga en las laderas y el colapso de estos suelos sueltos.

2.2.2. Problemas específicos

- ¿En qué medida influyen las propiedades del material del suelo para el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chinchá?
- ¿En qué medida influye el refuerzo con geotextiles para el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chinchá?
- ¿En qué medida influye la composición de la tierra reforzada para el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chinchá?

2.3. Delimitación del Problema

Delimitación Espacial o Geográfica

El presente trabajo de investigación abarca solo el ámbito de la zona de Jahuay - Chinchá, tocando exclusivamente tópicos sobre la aplicación de tierra reforzada al diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chinchá.

Delimitación Temporal

El lapso de estudio abarca parte del periodo del año 2019 y 2020. Pero se debe considerar que para la investigación se tendrá en cuenta proyecciones de años futuros.

Delimitación Social

El estudio está delimitado a los habitantes de la localidad de Jahuay y a los transeúntes de la zona de estudio.

Delimitación conceptual

Las estructuras de suelo reforzado constan, principalmente, de dos partes: suelo compactado y los elementos de refuerzo en tensión. La resistencia interna se debe básicamente al refuerzo, externamente se diseñan como estructuras masivas por gravedad. No son difíciles, son sencillas y rápidas de construir, ya que el suelo es el principal componente y se pueden adaptar fácilmente a la topografía. Estos muros pueden ser

reforzados con múltiples objetos, pero los que más se recomiendan son los flejes, las mallas metálicas o los geosintéticos (geotextiles o geomallas).

Estos tipos de muros, a comparación de los de concreto armado y de gravedad, son mucho más rentables para retener el suelo. Esta nueva alternativa, a diferencia de las antes mencionadas, ofrece distintas ventajas técnicas y económicas en suelos con lamentables condiciones.

El uso común de este tipo de muros es el de una estructura temporal, debido a que es rentable. En especial para la construcción de variantes provisionales en la construcción de carreteras. Además, estos muros también se suelen usar como soporte para los pilares en caso de un puente provisional.

Los materiales térreos, por sí mismos, no son suficientes por lo tanto se necesita de los geosintéticos para mejorarlos y obtener grandes ventajas económicas y técnicas en la construcción de taludes reforzados, en muros de suelo reforzado, o en los sistemas de subdrenaje, terraplenes sobre suelos blandos, etc. Los suelos al igual que el concreto ofrecen una buena respuesta frente a la compresión, pero son ineficientes cuando se trata de soportar esfuerzos de tracción, por lo tanto es necesario combinar los suelos con los elementos geotextiles para que estos absorban los esfuerzos de tracción y de esta manera se logre crear una estructura de suelo reforzado.

2.4 Justificación e importancia de la investigación

2.4.1 Justificación

El presente trabajo de investigación está justificado, debido a que actualmente, existen estructuras ubicadas sobre taludes y suelos inestables. Este factor aunado al crecimiento urbano que se produce en forma desordenada en los últimos años ha convertido a estos sectores en zonas de un riesgo muy alto por lo cual si no se toman medidas preventivas pueden ocurrir situaciones irremediables.

Las razones y los motivos que impulsaron el presente trabajo de investigación es la situación actual que se presenta en Jahuay; el crecimiento que viene experimentando,

tanto poblacional como del transporte público. Jahuay, ha llegado a ser un principal centro de actividades económicas.

2.4.2 Importancia

La importancia del presente trabajo de investigación radica en la búsqueda del desarrollo sostenido de la zona de Jahuay. El presente estudio contribuirá a lograr el desarrollo sostenido y garantizar que las necesidades se satisfagan sin poner en peligro la capacidad de satisfacer las del futuro a las nuevas generaciones.

Actualmente, al igual que muchas grandes ciudades del mundo, estamos ante la tendencia de una crisis debido al crecimiento urbano, por tanto es necesario tomar medidas, planteando alternativas a fin de prever y minimizar los riesgos del crecimiento urbano, tal como los deslizamientos, accidentes, etc. y creando una política de respeto al medio ambiente y desarrollo sostenido.

2.5 Objetivos de la investigación

2.5.1 Objetivo General

Determinar la influencia de la aplicación de tierra reforzada para el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.

2.5.2 Objetivos Específicos

Determinar la influencia de las propiedades del material del suelo para el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.

Determinar la influencia del refuerzo con geotextiles para el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.

Determinar la influencia de la composición de la tierra reforzada para el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.

2.6 Hipótesis de investigación

2.6.1 Hipótesis General

La aplicación de tierra reforzada influye en el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.

2.6.1 Hipótesis Específicas

- Las propiedades del material del suelo influyen en el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.
- El refuerzo con geotextiles influye en el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.
- La composición de la tierra reforzada influye en el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.

2.7. Variables de Investigación.

2.7.1. Identificación de variables.

2.7.1.1. Variables Independientes.

Aplicación de tierra reforzada.

Un refuerzo es aquel elemento que ha sido creado por el hombre, que puede ser introducido dentro de otro material, en este caso en la tierra, con fines de mejorar su comportamiento. El elemento más común de refuerzo es el acero, que es muy usado en la construcción civil. Sin embargo, al tratarse de suelos se opta por otros tipos de refuerzos cómo son las mallas de acero, los flejes de acero, geotextiles, etc. El término reforzado se podrá aplicar siempre que el suelo transfiera todos los esfuerzos de manera continua y correcta a lo largo del elemento de refuerzo.

Por otro lado, debe tenerse presente que, los elementos de refuerzo son susceptibles a los efectos de altas temperaturas y a los daños que puedan sufrir durante su instalación. Las condiciones de durabilidad de los elementos de refuerzo con geosintéticos, dependen del tipo de polímero, del tipo de resina, grado los aditivos

empleados y principalmente del proceso de manufactura empleado en su fabricación, así como de la macroestructura del refuerzo.

2.7.1.2. Variables Dependientes

Diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay - Chincha.

Los suelos involucrados en la estructura de suelo reforzado son el suelo reforzado o suelo de relleno, el suelo retenido y el suelo de fundación. Estos se diferencian por el tipo de características que poseen.

Suelo reforzado es cuando internamente está compuesto por elementos de refuerzo en tensión. En la mayoría de muros de suelo reforzado se utilizan suelos no cohesivos, limpios y granulares. Generalmente estos materiales son mucho más costosos respecto a los suelos cohesivos.

Para elegir de manera adecuada el material que se usará como relleno, el cual posteriormente será reforzado, es muy importante su rendimiento que tendrá en el período de construcción, con el paso del tiempo y en la degradación de refuerzos como producto del medio ambiente lo que afecta directamente en la estabilidad de la estructura.

2.7.2. Operacionalización de variables.

VARIABLE: Aplicación de tierra reforzada.

DEFINICIÓN OPERACIONAL: Resulta favorable o no la aplicación de tierra reforzada como solución frente a la problemática planteada.

DIMENSIÓN: Funcionabilidad desde el punto de vista técnico.

INDICADOR: Resultados de diseño.

CAPÍTULO III

III. Estrategia Metodológica

3.1 TIPO, NIVEL Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1 Tipo de Investigación

La presente investigación se enmarca, o puede ser considerado, como una *Investigación Aplicada*, ya que trata sobre tópicos específicos, apoyándose en la recolección de información y cuya aplicación es práctica sobre una realidad concreta, en función de los datos obtenidos.

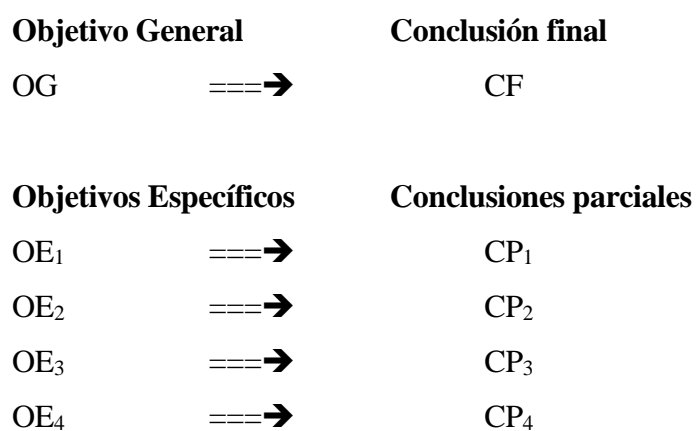
Se caracteriza por buscar la aplicación y la utilización de los conocimientos que son adquiridos. Las investigaciones básica y aplicada están entrelazadas entre sí. Esto debido a que la segunda depende de los resultados y los avances de la primera. Nos damos cuenta de estos al observar que todo tipo de investigación requiere de un Marco Teórico. Por otro lado en una Investigación empírica lo que interesa al investigador son primordialmente las consecuencias prácticas.

3.1.2 Nivel de Investigación

El nivel de la presente investigación puede considerarse como una investigación Correlacional, en vista que a través de las hipótesis que se plantean se intenta llegar y demostrar lo afirmado.

3.1.3 Diseño de la Investigación

Se empleara un diseño de investigación de acuerdo al esquema siguiente:



Donde:

OG = Objetivo General

OE = Objetivo Especifico

CP = Conclusiones Parciales

HP = Hipótesis General

CF = Conclusión fina

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA MATERIA DE INVESTIGACIÓN.

3.2.1. POBLACION DE ESTUDIO

Según el X Censo Nacional de Población y V de Vivienda realizado en 2013 por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), la población del distrito de Chincha Alta asciende a 56.085 habitantes, de los cuales 27.364 habitantes (48,79%) son hombres y 28.721 habitantes (51,21%) son mujeres. Además, la tasa de crecimiento anual es de 1,1% y la densidad poblacional es de 217,09 habitantes/km².

La edad quinquenal más alta corresponde al rango de 10-14 años, con un 10,25% y la más baja al rango comprendido entre 95-99 años con un 0,08%. La cantidad de pobladores alfabetos es de 49.348 habitantes, lo que representa el 93,07% contra los analfabetos que ascienden a 3.672 habitantes o el 6,93%. El nivel educativo de mayor nivel alcanzado corresponde al de secundaria completa con un 22,93%, mientras que el más bajo es educación inicial con un 2,72%.

El crecimiento acelerado de la ciudad y sus correspondientes aperturas de nuevas vías hacen suponer que en poco tiempo Chincha Alta llegará a ser una gran metrópoli, donde la zona de Jahuay, se encuentra involucrada.

Para la presente investigación se ha trabajado con la población de Chincha Alta(distrito), que es de 56,085 habitantes, según INEI, y cuya población encuestada corresponde principalmente a los pobladores de esta localidad.

En nuestro caso determinadas muestras se consideran no probabilísticas ya que se analizarán cierta población determinante que son las que inciden e influyen en el resto de los pobladores.

3.2.2. MUESTRA DE ESTUDIO

Para el caso la muestra se ha determinado utilizando la siguiente formula Aleatoria:

$$n = \frac{(pq)Z^2N}{(EE)^2(N-1) + (pq)Z^2}$$

n = Tamaño de la población para el trabajo de campo

N= Total de la población que considera la Investigación.

pq = Representa la probabilidad de estar o no estar incluida en la muestra. Además, se sabe que cuando se desconoce esta probabilidad por estudios estadísticos se asume para p y q el valor de 0.5.

Z = Representa las unidades de desviación estándar que en la curva normal definen una probabilidad de error de 0.05, lo cual equivale al intervalo de confianza de 95% en la estimación de muestra, en consecuencia el valor de Z, será de 1.96⁽²³⁾.

EE = Representa el error estándar de estimación, según la doctrina debe ser de 0.10 o menos. Para el caso se tomó 0.097.

Sustituyendo se obtiene:

$$n = \frac{(0.5 \times 0.5) \times 1.96^2 \times 239363}{(0.097)^2 (239362) + (0.5 \times 0.5) \times 1.96^2}$$

$$n = 20 \text{ Pobladores}$$

CAPÍTULO IV

IV. Técnicas e Instrumentos de Investigación

4.1 Técnicas de recolección de datos.

Las técnicas que se han utilizado, principalmente son las anotaciones y observación mediante formularios de formatos definidos, dirigidas a obtener la información importante y necesaria para establecer los parámetros para la evaluación correspondiente a la investigación.

Los instrumentos para la recolección de la información están en función a las técnicas de recolección de información que fueron las siguientes:

Guía de entrevista

Esta técnica, nos permitió en forma específica realizar una interacción social que tuvo por objetivo recolectar información para la Investigación.

Cuestionarios

Para esta técnica se han elaborado un conjunto de preguntas relacionadas a las variables de Investigación.

Libros y Revistas

Este instrumento nos permitió conocer la información teórica, conceptual y antecedentes del trabajo de Investigación.

4.2. Instrumentos de recolección de datos

Se han obtenido las informaciones básicas para cumplir con los objetivos propuestos y para probar las hipótesis planteadas, se utilizaron los siguientes instrumentos de recolección de datos:

Entrevista

Este instrumento es una forma específica realizar una interacción social que nos permitió recolectar datos para la presente Investigación.

Encuesta

Este instrumento nos permitió obtener la información de la muestra de estudio acerca del problema Investigado.

Análisis Documental

Esta técnica nos permitió conocer las teorías conceptos e información necesaria del trabajo de Investigación.

4.3 Técnicas de Procesamiento de datos, Análisis e Interpretación de Resultados

En cuanto al análisis e interpretación de datos, se emplearon las siguientes técnicas:

- Diagramas de Pareto. Son histogramas ordenadas por frecuencias de ocurrencias, que muestran cuantos resultados fueron generados por el tipo o categoría de una identificada.
- Diagramas de Flujo y Matriz de Riesgos.
- Análisis de Sensibilidad, con la finalidad de determinar los riesgos y su potencial de impacto.

CAPÍTULO V

V. Presentación, Interpretación y Discusión de Resultados

5.1 Presentación e Interpretación de Resultados

5.1.1 Geología de la Zona

La geología en el área de Chíncha, relacionadas a la litoestratigrafía, las variaciones y cambios litológicos, ya sean verticales u horizontales que son típicas en la costa del Perú, son dadas por las fallas causadas y las principales líneas de fractura recientes, están en dirección NO-SE que coincide con la dirección del frente montañoso, como también del barranco que conforma la pampa de Ñoco a la altura de la Playa de Jaguay. También se encuentran fallas en la dirección NE-SO que dan forma a la quebrada Topara, la Quebrada Huatiana y el flanco sur del Valle de Chíncha, por otro lado, en la dirección ENE-OSO en las quebradas de la Lata y los Arrieros, las E-O localizadas entre el límite sur de la pampa de Ñoco y el valle en la parte más estrecha y la otra hacia el norte del río Chico; esta última producidas por movimientos menos intensos y probablemente recientes. Las sedimentaciones se desarrollaron paralelamente a la actividad volcánica intensa, conforme se enfriaba el material. Los materiales que se observan en esta área están definidos de

acuerdo a la litología determinada por las formaciones geológicas, que sus edades varían desde las formaciones Volcánicas del jurásico-cretáceas hasta sedimentos aluviales y depósitos de piedmont, esto se ha podido determinar con ayuda de los restos fósiles encontrados y los cambios de las costas entre continentes y mares que se han dado a través del tiempo. Dentro de lo que es la Litoestratigrafía, se diferencian las siguientes zonas de estudio, por formaciones geológicas y se exponen:

a) Formaciones Volcánicas Jurásico-Cretácea

Este tipo es la más antigua de esta zona, se encuentra cubierta por afloramientos de sedimentos conteniendo andesitas grises a pardo grisáceas, también se tienen tranquiandecitas y tranquiandecitas porfídicas, los que forman gran parte de la línea oriental de los cerros: partiendo del cerro Huatiana hacia los cerros de Viña Vieja. Como se sabe las rocas volcánicas se caracterizan por ser basálticas de color oscuro y que, en este caso, están ubicados en la parte Norte. Además, en los cerros occidentales hay presencia de riolita, desde afaníticas a vidriosa, mientras que su tonalidad varía desde verde pálido hasta beige.

b) El Batolito

Estos se encuentran formando afloramientos de rocas volcánicas los que han invadido a las formaciones Jurásico-Cretáceas y afloran hacia el oeste de estas, aunque al Norte del Valle de Chíncha y al Este de la Pampa de Ñoco hay mayor proporción, también más del 50% del área montañosa está conformada por bolsas intrusivas. Además, de lo anterior mencionado, el granito, ya sea rosado, rojo o hipidiomorfo con xenolitos máficos, es el material que más predomina. En la parte superior es bastante frecuente el microgranito. Por último, en las bolsas intrusivas se suele encontrar la granodiorita y diorita cuarcificada.

c) La Formación Pisco

Este tipo de formaciones solo está presente en la dirección sudoeste del valle de Chíncha, aunque también hay presencia de depósitos de piedmont. Los sedimentos, de los que más hay presencia en la superficie, son la arenisca estratificada con incrustaciones

de limonita interestratificada. Este tipo de formación es la subyacente a los sedimentos aluviales de la zona del valle de Chíncha y toda la zona urbana.

d) Los sedimentos aluviales y depósitos de piedmont

Este tipo de sedimentos y depósitos son característicos de la época cuaternaria. Suelen encontrarse en una sola capa que alcanzan hasta 170 m de espesor y cubiertos por depósitos clásticos aún no consolidados o poco consolidados que conforman la pampa de Ñoco. Estos materiales que surgen en la zona están parcialmente expuestos en todo lo largo de un barranco de 15 m. al frente de las playas de Jaguay, como también la quebrada de Topara y quebradas aledañas. Las formaciones sedimentarias están conformadas principalmente por estratos alternados de limo, arena y conglomerados con mínima pendiente, los colores de la arena varían desde pardo claro hasta gris, además, su grano varía de fino a grueso, mientras que su composición es de cuarzo y minerales maficos, cuyas potencias o espesor de capas alternadas clásticas y limosas varían de 0.4 a 3 m que están expuestas en las pampas de Jaguay, la arena en esta zona es muy parecida a la arena de la costa o ribera de mar. Los depósitos de peitmont, que suelen aflorar en el área, conforman los conglomerados, poco consolidados con composición de arena y limo, y en algunos casos por sal, estos se forman cuando existe un desmoronamiento de los cerros ígneos conteniendo guijas y cantos de granito, andesita y diorita. Los depósitos clásticos finos, surtidos y estratificados, son el resultado de la degradación de las secuencias de piedmont. El grosor de los depósitos depende de la intensidad de las avenidas, por lo que, las más notorias están junto a Cañete, expuestas al sur del Valle de Chíncha, el cual cubre la superficie limosa de la formación Pisco en la Pampa de Carmen Alto, transportados por las avenidas y movimientos tectónicos que han ocasionado erosión; otra parte de estos depósitos se encuentran impregnados a las montañas ígneas formando cerros aislados (depósitos de piedmont elevado). La zona de Chíncha Alta está cubierto por depósitos aluvión y piedmont.

e) Sedimentos aluviales y fluviales del Valle

Esta zona se encuentra cubierta por sedimentos aluviales recientes, están conformadas por gravas de origen ígneo, mezcladas con arena, mal surtidas y arcilla con

contenidos de limo bajo la forma de cieno en las avenidas del río. El material coluvial es el que mayor presencia tiene en el valle de Chíncha y los dos brazos del río denominado San Juan, su potencia o espesor varía de 100 a 200 m, son premiabile, solamente, en la parte superior desde los 20 hasta los 100 m; mientras que la parte inferior esta combinado con material arcilloso, donde se estima que el relleno está conformado por gravas pobremente surtidas y arena mezclada con bastante arcilla.

f) Arena de Playa

Es fácilmente ubicable, ya que hay bastante presencia de ésta en el litoral de la costa, cuya franja es baja y llana que varía de 100 a 500 m. de ancho el cual está cubierta por arena típica del litoral con grano redondeado y bien surtida.

5.1.2 Geomorfología

Según estudios geomorfológicos la zona de estudio está encajada en el llano aluvial o pampa costera, que va de los 10 a los 800 m.s.n.m cuyas pendientes naturales varían en el orden de 1° a 10°. Por el Oeste limita con la ribera litoral, al este con el frente andino, al norte y sur con los valles de Chíncha y Topara.

El relieve en esta área está considerado como vasta llanura, un tano elevada entre los valles de Chíncha y de Topara, con surgimientos de cerros bajos y colinas con elevaciones moderadas que varían de los 250 a 300 m.s.n.m. en el lado este de las ciudades de Pueblo Nuevo, Chíncha Alta y Alto Laran, en el límite de las estribaciones del frente andino es notoria la presencia de cerros ígneos que logran alcanzan alturas máximas de hasta 1000 m.s.n.m. entrecortados por pequeñas quebradas cuyas distancias medias son de 1 Km entre una y la otra. Las formaciones de sedimentos en las proximidades a los cerros están caracterizadas por tener depósitos de piedmont los que descienden de los cerros ígneos hacia el oeste cuya pendiente promedio es de 1.6 %. La zona en donde se encuentra asentados los distritos de Sunampe, Chíncha Alta, Pueblo Nuevo, Grocio Prado y Alto Laran está cubierta de depósitos de aluvi3n y piedmont cuya composici3n es de cantos rodados, arena y guijarros mezclados de arcilla.

El Valle.- El área que abarca es la totalidad del Valle de Chíncha, que se encuentra entre dos extensas pampas y formado por ambos brazos del río San Juan los que son: el

Río Matagente hacia el sur y el río Chico hacia el norte. Posee una forma de triángulo cuyo vértice es precisamente el punto donde se separan ambos ríos. Esta parte del valle es angosta, mientras que la parte más ancha se encuentra en la salida hacia el litoral, su declive promedio es de 1.1%. Los sedimentos aluviales, intensamente cultivados por grandes haciendas como también por pequeñas parcelas, que están ubicados en los alrededores de la localidad de Chincha Alta, como también en los linderos del Valle, cubren toda la superficie del valle. Los Distritos que se encuentran en estas zonas son: Tambo de Mora, Carmen Alto y Chincha Baja.

5.1.3 GEODINÁMICA

5.1.3.1 FENÓMENOS DE GEODINÁMICA INTERNA

Este fenómeno está orientado a evaluar los efectos que causan las fuerzas naturales que son producto de la evolución de la corteza terrestre, manifestándose en impactos generados por fuertes sismos y sus consecuencias, ya sean inmediatas o a través del tiempo, amplificación de ondas, hundimientos, licuación de suelos, etc.

Los que originan los distintos fenómenos como los terremotos, la actividad volcánica, tsunamis, y la formación de cordilleras; son las fuerzas que aún se encuentran en el interior del globo terráqueo.

ACCIÓN SÍSMICA

Los sismos en nuestro País son de origen tectónico, esto es debido a la interacción de la Placa Sudamericana con la Placa de Nazca, donde la segunda se introduce debajo de la primera como resultado del proceso de subducción.

Debido a esta liberación de fuerzas, que incluyen choques y rozamientos, se produce la actividad sísmica generando sacudidas bruscas con corta duración; conociéndose estos sismos menos intensos como los temblores.

Los sismos más violentos se dan cuando el epicentro tiene una profundidad no mayor a 60km. Esto se debe a que, debido a la ubicación del epicentro es un sismo más superficial.

ANTECEDENTES SÍSMICOS DE LA CIUDAD DE CHINCHA

A continuación se presenta la relación de los sismos más importantes que han afectado la Provincia de Chincha, junto a sus consecuencias, registrados por el IGP desde 1568 hasta el 2001:

1568, Abril 4, fuerte sismo en Ica y sentido en Lima.

1586, Junio 9, gran terremoto que azotó la costa central del Perú, llegando en gran magnitud a Ica.

1907, Febrero 23, intensidad V en Mala, Cañete, Chincha, Pisco, Ica y Huancavelica.

1915, Septiembre 20, Intenso temblor en Ica, Palpa, Chincha, Lunahuaná, Cerro Azul.

1920, Octubre 7, Terremoto en Ica, Chincha, Arequipa, Mollendo y Acarí.

1932, Enero 19, Intensidad de V-VII, sentido en Cañete, Pisco, Chincha e Ica.

1942, Agosto 24, terremoto entre Arequipa e Ica con una intensidad de IX.

1951, Junio 12, temblor ligeramente destructor en Huaytará sentido en Ica, Pisco, Chincha, Ayacucho y Lima.

1952, Mayo 3, fuerte temblor en Ica.

1961, Enero 27, temblor ligeramente destructor en Chincha, Pisco e Ica.

1968, Septiembre 28, fuerte temblor en Ica, Chincha y Pisco, ubicado a una profundidad de 70 Km.

1974, Octubre 3, fuerte temblor en la ciudad de Chincha destruyendo parcialmente las viviendas de adobe de la zona.

1987, Junio 27, fuerte sismo sentido en la ciudad de Chincha, Pisco, Ica, Nazca y Palpa.

1996, Noviembre 12, terremoto de Nazca sentido hasta Lima.

2001, Junio 23, terremoto en la parte sur, afectó principalmente a Arequipa, Tacna y Moquegua. Sentido levemente en Chincha.

PELIGROS CAUSADOS POR LA GEODINÁMICA INTERNA.

Cuando se produzcan eventos sísmicos, se pueden generar los siguientes fenómenos:

• ASENTAMIENTO Y AMPLIFICACIÓN DE ONDAS SÍSMICAS.

Suelos que presentan un estado suelto o muy suelto, y aquellos que se encuentran parcial o totalmente saturados por el nivel de napa freática muy elevado, pueden originar durante una actividad sísmica la pérdida de la resistencia en el suelo que servirá de cimentación o también producir un nivel muy importante de densificación del suelo, dando origen a asentamientos diferenciales y a la ampliación de las ondas de sismo, las que pueden llegar a producir fisuras y hasta afloramiento de agua.

De acuerdo a estudios que ha realizado TAHAL CONSULTING ENGINEERS LTD, la distancia o profundidad en la cual se encuentra la napa freática en área de la Pampa de Ñoco se encuentra aproximadamente entre 50 y 80 m; en la zona de Chíncha Alta en el rango de 20 a 50 m; mientras que en el valle ubicado entre Chíncha Alta y a todo lo largo del Río Chico en un rango entre 5 y 15 m.

• LICUACIÓN DE SUELOS.

La licuación es el fenómeno que usualmente suele presentarse en suelos cuya granulometría es uniforme (SW), sueltos y total o parcialmente saturados. Cuando sucede un sismo el suelo pierde su capacidad de resistencia que tiene y fluye hasta lograr una configuración que sea compatible con los esfuerzos sísmicos.

Cuando se tiene presencia de napa freática en una altura elevada, constituye un elemento que condiciona para la probabilidad de que pueda ocurrir una licuación; a menor distancia desde la superficie incide en mayor grado de licuación al suelo durante el evento sísmico. Las zonas de mayor posibilidad que ocurran problemas de licuación de suelos son toda la franja de la zona industrial en el Distrito de Tambo de Mora.

TSUNAMIS

Fenómeno también conocido como maremoto, son fenómenos marinos que se presentan con muy poca frecuencia pero cuando se da el caso y dependiendo de las características que poseen pueden llegar a ocasionar grandes daños y hasta pérdida de vidas.

El Perú está ubicado en una zona de subducción, zona donde la generación de sismos del tipo tectónico se da con frecuencia. De todos los sismos de tipo tectónicos los mayores y más destructivos se dan en el área oceánica costera que a su vez son los que producen los tsunamis.

ANTECEDENTES DE TSUNAMIS

Hace cuatrocientos (400) años nuestras costas han presentado actividades de 210 tsunamis, como consecuencia de terremotos submarinos lejanos o cercanos, siendo los cercanos los que han ocasionado mayor daño, como en el caso del tsunami que azotó el Callao y ocasionó la muerte de 4800 personas, en el año 1746.

De acuerdo a las estadísticas, en la costa centro y sur han ocurrido tsunamis en mayor cantidad (60 y 96 respectivamente) contra los ocurridos en dirección norte (52), debido a que estas se encuentran más cercanos a la fosa que está ubicada entre Valdivia (Chile) y Callao (Perú) donde han ocurrido la mayor cantidad de eventos sísmicos.

ALTURA DE OLA

La altura de ola (h), se ha determinado según la fórmula presentada por Yamaguchi:

$$h = 12.3 e^{-0.067d}$$

En este caso el valor “d”, representa la distancia horizontal desde la costa a la isobata de 100 m., donde se obtiene como resultado una altura de ola equivalente a 10.00 m.

DAÑOS CAUSADOS POR TSUNAMIS

Para el análisis y la evaluación de las áreas que podrían ser afectadas por posibles tsunamis, se ha dividido al Distrito de Tambo de Mora, el cual resultaría como principal afectado por este fenómeno, en zonas según el grado de peligro:

TIEMPO DE LLEGADA DE LA PRIMERA OLA.

El tiempo que tardaría la llegada de la primera ola se ha calculado utilizando métodos gráficos (iteración de curvas de refracción) logrando obtener así un tiempo estimado de 14 minutos, que representaría el tiempo que disponen los pobladores de Cruz Verde y Tambo de Mora para poder evacuar con dirección hacia el Colegio Miguel Grau, considerado como zona de refugio, a continuación se indican las zonas según el grado de peligrosidad:

ZONA ALTAMENTE PELIGROSA, color rojo

Esta zona corresponde a toda la franja del litoral hasta una altura de 6 m.s.n.m., zona que comprende además en gran parte el casco urbano céntrico del Distrito y toda la zona o sector de Cruz Verde, donde están ubicadas las Instituciones como la Municipalidad Distrital, Posta Médica, Comisaría, Instituciones Educativos, Industrias, etc.

ZONA PELIGROSA, color anaranjado

Es la zona que se ubica entre los 6 y los 10 m.s.n.m., comprende la parte de la Av. Grau hasta llegar a la altura del colegio Miguel Grau, en el cercado de Tambo de Mora.

ZONA DE PELIGRO MEDIO, color amarillo

Está involucrada la zona que se encuentra amenazada por fenómenos de intensidad media, así como el sector nor-oeste del colegio Miguel Grau. Esta zona se considera desde los 10 m.s.n.m. hasta llegar a los 12 m.s.n.m.

5.1.3.2 FENÓMENOS DE GEODINÁMICA EXTERNA

Está referido a la evolución que se da en la corteza terrestre producto del impacto de las fuerzas de nuestra naturaleza por acción de los fenómenos pluviales y los vientos, como inundaciones, erosión de las riberas, deslizamientos, activación de quebradas y otros, que pueden llegar a causar desastres en la localidad de Chincha.

ANTECEDENTES DE INUNDACIONES Y HUAYCOS EN CHINCHA

De acuerdo a los datos registrados por la estación de aforos de Conta, las descargas máximas del río San Juan se han presentado en los años 1953 y en 1967.

El 11 de Marzo del año 1953 se ha producido una descarga con un volumen de 1,268.970 m³/seg, como consecuencia de las precipitaciones de gran intensidad en la cuenca del río San Juan como también en la quebrada Lunche ubicada a 40 Km. de distancia desde el valle de Chíncha, producto de estas precipitaciones se produjo el deslizamiento en uno de los cerros ocasionando la destrucción de un tramo del río, las intensas lluvias continuaron produciendo un represamiento de las aguas, que después se desbordaron y fluyeron hacia el valle en forma de un enorme huayco que sobrepasó la capacidad de aforo que tenía la estación.

El 09 de febrero del año 1967, la descarga máxima de 1202.582 m³/seg, se debió a un huayco que fue ocasionado por el deslizamiento voluminoso del cerro Huayunquilla que obstruyó el cauce del río, originando así una inmensa represa en la zona alta de Conta, al no soportar el incremento del agua se rompió ocasionando un huayco de gran proporción que al pasar por la estación de aforos de Conta registró una inusual descarga.

FENÓMENO DE EL NIÑO

Así se denomina a la anomalía climática que en intervalos irregulares se presenta procedentes de las costas Sudamericanas del Pacífico, previo a este fenómeno aparecen aguas marinas más cálidas de lo normal con valores negativos en los Índices de Oscilación Sur.

Este fenómeno se evidenció con mayor notoriedad en el año 1998, cuando la temperatura del aire logró alcanzar valores máximos; pese a ello en la ciudad de Chíncha no se observaron daños de consideración.

RECORD DE FENOMENOS MÁS INTENSOS

1728 Niño muy fuerte.

1790 Niño catastrófico.

1864 Ancash – Lima – Ica. Segundo nivel de catástrofe.

1925 Llegó hasta Arequipa y Tacna . Tercer nivel de catástrofe.

1969 – 1970 Niño debil.

1972 – 1973 Niño fuerte.

1982 – 1983 Niño hasta Trujillo. Segundo nivel de catástrofe.

1986 – 1987 Niño moderado.

1998 - 1999 Niño fuerte.

FUENTE: ONGs. PREDES

PELIGROS CAUSADOS POR ACTIVIDAD PLUVIAL.

La actividad pluvial en el área de estudio no causa mayores daños producto de sus características climáticas. Sin embargo, en algunos eventos extraordinarios como en el caso del Fenómeno de El Niño, las precipitaciones tienen intensidades que llegan a causar daños debido a su gran volumen.

ACTIVACIÓN DE LAS LÍNEAS DE TALWEG.

Este caso es referido a la recarga hídrica en las zonas de depresión del terreno, cortando y acentuando las mismas, producto de la velocidad y caudal que presenta el agua.

• Inundación por desborde de río.

Es referido al desborde de las aguas desde su cauce natural, lo que originan inundaciones en las áreas aledañas a sus riberas. El área que se está estudiando abarca los Distritos de Chíncha Baja y Tambo de Mora, los que son afectados periódicamente cada vez que existe desborde del Río Chico, estos desbordes erosionan el suelo de cimentación de la urbanización denominada Vilma León e inhabilitan el único puente que comunica a las localidades de Cruz Verde y Tambo de Mora. Los efectos de estas inundaciones llegan hasta la capilla de Cruz Verde.

En algunas ocasiones se han producido también inundaciones en el área denominada Canyon, desbordándose el río Chico en aguas arriba del lugar denominado Hornillo.

En caso del río Matagente, afecta principalmente a las tierras de cultivo del distrito El Carmen.

• **Inundación por el desborde de Canales de Regadío.**

Está referido al desborde de las aguas que fluyen por los canales de riego que cruzan la ciudad de Chincha Alta, tales como: la acequia de Ñoco (por tramos inclusive separan a Chincha Alta del Pueblo Nuevo), la acequia Grande, acequia Pilpa y la acequia Victoria. Estas acequias recorren en direcciones de sureste a noroeste. Pilpa y Victoria nacen de la bifurcación de la acequia principal denominada Grande.

El problema principal de estos canales es la indiscriminada acumulación de basura por parte de sus pobladores de la zona, lo que ocasiona el desborde producto de la colmatación en épocas de avenida.

• **Huaycos.**

La ciudad de Chincha se encuentra propensa a sufrir las consecuencias de huaycos cuando se dé la activación de la Quebrada denominada Huatianá, ya que aproximadamente en el año 1925, ésta quebrada se activó violentamente como consecuencia de las fuertes lluvias en las zonas altoandinas, perjudicando a la ciudad inclusive hasta la Plaza principal de Chincha Alta. Posteriormente se realizaron trabajos para desviar esta quebrada con dirección a la zona norte de la ciudad cuya finalidad fue la de proteger a sus pobladores.

La probabilidad de que puedan ocurrir huaycos ya sea en la localidad de Chincha Alta o en Grocio Prado no es menor, ya que en casos extraordinarios como sucede en el Fenómeno de El Niño, los ríos y las quebradas como Huatianá o Cruz de Lázaro (más conocida como Q. Chillón), pueden activarse y causar serios daños a la población.

5.1.4. Análisis y estudio Geotécnico

5.1.4.1. Análisis e Información Previa

DE LA OBRA A CIMENTAR

El análisis que es materia del presente estudio, está destinada para Uso como Estructuras de contención de taludes, lo que según la Norma E.030 está categorizado como “edificación esencial” el coeficiente de uso y la importancia (U) para esta edificación se considera igual a 1.5.

El sistema estructural a utilizar e incluso existente, es básicamente utilizando Elementos de geotextiles para tierra reforzada, siendo para este tipo de estructuras una sobrecarga típica del orden de 300 Kg/m²

La Clasificación, para fines de determinar el programa Mínimo de exploraciones del EMS, de la Norma E-050, según la tabla N° 1, es tipificada como:

TABLA 1 TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN (TABLA 6)					
DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS * (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
• Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

Los tipos de edificación identificados como I, II y III, determinan la importancia relativa de una estructura desde un punto de vista de una investigación de suelos que son necesaria para cada uno de estos tipos, siendo el tipo I el más exigente que el II, a su vez el tipo II más exigente que el tipo III.

DATOS GENERALES DE LA ZONA

Cuando se realiza el estudio de suelos de una zona, es visible que las condiciones de la topografía evidencian efectos de Geodinámica externa, que provienen de efectos fluviales y coluviales, debido a lo cual es notorio la segregación de los materiales, esto debido a los efectos mencionados, es decir; este material tiene densidades medias en función a la evaluación hecha (la evaluación de los suelos han sido realizados mediante de pozos de sondeo), en este caso el material subyacente está compuesto por un material consolidado.

DE LOS TERRENOS COLINDANTES

En los terrenos colindantes no son tan visibles o no tienen grandes irregularidades como la presencia de afloramientos rocosos, fallas, estratos erráticos, cavidades, etc.

También se comprueba que no hay edificaciones cercanas o colindantes que presenten afectaciones como grietas o desplomes que hayan sido originados por el mismo terreno de cimentación. Por lo tanto se puede deducir que este suelo es un material admisible como terreno de fundación.

Sin embargo, en vista que se trata de cimentación de una estructura que está ubicada en lo que se considera Circulo de fuego, se sabe que esta zona es susceptible a sufrir cambios geológicos muy importantes, esto debido al proceso dinámico de interacción entre las placas Sudamericana y Nazca, la cual siempre debe tenerse en cuenta.

NUMERO “n” DE PUNTOS A INVESTIGAR

El número o cantidad de sondajes a realizar se ha determinado de acuerdo con la tabla N° 6; que es de la Norma E.050, lo cual está en función al tipo de edificación y del área o superficie a ocupar por éste.

El número de sondajes o “n” de puntos a investigar, que es exigente, de acuerdo al uso para edificación es de 03 puntos por cada hectárea de terreno a habilitar.

TABLA 6 NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACION	
Tipo de edificación u obra (Tabla 1)	Número de <i>puntos de exploración</i> (<i>n</i>)
<i>I</i>	uno por cada 225 m ² de área techada del primer piso
<i>II</i>	uno por cada 450 m ² de área techada del primer piso
<i>III</i>	uno por cada 900 m ² de área techada del primer piso*
<i>IV</i>	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

* Dentro de esta categoría se incluyen las plantas de tratamiento de agua en la que se considera en lugar de área techada, el área en planta de la misma.
n nunca será menor de 3.

Cuando se conozca el emplazamiento exacto de la estructura, *n* se determina en función del área techada en planta del primer piso de la misma; cuando no se conozca dicho emplazamiento, *n* se determina en función del área total del terreno.

TIPO DE MUESTRAS EXTRAIDAS

Para realizar el presente estudio, ha sido necesario tomar una muestra tipo **Mab** por estrato en cada sondaje, hasta llegar al plano de apoyo de la cimentación prevista (Df), y a partir de allí se ha tomado muestra tipo Mib, en la profundidad **p**.

5.1.4.2. Investigación y Estudio Geotécnicos

ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO

Los trabajos de campo se han realizado de acuerdo a las normas que están vigentes. En el laboratorio especializado de Mecánica de suelos, se han seleccionado las muestras típicas, se han verificado la clasificación visible de las muestras y finalmente (en laboratorio) se procedió a ejecutar los ensayos que a continuación se mencionan:

- Contenido de Humedad NTP 339.127 - ASTM 2216
- Análisis granulométrico NTP 339.128 - ASTM D 422
- Peso específico NTP 339.131 - ASTM D 854
- Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) NTP 339.134 ASTM D 2487 y D 2488

- Clasificación ASSTHO NTP 339.134 - ASTM D 2487 y D 2488
- Limite Líquido y Plástico NTP 339.140 - ASTM D 4318
- Ensayo de corte directo ASTM D 3080

PERFIL ESTRATIGRAFICO TIPICO

Luego de haber obtenido los ensayos en el laboratorio, adjunto al presente documento se han contrastado éstos con las características que tienen los suelos observados en campo, habiéndose realizado la compatibilidad en los casos necesarios. Estos resultados han sido necesarios para proceder a elaborar el perfil estratigráfico respectivo.

El sistema de clasificación de los suelos que se usan en estos estudios, es del método denominado SUCS, (Sistema Unificado de la Clasificación de Suelos), el cual se determina de acuerdo a los diámetros que están comprendidos entre 3 Plg. y la malla N° 4 como gravas, los de diámetro que están entre las mallas N° 4 y N° 200 como arenas y los que tienen diámetros que pasan la malla N° 200 como limos y arcillas, por lo tanto, generalizando se llegó a la conclusión que para el área donde se ubicara la estructura, el perfil estratigráfico que predomina en la zona donde se realiza el estudio es el siguiente:

Primer estrato:

Está entre 0.00 a 0.45 m de profundidad, se encuentra arena limosa de baja plasticidad y con gran contenido de finos, color beige claro, de baja a mediana compacidad, estado húmedo.

Estos suelos se encuentran clasificados según SUCS como suelo de tipo (SM) arena limosa.

Segundo Estrato:

Subyacente a este estrato, de 0.45 a 3.00 m., el perfil del terreno está constituida por Arenas pobremente graduada ligeramente limosos, (SP-SM). Cuyo color está en un rango de beige a gris claro cuando está en un estado de baja a mediana densidad. Presencia de sales, cloruros y sulfatos. Se tratan de suelos de origen predominantemente fluvial.

La descripción detallada del perfil encontrado en cada calicata realizada, se indica en los anexos: **cuadros de Perfiles Estratigráficos**.

TABLA 2.1

RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS

SONDAJE	MUESTRA	PROF	GRANULOMETRIA		LIMITES DE ATTERBERG %			C.H.	SUCS
			GRAVAS	FINOS	LL	LP	IP		
C - 1	M - 1	0.45	-	34.10	14.20	12.00	2.20	13.70	SM
	M - 1	0.45	2.04	1.86	N.T.	N.P.	N.P.	1.00	SP
C-2	M - 2	3.00	0.90	6.00	13.20	N.P.	N.P.	2.10	SP- SM
C - 3	M - 1	3.00	3.10	4.50	N.T.	N.P.	N.P.	1.90	SP

ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

Corresponden a los ensayos de corte directo, los que han sido realizados en tres (03) muestras alteradas e inalteradas para así poder estimar los parámetros resistentes del suelo a Nivel de cimentación, en los términos de cohesión y de ángulo de fricción. Con estos resultados se ha procedido a elaborar el correspondiente perfil estratigráfico.

Dichos ensayos se rigen a la Norma NTP 339.171 (ASTM D 3080).

En la siguiente Tabla 2.2, presentamos resumen de los resultados obtenidos.

TABLA 2.2

RESUMEN DE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

N°	SONDAJE	MUESTRA	Clasificación SUCS	Profundidad (m)	Peso Unitario (Tn/m³)	∅
1	1	M-2	SP	1.5	1.58	31.80
2	2	M-2	SP-SM	1.5	1.57	31.60
3	3	M-2	SP	1.5	1.59	32.00

ANALISIS DE PRESION ADMISIBLE DEL TERRENO

Según la Norma E-030, la presión Admisible efectuaremos tomando en consideración los siguientes factores:

- a) Profundidad de cimentación
- b) Dimensión de todos los elementos de la cimentación
- c) Las características físico-mecánicas del suelo que está ubicado en la misma zona activa de la cimentación.
- d) Ubicación del nivel freático.
- e) Probable modificación o variación de las características físico-mecánicas de los suelos, como producto de la variación en el contenido de humedad.
- f) Asentamiento permisible de la estructura.

De igual forma, de acuerdo a esta Norma, la presión Admisible será la menor obtenida mediante:

- 1. La aplicación de ecuaciones de capacidad de carga por corte, afectada por el correspondiente factor de seguridad.
- 2. La presión que causa el asentamiento admisible.

Es muy necesario analizar el posible funcionamiento de la cimentación respecto a los dos tipos de problema: El primero es que un sector de la cimentación o uno de sus elementos pueda fallar, esto debido a que el suelo es incapaz de soportar la carga aplicada. Por otro, lado lo segundo sucede que, si bien el suelo no falla, pero el asentamiento de toda la estructura podría ser tan grande o disparejo, que la estructura se puede agrietar, dañarse o colapsar.

El primero es comúnmente conocido como una falla por capacidad de carga, mientras que el segundo es una falla por asentamiento diferencial. Tomando en cuenta que la cimentación se realizara en un estrato granular, se requerirán investigaciones individualizadas o independientes para poder determinar el factor de seguridad necesaria contra una falla ocasionada o producida por capacidad de carga, así como la magnitud de un probable asentamiento que podría producirse bajo la interacción de la estructura en servicio.

ANALISIS POR ASENTAMIENTO

En este caso, tratándose de un suelo de material granular, ha sido necesario realizar un análisis de la presión admisible que tiene el suelo por concepto de asentamiento, luego la verificación del resultado obtenido por corte.

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

Actualmente existen numerosas formas y métodos de cálculo, los que pueden agruparse de la siguiente forma:

- a) Los que derivan de la teoría de la: Consolidación unidimensional de Terzaghi, como es el método de Skempton-Bjerrum o de la teoría tridimensional de Biot.
- b) Los que se basan en aplicar las trayectorias de tensiones a muestras representativas, como en el caso de Lambe (1964), o en otro caso de Ladd y Foote (1974) y otros.
- c) Los métodos que asimilan el terreno como un medio clástico, ocasional o eventualmente no lineal o anisótropo, donde se utilizan las diversas soluciones existentes.

- d) Aquellos que parten de ecuaciones constitutivas muy aproximadas a la del terreno (leyes: tensión-deformación) los que se aplican a modelos matemáticos o al de elementos finitos (como por ejemplo el modelo de Cambridge).

En el suelo, a nivel de fundación, cuando se trate de suelos granulares se presentarán asentamientos instantáneos comparativamente hablando.

Los asentamientos, a un largo plazo pueden surgir o presentarse siempre y cuando bajo el cuello o bulbo de presiones se encuentren capas compresibles de arcilla pura, lo cual no habría sido descubierto en la presente evaluación, ya que se trata de suelo en estudio con potentes capas de suelos granulares.

En este sentido se ha determinado y calculado el asentamiento inicial instantáneo bajo una carga uniforme, y una presión más crítica, para lo cual se ha utilizado la teoría elástica y la ecuación de Schieicher (1926) brindada por Terzaghi (1945), sobre el tema denominado un espacio de boussinesq (donde se aplica método elástico).

Obteniéndose un valor de asentamiento de 1.85 cm., debajo de los cimientos, que produce asentamientos diferenciales de 1.40 cm. lo cual es menor al asentamiento permisible para este tipo de estructura que se proyectará. Los valores del asentamiento obtenidos se exponen o presentan en la hoja adjunta de anexos: **Cálculo de Asentamientos.**

La Norma E.050 insta que deba indicarse el valor que tiene asentamiento diferencial admisible, el mismo que se expone en el siguiente acápite.

Asientos			
Carga flexible			Carga rígida
• Esquina :	• Centro :	• Valor medio :	• Carga rígida :
$s = q \cdot b \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_p$	$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_p$	$s = s_{(centro)} \cdot 0.848$	$s = 93\% \cdot s_{(valor\ medio)}$

Siendo:

$$I_p = \frac{1}{\pi} \cdot \left[m \cdot \ln \left(\frac{(m^2 + 1)^{1/2} + 1}{m} \right) + \ln \left[(m^2 + 1)^{1/2} + m \right] \right]$$

$$m = L / B$$

L : largo de la cimentación

B : ancho de la cimentación

ASENTAMIENTO ADMISIBLE

Luego de haber calculado los asentamientos, debe necesariamente comprobarse si la magnitud absoluta o diferencial es menor a los valores límites previamente prefijados. Estos valores prefijados o límites, están en función al tipo de edificación y su estructura, así como también a la naturaleza del suelo y al tipo de movimiento, debiendo indicarse si el daño afecta o no al aspecto arquitectónico, ya sea en lo funcional o en lo estructural.

El asentamiento diferencial Admisible da como resultado 1.60 cm., de acuerdo a los asentamientos diferencial permisibles que indica la Norma E.050, en la cual se indica un valor de distorsión angular que equivale a 0.002. Así también el valor indicado guarda concordancia con los cuadros N° 1, N° 2, N° 3, y N° 4; de los Autores Bjerrum (1963), Sowers (1962) y Meyerhof (1977).

CUADRO N°1
CRITERIOS DE PELIGROSIDAD RESPECTO A LA DISTORSIÓN
ANGULAR

	Distorsión angular $\beta = \delta s/L$			
	Sowers (1962)	Bjerrum (1963)	Normas Polacas	Meyerhof (1977)
Limite peligroso para estructuras isostáticas y muros de contención				1/100
Límite de seguridad para estructuras isostáticas y muros			1/100- 1/200	
Limite peligroso para estructuras reticuladas de acero u hormigón y respecto al giro de estructuras rígidas elevadas.		1/300		1/150
Límite de seguridad para estructuras reticuladas y respecto al giro de estructuras rígidas.	1/400-1/250	1/600	1/200- 1/300	1/250
Limite peligroso para tabiques de estructuras reticuladas.				

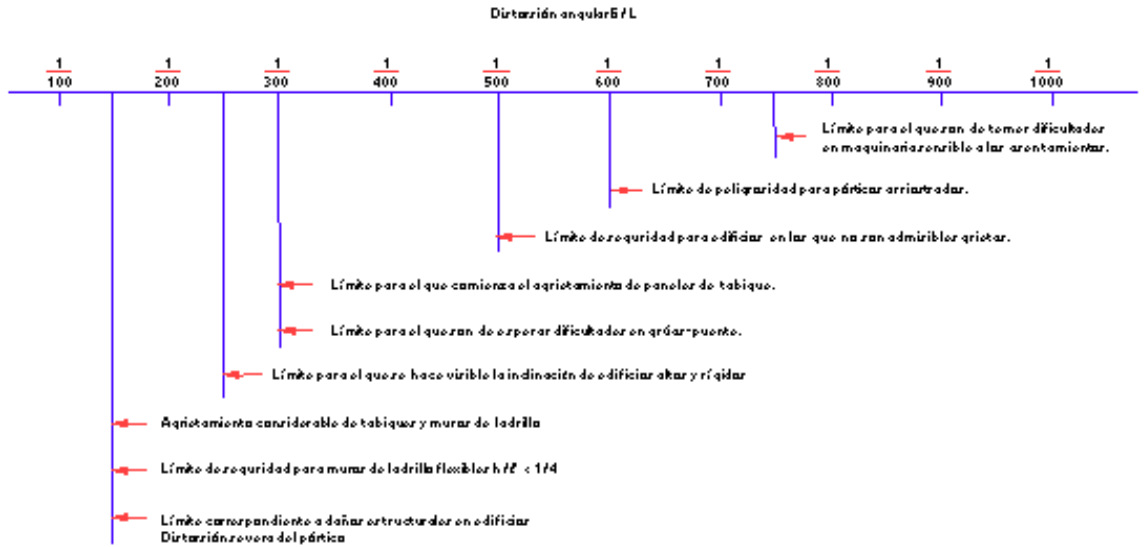
Límite de seguridad para tabiques de estructuras reticuladas		1/300		1/500
Límite peligroso para la flexión cóncava (-) de muros de carga			1/300- 1/500	1/1.000
Límite de seguridad para la flexión cóncava de muros de carga	1/2.000 – 1/1.000			1/2.000
Límite peligroso para la flexión convexa de muros de carga				1/1.500 1/2.500
Límite de seguridad de muros de carga. Estructuras de paneles prefabricados			1/500- 1/700	

Cuadro N°2. ASENTAMIENTO ADMISIBLE

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	8-12 plg.
	Accesa	12-24 plg.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.
	Estructuras reticulares	2-4 plg.
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.
Inclinación o giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 z
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 z
	Almacenamiento de mercancías	0.01 z
	Funcionamiento de máquinas-teleares de algodón	0.003 z
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 z
	Carriles de grúas	0.003 z
	Drenaje de saleras	0.01-0.02 z
Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados	0.0005-0.001 z
	Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo	0.001-0.002 z
	Fisuración de revocos (yeso)	0.001 z
	Párticos de concreto armada	0.0025-0.004 z
	Pantallas de concreto armada	0.003 z
	Párticos metálicos continuos	0.002 z
	Párticos metálicos sencillos	0.005 z

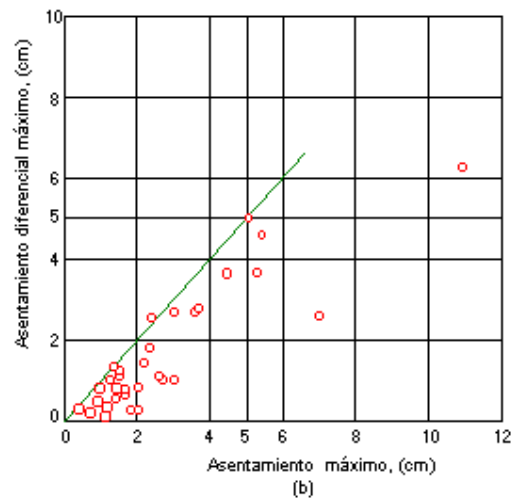
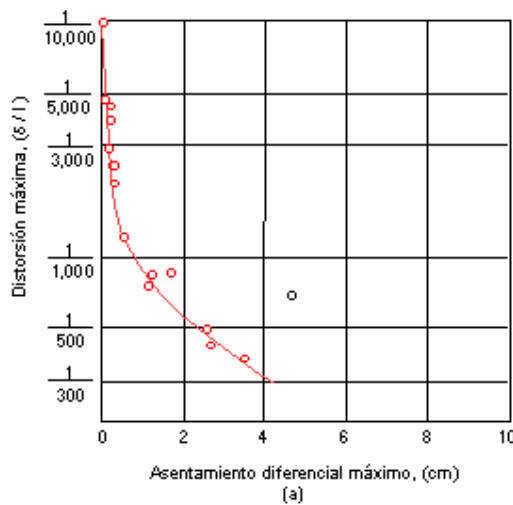
Ref. (Sowers, 1962)

Cuadro N° 3. CRITERIO DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS



Ref. (Bjerrum, 1963)

CUADRO N°4 ASENTAMIENTO DE ESTRUCTURAS CIMENTADAS SOBRE ARENA



(Bjerrum, 1963)

Terminología que se utiliza para describir los movimientos

Como asentamiento diferencial máximo de una estructura se define a la diferencia que existe entre los asentamientos totales máximo y mínimo que ocurren en la estructura; mientras que el asentamiento total se denomina a la magnitud del desplazamiento que se da en una zapata individual.

En este caso, la magnitud del asentamiento total no es o no constituye el factor más crítico, puesto que el que causa daño a la estructura es el asentamiento diferencial.

Burland y Wroth (1974) han determinado y han sistematizado los movimientos que se deben considerar en un edificio los que están representados en la fig. 2.30.

Asentamiento máximo: Se denomina así al mayor descenso que han sufrido los cimientos de un edificio (se representa por: S_{max}).

Asiento diferencial: Se denomina así a la diferencia de asentamiento resultante entre dos puntos δs .

Distorsión angular: es la relación que existe entre el asiento diferencial que se da entre dos puntos, y la distancia de separación $\beta = \delta s/L$. También es denominado como giro relativo en caso de que el asiento diferencial sea referido a la distancia medida de acuerdo a la línea que determina la inclinación general del edificio.

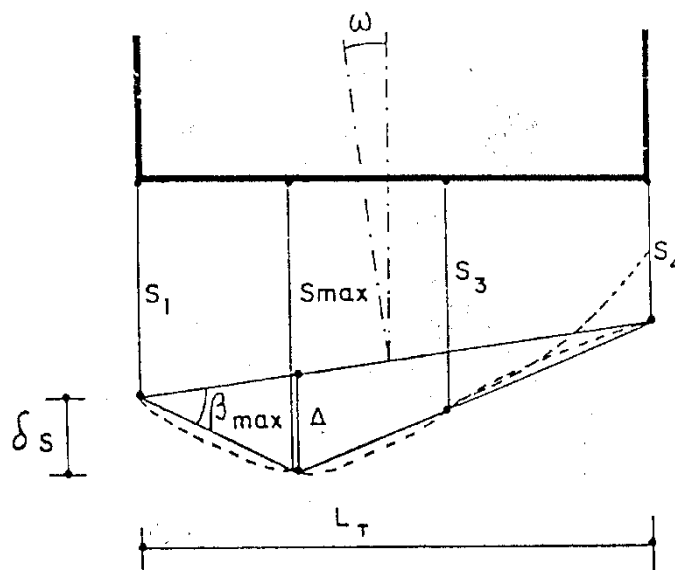


Fig. 2.30.—Definición geométrica de los movimientos de las cimentaciones

CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO

Los cálculos se han realizado considerando una cota de fundación de $Df = 1.20$ m. de acuerdo a las características impuestas por el terreno de fundación y la situación de la estructura existente, cimentada bajo un espesor muy importante del estrato de suelo que se encuentra por debajo de la zona de cimentación activa. Tomando en cuenta que el Nivel Freático está a gran profundidad.

Análisis considerando zapatas

La edificación a cimentar, una Estructura de concreto Armado de 2 niveles, apoyadas sobre Zapatas, para el presente análisis. Bajo estas condiciones, se considera una carga de 36 Tn. por cada zapata, entonces con fines de no exceder el valor de “qa” es necesario y se requiere una zapata cargada con lado mayor a: $B = 1.80$ m., reemplazando los datos indicados en la ecuación siguiente, se obtiene:

$$q_{adm} = \frac{(0.0864 N - 0.108)(B + 0.30)^2}{B} * f_E * f_{NF} * f_{\delta} * f_{Df}$$

$$q_{adm} = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Asimismo, se verifica esta Presión Admisible por Asentamiento, utilizando los mismos datos, y a la vez reemplazando estos datos obtenidos en la ecuación dada por (Meyerhof, 1965):

$$q_{adm} = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2$$

$$q_{adm} = 1.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Además, reemplazando estos datos, en la ecuación dadas por (Bowles, 1977)

$$q_{adm} = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 Fd \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

$$Fd = 1 + 0.33 \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

B = Base en metros

$N_{corr} = 16$

$$q_{adm} = 1.43 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

q_{adm} = Presión Admisible por Asentamiento

N = Numero de golpes, equivalente al ensayo estándar de penetración (corregido)

f_E = factor de corrección por espesor de Estrato

f_{NF} = factor de corrección debido al Nivel freático

f_{Df} = factor de corrección por profundidad de la cimentación.

f_{δ} = factor de corrección por asentamiento admisible.

CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES POR ASENTAMIENTO CONSIDERANDO ZAPATAS

ENSAYO Nº	q_{adm} Terzaghi	q_{adm} Meyerhoff	q_{adm} Bowles	Clasif. SUCS	N_{corr}	Df m.
ponderado	1.11 Kg/cm ²	1.75 Kg/cm ²	1.43 Kg/cm ²	SP-SM	16	1.20

Cimentación Continua

En este caso, considerando la estructura cimentadas bajo una cimentación continua soporta una carga de 8 Tn. por cada metro lineal de cimiento, entonces para no sobrepasar el valor de “qa” es necesario una cimentación corrida cuya carga de lado mayor sea a: **B = 0.35** m. como mínimo. Se ha considerado un asentamiento diferencial permisible de 1.20 cm para el análisis. Si reemplazamos estos datos en la siguiente ecuación se tiene:

$$q_{adm} = (0.0864 N - 0.108) \frac{(B + 0.30)^2}{B} * f_E * f_{NF} * f_{\delta} * f_{Df}$$

$$q_{adm} = 1.21 \text{ Kg/cm}^2$$

Utilizando los mismos datos, y reemplazándolos éstos en la ecuación dadas por **(Meyerhof, 1965)**:

$$q_{adm} = 11.98 N_{corr}$$

$$q_{adm} = 1.92 \text{ Kg/cm}^2$$

Además, reemplazando estos datos en la ecuación dadas por **(Bowles, 1977)**

$$q_{adm} = 19.16 N_{corr} Fd \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

$$Fd = 1 + 0.33 \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

$$q_{adm} = 1.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

q_{adm} = Presión Admisible por Asentamiento

CUADRO DE PRESION ADMISIBLES POR ASENTAMIENTO

SONDAJE	q_{adm} Terzaghi	q_{adm} Meyerhoff	q_{adm} Bowles	Suelo Predominante	N_{corr}	Df (cm)
-	1.21 Kg/cm ²	1.92 Kg/cm ²	1.83 Kg/cm ²	SP-SM	16	1.00

Los factores de corrección: F_E , f_{Nf} , f_{Df} , f_{δ} ; expuestos en la memoria de cálculo, han sido obtenidos con los datos antes mencionados, cabe señalar que las carga indicadas, podrán ser ajustadas, una vez determinadas las dimensiones precisas de la estructura a cimentar.

2.3.4 CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE

Según a los resultados que se han obtenido en de los ensayos realizados, se encontraron los siguientes datos a fin de determinar la resistencia admisible del terreno en estudio:

CALICATA N°	ϕ	Nq	N γ	γ gr/cm ³	Cohesión (Kg/cm ²)	N _r	SUCS
1	31.80	14.55	11.83	1.58	-	16	SP
2	31.80	14.55	11.83	1.58	-	16	SP-SM
3	31.80	14.55	11.83	1.58	-	16	SP

En base a la correlación con los resultados que se han obtenido del ensayo de corte directo, y empleando las expresiones siguientes validamos el valor de N para el presente proyecto, el mismo que es compatible con el ensayo realizado de corte Directo.

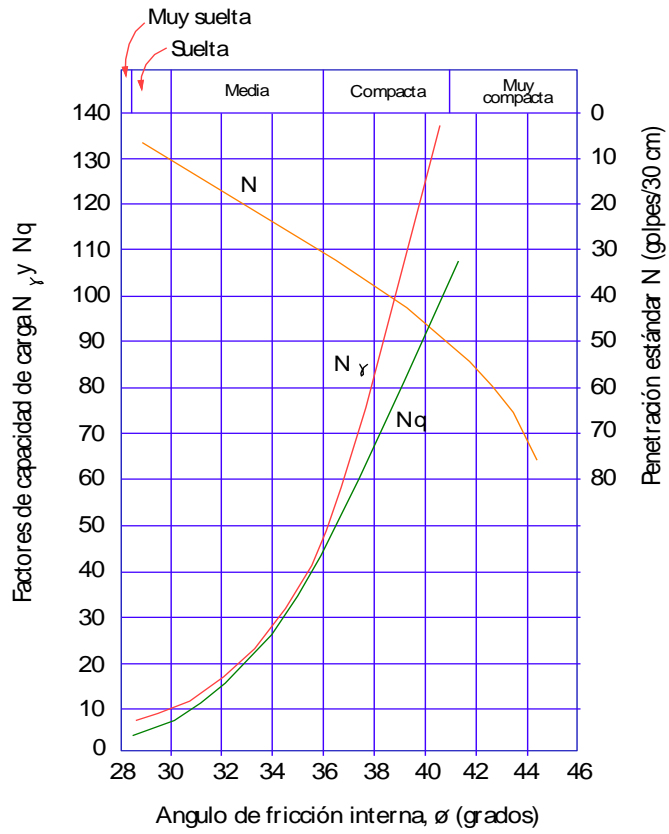
$$\phi = 27.1 + 0.3 N_{\text{corregido}} - 0.00054 N_{\text{corregido}}^2 \quad (\text{Peck, Hanson y Thornburn, 1974})$$

$$\phi = (20 N_{\text{corregido}})^{1/2} + 20 \quad (\text{hanataka y Uchida,1996})$$

El Valor de “N”, han sido calculados con los factores de corrección correspondientes.

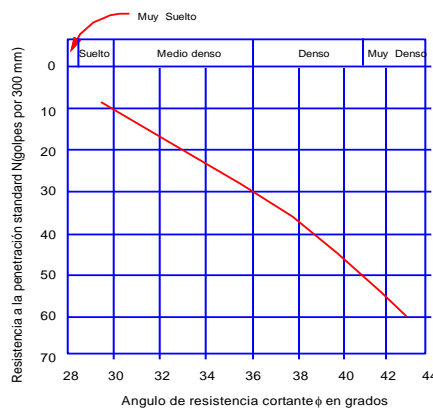
Los cálculos se han realizado considerando una cota de fundación mínima equivalente a 1.20 m. de acuerdo a las mínimas condiciones impuestas por las características mecánicas que presenta perfil en estudio.

CUADRO N ° 5.



Factores de capacidad de carga teniendo en cuenta la falla local.

Ref. (Peck, Hansen y Thornburn, 1953)



Correlación de Angulo de Fricción y el N(SPT)

Ref. (Peck, Hanson y Thornburn, 1974)

Análisis para Zapatas

Al considerar para el análisis de una estructura de 02 niveles, apoyada sobre zapatas cuadradas, éstos ejercen aproximadamente una carga de 36 Tn. por zapata, entonces con fines de no exceder el valor de “Qadm”, es necesario una franja cargada que sea mayor a $B = 1.65$ m. (de lado como mínimo); reemplazando en la ecuación (φ) se obtiene, según las ecuaciones para determinación de capacidad de carga del suelo en zapatas cuadradas, dadas por K. Terzaghi y R. Peck:

$$Q_d = 1.2 C N_c S_c b_c i_c + \gamma D_f N_q S_q b_q i_q + 0.4 \gamma B N_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma \quad (\varphi)$$

En caso de cimentaciones no continuas (para $L < 5B$) se utilizan los factores de forma en la ecuación (φ) siguientes:

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Para cargas inclinadas se utilizarán los siguientes factores de inclinación en la ecuación (φ):

$$i_c = i_q - \left(\frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{Tg} \phi} \right) \quad \text{Para } \phi > 0^\circ$$

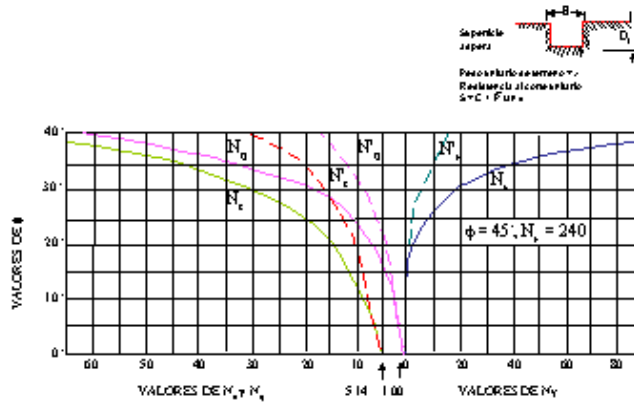
$$i_q = \left(1 - \frac{P}{Q + BLC \cos \phi} \right)^n$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{P}{Q + BLC \cot \phi} \right)^{n+1}$$

En general no es recomendable utilizar cimentaciones con una base inclinada. Cuando estas sean necesarias, deben aplicarse los siguientes factores a la ecuación (φ):

$$bq = b\gamma = (1 - \alpha Tg\phi)^2$$

$$bc = b\gamma - \frac{1 - b\gamma}{Nc \operatorname{tg}\phi} \quad \text{Para } \phi > 0^\circ$$



CARTA MOSTRANDO LA RELACIÓN ENTRE ϕ Y FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Reemplazando en (ϕ):

$$Qd = 3.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego; la capacidad de carga por corte será:

$$Qa = 1.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Finalmente, la capacidad de carga por corte determinados para los diferentes sondajes que se han realizado, se detalla tabulada en el siguiente cuadro:

**CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES POR CORTE. CONSIDERANDO
ZAPATAS**

ENSAYO N°	Factor De seguridad	q_{ultimo} Terzaghi	q_{adm}	Clasif. SUCS	N_{corr}	Df
ponderado	3	3.97 Kg/cm ²	1.32 Kg/cm ²	SP-SM	16	1.20

El Factor de seguridad contra una falla por capacidad de carga, siempre debe ser igual o mayor a 3, tal como indica la norma E.030 (cargas estáticas). Con la finalidad de:

- Prevenir las variaciones naturales ocasionadas a la resistencia al corte de los suelos.
- Prevenir asentamientos diferenciales que perjudiquen la cimentación.
- Prevenir contra una probable disminución local, en lo referido a la capacidad de carga en el proceso de construcción.
- Incertidumbres por el uso de los métodos o fórmulas para la determinación y cálculo de la carga última de falla.
- Tomar en cuenta todas las variaciones que puedan darse en la capacidad de apoyo debido a los cambios que suceden en las dimensiones de las cimentaciones, en función a las cargas a transmitir.

Cimentación continua

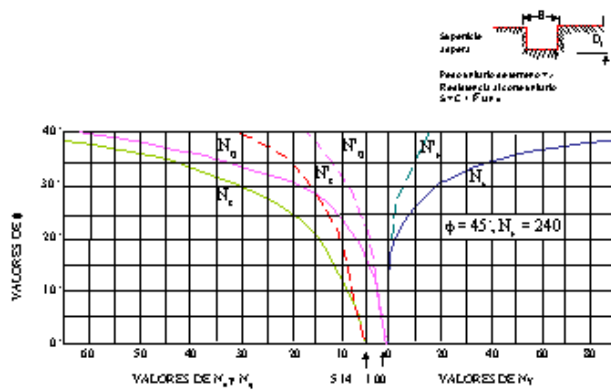
En este caso, considerar una cimentación continua, y la carga que ésta ejerce sobre el suelo, es **de 8 Tn.** por cada metro lineal de cimiento, para no exceder el valor de “q_a” se necesita una cimentación continua cuyo lado mayor sea: **B = 0.65 m.** como mínimo. Si reemplazamos estos datos, en las correspondientes ecuaciones para la determinación de la capacidad de carga del suelo en cimientos continuos, dadas por K. Terzaghi y R. Peck:

$$Q_d = C N_c S_c b_c i_c + \gamma D_f N_q S_q b_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma \quad (\varphi)$$

Donde:

$$\begin{cases} N_c = \cotg \phi (N_q - 1) \\ N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \\ N_\gamma = 2 \tan \phi (N_q + 1) \end{cases} \quad (\text{Caquot y Kerisel, 1953})$$

Reemplazando en (φ):



$$Q_d = 3.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego la capacidad de carga por corte será:

$$Q_a = 1.22 \text{ Kg/cm}^2$$

La capacidad de carga por corte, obtenida en cada sondaje realizado, se tabula en cuadro siguiente:

**CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES POR CORTE. CONSIDERANDO
CIMENTOS CONTINUOS**

ENSAYO Nº	Factor De seguridad	Qultimo Terzaghi	Qadm	Clasif. SUCS	N_{corr}	Df
ponderado	3	3.65 Kg/cm ²	1.22 Kg/cm ²	SP-SM	16	1.00

En base a los análisis que se han realizado y verificando con las ecuaciones dotadas por los diferentes autores, hemos determinado que la presión admisible del suelo a considerarse en la presente investigación es de 1.11 Kg/cm².

Toda modificación de la alternativa en forma ascendente, como por ejemplo en caso de elegir una mayor profundidad o mayor dimensión de la cimentación, proporcionará una mayor presión admisible del terreno.

ANALISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE

En ingeniería es una práctica común el especificar la estabilidad de un talud como términos de cierto factor de seguridad (FS) que se obtiene como producto de un minucioso análisis matemático de estabilidad. Al utilizar el modelo debe tomarse en cuenta la mayoría de factores que afectan la estabilidad.

Los análisis de movimientos de taludes o laderas, han sido realizados durante muchos años utilizando las técnicas básicas del equilibrio límite. Para este tipo de análisis se requiere un claro informe sobre la resistencia del suelo, sin que sea necesaria información sobre la relación esfuerzo – deformación.

En caso del sistema de equilibrio límite supone que cuando se de una falla, las fuerzas tanto actuantes como las fuerzas resistentes son iguales a todo lo largo de la superficie de falla, que tienen un factor de seguridad equivalente a 1.0.

El análisis puede realizarse estudiando directamente toda la longitud de superficie de falla como también dividiendo la masa deslizada en unas tajadas o dovelas. Conforme pasan los días se han estado mejorado los sistemas de Dovelas los mismos que han sido desarrollados todavía a inicios del siglo XX para lo cual existe un Software de uso muy

sencillo. Generalmente, los métodos que se usan son de iteración y que cada uno de estos métodos posee cierto grado de precisión.

El factor de seguridad es utilizado por los Ingenieros con la finalidad de conocer el factor de amenaza que tiene el talud para que pueda fallar en las condiciones peores de comportamiento, para lo cual se diseña. Fellenius (1927) ha presentado el factor de seguridad como una relación que existe entre la resistencia al corte, calculado del material en el mismo talud y el esfuerzo cortante o esfuerzos de corte críticos los que tratan de hacer producir la falla, a todo lo largo de la superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzo al cortante}}$$

En las superficies circulares, donde se tiene un centro de giro o eje y los momentos tanto resistentes como actuantes:

$$F.S. = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento Actuante}}$$

También existen otros sistemas de planteamiento del factor de seguridad, como: una relación que existe entre la altura crítica y la altura real del talud, como también el método probabilístico.

En casi todos los sistemas de análisis se asumen un criterio de “equilibrio limite” donde el criterio de falla de Coulumb, es satisfecho a todo lo largo de determinada superficie.

Al estudiar un cuerpo libre en equilibrio, se parte de las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes que son necesarias para producir dicho equilibrio. Luego de haber calculado esta fuerza resistente, se hace una comparación con la fuerza disponible del suelo o de la roca y finalmente se obtiene un indicador del factor de seguridad.

También se puede aplicar otro criterio, que consiste en dividir la masa en estudio, en una serie de tajadas, bloques o dovelas, luego considerar el equilibrio que tiene cada una de las tajadas por separado. Una vez hecho el análisis de cada tajada se procede a

analizar las condiciones de equilibrio que tienen las sumatorias de fuerzas o de momentos.

$$\text{F.S.} = \frac{\text{Resistencia al corte}}{\text{Esfuerzos al cortante}}$$

El ángulo para el factor de seguridad equivalente a 1.00 es denominado como ángulo de reposo.

A continuación, se presenta la memoria de cálculo de taludes y el análisis de estabilidad de taludes en las zonas o sectores de estudio.

Calculo de Taludes

TESIS :	APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS
	CONTENCION DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAYA - CHINCHA
SECTOR :	1
UBICACIÓN :	JAHUAY- CHINCHA
FECHA :	DICIEMBRE del 2019

ENTRADA DE DATOS

$\phi =$	31.8 °	
H =	40 m.	
COHESION =	0 Kg/cm ²	
$\gamma =$	1580 Kg/m ³	
$\alpha =$	49.0 °	
W1 =	94.20 TN	
W2 =	141.30 TN	
W3 =	188.40 TN	
W4 =	207.24 TN	
W5 =	197.82 TN	
W6 =	216.66 TN	
W7 =	207.24 TN	
W Total =	1252.86 TN	

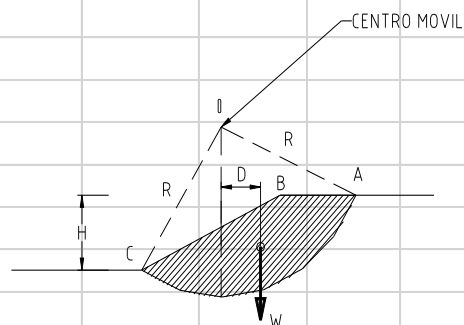
METODO DEL TALUD INFINITO

$$F.S. = \frac{C + (\gamma h - \gamma_w * h_w) \cos \alpha * \tan \phi}{\gamma h * \text{Sen} \alpha}$$

F.S. = 0.54 < 1 Proceso de falla !
Existe Peligro de Deslizamiento !

cuando c= 0

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$



Calculo de Taludes

TESIS :	APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS
	CONTENCION DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAYA - CHINCHA
SECTOR :	2
UBICACIÓN :	JAHUAY- CHINCHA
FECHA :	DICIEMBRE del 2019

ENTRADA DE DATOS

$\phi =$	31.6 °	
H =	40 m.	
COHESION =	0 Kg/cm ²	
$\gamma =$	1560 Kg/m ³	
$\alpha =$	47.0 °	
W1 =	93.60 TN	
W2 =	141.30 TN	
W3 =	188.40 TN	
W4 =	205.92 TN	
W5 =	196.56 TN	
W6 =	215.28 TN	
W7 =	205.92 TN	
W Total =	1246.98 TN	

METODO DEL TALUD INFINITO

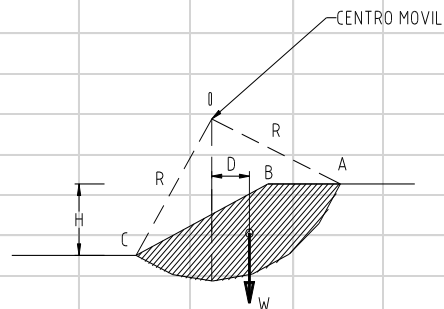
$$F.S. = \frac{C + (\gamma h - \gamma w * h w) \cos \alpha * \tan \phi}{\gamma h * \text{Sen} \alpha}$$

F.S. = 0.57 < 1 Proceso de falla !

Existe Peligro de Deslizamiento !

cuando c= 0

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$



El ángulo para factor de seguridad igual a 1.00 se le denomina ángulo de reposo

Calculo de Taludes

TESIS :	APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS
	CONTENCION DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAYA - CHINCHA
SECTOR :	3
UBICACIÓN :	JAHUAY- CHINCHA
FECHA :	DICIEMBRE del 2019

ENTRADA DE DATOS

$\phi =$	32 °	
H =	40 m.	
COHESION =	0 Kg/cm2	
$\gamma =$	1580 Kg/m3	
$\alpha =$	40.0 °	
W1 =	96.00 TN	
W2 =	144.00 TN	
W3 =	189.60 TN	
W4 =	211.20 TN	
W5 =	199.08 TN	
W6 =	218.04 TN	
W7 =	211.20 TN	
W Total =	1269.12 TN	

METODO DEL TALUD INFINITO

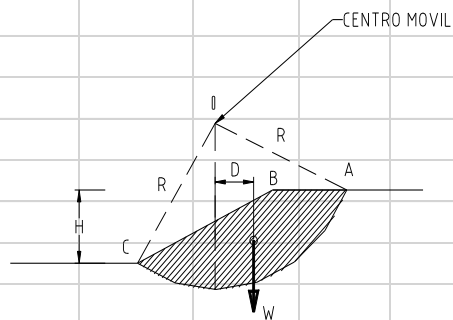
$$F.S. = \frac{C + (\gamma h - \gamma_w * h_w) \cos \alpha * \tan \phi}{\gamma h * \text{Sen} \alpha}$$

F.S. = 0.74 < 1 Proceso de falla !

Existe Peligro de Deslizamiento !

cuando $c = 0$

$$F.S. = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$



El ángulo para factor de seguridad igual a 1.00 se le denomina

En base a los análisis realizados, podemos, determinar el potencial de deslizamiento por cada sector estudiado. Tal es así que los taludes en estudio y análisis presentan efectos de deslizamientos por inestabilidad de Taludes, esta inestabilidad posiblemente se haga presente ante la ocurrencia o presencia de un sismo de considerable magnitud en la zona de Jahuay.

5.1.5. Procesos Urbanos

Los deslizamientos de arenas son problemas comunes en aquellas zonas construidas en áreas susceptibles. Es razonable que exista una relación directa entre la ocurrencia de un deslizamiento y la rapidez del proceso de urbanización, especialmente en las zonas de pobreza o zonas en vías de desarrollo. Los casos más graves suceden en zonas geotécnicamente susceptibles con un desarrollo urbano rápido y a su vez desordenado. La intervención del hombre o los pobladores al ocupar y habitar estas zonas, ocasionando sobrecargas y otros efectos antrópicos, determinan en buen porcentaje para que ocurran los deslizamientos. Koukís (1996) reporta que el 35% de los deslizamientos en Grecia están relacionados con actividades humanas, siendo sobrepasadas únicamente por las intensas lluvias y la erosión ocasionada.

El proceso de ocupaciones desordenadas de zonas urbanas tiene importancias directas sobre la ocurrencia de deslizamientos y fallas. Amaral (1996) encontró una relación directa que existe entre el número de deslizamientos en Rio de Janeiro y la localización de Asentamientos Humanos ocupados desordenadamente. Así se encontró que el 60% de deslizamientos en Rio de Janeiro afectan a asentamientos desordenados, asociados a su vez con los cortes indiscriminados, rellenos y sobrecargas sobre laderas de alta pendiente, etc.

5.1.5.1. PROCESO DE URBANIZACIÓN

Las zonas en estudio se caracterizan por sufrir un acelerado y desordenado proceso de expansión urbana, el crecimiento en estas zonas se ha dado en forma alarmante, ocupando zonas poco aptas para la edificación, debido en parte a la necesidad de vivienda y a la creciente migración foránea.

Esta población migrante, al verse en la necesidad de vivienda y cobijo, edifica sus viviendas en donde sus posibilidades económicas se lo permiten, sin tener en cuenta los factores de peligro que implica la edificación en zonas de alto riesgo (donde existe zona de deslizamiento de taludes). Existiendo un total desconocimiento sobre las zonas recomendables para la expansión urbana que dan los estudios de Microzonificación y otros estudios similares, que a largo plazo resultarían mucho más económico, además de ser factibles, requiriendo solo de la participación activa del gobierno local y sus técnicos.

La mayoría de los habitantes económicamente rezagadas o pobres de la localidades que se encuentran mayormente en los Pueblos Jóvenes, habitan viviendas de baja calidad, construidas por ellos mismos y solo de manera marginal disfrutan de los servicios públicos, carecen de un sistema adecuado de abastecimiento de agua para uso doméstico. No tienen recursos para la eliminación y/o evacuación de excretas y otros desechos, por lo que son comunes los montones de basura en putrefacción, las heces humanas y las consiguientes infestaciones con insectos y roedores.

Hay una relación muy estrecha entre las condiciones de una vivienda y las enfermedades transmisibles, así como la mayoría de los contactos interhumanos que determinan la incidencia de enfermedades transmisibles, se producen en los hogares. Así el mejoramiento de la vivienda, con raras excepciones, reduce el riesgo de contagios y la transmisión de enfermedades. Concretamente el hacinamiento y la mala ventilación son problemas frecuentes en las viviendas de calidad inferior a la mínima o de los barrios míseros. La eliminación del hacinamiento y el mejoramiento de la higiene del aire en particular contribuyen a reducir las infecciones transmitidas a través del aire y el polvo.

5.1.5.2. MODIFICACIONES DE LA TOPOGRAFÍA DEBIDO AL CRECIMIENTO URBANO

La modificación de la topografía de un terreno mediante la práctica de cortes o rellenos puede provocar la activación de un deslizamiento. El realizar corte en un talud produce cambios sustanciales en el estado natural de la formación residual.

La ocupación de laderas en los cerros de arena, en otros casos las excavaciones y en más de los casos la ocupación de la cima de estos cerros de arena, ocasionan cambios en la topografía, sobrecargas y la concentración de esfuerzos cortantes y en algunas

ocasiones descubren superficies críticas para el deslizamiento, como consecuencia del cambio de sus condiciones, haciendo variar su estado reposo, puesto que originalmente estas dunas se encontraban en estado de reposo y tales efectos los sacan de tal estado.

El fenómeno incluye también una relajación de niveles de los esfuerzos a compresión y de un incremento de los esfuerzos de corte, alteración de sus propiedades físicas y químicos debido a que están expuestos al aire y a la humedad.

La construcción de estructuras en la cima de estos y la colocación de rellenos directamente sobre estos taludes ocasiona la sobrecarga de las laderas y el colapso de estos suelos sueltos.

Los datos registrados en los ensayos realizados en laboratorio de numerosos investigadores han demostrado la gran influencia que presenta la densidad relativa en el comportamiento del terreno. Es por ello, se admite hasta ahora que la susceptibilidad del suelo a un deslizamiento estaría determinada hasta un grado bastante alto, por su porosidad o densidad relativa. En otras palabras, podemos afirmar que, con un movimiento sísmico dado, un depósito de arena está expuesto y puede sufrir colapso en su estructura interna, mientras que, en el mismo material en estado más denso, puede no ocurrir.

5.1.5.3. DEFORESTACIONES

La ausencia de vegetación y la deforestación han sido identificadas como elementos muy importantes de desestabilización de taludes urbanos. La cobertura de vegetales presentes también determinan una mayor o menor protección ya sea contra el impacto de las granizadas o las gotas de la lluvia, las cuales pueden producir erosión laminar o la acción erosiva del viento o las tempestades conocido como “paracas”. Al no existir protección vegetal, se deja al terreno expuesto a la erosión por el viento, los cuales pueden desequilibrar el talud y sacarlos de su ángulo natural de reposo.

5.1.5.4. PROCESOS DE EROSION

De acuerdo a la evaluación realizados, actualmente Jahuay, además de estar en una zona de un elevado potencial de deslizamientos, se encuentra seriamente afectado producto de los efectos de la erosión, lo cual lo hace aún más vulnerable no solo frente a los sismos,

sino frente a la acción misma de la erosión que puede ocasionar el colapso de las estructuras adyacentes.

Jahuay, debido a su clima, ubicación, etc., es una zona expuesta y propensa a sufrir estos efectos ya que las condiciones se presentan en forma muy favorable y alarmante para el desarrollo de la erosión.

FACTORES DETERMINANTES DE LA EROSION LOCAL

Los factores determinantes de la erosión encontrados en el muestreo en la zona de Jahuay, son: El viento, la humedad, las sales y sulfatos, las altas temperatura o efectos de insolación. A continuación, pasamos a describir los efectos que estos factores producen en la zona de Jahuay, de acuerdo al muestreo realizado:

LA HUMEDAD

El agua en forma de humedad, es el vehículo de las sales, sulfatos o factores agresivos contenidos en los suelos, los que ocasionan afloramientos y cristales sobre la superficie de la zona que está en estudio.

La humedad es originado por varias causas, tal como la distancia cercana al océano pacifico, las brisas marinas, garuas y lluvias.

EL VIENTO

El viento es el causante de daños por concepto de erosión que ocasiona en un porcentaje significativo de la zona que está en estudio. Los daños por erosión debido al factor viento, se manifiestan de diversas maneras, ya sea empleando a la arena como factor invasor de pistas y terrenos adyacentes, en otros casos al trasladarse los gránulos de arena por acción del viento de un lugar a otro lugar, se convierten en factor agresivo y desestabilizantes de los taludes.

En esta zona, el viento socaba la superficie del suelo al arrastrar partículas de arena, a la vez que invade terrenos destinados para vivienda; como efecto secundario, el viento cuando erosiona y transporta partículas de arena y polvo, transmite elementos perjudiciales o infecciosos, tanto para la edificación como para la salud de los pobladores respectivamente.

SALES Y SULFATOS

Los daños encontrados debido a las sales y sulfatos que pudieran contener los suelos se encuentran en proporción variada, en todo el sector de Jahuay. Estos daños se manifiestan en forma de afloramientos en el suelo.

TEMPERATURA

La erosión causada por el factor temperatura, en forma particular la insolación y que ocasiona los efectos de dilatación y contracción, desintegrando las partes superficiales del elemento expuesto, se presentan en esta zona donde no existe mayor vegetación y es predominante la presencia de arenas.

Estos daños son manifestados en forma de rajaduras o grietas y posterior colapso de pistas, los mismos que se encuentran expuestas a altas temperaturas por insolación.

LLUVIA

La presencia de lluvias en Jahuay, es solo del régimen de verano, no siendo un factor predominante de erosión, ya que la fuerza con que ella se desplaza es débil, sin embargo existen antecedentes de lluvias torrenciales ocurridas en forma esporádica en el pasado, y que han dejado evidencias de sus daños en toda la zona de Jahuay.

5.1.6. Ubicación y extensión

Los movimientos telúricos o sísmicos de acuerdo a su intensidad pueden activar deslizamientos de tierra. En caso de un sismo, existe triple efecto de incremento de esfuerzo cortante, una disminución de resistencia por incremento de la presión en los poros y finalmente la deformación asociados con la onda sísmica; pudiéndose llegar hasta producir la falla al cortante, inclusive en algunos casos hasta la licuación si se trata de suelos granulares saturados.

Para el análisis de los taludes y de las laderas que están expuestos a eventos sísmicos deben considerarse los siguientes factores:

- a. El valor o intensidad de las fuerzas sísmicas que son aplicadas sobre masas de suelo potencialmente deslizables.

- b. Disminución en la resistencia, producto de las cargas vibratorias, las que inducen deformaciones cíclicas, que se puede disminuir en más del 50% en caso de suelos sensitivos y que en la mayoría de los casos, la disminución de la resistencia puede llegar hasta un 20% durante el sismo (según Makdisi y Seed. 1978).
- c. El incremento de presión en los poros, específicamente en suelos limosos y en arenas finas, en los cuales pueden producirse una disminución de la resistencia tal que ocasione el fenómeno denominado licuación.
- d. El incremento de fuerza sísmica producto de la amplificación en mantos de suelos blandos.
- e. La posibilidad de ocurrir fenómenos de resonancia, que están relacionados con la similitud que existe entre: frecuencia natural de vibración del talud y la producida por el evento sísmico.
- f.- La magnitud de deformaciones en la masa del suelo.

Las situaciones alcanzan alto grado de criticidad al combinarse altas susceptibilidades, debido a factores topográficos, geológicos, sísmicos y climáticos.

Al producirse la fractura de roca en una zona específica de falla geológica, la energía que libera es irradiada en todas las direcciones. La zona de liberación de energía no siempre es un punto, sino que también puede ser una línea o un área generalmente alargada en la misma dirección de la falla. Sismos que producen un mayor daño son aquellos relativamente superficiales.

La zona de superficie que está ubicada inmediatamente por encima del área donde se produce la liberación de energía es denominada epicentro o área epicentral.

La mayoría de deslizamientos en grandes volúmenes y los agrietamientos del suelo en gran magnitud pertenecen al área epicentral los que van disminuyendo conforme el punto considerado es cada vez más lejana del área epicentral y que la intensidad del sismo disminuye. Un sismo tienen dos parámetros importantes para definir su tamaño y la fuerza o potencia que son conocidos como: la magnitud y la intensidad.

5.1.6.1 SUCEPTIBILIDAD SÍSMICA

El análisis de una amenaza sísmica también incluye la predicción cuantitativa o pronóstico de la intensidad que ocasionará cierto sismo en un determinado lugar. Las amenazas se pueden analizar ya sea determinísticamente o probabilísticamente.

En un análisis, el primer paso es la identificación y la correspondiente evaluación de las fuentes de información sobre sismos en la zona, para lo cual se recurren a las evidencias geológicas, actividad de las fallas, evidencias tectónicas existentes, así como la sismicidad histórica e instrumental.

La teoría de las placas tectónicas es la base principal en los análisis sísmico-geológicos o Paleosismología. Las actividades de las fallas son también elementos muy importantes para definir o determinar si las fallas representan amenaza sísmica, finalmente es común diferenciar entre fallas activas y las inactivas.

La sismicidad histórica nos permite confirmar sismos que hayan ocurrido en el pasado y también nos permite estimar una distribución geográfica de intensidad; pero, es la sismicidad instrumental la herramienta más útil o efectiva para un detallado análisis de amenaza sísmica.

Actualmente existen instrumentos modernos, los que están ubicados en la mayoría de las zonas consideradas sísmicas, los mismos que nos permite determinar las características y la localización de casi todos los eventos sísmicos que suceden.

Algunos materiales son muy susceptibles a fallar por la acción y presencia de un evento sísmico. Para analizar esta susceptibilidad sísmica deben tenerse en cuenta los factores:

1. Subsistencia sísmica

Se denomina así a una de las propiedades dinámicas más importantes del loess, esto se debe básicamente al gran volumen de poros, así como la poca cementación que tiene la estructura de estos materiales que han sido depositados por acción del viento. La presencia de macro-poros, cuyo tamaño es varias veces mayor a la que tiene la partícula (en algunos casos hasta varios cientos de veces). La cementación entre partículas generalmente es muy pobre, donde predominan las partículas de cuarzo.

La susceptibilidad a una subsidencia sísmica se puede analizar realizando ensayos de consolidación dinámica, en equipos que sirven para una compresión triaxial dinámica. En caso de que el esfuerzo dinámico alcance a rangos del esfuerzo dinámico crítico (CDS), la estructura del suelo colapsa.

2. Fragilidad

Algunos materiales considerados relativamente duros tienden a desmoronarse en caso de un evento sísmico lo cual se debe generalmente, a su fragilidad en el sistema de discontinuidades. Este caso es común ver en suelos residuales fracturados poco meteorizados. Situación similar ocurre en caso de los materiales cementados bastante porosos como en caso de la piedra Pómez; en este caso la presencia de poros grandes facilita su deformación interna por efecto de los esfuerzos sísmicos donde se produce la falla en la cementación interna de sus partículas.

Un caso bastante común de falla de eventos sísmicos se da en los taludes que tienen fuerte pendiente o pendiente muy pronunciada, cuyos suelos son granulares pero no muy cimentados. Se pueden mencionar las fallas ocasionadas en la región de San Francisco (Plant y Griggs, 1990), así como en las cenizas volcánicas cementadas en Japón (Yamanouchi, 1977). Estas fallas generalmente ocurren a tensión, causando grandes grietas, las que finalmente ocasionan deslizamientos de tierra.

3. Licuabilidad

Es la facilidad que tiene un suelo para perder su resistencia al cortante, pasando a comportarse como un líquido. Los limos y las arenas no cementados saturados, que se encuentran poco profundas tienen esta susceptibilidad. Los rellenos, pese a estar compactados son también materiales muy susceptibles a licuación.

Para la determinación de susceptibilidad de un suelo a la licuación, existen diversos criterios:

a.- Criterio geológico.

Se considera como depósitos de suelos más susceptibles a la licuación a aquellos materiales uniformes granulares sueltos, como en los casos de depósitos fluviales,

coluviales y los depósitos eólicos saturados. La licuación también se ha observado en algunos abanicos aluviales, playas y otras zonas con depósitos de semi-gravedad.

La licuación de depósitos antiguos se ha observado que es generalmente menos susceptible en relación a los depósitos nuevos. Los suelos del holoceno son los más susceptibles a licuación respecto a los suelos del pleistoceno.

Una licuación ocurre solo cuando el suelo está saturado, por tanto, la profundidad del nivel de agua influye mucho en la susceptibilidad a licuación. En suelos donde el nivel freático es sub-superficial, la licuación es más común. Los rellenos o depósitos realizados por el hombre sin compactación son muy susceptibles y están expuestos a la licuación.

b.- Criterio composicional.

La forma, tamaño y la gradación de las partículas son los que directamente influyen en la susceptibilidad a la licuación. La plasticidad tiene mayor efecto respecto al tamaño de los granos, suelos plásticos no son tan susceptibles a la licuación, en especial los limos y arenas finas.

De acuerdo al criterio y planteamiento de Wang (1979), algunas arcillas son también susceptibles a la licuación. Las arcillas que son susceptibles a licuación tienen generalmente las siguientes propiedades:

Fracción menor que 0.005 mm. < 15%

Limite líquido < 35%

Contenido de agua < 0.9 LL

Índice de liquides < 0.75.

Las gravas son menos susceptibles a la licuación, en proporción a las arenas.

La susceptibilidad a licuación, es también influenciada por la gradación. Aquellos suelos bien gradados son menos susceptibles respecto a los suelos pobremente gradados.

En caso de suelos con partículas redondas y finas son más susceptibles que aquellos suelos que tienen granos angulares.

c.- Criterio de Estado.

Es razonable que la susceptibilidad a una licuación de un suelo está en función al estado en que se encuentra el material, a los esfuerzos, a la densidad, y a la relación de vacíos que tiene el suelo.

La licuación puede darse en una masa de suelos o puede suceder a lo largo de la superficie o línea de falla, donde el factor preponderante son los esfuerzos de cortante. En el primer caso (masa de suelo), la licuación resultante es una variación del volumen o asentamiento, mientras que en el segundo caso, se produce el deslizamiento o falla al cortante.

4.- Dilatancia

La deformación asociada con el esfuerzo sísmico, es importante en caso de suelos granulares así como en los enrocados que tienen las grandes presas. En presas de enrocado se observa que la aceleración en la cumbre o parte superior del terraplén (corona), es varias veces mayor respecto a la aceleración en su base, y en algunas ocasiones excede el coeficiente sísmico que se usa en el diseño. Sucede que en estos casos el volumen o conjunto de rocas o partículas gruesas que conforman el enrocado es casi siempre muy resistente a la deformación, aunque se presenta en un estado muy crítico de aceleración, la deformación que generada logra que se produzca la falla del terraplén.

Han sido realizados muchos ensayos dinámicos hasta la falla de modelos de taludes que tienen forma de terraplén con suelos granulares, donde se ha observado que al fallar, el terraplén empieza con una dilatación visible (Konagai K.- Matsushima T. 1966). La aceleración producida por la falla al cortante de una superficie depende directamente de la frecuencia de excitación sísmica como del tamaño de granos, y que la falla no ocurre hasta que se haya generado una considerable dilatancia o dilatación.

5.- Amplificación por Efecto Topográfico.

En 1972, Boore ha realizado estudios numéricos sobre la respuesta sísmica de taludes que tienen gran altura, llegando a la conclusión que el movimiento en un talud consta de tres fases: una que es onda directa, otra onda reflejada, y una tercera onda difractada. El resultado demostró que existe una amplificación importante en la zona superior del talud, y que a todo lo largo de sus lados del talud puede ocurrir amplificación y atenuación, esto dependiendo de la forma o geometría del talud así como de la frecuencia del movimiento. En esta conclusión la amplificación tenía un valor de hasta el 100% disminuyendo en función al ángulo del talud y a la longitud de onda.

Los estudiosos Sitar y Clough (1983) detectaron que las aceleraciones referidas tienden a amplificarse en función a la cercanía o proximidad de la cara del talud, además la amplificación topográfica varía entre 40 y 76 %. La mayor amplificación se da en la cresta del talud si la frecuencia del sismo está cada vez más próxima a la frecuencia natural que tiene topografía.

En (1997) Sitar, menciona el caso de Santa Mónica, donde las aceleraciones amplificadas llegaron hasta valores de 0.93 g. de aceleración vertical, produciendo como consecuencia deslizamientos importantes. Estas fallas se han dado en depósitos que tienen edad Cuaternario con arena pobremente cementada, en taludes con alturas de 40 a 60 metros y pendientes de 45° y 60°. Las fallas más severas se han dado generalmente, hasta distancias de 50 metros desde la cresta de los taludes, distancia aproximada a la altura de éstos, además la mayoría de las fallas han ocurrido hasta 100 metros hacia arriba de la cresta. Este caso de amplificación nos demuestra el gran efecto que posee la topografía con respecto al compartimiento sísmico de los suelos.

5.1.6.2. ANALISIS SISMICO DE TALUDES:

El pronóstico o predicción de deslizamientos causados por sismos, o el análisis de estabilidad sísmica se puede clasificar en varios sistemas:

- **Análisis pseudo-estático:**

Este método utiliza el procedimiento general de los otros métodos de equilibrio límite, con la única diferencia de que se incluyen también las fuerzas pseudo-estáticas

horizontales y verticales, producto del evento sísmico. Se asumen que estas fuerzas sísmicas son directamente proporcionales al peso de la masa producto del deslizamiento potencial, así como de los coeficientes sísmicos K_h y K_v , que se expresan en términos de: veces la aceleración g , que produce el sismo.

Se recomienda que el análisis se realice con carga sísmica pseudo-estática solo la parte de la superficie más crítica, que ha sido identificada en el análisis estático.

En la mayoría de los análisis realizados, solamente se toma en cuenta la fuerza sísmica horizontal, y el valor de K_v se asume como igual a cero.

La magnitud del coeficiente sísmico debe ser semejante, o simular a la naturaleza de la fuerza del evento que directamente depende de la intensidad o la aceleración del sismo, así como la duración del movimiento y la frecuencia. Tratándose de un análisis muy conservador, puede asumirse que el coeficiente sísmico K_h sea equivalente a la máxima aceleración o pico esperado de un evento sísmico en la zona.

Sin embargo, el análisis de tipo conservador puede ocasionar dificultades numéricas para casos K_h mayor que 0.4.

- **Métodos de análisis de las deformaciones:**

Al aplicar este método de análisis debe tenerse en cuenta las deformaciones producidas por el evento sísmico. En caso de que las fuerzas de inercia producidos por el sismo y las condiciones del talud (Estáticas + Dinámicas), superan a las fuerzas resistentes disponibles, entonces el factor de seguridad adquiere valores menores a 1.0, y la masa del suelo ya no está más en equilibrio, produciéndose una aceleración como consecuencia del desbalance de fuerzas. En este, caso esta aceleración corresponde a una deformación en todo lo largo de la superficie de falla considerada.

El análisis de este tipo de deformaciones se realiza mediante una doble integración a la aceleración de exceso.

Uno de los problemas del análisis dinámico está en su complejidad, por lo que lo hace poco práctico para realizar análisis rutinarios de estabilidad. Sin embargo, existen programas que están basados en elementos finitos, los mismos que permiten trabajos de investigación bien detallados respecto a las deformaciones y sus efectos.

- **Método del desplazamiento de Newmark:**

En este método, el procedimiento extiende el análisis y recurre a la consideración de sucesos y de la historia de aceleraciones (Acelerogramas) de las masas de deslizamiento.

Este acelerograma es seleccionada de tal manera que, represente un modelo bastante real de los movimientos esperados del terreno en el mismo lugar, luego se procede a la comparación con la aceleración límite con el fin de determinar los desplazamientos permanentes.

En el método referido de Newmark se asumen que, existe una superficie de falla bien definida, un material muy rígido y perfectamente plástico, así como una despreciable pérdida durante el sismo y la ocurrencia de deformaciones permanentes exclusivamente cuando el esfuerzo dinámico haya superado a la resistencia al cortante. Así mismo, es de suponer que el talud se deformará hacia abajo. Este procedimiento requiere que, previamente se defina el valor de la aceleración crítica K_y , utilizando para ello métodos de equilibrio límite convencionales.

La dificultad de este método está principalmente en seleccionar un acelerograma apropiado, el cual debe simular el movimiento del talud; pero sucede que, una vez que se haya seleccionado el acelerograma, pueden calcularse los desplazamientos permanentes mediante la integración doble de las partes del acelerograma que excede la aceleración límite para la superficie de falla crítica.

5.1.6.3. PELIGRO SISMICO

Peligro natural es la probabilidad que pueda ocurrir un fenómeno potencialmente destructor, en una zona o un área específica y un determinado período de tiempo.

La amenaza a los deslizamientos, se muestra generalmente en planos que nos indican la distribución espacial de diversos tipos de amenaza.

Para determinar la zonificación de amenazas, es necesario tener en cuenta varios elementos:

1. Un Inventario detallado de todos los deslizamientos y los procesos de inestabilidad que hayan ocurrido en el pasado.

2. Conocimiento detallado de todos los procesos y también de los factores que los han producido.
3. Análisis de susceptibilidad a la ocurrencia de estos fenómenos, que está relacionada con las condiciones del ambiente existentes.
4. El estudio de probabilidades reales de que sucedan o se presenten estos fenómenos, las condiciones para la ocurrencia (por ejemplo, que pueda ocurrir una lluvia torrencial o un sismo con una considerable magnitud que pueda activar los deslizamientos de tierra). Una zonificación es producto de la aplicación de un modelo donde se involucran todos los factores que actúan o intervienen en el fenómeno.

Análisis de Probabilidad de Deslizamientos:

La expresión de la probabilidad que ocurra un deslizamiento puede indicarse en los términos siguientes:

- a. El número de deslizamientos ocurridos de algunas características que podrían ocurrir en un área por cada año.
- b. Las probabilidades de que, en una ladera o talud particular presenten deslizamientos en un tiempo determinado.
- c. Las fuerzas actuantes que son mayores a las fuerzas resistentes en términos de probabilidad sin tomar en consideración su frecuencia de suceso anual (factor de seguridad).

Métodos de cálculo de probabilidad de ocurrencias:

Para el cálculo de la probabilidad de ocurrencias, se disponen de varias formas o métodos, tales como:

- a. Datos históricos que se tienen recopilados del área de estudio o de áreas con características similares.
- b. Métodos empíricos, que están basados en correlaciones de acuerdo a unos sistemas de clasificación de estabilidad de taludes.
- c. Uso de evidencias geomorfológicas además de datos históricos, basada en criterio de profesionales conocedores.

- d. Relación con la frecuencia y la intensidad de los eventos detonantes, tales como las lluvias torrenciales y los sismos.
- e. Valoración directa en base al criterio de un experto o conocedor.
- f. Modelación de variables primarias tales como las presiones fisiométricas contra eventos detonantes, así como los conocimientos de las características físicas.
- g. La aplicación de métodos probabilísticas, considerando la incertidumbre en geometría, la resistencia al cortante, los mecanismos de deslizamiento y las presiones piezométricas.

Es muy importante unir las informaciones subjetivas con la información medida, el cual se puede hacer formal o informalmente. Además debe anotarse también que se tienen una serie de datos muy importantes, los mismos que no están a disposición para el análisis y que cualquier valoración de ésta puede resultar errónea si no se toman en cuenta.

La evaluación por especialistas o expertos es quizá, el método del mapeo más común y utilizado. Esto está basado en la experiencia que tiene un experto, quien determina los criterios de estabilidad, las reglas y la evolución de los movimientos. Estos criterios están basados en algunas experiencias adquiridas en situaciones aparentemente similares.

Las ventajas en la evaluación que realiza un experto son los análisis multi-criterio que están definidos en la mente del experto o profesional experimentado, quien además puede analizar en diferentes escalas manejando constantemente la información anterior, que está basada en la descripción detallada de las condiciones del campo.

5.1.6.4. VULNERABILIDAD

La vulnerabilidad es una disminución de seguridad o grado de pérdida de seguridad de un determinado elemento o un grupo de elementos en riesgo, como consecuencia de la ocurrencia de un sismo o un fenómeno natural con una magnitud determinada.

Para realizar el análisis de vulnerabilidad es necesario conocer detalladamente la densidad Poblacional, condiciones de su infraestructura, actividades económicas

comunes y los efectos de cierto fenómeno sobre estos elementos que están en riesgo. Generalmente este tipo de trabajo lo realizan profesionales de disciplinas que no necesariamente son relacionadas a las ciencias que estudian la tierra.

La vulnerabilidad es afectada negativamente por la naturaleza del sitio, ya sea arriba o abajo el deslizamiento, así como la naturaleza del elemento que está en riesgo.

La cuantificación o valoración de la vulnerabilidad puede definirse como un nivel potencial de daño o grado de pérdida de un determinado elemento, que se expresa en una escala cuyo rango es de 0 a 1:

$$V = V_s \times V_1 \times V_i \dots$$

V_s = Probabilidad del impacto espacial del deslizamiento sobre el elemento.

V_1 = Probabilidad en el tiempo (donde se encuentre el elemento durante el impacto).

V_i = Probabilidad de letalidad o proporción del valor del elemento.

Cuando se trata de valorar o cuantificar la vulnerabilidad es muy necesario tener en cuenta el tipo, la proximidad y distanciamiento de las facilidades que han sido afectadas o población afectada, el grado de protección ofrecida a los habitantes por la naturaleza de la facilidad, por la escala o el volumen probable de la falla, el grado de prevención o alarma, la velocidad del movimiento y su oportuna respuesta, como también la posibilidad de suceder efectos secundarios. Se asignan valores con rangos de 0 a 1, en función a la experiencia histórica vivida en el manejo de determinada amenaza.

5.1.6.5. RIESGO POR DESLIZAMIENTO

Riesgo es la cantidad o número esperado de pérdida de vidas humanas, habitantes heridos, daños a la propiedad, así como las pérdidas materiales y económicas, que están relacionadas con la ocurrencia de cierto fenómeno.

Con fines de implementar las medidas de prevención y control, conviene identificar los niveles de riesgo al que se está expuesto. El análisis de riesgo se basa en la observación y en el registro de indicadores tanto naturales como los que son producidos por acción antrópica, que son analizados desde el punto de vista de las consecuencias que resultan en el caso de formación o en progreso de procesos de deslizamientos.

Estas consecuencias no solo deben analizarse para las áreas urbanizadas sino también tomando en cuenta la posibilidad de una futura ocupación o población de las zonas aledañas.

Para un análisis de riesgo es muy importante que sean bien definidos los tipos y procesos, los parámetros de formación y progreso, como también la previsión de las posibles consecuencias resultantes. Partiendo de este procedimiento se puede caracterizar las situaciones de riesgo, como también sus dimensiones.

En este sentido es posible llegar a la conclusión que, se tratan de varias situaciones de riesgo localizados, afectando solo a ciertos lugares específicos del área ocupada, o un caso de riesgo generalizado que podría afectar a toda el área ocupada. Dicha caracterización es muy importante cuando se trata de determinar la mejor forma de mitigar un problema de probable deslizamientos.

Análisis cualitativo del riesgo

Es una forma más simple de poder realizar un estudio sobre riesgo a deslizamientos, incluye el adquirir conocimientos sobre amenazas, sus elementos en riesgo y sus correspondientes vulnerabilidades, cuyo resultado son expresados en forma cualitativa (sin cantidades). Los diversos atributos pueden calificarse o clasificarse tal que se expresa el riesgo prácticamente de una forma verbal.

Análisis Cuantitativo del Riesgo:

Este Análisis denominado Cuantitativo del Riesgo incluye también las actividades siguientes:

a. Análisis de las amenazas:

En este análisis, se determina la probable distribución de los deslizamientos, expresado en términos de número, como también las características de los taludes y sus deslizamientos para un proyecto en particular. Esto puede también realizarse como una distribución frecuencia - magnitudes.

b. Elementos en riesgo:

En este caso el objetivo principal es determinar la probable distribución del número, la naturaleza y las características de los elementos que están en riesgo (personas y bienes materiales). Debe tenerse en cuenta la localización precisa de los elementos en riesgo respecto a las amenazas (por ejemplo si se encuentran más abajo del deslizamiento); o también cuando el elemento en riesgo está posicionada fijamente (ejemplo una casa) o es un móvil (ejemplo personas, animales, automóviles, etc.) y la posibilidad de tomar las medidas de mitigación como pueden ser los sistemas de alarma, avisos, etc.

c. Análisis de vulnerabilidad:

En este caso, el objetivo es la medición del daño o la probabilidad de lamentar la pérdida de vidas humanas, ocasionado por la interacción del elemento que está en riesgo en caso cuando el deslizamiento suceda.

d. Análisis de Riesgo:

Este tipo de análisis tiene por finalidad de determinar la probable distribución de las posibles consecuencias que podría ocasionar el deslizamiento. El cálculo primario consiste en una operación matemática que está basada en la amenaza, así como en los elementos en riesgo y también en la vulnerabilidad de estos elementos, utilizando para ello álgebra probabilística o también métodos de simulación.

Al realizar un estudio integral de riesgo, debe determinarse el número de personas amenazadas, como también las propiedades en riesgo. Bergren (1992) ha propuesto una tabla el cual sirve para la valoración total del riesgo, en función a la posición en que se encuentran las personas, sus propiedades o bienes materiales, respecto al deslizamiento.

Mitigación del Riesgo:

El realizar un análisis del riesgo es siempre interactivo, con los efectos de poder tomar las medidas de mitigación frente al riesgo que se valoren. Este hecho puede influenciar en la probabilidad o en algunas características de los deslizamientos (así por ejemplo reducir su volumen a velocidad), algunos elementos en riesgo (ejemplo: los

sistemas de alarma) o vulnerables. La efectividad o buen resultado de las medidas de mitigación frente a un riesgo pueden ser valorados en un sentido económico como también la reducción potencial de muertes, lo cual es lo más importante.

Limitaciones del análisis y valoración del riesgo

Existen una serie de limitaciones en el análisis y valoración del riesgo en caso de taludes y sus deslizamientos, los mismos que a continuación se indican:

- a. Contenido del criterio o el prejuicio en los datos que se utilizan para el análisis, los que pueden resultar como si los valores de los riesgos valorados tuvieran una incertidumbre inherente.
- b. La diversidad de formas o métodos en que se puede realizar el análisis de los problemas, pueden ocasionar una diferencia muy considerable en los resultados sí el mismo problema ha sido considerado por diferentes profesionales.

MEDIDAS PARA LA PREVENCIÓN DEL RIESGO

El objetivo más importante que se busca al realizar un estudio de estabilidad de taludes y/o laderas es el de determinar y/o establecer las medidas de prevención y control, con fines de reducir o disminuir niveles de amenaza y riesgo existentes. Los beneficios más importantes de la prevención es la reducción de amenazas y riesgos.

Schuster y Kockelman (1996) han propuesto una serie de principios básicos y metodologías con fines de reducir las amenazas de deslizamientos utilizando sistemas de prevención, los mismos que requieren de políticas de Estado y de, colaboración y sensibilización de las comunidades. Sin embargo, eliminar los problemas de riesgos en todos los casos no es posible así sea mediante métodos preventivos, requiriéndose establecer medidas de control manual para la estabilización de taludes que se encuentran en riesgo, susceptibles a producirse un deslizamiento o deslizamientos activos.

Realizar una estabilización de deslizamientos activos o conocidos como potencialmente inestables es una labor muy compleja, el mismo que requiere de estudios detallados, metodologías modernas de diseño como también de construcción.

En el presente capítulo se exponen algunos sistemas de prevención, manejo y la estabilización de deslizamientos.

METODOS PARA ELIMINAR O DISMINUIR EL RIESGO

Una vez realizado el estudio del talud, determinados los niveles de amenaza y de riesgo, así como el mecanismo de falla y después de haber realizado un análisis de los factores de equilibrio, podemos proceder a lograr el objetivo final referido al diseño del sistema de prevención, de control o estabilización.

Se cuenta con diversas formas y criterios para enfocar y resolver cada problema en específico, así como la utilización de metodología que se requiere emplear, dependiendo siempre de una serie de factores tales como: técnicos, económicos, sociales, políticos, etc.; con gran cantidad de variables que se tienen tanto en el espacio como en el tiempo.

A continuación, presentamos algunas de las metodologías que han sido utilizados con fines de disminuir o eliminar el riesgo a los deslizamientos de tierra como son:

Prevención

La prevención incluye también el manejo de la vulnerabilidad, tratando de evitar la posibilidad de que se puedan presentar los riesgos o amenazas. La prevención debería ser un programa de estado, en todos los niveles mediante una legislación de un sistema adecuado de manejo de amenazas, el cual permita la disminución de los riesgos a deslizamiento en una determinada zona.

Elusión de la Amenaza

Eludir una amenaza de deslizamiento consiste en evitar que todos los elementos en riesgo estén expuestos a esta amenaza.

Estabilización

La estabilización de talud consta de los factores que se indican:

1. Determinar el sistema o sistemas combinados de estabilización más apropiados, considerando todas las circunstancias del talud previamente estudiado.

2. Diseñar muy detalladamente el sistema a utilizar, incluyendo planos y otras especificaciones de diseño.
3. Instrumentación, control y monitoreo durante y después de realizada la estabilización.

5.1.6.6. RESTRICCIONES AL DESARROLLO DE ZONAS DE RIESGO

Es considerado como uno de los métodos más prácticos, efectivos y económicos para reducir pérdidas por deslizamiento a la planificación de nuevos desarrollos urbanos, tratando a las zonas susceptibles a deslizamientos, como zonas abiertas o verdes, o como áreas de baja intensidad de uso.

En algunas ocasiones es necesario recurrir a la evacuación de áreas ya utilizadas como zonas urbanas, mediante adquisición de la tierra, expropiaciones y propiedades del Estado, y la reubicación de sus habitantes con sus correspondientes viviendas. Sin embargo, se considera como el método más efectivo el de evitar el desarrollo de áreas susceptibles, el cual se puede obtener a través de varios sistemas como:

1. Políticas de disuasión

Programas de información pública

Es muy importante que los habitantes estén bien informados sobre la existencia de amenazas de deslizamiento, tal es así que ellos mismos actúen como un sistema de control, disminuyendo y/o evitando la necesidad de inversiones en estas zonas.

Manejo de escrituras Públicas o certificados de propiedad

Algunas regiones manejan normas que exigen y hasta obligan a las personas a vender sus propiedades ubicadas en áreas susceptibles tanto a los deslizamientos como a las inundaciones, especificando las razones en forma escrita a los propietarios que tienen potenciales amenazas geológicas al que están expuestos.

Negación de los servicios públicos

Las Municipalidades están facultadas para prohibir la construcción de los servicios públicos como acueductos, alcantarillado, vías de accesos, energía eléctrica, etc., en áreas consideradas como susceptibles a deslizamientos.

Avisos públicos

El Estado debe colocar vallas o avisos para alertar a la población sobre la amenazas en una determinada área.

Negación de créditos

Todas las Entidades financieras deben establecer políticas con fines de negar los créditos cuando se trate del desarrollo de arcas amenazadas o zonas vulnerables.

2. Regulaciones al uso de las tierras

La regulación al uso de tierras siempre es manejada por el Estado, quien puede prohibir el uso en lugares específicos o realizar operaciones que puedan ocasionar falla en los taludes, tales como las construcciones de vías de acceso, carreteras, conformación de urbanizaciones, construcción de edificios, sistemas de riego, tanques para almacenamiento de agua, disposición de desechos y otros.

3. Códigos técnicos para el buen manejo de taludes

Ciudades como el caso de Hong Kong han elaborado ciertos códigos para el manejo de taludes, donde se especifican con claridad los parámetros técnicos para diseñar y construir obras de estabilización de taludes.

Como específico tenemos a Bucaramanga-Colombia, donde el Código indicado es manejado y controlado por las autoridades ambientales de forma independiente, pero siempre concertado con las entidades encargadas de la planificación y desarrollo. En este caso, en el código se establecen algunas regulaciones y normas para ciertos aspectos como:

- Requisitos para la presentación de los proyectos que desean realizar modificaciones del terreno.

- Parámetros mínimos cuando se trate de: Elaboración de estudios geotécnicos y relacionados a estabilidad.
- Aislamientos mínimos de la base o pie y corona de los taludes, cauces de ríos o quebradas, colectores de alcantarillado, etc.
- Procedimientos para el buen manejo y la estabilización de taludes, como son: construcción de muros de contención, control y monitoreo de aguas superficiales y aguas subterráneas.
- Normas establecidas para el control del fondo y laterales de cauces.
- Requisitos más exigentes cuando se trate de construcción de vías de acceso en áreas susceptibles, rellenos en tima y la disposición de escombros.

En ciertas ciudades la propia experiencia les ha permitido expedir códigos otorgados por las oficinas de planeación. Estos códigos generalmente tienden a sobre-diseñar donde los factores de seguridad en estos taludes son elevados o altos.

4. Medidas mediante avisos y alarmas

Las áreas que están propensas a deslizamientos pueden instrumentarse con fines de prevenir o alertar respecto a la ocurrencia de un fenómeno donde se pueden difundir algunos programas de información hacia la comunidad, sobre la posibilidad que pueda ocurrir un determinado deslizamiento. En los sistemas de observación de campo se utilizan extensómetros, inclinómetros, piezómetros, cercas eléctricas y disyuntores. Recientes innovaciones, incluyen instrumentos acústicos, la televisión, el radar, rayos láser y equipos medidores de vibración, los que pueden ser telemanejados desde una central de estación receptora.

Los sistemas para el monitoreo y la alarma son instalados con la finalidad primordial de proteger vidas y propiedades mas no así para prevenir deslizamientos. A pesar de ello, estos sistemas en algunas ocasiones también permiten y dan un tiempo suficiente después de dada el aviso, para lograr construir medidas Físicas de control que reducen la amenaza a largo plazo.

METODOS DE ELUSIÓN DEL PELIGRO

Antes de aplicarse un método de elusión del peligro debe estudiarse la posibilidad de poder aplicar sistemas de estabilización en aspectos técnicos y económicos.

En ingeniería no es recomendable el tratar de eludir a los problemas, más al contrario debe intentarse resolverlos en lo posible.

La presencia de grandes deslizamientos o de gran magnitud es difícil de estabilizar, siendo éste un argumento de peso para poder sustentar un proceso de oclusión. Debe tomarse en cuenta que en algunas ocasiones estos deslizamientos son registrados como movimientos antiguos, los que han sido alterados por posteriores procesos de meteorización, erosión, vegetación o por actividades humanas. El no detectar estos grandes deslizamientos en la primera fase de planeación puede ocasionar costos muy elevados al momento de la construcción.

En caso de taludes o coluviones producidos por antiguos movimientos, cualquier variación topográfica, corte o cambio en la precaria estabilidad pueden ocasionar nuevos movimientos.

Construcción de variantes

El identificar y cuantificar un deslizamiento resulta más ventajoso para el proyecto; para posteriormente modificarlo y evitar en lo posible la zona denominada problema. Para aplicar este método en forma correcta se requiere de un conocimiento geológico y geotécnico integral de la zona vulnerable, que permita llegar a la conclusión que no es conveniente ni técnica ni económicamente viable utilizar un sistema de estabilización, más al contrario se recomienda la elusión del problema, modificando así el proyecto planteado, es decir, construyendo una variante vial.

Remoción total de la masa de deslizamientos o los materiales inestables

En caso de que ya no sea posible construir una variante, puede plantearse el removimiento total o parcial de los materiales producto de los deslizamientos antiguos o que se encuentran con riesgo de activación. Una remoción de materiales inestables se considera desde su descapote o remoción de la base hasta la eliminación total de todo el material inestable. Casi siempre existen limitaciones prácticas al aplicar este método

debido a que son grandes volúmenes de material que hay que remover, así como la falta de espacio para depositarlas, teniendo en cuenta los efectos ambientales.

En taludes en roca se practica la remoción de los bloques sueltos o inestables. Este trabajo puede incluir la remoción de rocas o material acumulada sobre las gradas, conformación de superficies y remoción de salientes, utilizando explosivos si el caso amerita.

La remoción de roca cuando se trata del uso de explosivo es muy peligrosa para el personal que realiza este trabajo, como también para las personas que habitan en estos lugares o se encuentran muy cercanas, así como para animales, paso de vehículos, etc.

5.1.6.7. MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD DEL SUELO

Inyecciones

Se han realizado varios intentos para determinar esquemas de control de deslizamientos utilizando diversos productos químicos.

Estas inyecciones que son derivados de diversos productos químicos se utilizan para mejorar la resistencia como también para la disminución en la permeabilidad de materiales rocosos y en otras ocasiones de suelos permeables. Las inyecciones pueden ser con materiales cementantes, como son el cemento y la cal, así como otros productos químicos como los silicatos, resinas, ligninos, acrylamidas y uretanos. Las inyecciones de cemento y cal generalmente se aplican en suelos gruesos o cuando existen fisuras abiertas, mientras que los productos químicos son utilizados en materiales que tienen menos permeabilidad.

Antes de determinar la aplicación de una inyección, debe investigarse y estar seguro que el material a inyectar realmente pueda penetrar hacia los vacíos o a las fisuras. Esto puede ser determinado en términos de relación de inyectabilidad como:

$$N = D15(\text{suelo}) / D85 (\text{inyección}).$$

Esta relación debe ser mayor a 25 garantizando así que la inyección penetre a la formación de manera exitosa. Si esta relación de inyectabilidad es menor a 11 no garantiza

la penetración de la inyección por lo tanto no será recomendable realizar la labor de inyección.

La penetrabilidad del contenido de las inyecciones químicas está en función a su viscosidad, a la presión de inyección aplicada y al período de inyección, así como a las condiciones de permeabilidad del suelo inyectado.

Suelos que contienen más de 20% de finos materiales, generalmente no son inyectables así sea con productos químicos.

Los productos químicos más comúnmente usados son el cemento y la cal, mediante inyecciones o colocándolo en perforaciones sobre superficies de falla. El efecto de una inyección es el desplazamiento del agua que se encuentra alojada en los poros y las fisuras, logrando la disminución del contenido de agua y humedad, así como para cementar los poros y las fisuras. El mortero de inyección al endurecerse crea como una especie de esqueleto en las áreas de suelo o roca tratada.

La presión de inyección aplicada debe ser mayor que lo producido por el sobrepeso del suelo y el agua para así permitir la penetración a las fisuras y poros existentes a lo largo de toda la superficie de falla activa.

Si se utilizan hileras de perforaciones, éstas se colocan inclusive hasta por más abajo de la superficie de falla, y son utilizados como ductos de inyección. El distanciamiento entre taladros o huecos de inyección varían de 3 a 5 metros. Se recomienda que la inyección se inicie con la hilera más inferior, cuya finalidad es la de mejorar la zona de apoyo en el pie de falla y así evitar falla que se pueda dar durante el proceso de inyección. Es importante tomar en cuenta que como consecuencia del proceso de inyección, la presión de los poros puede aumentar, lo cual agravaría los problemas de movimiento que existe en los taludes. Sucede que la presión de los poros se incrementa cuando son bloqueados los caminos o rutas de corriente de agua razón por lo que debe tenerse mucho cuidado en definir el diseño del sistema o método de inyección.

Estabilización con cemento

En este caso, es un proceso de cementación y relleno de vacíos que tiene el suelo o roca, así como las discontinuidades con mayor abertura, aumentando así la resistencia del conjunto como también controlando los flujos de agua existentes en el interior.

Los procesos de inyecciones se deben realizar en varias etapas, comenzando por una inyección en la zona crítica o requerida y, terminando con los rellenos de zonas complementarias y específicas.

En suelos residuales la aplicación de inyección de cemento en zonas permeables del límite inferior del perfil de meteorización ha dado buen resultado.

Las proporciones de agua-cemento que se utilizan varían de 0.5:1 a 10:1, dependiendo siempre del tamaño de vacíos; pese a que el rango usual o común varía entre 0.8:1 y 5: 1. Además el tiempo de fraguado del material inyectado de cemento está en función directa a la proporción agua-cemento, cuyos tiempos varían en los rangos de 4 a 15 horas y para casos cuyas relaciones de cemento son mayores de 10, se dan excepciones en que nunca se produce el fraguado.

Es frecuente el incremento de otros productos al cemento con la finalidad de obtener mejores resultados de la inyección, tales como acelerantes, retardadores o retardantes, coloides para minimizar la segregación, tomas reductoras de agua, expansores, etc. En algunas ocasiones el cemento es mezclado con arena, con arcilla o con puzolana ceniza como volúmenes de relleno cuya finalidad es la disminución de los costos de la inyección.

Estabilización con cal

Existe también el método de estabilización de terraplenes de arcilla utilizando capas de cal viva (CaO). Este proceso de mezcla con cal consiste en lograr la reacción de la cal con la arcilla, cuyo resultado es el Silicato de Calcio, cuyo compuesto al lograr su fraguado resulta ser muy duro y resistente.

Estos últimos años se han venido utilizado técnicas de inyección con lechada de cal hacia dentro del suelo. Esta lechada que sigue las rutas de las zonas fracturadas y superficies de debilidad, son inyectadas utilizando tubos de hasta 4 centímetros de diámetro cuyas puntas son perforadas. La inyección es puesta al rechazo, con distanciamientos que varían entre 30 y 45 centímetros, cuyas presiones típicas varían entre 350 y 1300 Kpa. Aplicando esta modalidad se pueden inyectar y tratar profundidades mayores de 40 metros. En algunos casos también se han utilizado inyecciones de cal mezclada con cenizas.

5.1.7 Estabilidad Interna en Muros de Contención en Tierra Reforzada

5.1.7.1. Refuerzo de Suelos

Las estructuras de un suelo reforzado, son sistemas ya compuestos del suelo compactado y sus elementos de refuerzo en tensión. Su resistencia interna principalmente es debido al refuerzo y que externamente son diseñados como estructuras masivas por gravedad. Son fáciles, bastante sencillas y rápidas de construir; el principal componente es el suelo y se pueden adaptar fácilmente a la topografía. Los muros de suelo se pueden reforzar mediante flejes o mallas metálicas o utilizando geosintéticos (geotextiles o geomallas).

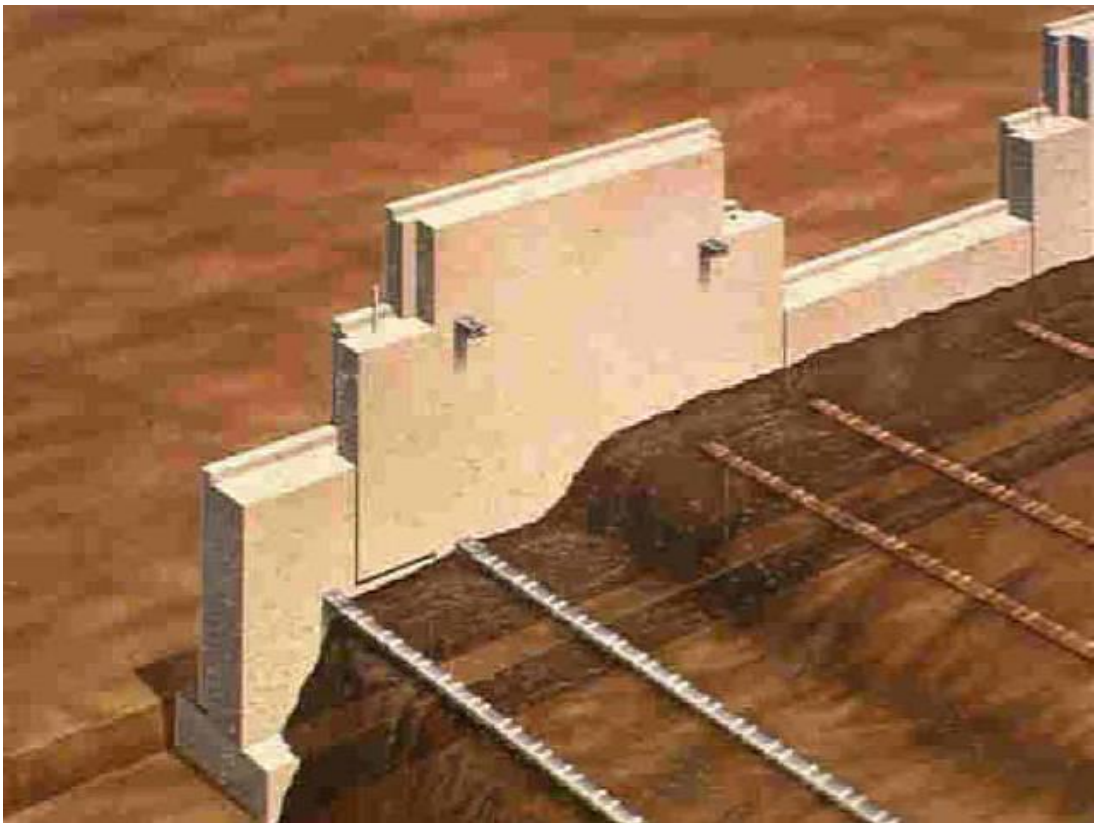
Son alternativas económicamente rentables para gran parte de aplicaciones respecto al concreto armado y/o muros de gravedad que tradicionalmente se han utilizados con fines de retener el suelo. Estos muros ofrecen diversas ventajas técnicas como también económicas a diferencia de las estructuras convencionales a base de concreto armado, esto en zonas donde los suelos de fundación presentan pobres y bajas condiciones.

Los muros de suelo reforzado hasta hacen algunos años han sido estructuras temporales convenientemente y rentables en la construcción de vías provisionales en proyectos de construcción de vías de acceso y carreteras. Estos muros de suelo reforzado también se emplean como soporte de los pilares en un puente provisional.

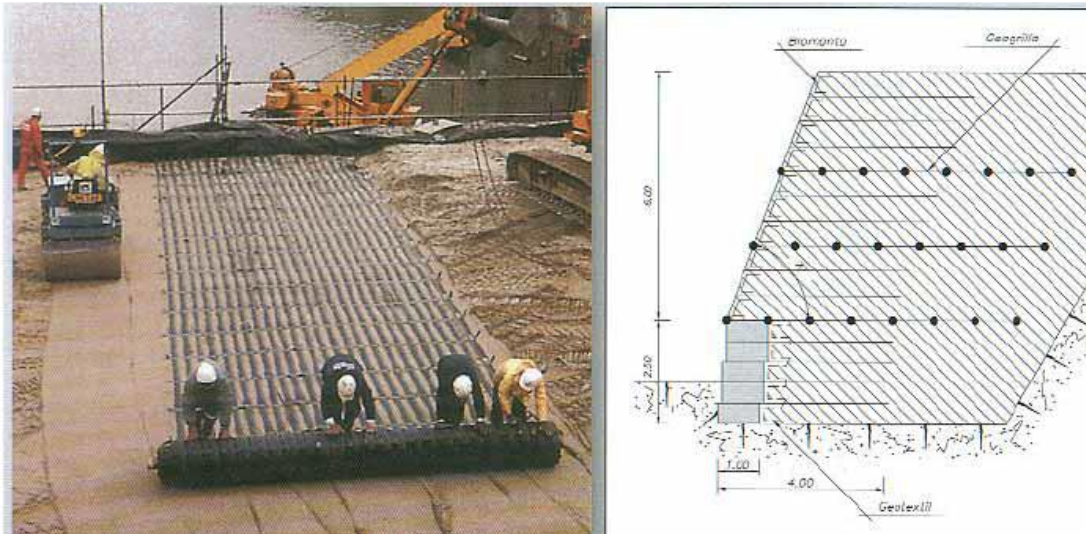
Los geosintéticos también complementan las falencias presentadas por los materiales térreos, los que permiten obtener excelentes ventajas tanto técnicas como económicas en la construcción de los muros en suelos reforzados, taludes reforzados, sistemas de subdrenaje, terraplenes sobre suelos blandos, etc. Los suelos son similares al concreto porque presentan una aceptable resistencia a la compresión, pero también son malos cuando se trata de soportar esfuerzos de tracción, por eso sucede que cuando los suelos se combinan con elementos capaces de absorber y soportar esfuerzos de tracción como es el caso de los geotextiles se podría lograr estructuras de suelo reforzadas.

5.1.7.2. Consideraciones Generales de Diseño

La tierra reforzada denominada moderna fue inventada y luego patentada por el Arq. Francés Henri Vidal en la década de 1960, llegando a América en el año 1972. Originalmente se utilizaban láminas de acero como refuerzo, y que conforme pasaba el tiempo este sistema ha ido evolucionando hasta ha logrado incluir otros tipos de refuerzo, en especial los geosintéticos como son las geomallas y los geotextiles tejidos).



La tierra reforzada es una asociación entre la propia tierra y elementos lineales que son capaces de soportar las fuerzas de tensión. Estos elementos lineales son tiras que pueden ser de plástico reforzado o metálicas. El refuerzo de estas tiras da al conjunto una mayor resistencia a la tensión la cual requiere el suelo, con una ventaja adicional, que toda la masa puede ser reforzada única o básicamente en las direcciones que más convienen. La fuente de resistencia a la tensión es producto de la fricción interna del suelo, puesto que las fuerzas producidas en la masa se transmiten desde suelo hacia las tiras que sirven de refuerzo por fricción.



MUROS DE TIERRA REFORZADA

Así se denomina a los muros de tierra armada, a los sistemas donde se utiliza materiales térreos como elemento principal de la Construcción. La estabilidad obtenida de un muro de retención construida a base de tierra armada comprende principalmente dos clases de análisis.

Cuando se trata de un muro de contención de tierra armada es porque básicamente está constituido por un suelo bastante granular y compactado donde se colocan bandas de refuerzos horizontales y verticales a intervalos regulares. Generalmente estas bandas de refuerzo son de acero galvanizado, pero que también pueden ser de otro material como el acero inoxidable, aluminio, plástico u otros materiales no biodegradables.

METODOLOGÍA DE DISEÑO

Una metodología de diseño está basada en asumir que en la estructura no tienen presiones hidrostáticas, además que la superficie íntegra de falla activa es plana y definida por la metodología Rankine.

1. Primero se trata su estabilidad interna, para luego determinar el espaciamiento que debe haber entre geosintéticos, la dimensión del geosintético como también la distancia que debe tener el traslape

2. Se realiza una investigación sobre la estabilidad externa contra un posible volteo, así como el deslizamiento y la falla de la fundación, al final se verifica y de ser necesario se modifica el diseño interno de acuerdo con estos resultados.
3. Se tratan consideraciones miscelánicas, donde también se incluyen los detalles mínimos de la cara del muro

Realizar un análisis minucioso de la estabilidad interna con la finalidad básica de determinar la longitud necesaria que tendrán las tiras de refuerzo y las separaciones tanto horizontal como verticalmente, esto con fines de que en lo posterior no se produzcan deslizamientos del material térreo con respecto a las tiras. Las consideraciones por estabilidad externa incluyen también las de volteo, el deslizamiento y la capacidad de carga.

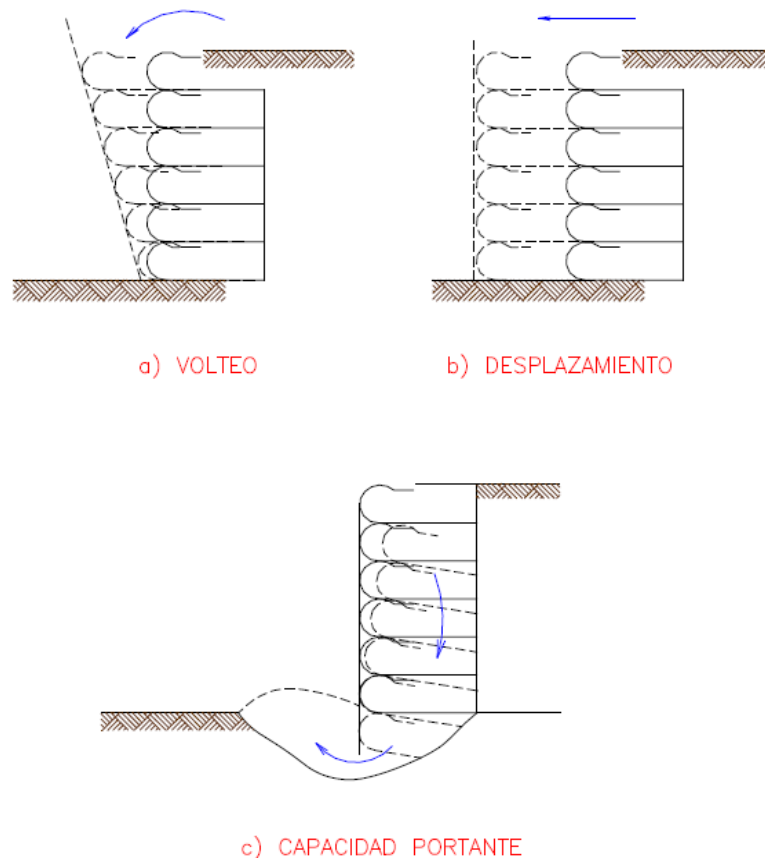
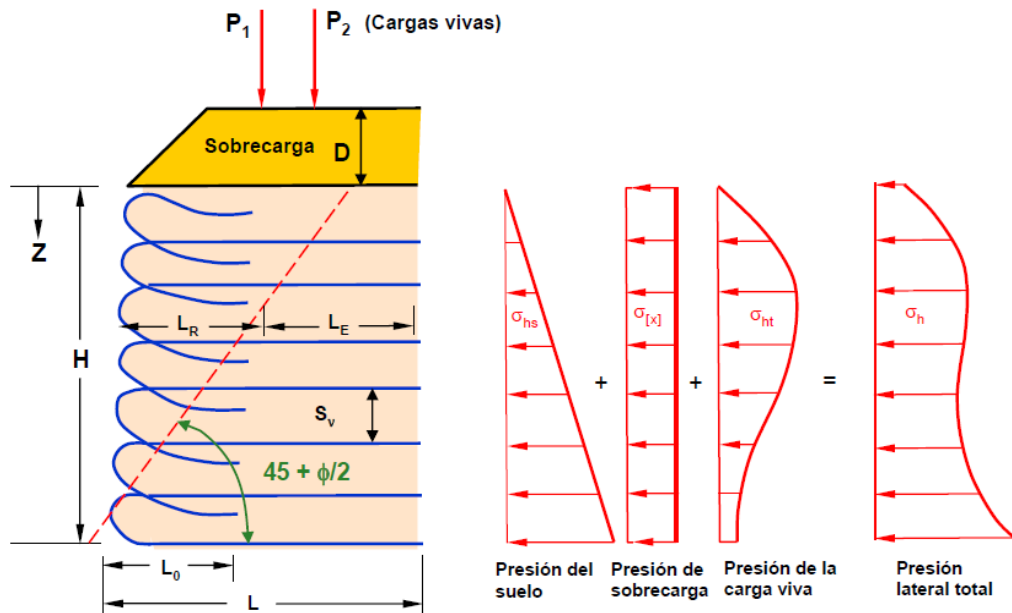


Fig. 5.2 CONSIDERACIONES DE ESTABILIDAD EXTERNA PARA MUROS REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS

ESTABILIDAD INTERNA

1. Se debe determinar las dimensiones preliminares o área de influencia del muro. Por razones de procesos constructivos y con fines de evitar un posible embombamiento hacia la cara externa de cada capa, es recomendable que las alturas de cada capa de refuerzo no sean mayores a 50 cm, pese a que en los cálculos se hayan obtenido valores mayores a 50 cm. La dimensión de la base de muro casi siempre se asume inicialmente como dato igual o mayor a 0.7 veces la altura máxima.
2. Se deben desarrollar los diagramas de presiones laterales de las tierras para la sección a reforzar.
3. Proceder al cálculo de los máximos esfuerzos horizontales que se tienen en cada capa de refuerzo.
4. Calcular la distancia de separación vertical que debe existir entre una capa y la siguiente, así como las dimensiones de desarrollo del geosintético seleccionado para cada una de éstas.



5.1.7.3 Muros de Contención con tiras Metalicas

Todos los muros de tierra reforzada tienen sus principales componentes, los mismos que se detallan:

1. El Relleno, que generalmente son suelos granulares
2. Las Tiras de Refuerzo, que generalmente son franjas delgadas y anchas que se colocan a intervalos regulares.
3. Recubrimiento sobre la cara frontal, al cual se le denomina “escama”.

La figura 5.30 es un diagrama representativo de un muro reforzado. A cualquiera de las profundidades, los tirantes o tiras de refuerzo están instalados o colocados con cierto espaciamiento horizontal eje a eje de S_H . El espaciamiento vertical que existe entre tirantes o tiras es (S_V) centro a centro. Las escamas se construyen con secciones de un material delgado relativamente flexible.

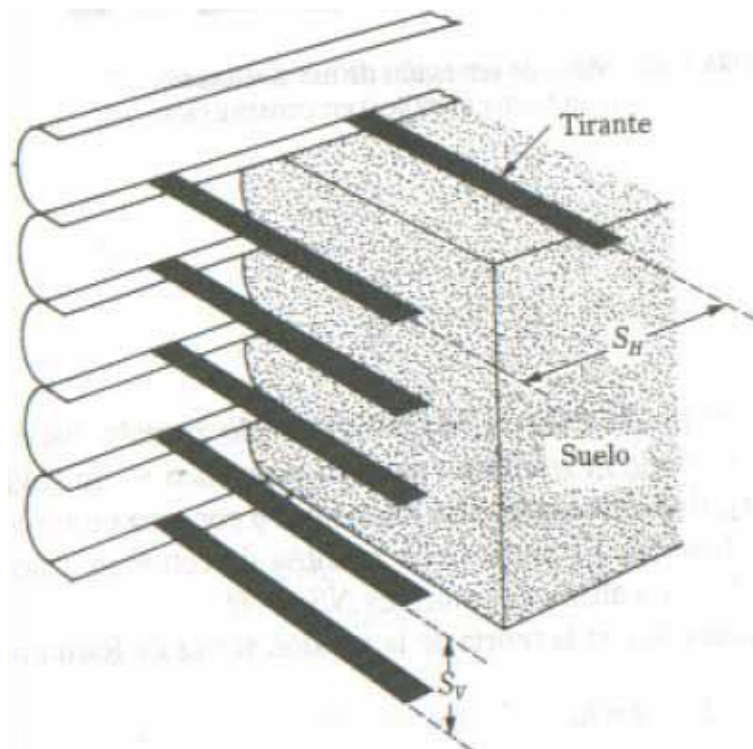


Fig. 5.3 MUROS DE CONTENCIÓN CON TIRAS METALICAS

5.1.7.4 Muros de Contención con Geotextil

Se denomina geotextil aquellos tejidos no biodegradables. El uso del geotextil en la construcción se ha incrementado alrededor del mundo considerablemente desde el año 1970. Los tejidos son fabricados generalmente a base de los derivados del petróleo, tales como el poliéster, polietileno y polipropileno. En algunos casos también son elaborados a base de fibra de vidrio. Estos materiales no están preparados con tejidos naturales porque ocasionarían degradación muy rápidamente. Las presentaciones de los geotextiles son trenzados, y en algunos casos sin trenzar (Braja M. 2010).

En caso de geotextiles trenzados, éstos son fabricados a base de dos conjuntos de filamentos o también denominado como torones de hilo entrelazados sistemáticamente entre sí para luego formar una estructura plana. En caso de geotextiles tejidos, éstos se forman entrelazando varios lazos de uno o más filamentos también llamado torones de hilo para al final formar una estructura plana, en cambio los geotextiles no tejidos son formados con filamentos o fibras más cortas, distribuidos según un patrón establecido o también al azar en una estructura plana. Los filamentos o fibras están dispuestos en una malla suelta y luego son unidos o soldados entre sí, por uno o por combinación de los siguientes procesos:

1. Unión química: utilizando pegamento tales como el hule, látex, algunos derivados de la celulosa y de otros productos.
2. Unión térmica: Cuando es unido por medio de calor para cuyo efecto se recurre a la fusión parcial de ambos filamentos.
3. Unión mecánica: procediéndose a una costura común de aguja.

Los geotextiles tienen cuatro usos principales cuando se trata de cimentaciones tales como:

1. Drenaje: estos tejidos pueden canalizar con mucha rapidez el agua del suelo hacia las salidas, proporcionando así una mayor resistencia al suelo, debido a la disminución del contenido de agua.
2. Filtración: cuando el tejido es colocado entre dos capas de suelo distintos, una de ellas de grano grueso y la otra de grano fino, el tejido admite y facilita la

filtración del agua de una de las capas hacia la otra. Además no permite la erosión o arrastre de partículas más finas hacia la zona del material grueso granular.

3. **Separación:** Los geotextiles aportan para que se mantengan separadas las capas de suelo posterior a la construcción, como por ejemplo en caso de una carretera, si la sub-rasante es arcillosa, puede conservarse separada de una capa en base granular.
4. **Refuerzo:** Cuando los geotextiles son instalados y empieza la resistencia a la tensión, aumenta la capacidad de carga de este suelo.

Al incluir un material con capacidad de resistencia a la tensión en la masa de suelo el cual debe soportar los empujes, se logra incrementar la resistencia general del conjunto, en especial por el esfuerzo friccionante que sucede entre el geosintético y las capas de suelo adyacentes.

Con fines de garantizar que el muro también trabaje de una manera adecuada y básicamente bajo condiciones que no tengan presión hidrostática, se debe incluir un sistema de drenaje adecuado, considerando lo siguiente:

1. **Drenaje en la base del muro:** Con fines de control los ascensos en los niveles freáticos, se necesita construir un sistema de drenaje ubicado en la base o parte inferior de la estructura conformada, para cuyo efecto será de gran utilidad utilizar un colchón drenante, o en caso contrario colocar un sistema de drenaje de acuerdo al criterio del diseñador hidráulico del proyecto.

Se recomienda que el colchón drenante tenga como mínimo 0.3 m de espesor, cubriendo en lo posible toda la zona de cimentación del muro. En este caso el colchón drenante contribuye también en la disipación de la presión que hay en los poros, así como al abatimiento del nivel freático.

1. **Control de aguas producto de infiltración y escorrentía:** Para controlar el agua filtrada por lluvias, las escorrentías y las aguas de infiltración es recomendable aplicar dos sistemas principales que se indican: El primero es referido a la construcción de lloronas (lloraderas) y filtros ubicados en la parte posterior de la estructura. Como

trabajo complementario y con fines de recolectar el agua proveniente de las lloraderas o filtros, es recomendable la construcción de una canaleta o colector en la parte inferior delantera o cara del muro, el cual además evitará la socavación en la base de éste.

Es conocido que, generalmente el material más adecuado y apropiado para su uso en rellenos de tierra reforzada, son aquellos de tipo granular con contenidos mínimos de finos (pueden emplearse materiales tipo subbase granular) que su índice de plasticidad no debe superar a 6 %. Pero se sabe también que este tipo de material se encuentra cada vez más escaso y que su transporte eleva aún más los costos del proyecto, llegándose a la conclusión que en algunos casos este trabajo no es económicamente viable. Pero debe tenerse en cuenta que la ventaja más importante en este tipo de sistemas de refuerzo, es que se puede trabajar con los materiales que se disponen en el mismo lugar de la obra. Sin embargo al tratarse de este tipo de suelo es muy importante tener en cuenta los correctos procedimientos de compactación, puesto que en períodos de lluvia se hace más dificultoso el proceso de compactarlos y lograr una aceptable densidad (Geosistemas Pavco 2009).

Tabla 5. 1 Valores recomendables para los Factores de reducción de geotextiles en la aplicación de separación y refuerzo (tomado del manual de diseño de Geosistemas Pavco 2009).

Área	Daños por instalación	Fluencia	Degradación Química/Biológica
	FRID	FRFL	FRDQI
Separación	1.1 a 2.5	1.1 a 2.5	1.1 a 1.5
Caminos no pavimentados	1.1 a 2.0	1.1 a 2.5	1.1 a 1.5
Muros de contención	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.1 a 1.5
Terraplenes sobre suelos blandos	1.1 a 2.0	2.0 a 3.5	1.1 a 1.5
Fundaciones	1.1 a 2.0	2.0 a 4.0	1.1 a 1.5

Estabilización de taludes	1.1 a 1.5	2.0 a 3.0	1.1 a 1.5
Ferrocarriles	1.5 a 3.0	1.1 a 1.5	1.1 a 2.0

Cuando se elabora un diagrama de cuerpo libre, en este diagrama de presiones laterales totales, al sumar las fuerzas en las direcciones horizontales, se obtiene la ecuación indicada para calcular la separación vertical que debe existir entre las capas de refuerzo.

$$S_v = T_{adm} / (\sigma_h * FS)$$

Donde:

S_v = Separación vertical o espesor de cada capa

T_{adm} = El esfuerzo admisible del geosintético, calculado según la ecuación

σ_h = Presión lateral total en la profundidad total

FS_g = Factor de seguridad global (usar 1.3 a 1.5)

Longitud geométrica hasta la zona de la falla, L_v está dada por:

$$L_g / (H-z) = \tan (45^\circ - \phi/2)$$

$$L_g = (H-z) * \tan (45^\circ - \phi/2)$$

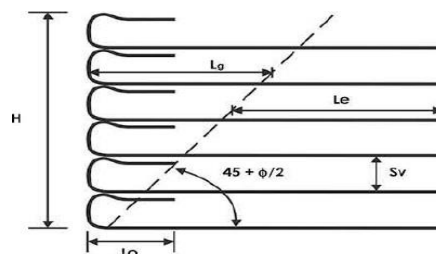


Figura 5. 4 Despiece de las capas (tomado del manual de diseño de Geosistemas Pavco 2009).

La distancia o longitud de empotramiento (L_e), se refiere a la superficie de

empotramiento que está ubicada detrás de la zona de falla, que debido a la interacción entre suelo-geotextil o suelo-geomalla es donde se producen las fuerzas resistentes.

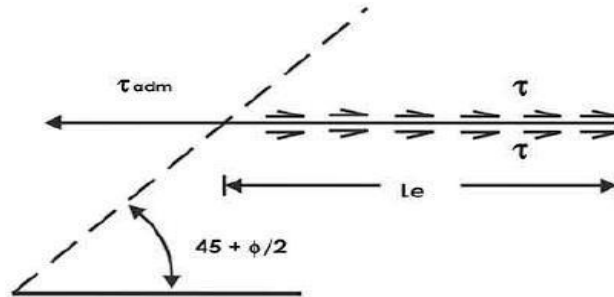


Figura 5. 5 Cálculo de la longitud de empotramiento del refuerzo (tomado del manual de diseño de Geosistemas Pavco 2009)

En este caso se realizan numerosos ensayos con diferentes esfuerzos, de preferencia dentro del rango de presiones a las cuales será sometido el geosintético, con fines de determinar la variación que se da en la resistencia al corte máximo ($\tau_{\text{máx}}$), de acuerdo al esfuerzo normal σ_n .

Una representación gráfica de la envolvente de falla para diferentes niveles de esfuerzo calculados se tiene en la Figura 5.6; en esta gráfica se miden los valores que tienen C_a y δ

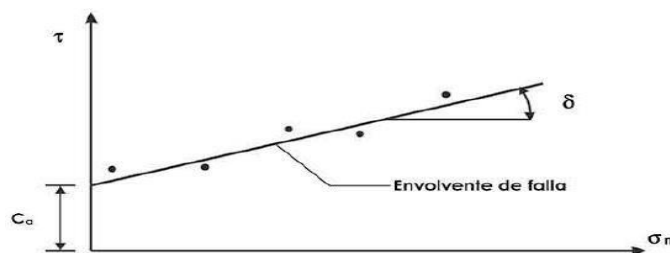


Figura 5. 6. Envolvente de falla ensayo de corte directo para geosintéticos (tomado de manual de diseño de Geosistemas Pavco 2009).

Una vez concluido el ensayo se podrá proceder al ensayo de corte directo en

este caso para el material de relleno, esto con la finalidad de determinar cuál será la eficiencia del sistema suelo-geosintético frente a la interacción suelo-suelo.

Según la norma ASTM D5321-2014, la caja para realizar el ensayo de corte directo debe tener por lo menos las siguientes dimensiones: 300 mm. x 300 mm. El estudioso Koerner recomienda utilizar este tipo de cajas en especial para ensayos que empleen suelo-geomalla, suelo-geodren o suelo-geomembrana, esta recomendación es con la finalidad de lograr minimizar los efectos de escala. Además aclara también que para ensayos suelo-geotextil pueden utilizarse cajas de 100 mm. x 100 mm., donde se consideran algunos parámetros como son: tipo de suelo que se dispone en el lugar del proyecto, control de la densidad, control de la humedad, saturación de la muestra, así como el tipo de fluido que se ha encontrado insitu (por ejemplo: cuando esté lixiviado) (Geosistemas Pavco 2009).

Las dimensiones tanto de C_a como de δ dependerán directamente del tipo de geosintético a utilizar así como de las propiedades físico-mecánicas que tiene el suelo de relleno, como también de su granulometría, su plasticidad y algo más importantes que son la cohesión y la fricción que tiene el suelo (Geosistemas Pavco 2009).

En algunas aplicaciones, el conocer el ángulo de fricción que forman el suelo y el geosintético se considera más relevante para la estabilidad externa que para el chequeo de su estabilidad interna.

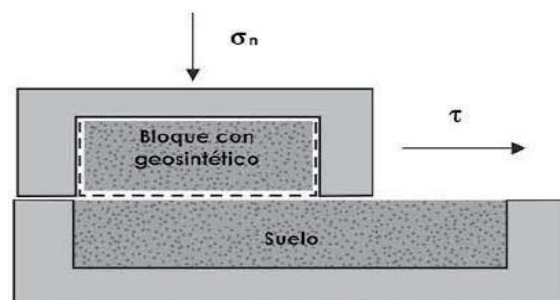
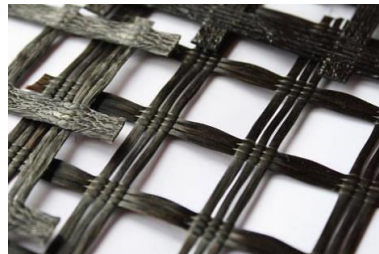


Figura 5.6. Representación gráfica del ensayo de corte en caso de suelos reforzado con geosintético

5.1.7.5 Muros de Contención con Geomallas:

Las geomallas son siempre materiales poliméricos de alto módulo, como son el polipropileno y también el polietileno cuya principal función es el reforzar el suelo. Estas geomallas son materiales relativamente rígidos que tienen forma de red, disponen de grandes espacios que admiten la interacción con el suelo, rocas circundantes u otro material, cuyo fin es la de efectuar las funciones de refuerzo y/o segregación (Braja M. 2010).

Estos materiales (geomallas), vienen generalmente en presentaciones de dos tipos que son: (a) uniaxiales y (b) biaxiales (Ver Fotografía 5.7). Las rejillas uniaxiales son fabricados mediante el estiramiento de una hoja de polietileno que está perforada; el estiramiento es con alta densidad y en una sola dirección, bajo condiciones minuciosamente controladas. En cambio las rejillas biaxiales son fabricados estirando la lámina ya perforada de polipropileno en las dos direcciones ortogonales. Mediante este proceso se logra un producto que tiene alta resistencia a la tensión asignada y módulo bastante alto en dos direcciones siempre perpendiculares. Sus aberturas resultantes de la rejilla tienen formas cuadradas y en otros casos son rectangulares.



Fotografía 5.7 Geomalla biaxial.

Las geomallas comerciales que se disponen actualmente para el refuerzo de suelos cuentan con espesores nominales que varían entre aprox. 0,5 a 1,5 mm (que equivale: 0,02 a 0,06 pulgadas) y sus uniones son de aprox. 2,5 a 5 mm (0,1 a 0,2 pulgadas). Las geomallas que se usan en el refuerzo de suelos generalmente disponen de aberturas en forma rectangular o elíptica; sus dimensiones de estas aberturas varían en un rango de 25 a 150 mm. (Equivalente a 1-6 pulgadas). Las geomallas son fabricados de tal forma que, sus áreas abiertas deben ser mayores al 50% respecto a la superficie total. Éstas geomallas soportan resistencias de refuerzos con bajos niveles de deformación unitaria, cuyo promedio es al 2% (Carroll, 1988). En la tabla 4.3 nos

proporcionan algunas propiedades que tienen las geomallas biaxiales que se disponen actualmente en el mercado.

Tabla 4. 3 Propiedades de las geomallas biaxiales (tomado de Manual de Geosistemas Pavco 2009).

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMAS	P-BX11'	P-BX12'
Resistencia a la tensión 2% deformación	ASTM D6637	(4,1/6,6)KN/m	(6,0/9,0)KN/m
Resistencia a la tensión 5% deformación (SL/ST) ²	ASTM D6637	(8,5/13,4)KN/m	(11,8/19,6)KN/m
Resistencia a la tensión pico (SL/ST) ²	ASTM D6637	(12,4/19,0)KN/m	(19,2/28,8)KN/m
Eficiencia en los nodos ³	GRI-GG2	93%	93%
Rigidez flexural	ASTM D1388	250mg-cm*1000	750mg-cm*1000
Rigidez torsional (J) ³	US ARMY COE	3,2Kg-cm/deg	6,5kg-cm/deg

5.1.7.6 Muros de Contención Reforzados con Geoceldas:

Un sistema de confinamiento a base de geoceldas, consiste en utilizar paneles sintéticos de polietileno instalados en filas en forma consecutiva. Estas filas deben estar vinculadas entre sí, conformando así secciones extremadamente resistentes que cuando se expanden adoptan la forma de “panal de abejas”.

Al encontrarse ya confinado el material del relleno, logra un mejor comportamiento mecánico comparándose con las características mecánicas de este material antes de su confinamiento. La geocelda actúa siempre en dos direcciones (a lo largo y a lo ancho) extendiéndose a una tercera dimensión al incrementar la altura o la profundidad de la misma. En caso de las geoceldas, existen dos tipos de estructuras geotécnicas en los que se pueden utilizar: una de ellas (estructura) se comporta al igual

que un muro de gravedad, en un amplio rango de aplicaciones, mientras que en el otro caso, el uso del sistema es con fines de lograr el mejoramiento de subrasantes.

Cuando se utilizan las geoceldas como medio de refuerzo de un terraplén, éstas incrementan su rigidez y su resistencia al corte, esto se debe a la oposición de las paredes de las celdas adyacentes y también a la interacción que se tiene en la fricción que existe entre el material de relleno y las paredes. Cuando se aplican cargas el sistema siempre genera fuerzas de confinamientos laterales como también de fricción entre las paredes de cada celda y el suelo.

Cuando se trata de la construcción de muros de contención, las geoceldas se instalan en forma horizontal, procediendo al relleno por capas. Se puede también rellenar con material orgánico a las celdas exteriores con intenciones de permitir el crecimiento de vegetales.



Figura 5.8 Neoweb, sistema de confinamiento celular (tomada del manual de diseño de Geosistemas Pavco 2009).

El proceso a que se debe seguir al diseñar este tipo de estructura se asemeja al utilizado en los proyectos denominados diseño de muros de gravedad, donde es necesario considerar los análisis de estabilidad externa, estabilidad interna, y la estabilidad local.



Fotografía 5.9. Muro de tierra reforzada con geoceldas

5.1.8 DISEÑO DE MUROS A BASE DE TIERRA REFORZADA

5.1.8.1 ELEMENTOS DEL MURO DE SUELO REFORZADO

5.1.8.1.1. ELEMENTOS DE REFUERZO

Se denomina refuerzo o inclusión a todo aquel elemento que ha sido creado por el hombre y que puede ser introducido dentro de la tierra con la intención o fines de mejorar su comportamiento. Existen diversos elementos de refuerzos o inclusiones, como son los geotextiles, mallas de acero, flejes de acero, etc. El término “reforzado” es aplicado cuando el suelo transfiere los esfuerzos continuamente a lo largo de todo el refuerzo o inclusión.

La elección de resistencia a tensión nominal o la resistencia permisible (P_{per}), tratándose de largo plazo para los refuerzos de los geosintéticos se determina partiendo de un estudio muy detallado de todas las posibles pérdidas que podría tolerar a lo largo de su vida útil. En caso de geosintéticos, las propiedades de tracción se ven seriamente afectadas por muchos factores como son la instalación, envejecimiento del material, la temperatura y el correspondiente esfuerzo de confinamiento. En caso de los geosintéticos fabricados a base de polímeros, a pesar de no ser susceptibles a la corrosión, pueden degradarse debido a distintos factores tales como son la actividad físico-química del suelo, la hidrólisis, oxidación, así como algunas grietas y estrés ambiental los que al mismo tiempo depende del tipo de polímero utilizado.

Es muy importante tomar en cuenta que estos elementos de refuerzo son muy delicados y susceptibles a daños por la instalación, así como a los efectos por altas temperaturas. Las condiciones de durabilidad de los elementos que intervienen como como refuerzo en base a geosintéticos dependen básicamente al tipo de polímero, es decir, al tipo de resina, grado de los aditivos empleados y del procedimiento de manufactura empleado en el momento de su fabricación, así como también de la macroestructura del refuerzo.

5.1.8.1.2. SUELOS INVOLUCRADOS EN EL DISEÑO

Son considerados como estructuras de suelo reforzado, aquellos suelos reforzados, al que también se le denomina suelo de relleno, que son el suelo retenido y también el

suelo de fundación. Cada uno de estos suelos debe cumplir con ciertas características. Se describen las características de estos suelos.

Suelo reforzado es aquel que en su interior está compuesto por elementos de refuerzo en tensión. En la mayoría de estos casos, cuando se trata de muros de suelo reforzado se emplean suelos granulares, limpios, que no sean cohesivos. Como es razonable generalmente estos materiales resultan más costosos en relación a los suelos cohesivos.

Para seleccionar de manera adecuada el material de relleno que se ha de emplear y que posteriormente será reforzado, es muy importante tomar en cuenta el rendimiento que tendrá este material a largo plazo, desde la etapa de construcción, la degradación de los refuerzos como producto del medio ambiente, el que afecta directamente en la buena estabilidad de la estructura. Lo que por norma se recomienda como un material de relleno son aquellos suelos granulares, los mismos que a su vez deberán estar libres de otros materiales nocivos orgánicos, porque pueden llegar a afectar negativamente en el rendimiento de la estructura. Así también se recomienda que este material que se tenga que utilizar como material de relleno reforzado posea las siguientes propiedades:

Tabla 6.1. Gradaciones recomendadas y Requisitos de Plasticidad para Relleno Reforzado.

AASHTO		NCMA	
Tamaño	% que pasa	Tamaño	% que pasa
4"	100	4"	100-75
No. 4	100	No. 4	100-20
No. 40	0-60	No. 40	0-60
No. 200	0-15	No. 200	0-35
Requerimientos de plasticidad		Requerimientos de plasticidad	
PI	< 6	PI	< 20

El material de relleno previamente debe estar correctamente clasificado, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el mismo que está descrito en la Norma ASTM D2487. Debe evitarse contar con suelos inestables en lo posible, ya que estos tienden a erosionarse cerca de las tuberías, que como consecuencia no sólo ocasiona problemas con la pérdida del material por motivo de erosión, sino también puede terminar obstruyendo el sistema del dren o drenaje. Debe tenerse también muy en cuenta que no se puede utilizar como material de relleno aquellos materiales que hayan sido recuperados, tales como las moliendas de cemento Portland o los escombros de concreto.

La necesidad de drenar la zona posterior del muro, cercanías de fachada, sectores bajos de las zonas reforzadas deben ser minuciosamente evaluadas. Se recomienda utilizar geomembrana por encima del muro, el cual podría evitar la infiltración que se pueda dar en el material de relleno.

Se denomina como material de relleno reforzado de piedra, cuando este material está compuesto básicamente por fragmentos de roca; o sea, el porcentaje de material que pasa la malla cuya abertura de tamiz es de $\frac{3}{4}$ " (20 mm.) es menor al 25%.

Se exige que los muros de suelo reforzado cumplan con los requisitos de gradación que se presentan en la Tabla correspondiente, como también deben de tener un ángulo de fricción que no sea mayor a los 34° (cuyo valor está establecido en el artículo 11.10.6.2, AASHTO, (2007)). En caso de utilizarse arena fina bastante uniforme como un material de relleno reforzado, se pueden presentar ángulos de fricción cuyos valores varíen desde 30 a 32° . Puede utilizarse también otro material de relleno cuyo ángulo de fricción supere a lo establecido, siempre y cuando esté justificado por el laboratorio mediante pruebas de corte directo o triaxial. En estas condiciones, el ángulo de fricción a utilizarse en el diseño puede ser inclusive mayor a los 34° , pero que por ningún motivo podrá ser superior a los 40° (como indica el artículo 11.10.6.2, AASHTO 2007). En todos los casos debe tenerse presente que el valor de cohesión supuesta es equivalente a cero. Además se debe considerarse también que los límites del material que sirve de relleno reforzado se extienden hasta alrededor de 0.3 m. más que la longitud de refuerzo.

5.1.8.2 MECANISMOS DE TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS

Las transferencias de tensiones entre el material de relleno y el elemento de refuerzo se llevan a cabo en forma continua a todo lo largo de la armadura. Partiendo de esta afirmación, a continuación indicaremos los diversos mecanismos de transferencia de tensión que se dan entre el material de relleno utilizado y los elementos de refuerzo.

- ***Fricción***

Este efecto se desarrolla en lugares en donde no existen desplazamientos relativos entre el material de relleno aplicado y la superficie de refuerzo. Por esta causa es que los elementos de refuerzo siempre deben estar correctamente alineados en la misma dirección que tiene el movimiento relativo que hay entre el material de relleno y el refuerzo utilizados. Los elementos que garantizan para que el mecanismo de transferencia de tensión suceda mediante fricción, son los mismos flejes de acero, el geotextil y las mallas soldadas de acero.

- **Resistencia Pasiva o trabazón**

Se denomina así al fenómeno que sucede al momento de soportar las tensiones en toda la superficie del refuerzo “transversal”, hacia la misma dirección del movimiento relativo que tiene el material de suelo reforzado. Esta resistencia pasiva se considera como la principal forma de interacción que se da entre el material de relleno aplicado y la geomalla o malla de acero.

El grado de transferencia que pueda presentarse para un determinado mecanismo dependerá de la rugosidad que tiene la superficie del elemento que se utiliza como refuerzo, de sus dimensiones en la apertura de la malla, espesor que tienen los elementos transversales, como de las características de dilatamiento o alargamiento de la armadura. Sin embargo, también son importantes las características que tiene el material de relleno, entre las cuales se pueden indicar el tamaño de partícula, su granulometría, el contenido de agua, la densidad, la rigidez y la cohesión.

5.1.8.2.1 Modo de Acción del Refuerzo

El modo de acción del refuerzo es considerado como la función más importante que aportan los elementos de refuerzo, que consiste en la de restringir y/o disminuir las deformaciones que presenten el material de relleno que se empleará, por lo mismo que los esfuerzos del material de relleno son transferidos a los elementos de refuerzo. Todas las tensiones o esfuerzos son captadas por los elementos de refuerzo utilizados, los que se dan de dos formas, y se describen a continuación:

- ***Tensión***

Es la acción más común de los refuerzos de tracción. Los elementos de refuerzo “longitudinales” están siempre sometidos a soportar altas tensiones de tracción.

- ***Corte y Rigidez Torsional***

Cada uno de los elemento de refuerzo transversal que tenga cierta rigidez son capaces de soportar los esfuerzos cortantes como también los momentos flectores.

5.1.8.2.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS REFUERZO

Las principales características geométricas de los elementos de refuerzo siempre dependen del tipo de refuerzo disponible, es decir, elementos de refuerzo que son inextensibles o elementos de refuerzo que si son extensibles. A continuación se detallan estas características:

- ***Flejes y mallas de acero***

Los flejes y las mallas de acero son característicos por tener una sección trasversal, por su espesor, su perímetro y la distancia de eje a eje, de las capas de refuerzo que están colocadas de forma horizontal.

- ***Geotextiles y Geomallas***

Todas las capas de refuerzo realizados con geosintéticos se caracterizan por el ancho y por la distancia que existe de eje a eje de las capas colocadas en forma horizontal.

El área que tiene su sección transversal no necesariamente es considerada como una característica importante, puesto que la fuerza de tracción de una capa de geosintético es expresada por la fuerza de tracción que soporta cada unidad de ancho.

En todos los casos el ratio de cobertura (R_c) de los diferentes elementos de refuerzo, son parámetros que se utilizan para relacionar las fuerzas por cada unidad de ancho de un elemento de refuerzo; respecto a la fuerza por unidad de ancho que es necesaria alrededor de la estructura.

5.1.8.2.3. INTERACCIÓN DEL SUELO REFORZADO

La interacción de un suelo de refuerzo fue determinada por diferentes estudios realizados ya sea en el laboratorio como también en el campo. Las conclusiones y conceptos que se han obtenido de estos estudios han permitido a la FHWA que se realice un enfoque normalizado, el mismo que se describe a continuación.

- ***Evaluación del Pullout***

- ***Capacidad de Tracción***

Este término es referido básicamente a la resistencia que demuestra cada elemento de refuerzo al momento del arrancamiento o “pullout”. Esta resistencia debe ser lo suficiente como para que sea capaz de soportar y resistir la fuerza de tracción, tomando en cuenta su correspondiente factor de seguridad.

- ***Desplazamiento Admisible***

Este parámetro debe ser mayor al desplazamiento relativo que existe entre el material de relleno utilizado y el elemento reforzado que se genera debido a las diferentes fuerzas de tracción.

- ***Desplazamiento a largo plazo***

Estos desplazamientos deben garantizar que la fuerza para lograr el arrancamiento del elemento utilizado de refuerzo no sea mayor que la fuerza crítica.

- ***Evaluación de la máxima tensión en Muros de Suelo Reforzado***

El lugar donde se tiene la máxima tensión o tensión límite (límite entre la zona activa y la zona resistente) de los sistemas en muros de suelo reforzado, que puede ser con elementos extensibles o con inextensibles, se deberá determinar tal como está mostrada en una figura anterior.

Cuando se trata de sistema de muro con suelo reforzado debe considerarse que la zona de máxima tensión está ubicada en la parte posterior a los elementos de fachada como también en la base del muro. Debe considerarse que la forma y la ubicación de la superficie de falla crítica está basada en estructuras instrumentadas y en estudios teóricos. En los sistemas de muros de suelo reforzado basados en elementos extensibles con inclinación de la fachada inferior a 10° con respecto a la vertical, deberá determinarse la zona de máxima tensión empleando el método de Rankine. En caso de los muros reforzados basados en elementos extensibles cuya inclinación de fachada sea de 10° o más con relación a la vertical, la zona que soporta la máxima tensión se debe determinar utilizando el método de Coulomb donde se consideran las sobrecargas concentradas.

5.1.8.3 DISEÑO DE MUROS DE SUELO REFORZADO

5.1.8.3.1 METODOLOGÍA DE DISEÑO

Cuando se desea elaborar un diseño de muro de suelo reforzado basado en elementos extensibles y/o no extensibles se deberá realizar siguiendo los principios y directrices propuestas en la metodología denominada LFRD (LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN). Esta metodología consiste básicamente en analizar y evaluar la estabilidad tanto externa como la interna en los estados límites de resistencia, a diferencia que la estabilidad general y el movimiento vertical y/o lateral de la fachada son evaluados en los estados límites de servicio.

La metodología LFRD, recomienda y establece ciertos factores de seguridad para casos de muros de suelo reforzado, cuando se realiza con elementos extensibles o con inextensibles para distintos modos de falla, en el análisis de las estabilidades externa e interna. Detallaremos dichos factores de seguridad los que deben satisfacer cuando se trate de diseñar muros de suelo reforzado.

- **ELEMENTOS INEXTENSIBLES**

Estados Límites (LS)

Es necesario establecer un factor de seguridad a la ruptura de los refuerzos partiendo de los factores de seguridad habitualmente conocidos. A estos factores de seguridad se les debe aplicar los factores de carga, que amplifican las sobrecargas en un rango de hasta 30 y 60%, a su vez también aumentan los empujes que vienen actuando en la misma dirección o paralelas.

Tensiones Admisibles (WS)

A diferencia del anterior, en este caso debe definirse un factor de seguridad para la fluencia de la armadura. El factor de seguridad indicado dependerá del tipo de refuerzo a emplearse, en este caso el valor estará dentro del rango 1.8 y 2.0.

Según lo mencionado se presenta la tabla 69.3.1, donde se indican todos los factores de seguridad estáticos más usuales.

Tabla 6.3.1: *Factores de Seguridad Elementos Inextensibles*

Criterio	Factores de Seguridad	
	WS	LS
Estabilidad Externa		
Deslizamiento en la base	1.5	1.2
Excentricidad	2	1.5
Capacidad de Soporte	2	1.5
Estabilidad Interna		
Resistencia a la tracción de armaduras	Σ	1.5
Adherencia suelo/armadura	1.5	1.3

- ***Elementos extensibles:***

Se han indicado los factores de seguridad que recomienda la FHWA en la publicación realizada FHWA-NHI-00-043 que se deben aplicar en muros de suelo

reforzado a base de elementos extensibles, cuando se trate de geomallas o geotextiles, se detalla:

Tabla 6.3.2: Factores de Seguridad en Elementos Extensibles

Criterio	Factores de Seguridad
Estabilidad Externa	
Deslizamiento den la base	>1.5
Excentricidad en la base	L/6 en suelo, L/4 en roca
Capacidad Portante	>2.5
Estabilidad por asentamientos	>1.3
Estabilidad bajo sismos	>75% de los F.S estáticos en todos los criterios de falla mencionados anteriormente
Estabilidad Interna	
Resistencia al Pullout	>1.5
Estabilidad interna para muros	>1.3

5.1.8.3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE SUELOS REFORZADOS

El pre-dimensionamiento o dimensionamiento previo del muro de suelo reforzado básicamente consiste en determinar lo siguiente:

- **Geometría**
 - La altura y la inclinación del muro.,
 - Inclinación y longitud del talud ubicado por encima del muro.
 - Inclinación y longitud del talud que está al pie del muro.
 - Saturamiento o las condiciones de agua o humedad.

- **Condiciones de Carga**

- Sobrecarga del suelo (sobrecargas ocasionadas por la carga viva como por la carga muerta).
- Las cargas de las estructuras contiguas al muro de suelo reforzado (tales como: zapatas, cimentaciones profundas, excavaciones, etc.) que pueden influir ya sea en la estabilidad interna como en la externa.
- Cargas Sísmicas.
- Impacto de barrera de tráfico.

También se debe conocer los parámetros y las condiciones propias del proyecto. Cada parámetro debe ser definido por el proyectista y por el diseñador. Para mayor detalle a continuación se detallan estos parámetros y sus condiciones:

- **TOPOGRAFÍA EXISTENTE**

- **SUELO DE FUNDACIÓN**

- Las propiedades de ingeniería
- Condiciones de agua subterránea existentes.

- **RELLENO REFORZADO Y RETENIDO**

- Propiedades de ingeniería

Tal como se ha detallado, el relleno que va a ser reforzado debe ser material granular, con un ángulo de fricción máximo de 34°, salvo que se trate de condiciones especiales, para lo cual será necesario tener en consideración el ángulo de fricción el cual no debe ser mayor de 40°. También debe recordarse que al utilizar material granular no cohesivo en el relleno reforzado, la cohesión se considera igual a cero (como indica el Artículo 11.10.6.2 - AASHTO, 2007).

En caso de suelos de fundación, al no contarse con los datos específicos, se debe de asumir un ángulo de fricción máximo de 30°, y para el relleno retenido puede asumirse un valor de 30°. No descuidar que los valores asumidos solo servirán para predefinir la dimensión. (Artículo 11.10.5.3 - AASHTO, 2007).

5.1.8.3.3 ESTIMACIONES DE LAS LONGITUDES DEL ELEMENTO DE REFUERZO

En el momento del dimensionamiento del muro de suelo reforzado, muy importante es determinar el empotramiento de éste en el suelo, como también saber la altura de la fachada del muro. Con la combinación de estos dos se determinará la altura total del muro (H) para cada sección que se viene analizando.

Cuando se trata de determinar la longitud inicial que tendrá el elemento de refuerzo, es necesario tener en cuenta que ésta sea mayor a $0.7H$ y mayor a 2.5 m, donde H quedará determinado y definido por la altura total del muro de suelo reforzado. En algunas estructuras de muros de suelo reforzado donde tienen cargas concentradas, como en caso de los pilares, cuando se trate de cargas sísmicas se recomienda utilizar una longitud de refuerzo que esté en un rango de $0.8H$ a $1.1H$. Lo mencionado puede apreciarse en la tabla que se indica a continuación:

Tabla 2.13: Longitud Mínima de los elementos de refuerzo

Longitud Mínima del Elemento de Refuerzo	
Caso	Ratio Mínimo (L/H)
Carga estática	0.7
cargas concentradas	0.8
cargas sísmicas	0.8 a 1.1

Debe tenerse muy claro que generalmente, la longitud del elemento que se usa de refuerzo debe mantenerse constante a todo lo largo ubicado sobre la altura de muro de suelo reforzado. Es recomendable que las dos capas superiores de los elementos de refuerzo se extiendan 0.9 m. más allá de las otras.

DEFINICION DE CARGAS

Una vez definidos las dimensiones del muro de suelo reforzado, se tendrán que identificar las cargas principales que actuarán sobre el mismo. Estas cargas se detallan:

- Presión horizontal existente del suelo
- Presión vertical existente del suelo
- Carga viva
- Presión del agua subterránea
- Cargas sísmicas

5.1.8.3.4. ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EXTERNA

Cuando se trata de muros de suelo reforzado, el análisis de estabilidad externa se asemeja al análisis que se realiza para muros clásicos de gravedad. En estos análisis están considerados cuatro posibles mecanismos de falla. A continuación detallamos:

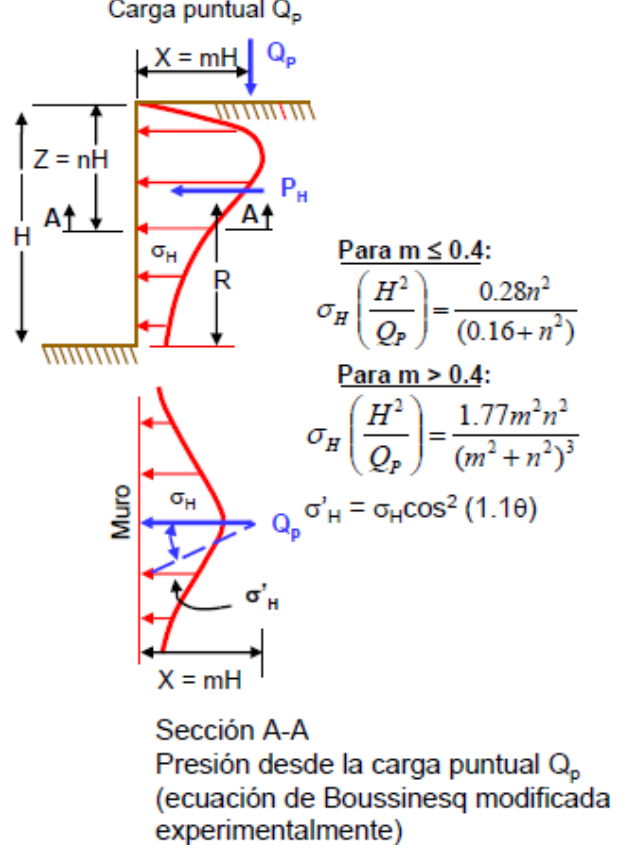
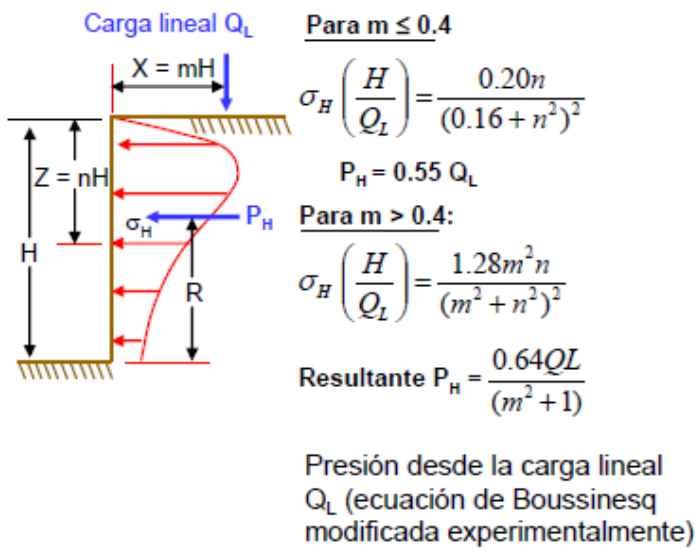
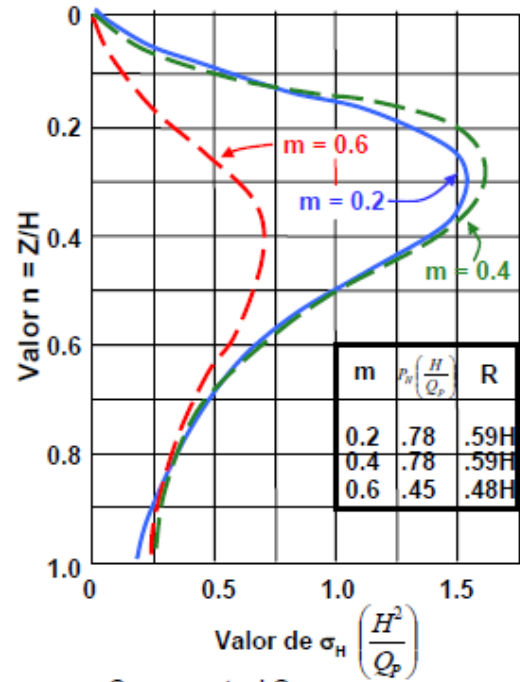
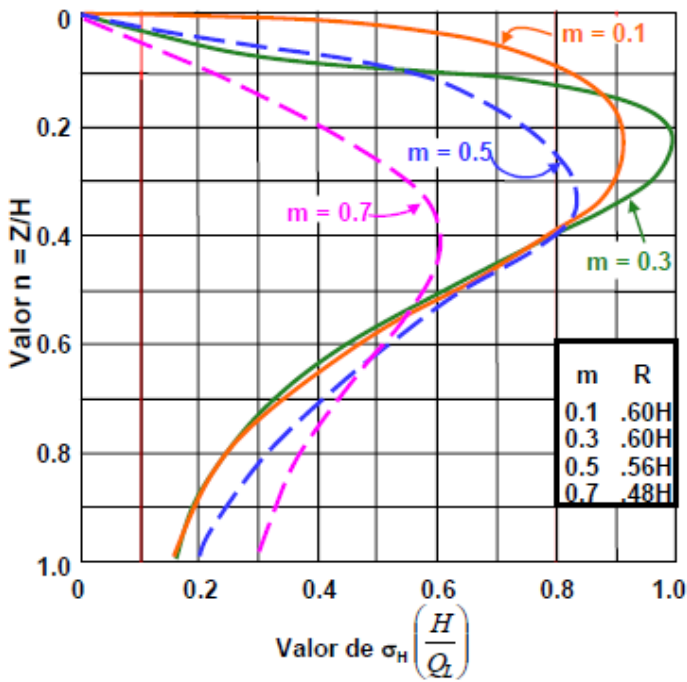
- Deslizamiento en la base del muro,
- Falla por excentricidad o Vuelco,
- Capacidad de soporte,
- Estabilidad global.
- Evaluación de la estabilidad respecto al deslizamiento

La carga viva adicional, como está indicada en la Figura, no debe considerarse como una fuerza estabilizadora para lograr la comprobación de deslizamiento. Para lograr la comprobación de estabilidad frente al deslizamiento solo será necesario considerar la carga viva, la cual actúa sobre el relleno retenido.

En este caso las fuerzas actuantes a favor del deslizamiento, son generalmente las cargas horizontales; esto debidos a la tierra, al agua y a los movimientos sísmicos. Se debe considerar que cualquier resistencia pasiva del suelo en la zona de la base contraria

al deslizamiento debe ser ignorada. Lo mencionado se debe a que este suelo puede llegar a removerse por acción del hombre o por medio de procesos naturales. Además, la resistencia pasiva normalmente suele presentarse durante el proceso constructivo.

La evaluación de la Resistencia al deslizamiento, a todo lo largo de la base del muro de suelo reforzado, se realiza según el artículo 10.6.3.4 (AASHTO, 2007). Este procedimiento de evaluación de estabilidad respecto al deslizamiento se describe a continuación:



5.1.8.4. EJEMPLO DE DISEÑO DE UN MURO DE CONTENCIÓN DE TIERRA REFORZADA:

1. DATOS NECESARIOS PARA EL DISEÑO (OBTENIDOS DE CAMPO):

1.1. Datos de suelo:

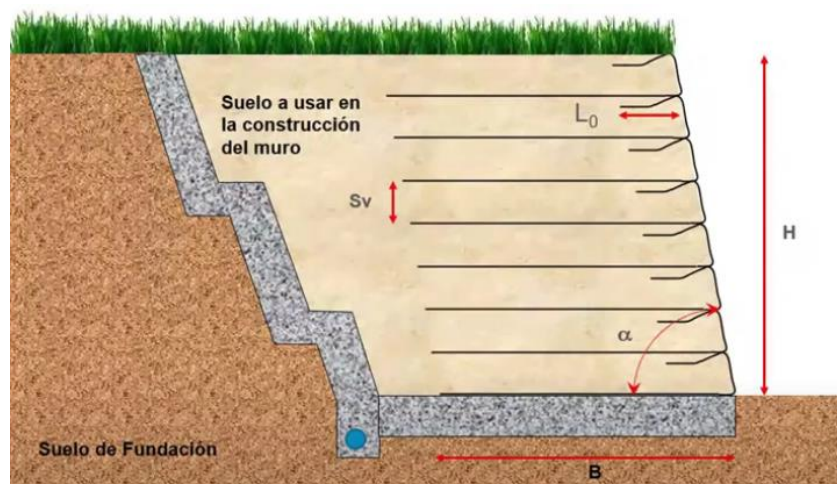
Para el diseño de un muro de tierra armada, en primer lugar, se debe tener los datos de los suelos de fundación y de relleno que se usará en el muro, estos suelos pueden ser distintos o el mismo con el fin de aminorar costos, en este caso consideraremos dos tipos de suelo distintos:

1.1.1 Datos del suelo de relleno:

Φ_r :Ángulo de fricción del relleno	:	30°
K_a :Coef. Empuje activo	:	0.33
K_p :Coef. Empuje pasivo	:	3.00
γ_r :Peso específico suelo de relleno	:	1.80 t/m ³

1.1.2 Datos del suelo de fundación:

Φ_f :Ángulo de fricción de fundación	:	30°
δ :Ángulo de fricción interfase	:	20°
γ_f :Peso específico suelo de fundación	:	1.80t/m ³
C_f :Cohesión suelo de fundación	:	3.00 t/m ³



2. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD INTERNA:

En esta etapa se define la geometría del muro, el geotextil que se utilizará, la separación entre las capas de geotextil; además se hace el cálculo de empujes y se verifica que las condiciones de estabilidad interna se satisfagan.

2.1. Datos de la geometría del muro y del refuerzo:

B	:Ancho del muro de contención	:	10.10 m.
H	:Altura del muro de contención:	:	3.80 m.
L	:Longitud de fajas de suelo reforzado	:	3.50 m.
b	:Ancho de refuerzo	:	0.06 m.
S_h	:Separación horizontal entre refuerzos	:	0.12 m.
S_v	:Separación vertical entre capas	:	0.79 m.
φ^c	:Angulo de fricción combinado (base)	:	25.20°
R_c	:Relación de cobertura	:	1
N_r	:Número de niveles de refuerzo	:	4
T_{adm}	:Resistencia a tracción	:	7.95 t/m.

2.2. Cálculo de empujes:

2.2.1. Empuje activo del suelo: Donde se calcula el empuje que genera la masa de suelo que estará en contacto con el muro.

$$q_{LAP} = 0.25 \text{ m} \times 2.40 \text{ t/m}^3 + 0.05 \times 2.40 \text{ t/m}^3 = 0.72 \text{ t/m}^2$$

$$h^* = q_{LAP} / \gamma_r = 0.40 \text{ m.}$$

$$E_1 = \frac{1}{2} \times ka \times \gamma_r \times (H + 2 \times h^*) \times H = 5.24 \text{ t/m.}$$

$$E_{1\text{TOTAL}} = E_1 \times B = 52.96 \text{ t.}$$

$$\text{Brazo de palanca desde fondo base: } d_1 = \frac{1}{3} \times H \times \frac{(3 \times h^* + H)}{(2 \times h^* + H)} = 1.38 \text{ m.}$$

$$\text{Momento: } E_1 \times d_1 = 7.22 \text{ t.m/m.}$$

2.2.2. Empuje por sobrecarga móvil: Se calcula la sobrecarga que generan factores externos como edificaciones, vegetación, pavimentos, automóviles y otros, para este caso se considera una carga móvil de 1.20 t/m².

$$\begin{aligned} q_{\text{SOB}} &= 1.20 \text{ t/m}^2. \\ E_2 &= ka \times q_{\text{SOB}} \times H = 1.52 \text{ t/m}. \\ E_{2\text{TOTAL}} &= E_2 \times B = \mathbf{15.35 \text{ t}}. \end{aligned}$$

Brazo de palanca desde fondo base: $d_2 = \frac{1}{2} \times H = 1.90 \text{ m}.$

Momento: $E_2 \times d_2 = \mathbf{2.89 \text{ t.m/m}}.$

2.2.3. Empuje por sismo: Donde se calcula el que ocasionaría un sismo ocasional sobre el muro de tierra armada, para este ejemplo se tomará una zona sísmica de coeficiente 0.03.

C_o : Coeficiente sísmico zonal = 0.03

γ_d : Coeficiente de uso = 1.5

γ_e : Coeficiente de estructura = 1.4

γ_s : Coeficiente de suelo = 0.8

Coeficiente sísmico horizontal: $C = C_o \cdot \gamma_d \cdot \gamma_e \cdot \gamma_s = 0.042$

2.2.3.1. Empuje por sismo (Del suelo retenido por el muro de tierra armada):

$$\Delta E_{AS} = E_3 = 0.375 \times \gamma_r \times H^2 \times C \times \left(\frac{1 + (2 \times q)}{\gamma_r \times H} \right) = 0.553 \text{ t/m}.$$

$$E_{3\text{TOTAL}} = E_3 \times B = 5.59 \text{ t}.$$

Brazo de palanca desde fondo base: $d_3 = \frac{2}{3} \times H = 2.53 \text{ m}.$

Momento: $E_3 \times d_3 = \mathbf{1.40 \text{ t.m/m}}.$

2.2.3.2. Empuje por sismo (Del muro de tierra armada):

Aceleración máxima del suelo: $A = 0.09$
 Aceleración máxima del muro: $A_m = (1.45 - A) \times A = 0.12$
 Masa de suelo reforzado: $m = 1/2 \times H^2 \times \gamma_r = 13.00 \text{ t/m.}$
 $E_4 = m \times A_m = 1.59 \text{ t/m}$
 $E_{4\text{TOTAL}} = E_4 \times B = 16.07 \text{ t.}$

Brazo de palanca desde fondo base: $d_4 = \frac{2}{3} \times H = 2.53 \text{ m.}$

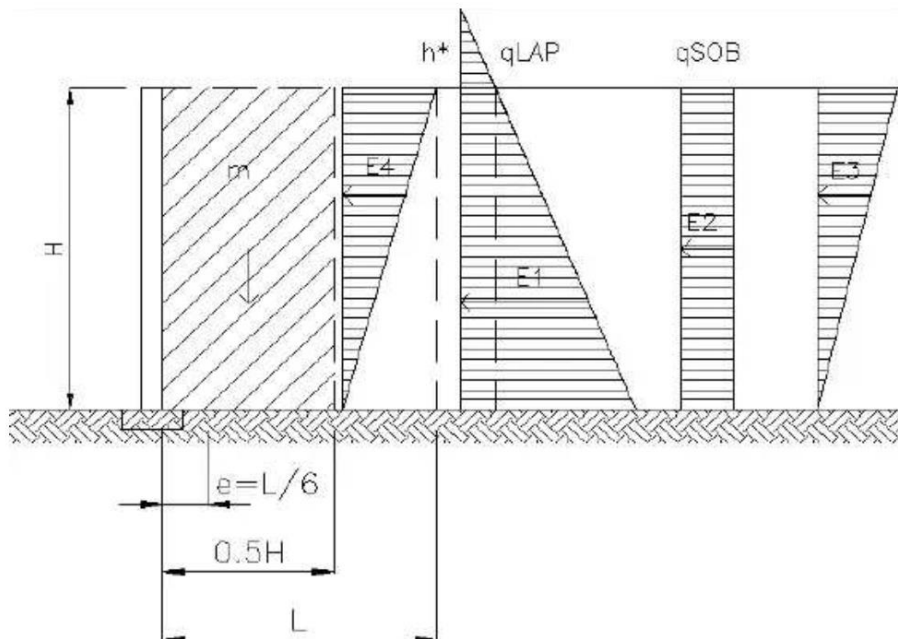
Momento: $E_4 \times d_4 = 1.40 \text{ t.m/m.}$

Empuje total	E Servicio	6.76 t/m.
	Sismo + 25% sobrecarga	7.77 t/m.
Momento en base	M Servicio	10.11 tm/m.
	Sismo + 25% sobrecarga	13.37 tm/m.

2.2.4. Cálculo de excentricidad (e)

Peso suelo + losa aprox.: $P_1 = \gamma_r \times (H+h^*) \times L = 26.46 \text{ t/m.}$
 Peso suelo + losa aprox. + sobr.: $P^2 = \gamma \times (H+h^*) \times L + q^{\text{SOB}} \times L = 30.66 \text{ t/m.}$
 Excentricidad de cálculo: $e = M/P_1 = 0.51 \text{ m.}$
 Excentricidad límite: $e_{\text{lim}} = L/6 = 0.58 \text{ m. OK.}$

2.2.5. Esquema de empujes actuantes en el muro de tierra armada:



2.3. Estabilidad interna del muro:

2.3.1. Tensión máxima del refuerzo: Donde se verifica que el refuerzo escogido (geo sintético) resiste las cargas a la que se encuentra sometido el muro de tierra armada. Para este caso se ha escogido como refuerzo un material con una resistencia a la tracción de 7.95 tn/m.

2.3.1.1. Carga permanente + sobrecarga.

Nivel	Altura sobre base (m)	Prof. (z) (m)	σ_H (t/m ²)	T_{max} (t/m)	Verificación
1	2.75	1.05	1.27	1.00	OK
2	1.96	1.84	1.74	1.37	OK
3	1.18	2.62	2.21	1.74	OK
4	0.39	3.41	2.68	2.11	OK

$$\text{Tensión horizontal en profundidad: } \sigma_H = K_a \cdot (\gamma \cdot z + q_{LAP} + q_{SOB})$$

$$\text{Máximo esfuerzo en tracción: } T_{max} = \sigma_H \cdot S_v / R_c$$

2.3.1.2. Carga permanente + 25% sobrecarga + sismo.

Nivel	σ_H (t/m ²)	T_{max} (t/m)	L_p (m)	$T_{tot} = T_{max} + T_{md}$ (t/m)	Verificación
1	0.97	0.76	1.91	1.06	OK
2	1.44	1.13	2.37	1.50	OK
3	1.91	1.50	2.82	1.93	OK
4	2.38	1.87	3.27	2.37	OK

$$\text{Tensión horizontal en profundidad: } \sigma_H = K_a \cdot (\gamma \cdot z + q_{LAP} + 25\%q_{SOB})$$

$$\text{Máximo esfuerzo de tracción: } T_{max} = \sigma_H \cdot S_v$$

$$\text{Longitud pasiva del refuerzo: } L_p = L - L_a$$

$$\text{Longitud activa del refuerzo: } L_a = (H - z) / \text{tg}(\psi_r)$$

$$\text{Angulo de falla activa de relleno: } \psi_r = 45 + \phi_r / 2$$

$$\text{Incremento dinámico de tracción: } T_{md} = E_4 \cdot L_{pi} / \sum L_{pi}$$

2.3.2. Arrancamiento:

2.3.2.1. Carga permanente + sobrecarga.

Nivel	σ_v (t/m ²)	T_{max} (t/m)	L_p (m)	T_r (t/m)	Verificación
1	3.81	1.00	1.91	3.01	OK
2	5.23	1.37	2.37	5.11	OK
3	6.64	1.74	2.82	7.73	OK
4	8.05	2.11	3.27	10.88	OK

Máximo esfuerzo de tracción: $T_{max} = K_a \cdot \sigma_v \cdot S_v / R_c$

Tracción admisible de rotura: $T_{ri} = \alpha \cdot F^* \cdot L_{pi} \cdot \sigma_v \cdot C \cdot R_c / FS$

Factor de corrección escala: $\alpha = 0.80$

Factor de resistencia por arranc.: $F^* = 2 / 3 \cdot \text{tg}(\varphi_r)$

Longitud pasiva del refuerzo: $L_p = L - L_a$

Longitud activa del refuerzo: $L_a = (H - z) / \text{tg}(\psi_r)$

Angulo de falla activa: $\psi_r = 45 + \varphi_r / 2$

Tensión vertical en profundidad: $\sigma_v = \gamma \cdot z + q_{LAP} + q_{SOB}$

Coefficiente s/ refuerzo: $C = 2.00$

Factor de seguridad por arranc.: $FS = 1.50$

2.3.2.2. Carga permanente + 25% sobrecarga + sismo.

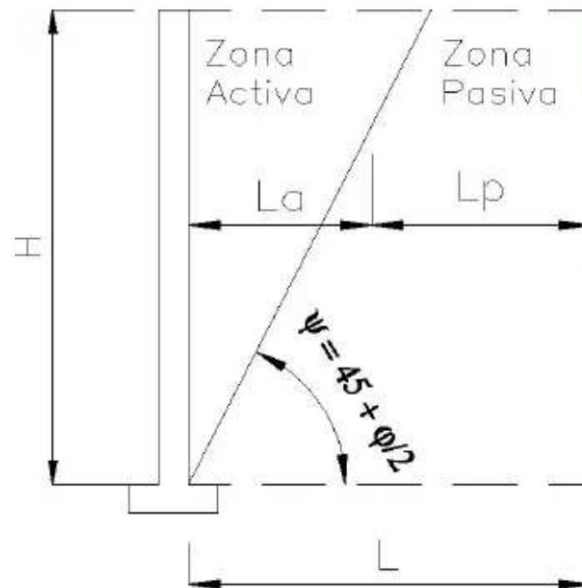
Nivel	σ_v (t/m ²)	$T_{tot} = T_{max} + T_{md}$ (t/m)	L_p (m)	T_r (t/m)	Verificación
1	2.91	1.06	1.91	2.30	OK
2	4.33	1.50	2.37	4.23	OK
3	5.74	1.93	2.82	6.68	OK
4	7.15	2.37	3.27	9.66	OK

Máximo esfuerzo de tracción: $T_{max} = K_a \cdot \sigma_v \cdot S_v$

Tensión vertical en profundidad: $\sigma_v = \gamma \cdot z + q_{LAP} + 25\% q_{SOB}$

Incremento dinámico en tracción: $T_{md} = E_4 \cdot L_{pi} / \Sigma L_{pi}$

2.3.3. Esquema de falla activa en el muro:



3. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EXTERNA:

En esta etapa se verifica que el muro no falle por volcamiento, deslizamiento o por capacidad portante del suelo de fundación.

3.1. Verificación al deslizamiento:

Coeficiente de fricción: $\mu = \tan \phi_c = 0.47$
Fuerzas resistentes horizontales: $F_R = P_1 \times \mu = 12.45 \text{ t/m.}$
Fuerzas resultantes horizontales: $F_T = E_T = \Sigma E_i = 7.77 \text{ t/m.}$
Factor de seguridad adoptado: **FSmin = 1.50 OK.**

3.2. Verificación de la capacidad de carga:

3.2.1. Falla por corte global:

Presión equivalente uniforme en la base: $\sigma_v = \frac{P_2}{L - 2xe} = 12.32 \text{ t/m}^2$
Tensión última de base (s/estudio de suelo) = 50.00 t/m²
Factor de seguridad adoptado: **FSmin = 2.50 OK.**

3.2.2. Falla por corte local:

Presión de suelo en la base: $\gamma_r \times (H+h^*) = 7.56 \text{ t/m}^2$

Cohesión del suelo de fundación: $3 \times c_f = 9.00 \text{ t/m}^2 \quad \text{OK.}$

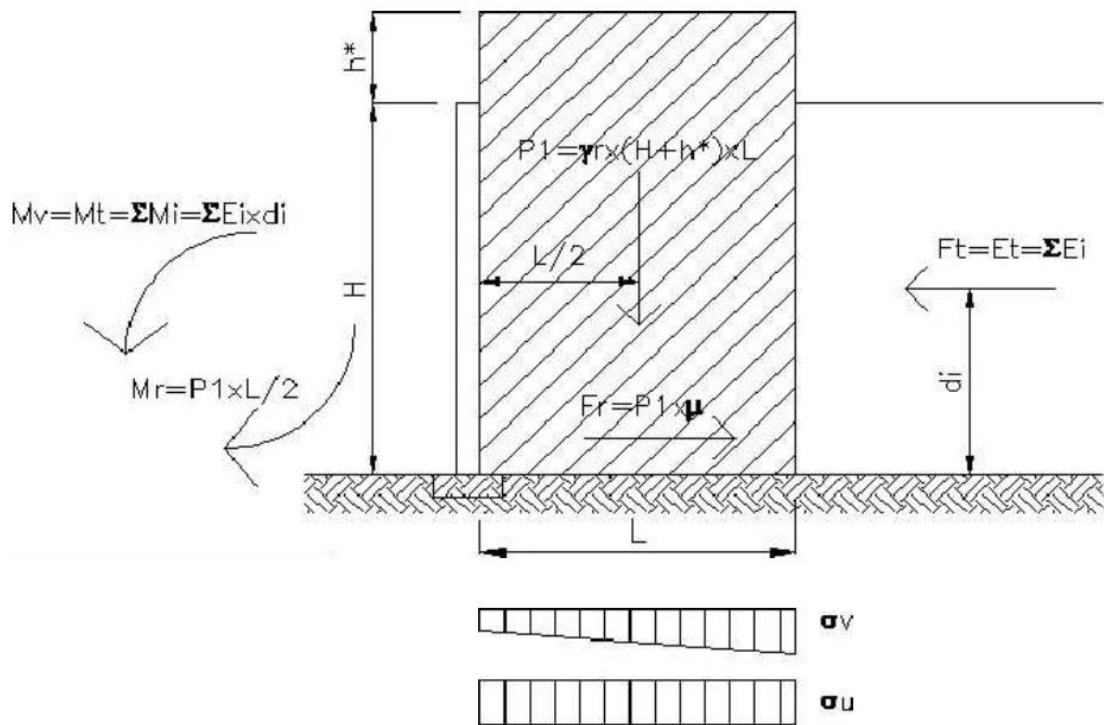
3.3. Verificación de falla por vuelco:

Momento de vuelco: $M_v = M_T = \sum M_i = \sum E_i \times d_i = 13.37 \text{ tm/m}$

Momento resistente $M_r = P_1 \times L/2 = 46.31 \text{ tm/m}$

Factor de seguridad adoptado: **FSmin = 2.00 OK.**

3.4. Esquema de fuerzas y momentos volcadores y resistentes en el muro de tierra armada:



CAPÍTULO VI

VI. Comprobación de Hipótesis

6.1. Constatación de Hipótesis General.

6.1.1. Formulación de la Hipótesis Estadística

Se realiza a fin de verificar que la aplicación de los diversos métodos de estabilización, controlando la calidad del suelo y disminuyendo las graves consecuencias sociales (accidentes), incidirá de forma positiva en la futura estabilización de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha

6.1.2. Hipótesis Nula

La aplicación de tierra reforzada no influye positivamente en el diseño de estructuras de contención en los taludes de la zona de Jahuay – Chincha.

6.1.3. Hipótesis Alterna

La Gestión de tierra reforzada, que se quiera aplicar de por lo menos uno de los métodos, influye positivamente en la estabilidad de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha

Por consiguiente para realizar la hipótesis en función de los resultados obtenidos, con un nivel de significancia de 0.05, se aplicará la Prueba de Kruskal Wallis, que nos permitirá probar la hipótesis nula, de “k” muestras aleatorias independientes, utilizadas para tres o más poblaciones.

R_j , es la suma de los rangos ocupados por las n_j observaciones. Donde, $n_1 + n_2 + n_3 + \dots + n_k = n$.

La fórmula estadística que se emplea es:

$$H = \frac{12}{n(n+1)} \sum_{j=1}^k \frac{R_j^2}{n_j} - 3(n+1)$$

Se procede a realizar el cálculo estadístico de prueba, considerando 3 grados de libertad, donde el Chi Cuadrado, en relación a los datos obtenidos, para un margen de error de 0.05, es de 7.82, según la tabla E-4 (Anexos) de Chi Cuadrado.

Reemplazando los datos en la siguiente ecuación:

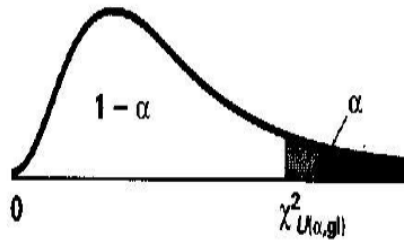
$$H = \frac{12}{n(n+1)} \sum_{j=1}^k \frac{R_j^2}{n_j} - 3(n+1)$$

$$H = \frac{12}{n(n+1)} \sum_{j=1}^k \frac{R_j^2}{n_j} - 3(n+1)$$

En consecuencia el valor obtenido es de 458.054, superando el valor crítico de 12.59 según tabla E-4

La aplicación de tierra reforzada influye en el diseño de estructuras de contención de los taludes vulnerables en la zona de Jahuay – Chincha.

En consecuencia se rechaza la Hipótesis Nula luego se acepta la Hipótesis Principal donde afirma que la **aplicación de tierra reforzada influye positivamente en el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.**



6.2. Constatación de Hipótesis Específicas.

- **Las propiedades del material del suelo influyen en el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.**

Se ha comprobado mediante el estudio de mecánica de suelos que las propiedades que presenta el suelo en la zona de Jahuay – Chincha influyen directamente en el diseño de estructuras no solo de contención, sino de cualquier otra índole.

- **El refuerzo con geotextiles influye en el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.**

Se ha comprobado que el uso del geotextil como material de refuerzo en una estructura de suelo reforzado resulta beneficioso por las propiedades que presenta, siendo las más resaltantes su tiempo de vida (siempre que se tenga los cuidados necesarios) y la facilidad de adaptarse a la forma deseada lo que facilita la construcción de este tipo de estructuras.

- **La composición de la tierra reforzada influye en el diseño de estructuras de contención de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha.**

Las estructuras de tierra reforzada se componen básicamente de 2 materiales, la masa de tierra o suelo a reforzar y el material de refuerzo, en este trabajo de investigación se ha comprobado que las características físicas que presentan ambos materiales influyen de manera directa sobre la estructura final, por lo que, durante la etapa de diseño el tipo de material influirá de forma directa.

Conclusiones

De acuerdo a lo expuesto en el desarrollo de la presente tesis y en función a los resultados logrados se puede concluir lo siguiente:

- Se concluye que la aplicación de tierra reforzada influye de forma positiva, garantizando la estabilidad de los taludes en la zona de Jahuay – Chincha, taludes que por la geometría que presentan y por el tipo de suelo que lo conforman se encuentran en condiciones de inestabilidad, aunado a esto, la población de esta zona viene expandiéndose de forma informal y desordenada, factor que podría ser el desencadenante de la falla de estos taludes,
- Se concluye que el refuerzo con geotextiles influye en el diseño de las estructuras de contención de tierra armada, siendo la elección del geotextil apropiado, una parte fundamental durante la etapa del diseño, donde además se define su longitud y el espaciamiento entre cada faja del mismo.
- Se concluye que la composición de la tierra reforzada influye en el diseño de estructuras de contención donde se aplique esta tecnología, puesto que tanto la masa de tierra que será parte del muro, como el geotextil empleado, presentan características que se definen durante el diseño y las cuales varían drásticamente las condiciones de estabilidad interna y externa dependiendo si se incrementan o se reducen ciertos valores.

Recomendaciones

- Se recomienda la aplicación de tierra reforzada en los taludes objeto de estudio a fin de garantizar la estabilidad de los taludes en la zona de Jahuay – Chíncha, además de fortalecer las instancias de planificación local, para operativizar el desarrollo integrado, así como una adecuada supervisión de los diversos proyectos y acciones de ordenamiento territorial, con el fin de permitir articular el proceso de desarrollo local

- Se recomienda la aplicación de refuerzo con geotextiles en la estructura del muro de tierra armada por las características de resistencia a la tracción y tiempo de vida que este presenta, sin perder de vista la correcta elección del tipo, longitud y espaciamiento durante la etapa de diseño.

- Se recomienda, para la correcta composición de la tierra reforzada, materiales tanto en masa de tierra como en elementos de refuerzo que durante la etapa de diseño satisfagan las condiciones de estabilidad interna y externa del muro. En cuanto a la masa de suelo, sus características estarán dadas por ensayos de laboratorio de muestras obtenidas en campo, mientras que de los elementos de refuerzo, serán obtenidos de las fichas técnicas de los proveedores.

Fuentes de Información

1. CISMID. CURSO DE MECANICA DE SUELOS APLICADA – LIMA - UNI CISMID – 2003.
2. **AGENDA 21 LOCAL**. DECLARACIÓN DE RÍO SOBRE MEDIO AMBIENTE Y DESARROLLO – NACIONES UNIDAS. Rio de Janeiro, 1992.
3. **DECRETO LEGISLATIVO N° 613**. Código del Medio ambiente y los Recursos Naturales. Promulgada el 07 de Septiembre de 1990.
4. **GOMEZ SANCHEZ RUBEN**. “SISTEMAS DE CALIDAD EN OBRAS DE CONSTRUCCIÓN”. Lima 2010.
5. BRAJA, M DAS L. (2010), “PRINCIPIOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES”
6. JAIME ARTEAGA LIMACHI “MICROZONIFICACION PARA LA PREVENCION Y MITIGACION DE DESASTRES DE LA CIUDAD DE JAUJA, REGION ANDRES AVELINO CACERES”; Curso internacional sobre microzonificacion y seguridad de Sistemas públicos de líneas vitales. Lima 1,999.
7. JULIO KUROIWA HORIUCHI “PREVENCION DE DESASTRES”. Lima – Peru, 2,000.
8. Vesic A. (1973), “Análisis de la Capacidad de Carga de Cimentaciones Superficiales”, JSMFD, ASCE, Vol. 99.
9. Norma Sismo – Resistente E-030, Reglamento Nacional de Construcción.
10. Peck R.B., Hansen T. y Thonburn W. (1974), “ Foundations, John Wiley, New York .
11. Alva Hurtado J.E. (2012), “Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones”, Capítulo de Estudiantes, ACI-UNI, Lima.
12. Norma de Suelos y Cimentaciones E-050, Reglamento Nacional de Construcción. 2018.
13. Norma Sismo – Resistente E-030, Reglamento Nacional de Construcción. 2017.
14. Braja, M Das L. (2010), “Principios de Ingeniería de Cimentaciones”
15. GRUPO TÉCNICO TIERRA REFORZADA INEXTENSIBLE. 2012. Recomendaciones para el diseño ejecución y control de suelo mecánicamente estabilizado

con armadura inextensible. Santiago: Corporación de desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción.

16. VERA, L.A. 2014. Muros de retención de suelos con sistemas de Tierra Armada. Valdivia: Universidad Austral de Chile, Facultad Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Construcción Civil.

17. Martínez A., F.A., 2017. CURSO DE CONSERVACIÓN Y MANEJO DE SUELOS Y AGUAS EROSIONADOS EN LOS CERROS TUTELARES DE CALI . Universidad del Valle.

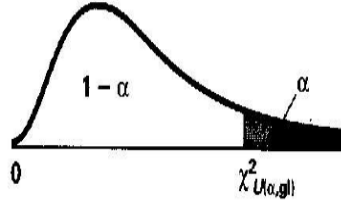
18. GRUPO TÉCNICO TIERRA REFORZADA INEXTENSIBLE. 2012. Recomendaciones para el diseño ejecución y control de suelo mecánicamente estabilizado con armadura inextensible. Santiago: Corporación de desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción.

ANEXOS

1. **TABLA E.4 – VALORES CRÍTICOS DE χ^2**

Tabla E.4 Valores críticos de χ^2

Para un número dado de grados de libertad, el elemento representa el valor crítico de χ^2 que corresponde a un área de la cola superior especificada (α)



Grados de libertad	Áreas de la cola superior											
	.995	.99	.975	.95	.90	.75	.25	.10	.05	.025	.01	.005
1			0.001	0.004	0.016	0.102	1.323	2.706	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.020	0.051	0.103	0.211	0.575	2.773	4.605	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	0.584	1.213	4.108	6.251	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	1.064	1.923	5.385	7.779	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	1.610	2.675	6.626	9.236	11.071	12.833	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	2.204	3.455	7.841	10.645	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	2.833	4.255	9.037	12.017	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	3.490	5.071	10.219	13.362	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	4.168	5.899	11.389	14.684	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	4.865	6.737	12.549	15.987	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	5.578	7.584	13.701	17.275	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	6.304	8.438	14.845	18.549	21.026	23.337	26.217	28.299
13	3.565	4.107	5.009	5.892	7.042	9.299	15.984	19.812	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	7.790	10.165	17.117	21.064	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	8.547	11.037	18.245	22.307	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	9.312	11.912	19.369	23.542	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	10.385	12.792	20.489	24.769	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	10.865	13.675	21.605	25.989	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	11.651	14.562	22.718	27.204	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	12.443	15.452	23.828	28.412	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	13.240	16.344	24.935	29.615	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	14.042	17.240	26.039	30.813	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	14.848	18.137	27.141	32.007	35.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	15.659	19.037	28.241	33.196	36.415	39.364	42.980	45.559
25	10.520	11.524	13.120	14.611	16.473	19.939	29.339	34.382	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	17.292	20.843	30.435	35.563	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	18.114	21.749	31.528	36.741	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	18.939	22.657	32.620	37.916	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.257	16.047	17.708	19.768	23.567	33.711	39.087	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.954	16.791	18.493	20.599	24.478	34.800	40.256	43.773	46.979	50.892	53.672

Para valores más grandes de grados de libertad (gl) se puede usar la expresión $Z = \sqrt{2\chi^2} - \sqrt{2(gl) - 1}$ y el área de la cola superior que resulta se puede obtener en la tabla de la distribución normal estándar (Tabla E.2a).

2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.

**ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS
CON FINES DE CIMENTACION**

PROYECTO DE TESIS:

**APLICACIÓN DE TIERRA
REFORZADA PARA EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN
DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE
JAHUAY – CHINCHA**

DICIEMBRE DEL 2019

CONTENIDO

1. ALCANCES DEL ESTUDIO
2. UBICACIÓN
3. GEOLOGIA
4. INFORMACION PREVIA
 - 4.1 DE LA OBRA A CIMENTAR
 - 4.2 DATOS GENERALES DE LA ZONA
 - 4.3 DE LOS TERRENOS COLINDANTES
 - 4.4 NUMERO DE PUNTOS A INVESTIGAR
5. TRABAJOS EFECTUADOS
 - 5.1 EXPLORACION DE CAMPO
 - 5.2 ENSAYO CON PENETROMETRO DINÁMICO LIGERO
 - 5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO Y CAMPO
 - 5.4 PERFIL DEL SUELO
6. AGRESIVIDAD DEL SUELO
7. NIVEL FREÁTICO
8. ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA
 - 8.1 ANALISIS POR ASENTAMIENTO
 - 8.2 CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO
 - 8.3 CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE
9. EFECTOS SISMICOS
 - 9.1 CARACTERISTICAS DINAMICAS
 - 9.2 POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS
 - 9.3 ANALISIS SISMOGRAFICOS EN LA REGION DE ICA
10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO
11. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION
12. ENSAYOS DE LABORATORIO
13. PERFIL ESTRATIGRAFICO
14. ENSAYOS DE CAMPO
15. MEMORIA DE CALCULO
16. FOTOGRAFIAS

MEMORIA DESCRIPTIVA

PROYECTO:

APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAY – CHINCHA

SOLICITANTE:

PANTIGOZO HUAMANI, ERIC ALDAIR

UBICACION:

DEPARTAMENTO	-	ICA.
PROVINCIA	-	CHINCHA ALTA.
DISTRITO	-	JAHUAY
SECTOR	-	FRENTE A LA PLAYA LAS TOTORITAS.
FECHA	-	DICIEMBRE DEL 2,019.

1. ALCANCES DEL ESTUDIO.

A solicitud de Eric Aldair Pantigozo Huamani, se realiza el estudio de Mecánica de suelos con fines de cimentación para las estructuras proyectadas en la zona de estudio.

El objeto del presente Informe es mostrar los trabajos realizados, así como los resultados y conclusiones obtenidos en el estudio de suelos ejecutado conforme a la Norma Peruana E.050 de Suelos y cimentaciones, con la finalidad de realizar el estudio para el diseño de cimentación en el proyecto: APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAY – CHINCHA.

En tal sentido se realizaron trabajos de investigación geotécnica orientados a definir las propiedades físicas mecánicas del suelo, y los parámetros de resistencia – deformación, que servirán para el diseño de cimentación de las estructuras.

El programa de trabajo del presente estudio consistió en:

- Revisión de la información.
- Ubicación, ejecución de calicatas y recojo de muestras
- Ensayos de laboratorio.
- Determinación de los parámetros físico-mecánicos.
- Análisis de cimentación superficial.
- Conclusiones y recomendaciones.

2. UBICACION

La zona, materia del presente estudio de suelos, se encuentra ubicado en el sector Frente a la playa las Totoritas, Distrito de Jahuay, Provincia de Chincha, Departamento de Ica.

AREA DE ESTUDIO:

ZONA DE JAHUAY – CHINCHA



3. GEOLOGIA

La Geología de la zona de estudio está constituida principalmente por depósitos del sistema cuaternarios reciente. Estos depósitos cuaternarios existentes en la zona y alrededores son fundamentalmente los depósitos fluvio aluviales.

En el área en estudio y sus alrededores se identificaron grupos litológicos constituidos por rocas sedimentarias y depósitos cuaternarios. La geología de Pisco es ilustrada en la fig. N°1 (INGEMET 1993) A continuación se presenta una breve descripción de las unidades litológicas encontradas en la zona en estudio.

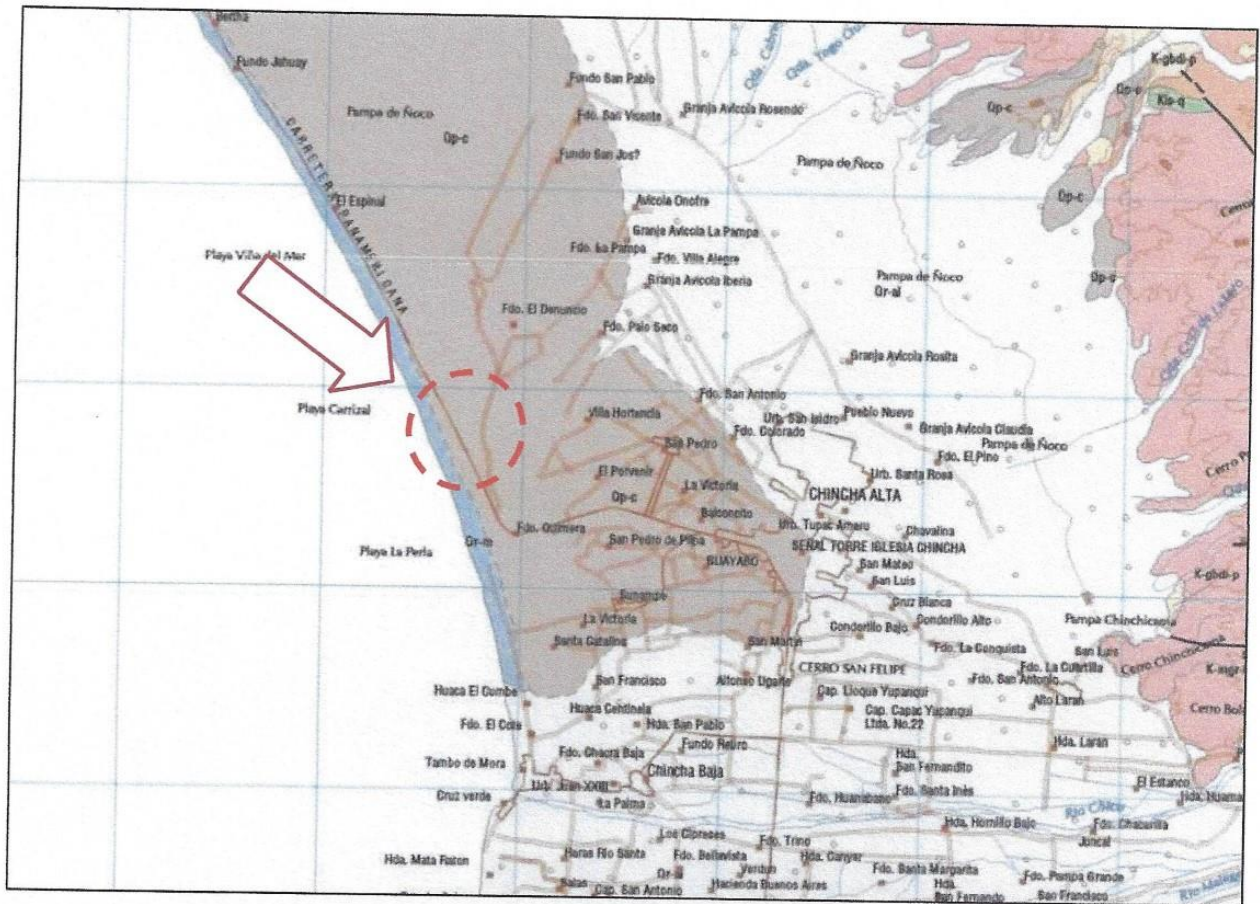
Formación Pisco

Secuencia litológica de color blanco, consistente en diatomitas, con intercalaciones de areniscas tobáceas y lutitas, que afloran desde el río Pisco hasta las vecindades de Camaná. Estructuralmente se caracteriza por estar poco perturbada y es posible relacionar la existencia de este homoclinal con el hecho de que hacia el Noroeste se encuentra la parte del basamento pre-terciario, que sufrió gran parte de la sedimentación terciaria.

Depósitos Cuaternarios Recientes

Bajo este nombre se agrupa a los depósitos elásticos transportados por medio acuosos y acumulados principalmente en las quebradas o a partir de las estribaciones andinas, constituyendo las amplias pampas aluviales características de la penillanura costera. Los depósitos acumulados en el fondo de las quebradas consisten en conglomerados gruesos intercalados con arenas y limos, están bien expuestos en los cortes de los ríos y al pie de las terrazas. Los depósitos aluviales tienen gran distribución en el área, siempre inmediatos a las formaciones rocosas que originaron los conos de escombros, que se acumularon con participación de un medio acuoso.

En lo que respecta a la Geología local, la zona de estudio está constituida principalmente por depósitos del cuaternario reciente. Los depósitos cuaternarios existentes en la zona y sus alrededores son los eólicos y fluviales principalmente.



ERA	SIST.	SERIE	UNIDADES ESTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE	Dep. Marinos Gr-m Dep. Eolicos Gr-e Dep. Aluviales Gr-al	BATOLITO DE LA COSTA Super Unidad K-gdmgr-l Litologia Granodiorita monzogranito K-igd-l Tonalita, granodiorita Iscabuasi K-igd-l Tonalita, granodiorita K-isp-l Tonalita, diorita Linga K-mcb-mgr-l Monzodiorita, monzogranito K-mgr-l Monzogranito Patap K-gbd-p Gabrodiorita
		PLEISTOCENO	Fm. Canete Op-c	
	TERCIARIO	PLIOGENO	Disc. Ts-p Fm. Pucoto Ts-p	
		EOCENO	Fm. Paracas Tr-pa Disc.	
MESOZOICO	CRETACEO	SUPERIOR		
		INFERIOR	Fm. Huarangullo Kis-hr Fm. Oullmana Kis-q Fm. Imperial K-i	

4. INFORMACION PREVIA

4.1 DE LA OBRA A CIMENTAR

El proyecto materia del presente estudio, se encuentra destinada para Uso como Edificación de viviendas, lo cual según la Norma E.030 es categorizado como "edificación Importante" el coeficiente de uso e importancia (U) para la presente edificación es igual a 1.0.

El sistema estructural a emplear e incluso existente, es en base a Elementos de Concreto Armado de 02 niveles, siendo la sobrecarga típica para este tipo de estructuras del orden de 300 Kg/m²

La Clasificación, para los fines de la determinación del programa Mínimo de exploración del EMS, de la Norma E-050, de acuerdo a la tabla N° 1, es tipificada como:

TABLA 1 TIPO DE EDIFICACIÓN U OBRA PARA DETERMINAR EL NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACIÓN (TABLA 6)					
DESCRIPCIÓN	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS * (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	III	III	III	II
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	III	III	II	I
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	II	I	---	---
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	I	---	---	---
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	I	I	I	I
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	II	I	I	I
* Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		II	I		
PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA		III			
INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS.		IV			

Los tipos de edificación I, II y III, designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo, siendo el I más exigente que el II y este que el III.

4.2 DATOS GENERALES DE LA ZONA

Para la realización del estudio de suelos de la zona, las condiciones topográficas, evidencian efectos de Geodinámica externa, provenientes de los efectos fluviales debido a lo cual es visible una segregación de los materiales, esto es causado por los efectos mencionados, este material se halla con densidades medias de acuerdo a la evaluación realizada (la evaluación de los suelos se han hecho a través de pozos de sondeo), el material subyacente esta compuesto por un material normalmente consolidado.

4.3 DE LOS TERRENOS COLINDANTES

No existen en los terrenos colindantes grandes irregularidades como afloramientos rocosos, fallas, estratos erráticos, cavidades, etc.

Asimismo se comprueba que no existen edificaciones cercanas que presenten anomalías como grietas o desplomes originados por el terreno de cimentación. De lo cual puede deducirse que el suelo es un material aceptable como terreno de fundación.

Sin embargo, por tratarse de la cimentación de una estructura ubicada en la del Circulo de fuego, toda esta zona es susceptible de sufrir cambios geológicos importantes, debido al proceso dinámico de interacción de las placas Sudamericana y Nazca, lo cuál siempre debe tenerse en cuenta.

4.4 NUMERO "N" DE PUNTOS A INVESTIGAR

El número de sondajes a realizar se determina de acuerdo a la tabla N° 6; de la Norma E.050, el cuál está en función del tipo de edificio y del área de la superficie a ocupar por este.

El número "n" de puntos a investigar, que se exige, de acuerdo al uso de la edificación es de 03 puntos por cada hectarea de terreno por habilitar.

Debido a lo cual se ha optado por realizar 03 puntos de exploración.

TABLA 6 NÚMERO DE PUNTOS DE EXPLORACION	
Tipo de edificación u obra (Tabla 1)	Número de puntos de exploración (n)
<i>I</i>	uno por cada 225 m ² de área techada del primer piso
<i>II</i>	uno por cada 450 m ² de área techada del primer piso
<i>III</i>	uno por cada 900 m ² de área techada del primer piso*
<i>IV</i>	uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas
Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos	3 por cada hectárea de terreno por habilitar

* Dentro de esta categoría se incluyen las plantas de tratamiento de agua en la que se considera en lugar de área techada, el área en planta de la misma.

n nunca será menor de 3.

Cuando se conozca el emplazamiento exacto de la estructura, *n* se determina en función del área techada en planta del primer piso de la misma; cuando no se conozca dicho emplazamiento, *n* se determina en función del área total del terreno.

4.5 TIPO DE MUESTRAS EXTRAIDAS

Para el presente estudio, se ha tomado en cada sondaje una muestra tipo **Mab** por estrato, hasta el plano de apoyo de la cimentación prevista *Df*, y a partir de esta se ha procedido a tomar una muestra tipo **Mib**, en la profundidad **p**.

5. EXPLORACION DE CAMPO

El programa de investigaciones geotécnicas consistió dentro del área de interés en excavación de calicatas con muestreo de suelos, ensayos de densidad de campo y ensayos DPL.

En la figura N° 5.1, se muestra la ubicación de cada una las calicatas.

FIGURA N° 5.1 - UBICACIÓN DE CALICATAS



CALICATAS (WGS84)			Nivel freático	Nº Muestras	Profundidad (m.)
PUNTO	Este (X)	Norte (Y)			
1	0370489.0000	8518740.0000	N. D.	2	3.00
2	0370469.0000	8518735.0000	N. D.	1	3.00
3	0370423.0000	8518743.0000	N. D.	1	3.00

5.1 EXCAVACIÓN DE CALICATAS

En cada calicata se realizó la inspección visual y el registro de excavación según la Norma ASTM D-488. Estos registros cuentan con la descripción de los perfiles estratigráficos en base a la inspección visual complementados y contrastados con los resultados de laboratorio. Se tomaron muestras disturbadas de las excavaciones para la ejecución de los ensayos de laboratorio correspondientes, y para lo cual cada muestra fue identificada convenientemente y embalada en bolsas de polietileno siendo remitidas al laboratorio de mecánica de suelos.

5.2 ENSAYO CON PENETROMETRO DINÁMICO LIGERO DE PUNTA CÓNICA (DPL)

Con la finalidad de conocer la resistencia cortante in situ del suelo de fundación se efectuaron ensayos de penetración ligera (DPL), el cual se rige bajo la norma NTP 339.159 - DIN 4094. Se realizaron 03 sondajes (DPL), los cuales fueron denominados "Ensayos de penetración dinámica", alcanzando profundidades de 3.00 m.

Se presentan en el **cuadro N° 5.3** el resumen de los ensayos DPL, además de los registros de los ensayos de penetración ligera (DPL) y del Cono Peck, en el Anexo "Ensayos de penetración dinámica".

Durante la ejecución de los ensayos se tomaron muestras disturbadas representativas de los diferentes tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos estándar. Las muestras fueron enviadas al laboratorio de suelos para determinar sus características físicas y poder obtener la clasificación del tipo de suelo.

CUADRO N° 5.3
RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE PENETRACIÓN LIGERA (DPL) Y
PARAMETROS ESTIMADOS

Calicata	DPL	Material Predominante	Cota de Fundacion (m)	N (DPL)	N (SPT)	Ø
C - 1	DPL-1	SP	1.20	17	16	31.80
C - 2	DPL-2	SP-SM	1.20	17	16	31.60
C - 3	DPL-3	SP	1.20	17	16	32.00

5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Se realizaron los trabajos de campo, conforme a las normas vigentes. En el laboratorio de Mecánica de suelos de IGEO EIRL, se seleccionaron las muestras típicas, se verificó la clasificación visual de las muestras y se procedió a ejecutar con ellas los ensayos (de laboratorio) que a continuación se mencionan:

- Contenido de Humedad NTP 339.127 - ASTM 2216
- Análisis granulométrico NTP 339.128 - ASTM D 422
- Peso específico NTP 339.131 - ASTM D 854
- Clasificación Unificada de Suelos (SUCS) NTP 339.134 ASTM D 2487 y D 2488
- Clasificación ASSTHO NTP 339.134 - ASTM D 2487 y D 2488
- Limite Líquido y Plástico NTP 339.140 - ASTM D 4318
- Ensayo De Corte directo ASTM D 3080

PERFIL ESTRATIGRAFICO

Luego de obtenido los ensayos en laboratorio, adjunto al presente informe se contrastaron estos con las características de los suelos observados en el campo, habiéndose hecho las compatibilizaciones en los casos necesarios. Con estos resultados se procedió a elaborar el respectivo perfil estratigráfico.

El sistema de clasificación de suelos para este tipo de estudios es del método SUCS, (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, determinando de acuerdo con los diámetros comprendidos entre 3 plg a la malla N° 4 como gravas, los diámetros comprendidos entre las mallas N° 4 y N° 200 como arenas y los diámetros menores a la malla N° 200 denominadas como limos y arcillas), por lo que, generalizando se obtuvo para el sector donde se ubicara la futura estructura el siguiente perfil estratigráfico:

Primer estrato:

Entre la profundidad de 0.00 a 0.45 m, se encuentra arena limosa de baja plasticidad y con gran contenido de finos, color beige claro, de baja a mediana compacidad, estado húmedo.

Estos suelos se encuentran clasificados según SUCS como un suelo de tipo (SM) arena limosa.

Segundo Estrato:

Subyacente a este estrato, de 0.45 a 3.00 m., el perfil del terreno se encuentra constituida por Arenas pobremente graduada ligeramente limosos, (SP-SM). Color beige a gris claro, en estado de baja a mediana densidad. Presencia de sales, sulfatos y cloruros. Se tratan de suelos de origen predominantemente fluvial.

La descripción detallada del perfil encontrado en cada calicata realizada, se encuentra en los anexos: **cuadros de Perfiles Estratigráficos**.

La tabla 5.3, presenta un resumen de los resultados de los ensayos estándar.

TABLA 5.3
RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS

SONDAJE	MUESTRA	PROF	GRANULOMETRIA		LIMITES DE ATTERBERG %			C.H.	SUCS
			GRAVAS	FINOS	LL	LP	IP		
C - 1	M - 1	0.45	-	34.10	14.20	12.00	2.20	13.70	SM
	M - 2	0.45	2.04	1.86	N.T.	N.P.	N.P.	1.00	SP
C-2	M - 2	3.00	0.90	6.00	13.20	N.P.	N.P.	2.10	SP-SM
C - 3	M - 2	3.00	3.10	4.50	N.T.	N.P.	N.P.	1.90	SP

ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

Corresponden a los ensayos de corte directo, realizados en tres (03) muestras alteradas e inalteradas para estimar los parámetros resistentes de suelo a Nivel de cimentación, en los términos de cohesión y ángulo de fricción. Con estos resultados se procedió a elaborar el respectivo perfil estratigráfico.

Dichos ensayos se rigen a la Norma NTP 339.171 (ASTM D 3080).

Los formatos de laboratorio de los ensayos de Corte directo, se presentan en el Anexo "Ensayos de corte directo".

En la siguiente Tabla 5.4, se presenta el resumen de los resultados obtenidos.

TABLA 5.4

RESUMEN DE ENSAYOS DE CORTE DIRECTO

Nº	SONDAJE	MUESTRA	Clasificación SUCS	Profundidad (m)	Peso Unitario (Tn/m ³)	Ø
1	1	M-2	SP	1.5	1.58	31.80
2	2	M-2	SP-SM	1.5	1.57	31.60
3	3	M-2	SP	1.5	1.59	32.00

6. AGRESIVIDAD DEL SUELO

Para el análisis de agresividad del suelo y la selección del tipo de ataque se ha basado en los rangos que da el ACI y la Norma Peruana E.30 para los distintos tipos de daños que se puedan apreciar en el concreto.

En esta zona los rangos de ataques por agresividad de suelos se catalogan como moderados, ya que la cantidad de sulfatos (Sulfato soluble en agua presente en el suelo como SO_4) se encuentra en el orden de 0.0948% lo que indica una cantidad igual a 948 PPM.

En base a los resultados obtenidos, podemos indicar que la exposición del concreto a soluciones de sulfato se encuentra en el rango de "Moderado a severo", en tal sentido el tipo de cemento recomendable para la cimentación es el tipo II, Tipo IP (MS), Tipo V, empleando una relación máxima de agua cemento en peso igual a 0.50.

En lo referente al contenido máximo de Ion cloruro, estas se encuentra dentro de los parámetros permisibles que señala la norma, para estructuras de concreto armado expuesto a la acción de cloruros equivalente a 0.10 % del peso del cemento.

RESULTADOS DEL ANALISIS

Cloruros (CL)	320.00 p.p.m.	0.0320 % p/p
Sulfatos (SO_4)	948.00 p.p.m	0.948 % p/p
Sales Solubles totales	1540.30 p.p.m	1.540 % p/p

7. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

El nivel de la Napa Freática fluctúa a una profundidad de 30 metros, de acuerdo a los datos existentes en la zona.

8. ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

Según la Norma E-030, la presión Admisible se efectuará tomando en cuenta los siguientes factores:

- a) Profundidad de cimentación
- b) Dimensión de los elementos de cimentación
- c) Características físico mecánicas del suelo ubicado dentro de la zona activa de cimentación.
- d) Ubicación del nivel freático.
- e) Probable modificación de las características físico mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad.
- f) Asentamiento tolerable de la estructura.

Asimismo, de acuerdo a la misma Norma, la presión Admisible será la menor de la que se obtenga mediante:

- La aplicación de las ecuaciones de capacidad de carga por corte afectada por el factor de seguridad correspondiente.
- La presión que cause el asentamiento admisible.

Es necesario analizar el probable funcionamiento de la cimentación con respecto a dos tipos de problema: La primera es que una parte de la cimentación o cualquiera de sus elementos puede fallar debido a que el suelo es incapaz de soportar la carga aplicada. Lo segundo es que si bien el suelo puede no fallar, pero el asentamiento de la estructura puede ser tan grande o tan disparejo que la estructura puede agrietarse, dañarse o colapsar.

El primero es conocido como falla por capacidad de carga y el segundo falla por asentamiento diferencial. Teniendo en cuenta que la cimentación se realizara bajo un estrato granular, se requerirán investigaciones independientes para determinar el factor de seguridad contra una falla por capacidad de carga y la

magnitud del probable asentamiento que podría producirse bajo la interacción de la estructura en servicio.

8.1 ANALISIS POR ASENTAMIENTO

En el presente caso al tratarse de un suelo granular, en el presente informe se ha realizado el análisis de la presión admisible del suelo por asentamiento y luego la verificación de este resultado por corte.

8.1.1 CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

En la actualidad existen numerosos métodos de cálculo que pueden agruparse en la forma siguiente:

- a) Los derivados de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi, como el de Skempton-Bjerrum o de la teoría tridimensional de Biot.
- b) Los basados en la aplicación de trayectorias de tensiones a muestras representativas, como el de Lambe (1964), el de Ladd y Foote (1974). etc.
- c) Los que asimilan el terreno a un medio clástico, eventualmente no lineal o anisótropo, utilizando las numerosas soluciones ya existentes.
- d) Los que parten de ecuaciones constitutivas aproximadas del terreno (leyes tensión-deformación) aplicándolas a modelos matemáticos o de elementos finitos (por ejemplo el modelo de Cambridge).

En el suelo a nivel de fundación al tratarse de suelos granulares se presentarán asentamientos instantáneos relativamente hablando. Los asentamientos a largo plazo pueden presentarse siempre en cuando bajo el bulbo de presiones se ubiquen capas compresibles de arcilla pura, lo cual no ha sido detectado en la presente evaluación, al tratarse el suelo en estudio de potentes capas de suelos granulares.

En este sentido se ha calculado el asentamiento inicial instantáneo bajo carga uniforme, y presión más crítica, utilizando la teoría elástica y empleando la ecuación de Schieicher (1926) ofrecida por Terzaghi (1945), sobre un espacio de boussinesq (método elástico).

Asientos			
Carga flexible			Carga rígida
• Esquina :	• Centro :	• Valor medio :	• Carga rígida :
$s = q \cdot b \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_p$	$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_p$	$s = s_{(centro)} \cdot 0.848$	$s = 93\% \cdot s_{(valor\ medio)}$

Siendo:

$$I_p = \frac{1}{\pi} \cdot \left[m \cdot \ln \left(\frac{(m^2 + 1)^{1/2} + 1}{m} \right) + \ln \left[(m^2 + 1)^{1/2} + m \right] \right]$$

$$m = L / B$$

L : largo de la cimentación

B : ancho de la cimentación

Obteniéndose un valor de asentamiento de 1.85 cm., debajo de los cimientos, que produce asentamiento diferenciales de 1.40 cm. lo cual es inferior al asentamiento permisible para el tipo de estructura que se va a proyectar. Los valores del asentamiento obtenidos se exponen o presentan en la hoja de anexos: **Cálculo de Asentamientos**.

La Norma E.050 exige que se indique el valor del asentamiento diferencial admisible, lo cual se expone en el siguiente acápite.

ASENTAMIENTO ADMISIBLE

Una vez calculados los asentamientos, debe comprobarse si su magnitud absoluta o diferencial es inferior a unos valores límites prefijados. Estos valores límites, está en función del tipo de edificio y su estructura así como la naturaleza del terreno y el tipo de movimiento, debiendo precisarse si el daño afecta al aspecto arquitectónico, funcional o estructural.

El asentamiento diferencial Admisible, resulta igual a 1.60 cm., de acuerdo a los asentamiento permisibles que señala la Norma E.050, en el que indica un valor de distorsión angular equivalente a 0.002. Asimismo el valor indicado es compatible con los cuadros N° 1, N° 2, N° 3, y 4; de los autores Bjerrum (1963), Sowers (1962) y Meyerhof (1977).

CUADRO N°1
CRITERIOS DE PELIGROSIDAD RESPECTO A LA DISTORSIÓN ANGULAR

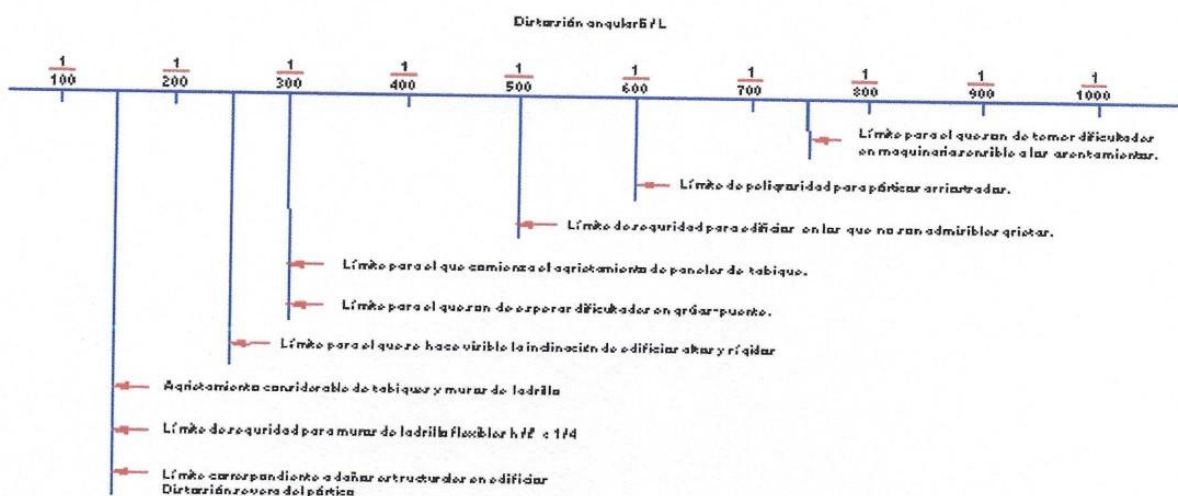
	Distorsión angular $\beta = \delta s/L$			
	Sowers (1962)	Bjerrum (1963)	Normas Polacas	Meyerhof (1977)
Límite peligroso para estructuras isostáticas y muros de contención				1/100
Límite de seguridad para estructuras isostáticas y muros			1/100-1/200	
Límite peligroso para estructuras reticuladas de acero u hormigón y respecto al giro de estructuras rígidas elevadas.		1/300		1/150
Límite de seguridad para estructuras reticuladas y respecto al giro de estructuras rígidas.	1/400-1/250	1/600	1/200-1/300	1/250
Límite peligroso para tabiques de estructuras reticuladas.				
Límite de seguridad para tabiques de estructuras reticuladas		1/300	1/300-1/500	1/500
Límite peligroso para la flexión cóncava (-) de muros de carga				1/1.000
Límite de seguridad para la flexión cóncava de muros de carga	1/2.000 - 1/1.000			1/2.000
Límite peligroso para la flexión convexa de muros de carga				1/1.500
Límite de seguridad de muros de carga.				1/2.500
Estructuras de paneles prefabricados			1/500-1/700	

Cuadro N°2. ASENTAMIENTO ADMISIBLE

Tipo de movimiento	Factor limitativo	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje	6-12 plg.
	Acceso	12-24 plg.
	Probabilidad de asentamiento no uniforme	
	Estructuras con muros de mampostería	1-2 plg.
	Estructuras reticulares	2-4 plg.
	Chimeneas, silos, placas	3-12 plg.
Inclinación a giro	Estabilidad frente al vuelco	Depende de la altura y el ancho
	Inclinación de chimeneas, torres	0.004 z
	Rodadura de camiones, etc.	0.01 z
	Almacenamiento de mercancías	0.01 z
	Funcionamiento de máquinas-teleares de algodón	0.003 z
	Funcionamiento de máquinas-turbogeneradores	0.0002 z
	Carriles de grúas	0.003 z
	Drenaje de saleras	0.01-0.02 z
	Asentamiento diferencial	Muros de ladrillo continuos y elevados
Factoría de una planta, fisuración de muros de ladrillo		0.001-0.002 z
Fisuración de revocos (yeso)		0.001 z
Páticos de concreto armada		0.0025-0.004 z
Pantallas de concreto armada		0.003 z
Páticos metálicos continuos		0.002 z
Páticos metálicos sencillos		0.005 z

Ref. (Sowers, 1962)

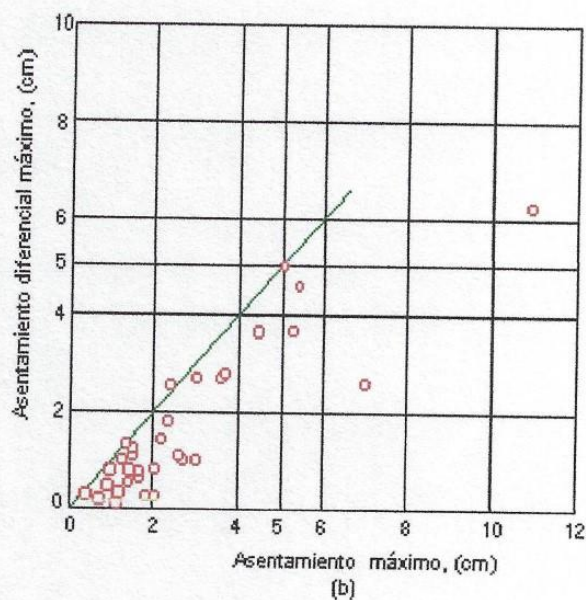
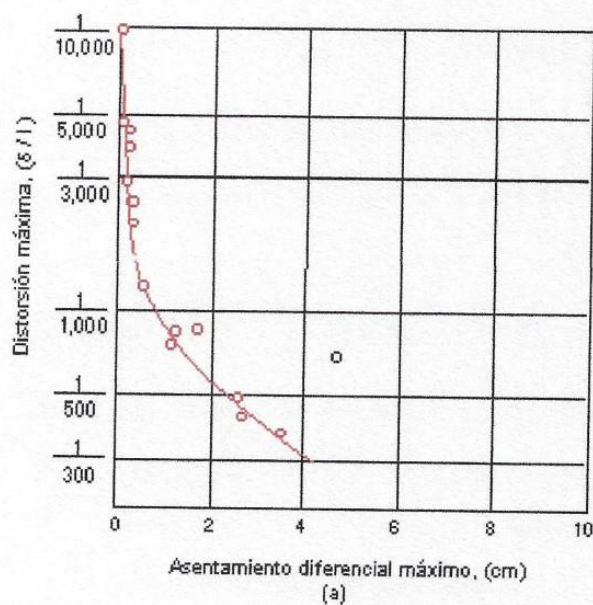
Cuadro N° 3. CRITERIO DE DAÑOS EN ESTRUCTURAS



Ref. (Bjerrum, 1963)

CUADRO N°4

ASENTAMIENTO DE ESTRUCTURAS CIMENTADAS SOBRE ARENA



(Bjerrum, 1963)

8.2 CAPACIDAD DE CARGA POR ASENTAMIENTO

Se realizaron los cálculos considerando una cota de fundación de $D_f = 120$ cm. de acuerdo a las características impuestas por el terreno de fundación y la situación de la estructura existente, cimentada bajo un espesor importante del estrato de suelo bajo la zona de cimentación activa. Teniendo en cuenta que el Nivel Freático se encuentra a gran profundidad.

Análisis considerando zapatas

La edificación a cimentar, una Estructura de concreto Armado de 2 niveles, apoyadas sobre Zapatas, para el presente análisis. En este sentido, se considera, un valor de **carga de 36 Tn.** por zapata, entonces para no exceder el valor de "qa" se requiere una zapata cargada de lado mayor a: $B = 1.80$ m., reemplazando estos datos en la ecuación siguiente se obtiene:

$$q_{adm} = \frac{(0.0864 N - 0.108)(B + 0.30)^2}{B} * f_E * f_{NF} * f_{\delta} * f_{Df}$$

$$q_{adm} = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Asimismo verificamos esta Presión Admisible por Asentamiento, empleando los mismos datos, y reemplazando estos datos en la ecuación dadas por **(Meyerhof, 1965)**:

$$q_{adm} = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2$$

$$q_{adm} = 1.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Además, reemplazando estos datos en la ecuación dadas por **(Bowles, 1977)**

$$q_{adm} = 7.99 N_{cor} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 Fd \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

$$F_d = 1 + 0.33 \frac{D_f}{B} \leq 1.33$$

B = Base en metros

$$N_{\text{corr}} = 16$$

$$q_{\text{adm}} = 1.43 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

q_{adm} = Presión Admisible por Asentamiento

N = Numero de golpes equivalente al ensayo estándar de penetración (corregido)

F_E = factor de corrección por espesor de Estrato

f_{NF} = factor de corrección debido al Nivel freático

f_{Df} = factor de corrección por profundidad de la cimentación.

f_{δ} = factor de corrección por asentamiento admisible

**CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES POR ASENTAMIENTO
CONSIDERANDO ZAPATAS CUADRADAS**

ENSAYO N°	q_{adm} Terzaghi	q_{adm} Meyerhoff	q_{adm} Bowles	Clasif. SUCS	Ncorr	Df m.
ponderado	1.11 Kg/cm ²	1.75 Kg/cm ²	1.43 Kg/cm ²	SP-SM	16	1.20

Cimentación Continua

En este caso, considerando la estructura cimentadas bajo una cimentación continua soporta una carga de 8 Tn. por metro lineal de cimiento, entonces para no exceder el valor de "qa" se necesita una cimentación corrida cargada de lado mayor a: $B = 0.35$ m. como mínimo. Se ha considerado un asentamiento diferencial permisible de 1.20 cm para el análisis.

Reemplazando estos datos en la ecuación siguiente se obtiene:

$$q_{adm} = \frac{(0.0864 N - 0.108)(B + 0.30)^2}{B} * f_E * f_{NF} * f_{\delta} * f_{Df}$$

$$q_{adm} = 1.21 \text{ Kg/cm}^2$$

Empleando los mismos datos, y reemplazando estos datos en la ecuación dadas por (Meyerhof, 1965):

$$q_{adm} = 11.98 N_{corr}$$

$$q_{adm} = 1.92 \text{ Kg/cm}^2$$

Además, reemplazando estos datos en la ecuación dadas por (Bowles, 1977)

$$q_{adm} = 19.16 N_{cor} Fd \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

$$Fd = 1 + 0.33 \frac{Df}{B} \leq 1.33$$

$$q_{adm} = 1.83 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

q_{adm} = Presión Admisible por Asentamiento

CUADRO DE PRESION ADMISIBLES POR ASENTAMIENTO

SONDAJE	qadm Terzaghi	qadm Meyerhoff	qadm Bowles	Suelo Predominante	Nco rr	Df (cm)
-	1.21 Kg/cm ²	1.92 Kg/cm ²	1.83 Kg/cm ²	SP-SM	16	1.00

Los factores de corrección: F_E , f_{NF} , f_{Df} , f_{δ} ; que se exponen en la memoria de calculo, fueron obtenidos con los datos ya mencionados, cabe señalar que las carga indicadas, pueden ser ajustadas, una vez conocidas las dimensiones exactas de la estructura a cimentar.

8.3 CAPACIDAD DE CARGA POR CORTE

De acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos realizados, encontramos los siguientes datos para determinar la resistencia admisible del terreno en estudio:

CALICATA N°	ϕ	Nq	N γ	γ gr/cm ³	Cohesión (Kg/cm ²)	N _r	SUCS
1	31.80	14.55	11.83	1.58	-	16	SP
2	31.80	14.55	11.83	1.58	-	16	SP-SM
3	31.80	14.55	11.83	1.58	-	16	SP

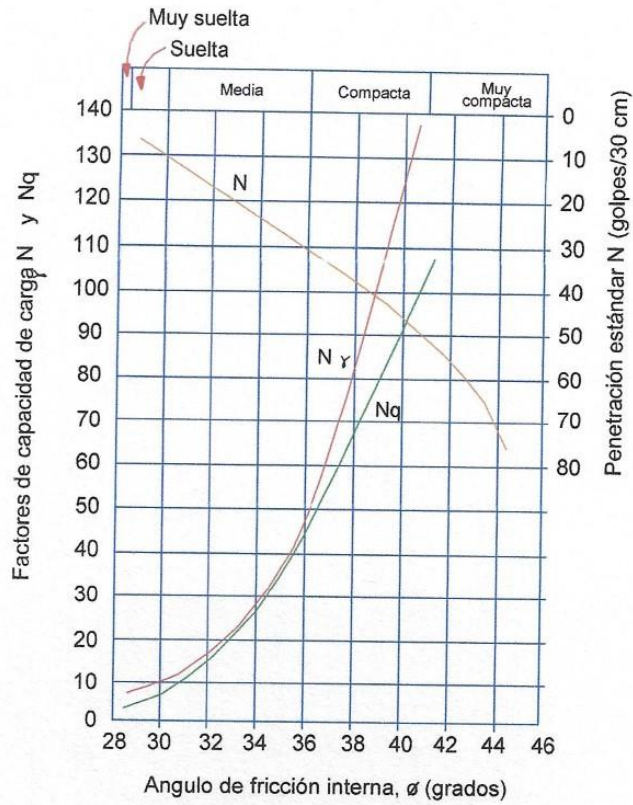
En base a la correlación con los resultados del ensayo de corte directo obtenidos y empleando las expresiones siguientes validamos el valor de N para el presente proyecto, lo cual es compatible con el ensayo de corte Directo realizado.

$$\phi = 27.1 + 0.3 N_{\text{corregido}} - 0.00054 N_{\text{corregido}}^2 \quad (\text{Peck, Hanson y Thornburn, 1974})$$

$$\phi = (20 N_{\text{corregido}})^{1/2} + 20 \quad (\text{hanataka y Uchida, 1996})$$

El Valor de "N", se ha calculado con los factores de corrección correspondientes.

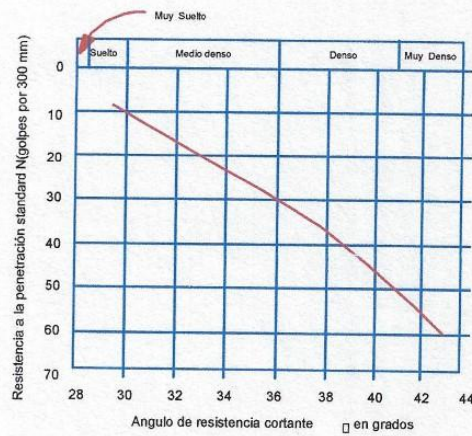
Se realizaron los cálculos considerando una cota de fundación mínima de Df = 1.20 m. para el caso de considerar zapatas para el análisis, de acuerdo a las condiciones impuestas por las características mecánicas del perfil en estudio.



CUADRO N ° 5.

Factores de capacidad de carga teniendo en cuenta la falla local.

Ref. (Peck, Hansen y Thornburn, 1953)



CUADRO N ° 6.

Correlación de Angulo de Fricción y el N (SPT)

Ref. (Peck, Hanson y Thorburn, 1974)

Análisis para Zapatas cuadradas:

Al considera para el análisis una estructura de 02 niveles, apoyada sobre zapatas cuadradas, estos ejercen aproximadamente una carga de 36 Tn por zapata, entonces para no exceder el valor de "Qadm" se necesita una franja cargada mayor a $B = 1.65$ m. (de lado como mínimo); reemplazando en la ecuación (ϕ) se obtiene, de acuerdo a las ecuaciones de capacidad de carga del suelo bajo zapatas cuadradas, dadas por K. Terzaghi y R. Peck:

$$Q_d = 1.2 C N_c S_c b_c i_c + \gamma D_f N_q S_q b_q i_q + 0.4 \gamma B N_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma \quad (\phi)$$

Para cimentaciones no continuas (es decir para L menor que $5B$) se emplean los siguientes factores de forma en la ecuación (ϕ):

$$S_c = 1 + \frac{B}{L} \left(\frac{N_q}{N_c} \right)$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Para cargas inclinadas se deben utilizar los siguientes factores de inclinación en la ecuación (ϕ):

$$i_c = i_q - \left(\frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{Tg} \phi} \right) \quad \text{Para } \phi > 0^\circ$$

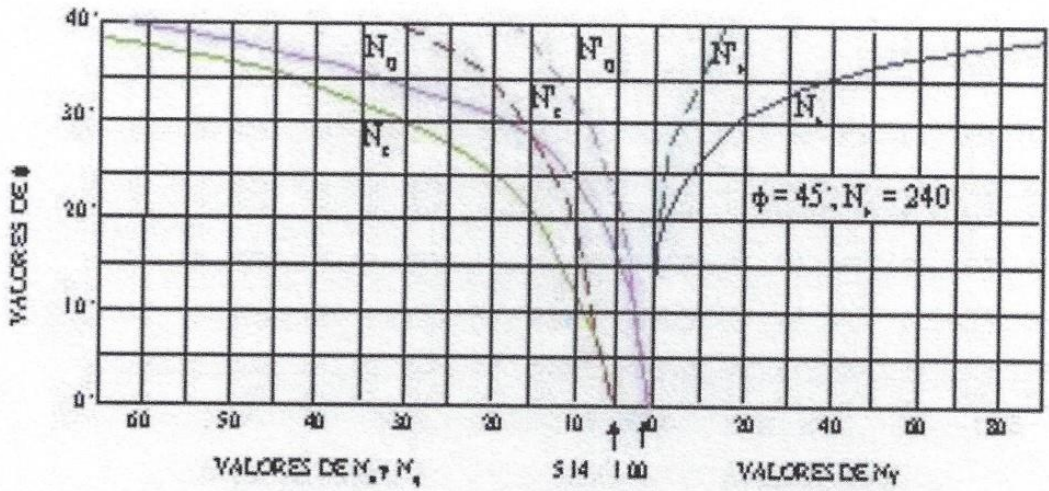
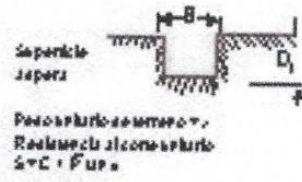
$$i_q = \left(1 - \frac{P}{Q + BLC \cos \phi} \right)^n$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{P}{Q + BLC \cot \phi} \right)^{n+1}$$

En general no se recomienda utilizar cimentaciones con base inclinada. Donde estas sean necesarios, los siguientes factores deben ser aplicados a la ecuación (ϕ):

$$bq = b\gamma = (1 - \alpha \text{Tg} \phi)^2$$

$$bc = b\gamma - \frac{1 - b\gamma}{N_c \text{tg} \phi} \quad \text{Para } \phi > 0^\circ$$



CARTA MOSTRANDO LA RELACIÓN ENTRE ϕ Y FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Reemplazando en (ϕ):

$$Qd = 3.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego, la capacidad de carga por corte es:

$$Qa = 1.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego, la capacidad de carga por corte para los diferentes sondajes realizados, se encuentra tabulada en el siguiente cuadro:

**CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES POR CORTE.
CONSIDERANDO ZAPATAS CUADRADAS**

ENSAYO Nº	Factor De seguridad	Q ultimo Terzaghi	Q adm	Clasif. SUCS	Ncorr	Df
ponderado	3	3.97 Kg/cm ²	1.32 Kg/cm ²	SP-SM	16	1.20

El Factor de seguridad contra falla por capacidad de carga debe ser mayor o igual a 3, de acuerdo a la norma E.030 (cargas estáticas). Con el objetivo de:

- Prevenir las variaciones naturales de la resistencia al corte de los suelos.
- Prevenir contra la probable disminución local en la capacidad de carga durante el proceso constructivo.
- Prevenir asentamientos diferenciales perjudiciales de la cimentación.
- Incertidumbres implicadas en los métodos o fórmulas para la determinación de la carga ultima de falla.
- Tener en cuenta variaciones en la capacidad de apoyo con los cambios en las dimensiones de la cimentación, de acuerdo con las cargas a transmitir.

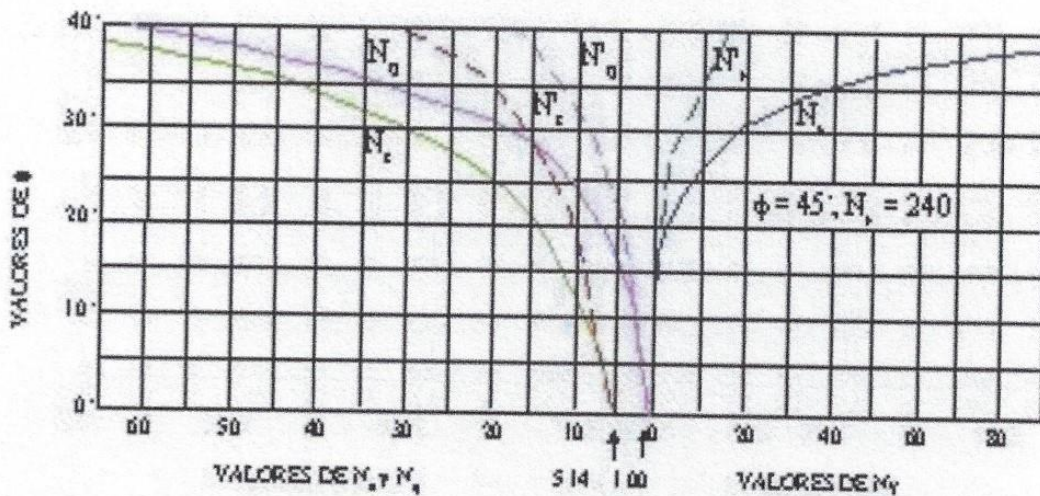
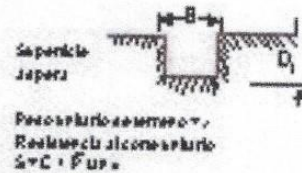
Cimentación continua

En este caso, considerar una cimentación continua, y la carga que esta ejerce sobre el suelo, es de **8 Tn.** por metro lineal de cimiento, para no exceder el valor de "qa" se necesita una cimentación continua de lado mayor a: **B = 0.65 m.** como mínimo. Reemplazando estos datos en las ecuaciones de capacidad de carga del suelo bajo cimientos continuos, dadas por K. Terzaghi y R. Peck:

$$Qd = CN_c Sc bc ic + \gamma Df Nq Sq bq iq + 0.5 \gamma BN_\gamma S_\gamma b_\gamma i_\gamma \quad (\phi)$$

Donde:

$$\begin{cases} N_c = \cotg \phi (Nq - 1) \\ Nq = e^{\pi tg \phi} tg^2 (45 + \frac{\phi}{2}) \\ N_\gamma = 2 tg \phi (Nq + 1) \end{cases} \quad (\text{Caquot y Kerisel, 1953})$$



CARTA MOSTRANDO LA RELACION ENTRE ϕ Y FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Reemplazando en (ϕ):

$$Q_d = 3.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego, la capacidad de carga por corte es:

$$Q_a = 1.22 \text{ Kg/cm}^2$$

La capacidad de carga por corte, obtenida en cada sondaje realizado, se encuentra tabulada en el siguiente cuadro:

**CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES POR CORTE.
CONSIDERANDO CIMIENTOS CONTINUOS**

ENSAYO N°	Factor De seguridad	Q ultimo Terzaghi	Q adm	Clasif. SUCS	Ncorr	Df
ponderado	3	3.65 Kg/cm ²	1.22 Kg/cm ²	SP-SM	16	1.00

En base a los análisis realizados y verificados con las ecuaciones dadas por los diferentes autores, hemos determinado la capacidad admisible del suelo a considerar en el presente estudio, el cual se encuentra tabulado en el siguiente cuadro:

CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES

TIPO DE CIMENTACION	q adm	PERFIL DE SUELO PREDOMINANTE	FACTOR DE SUELO "S"	Df (cm)
ZAPATAS	1.11 Kg/cm ²	S2 (Suelo Intermedio)	1.05	120
CIMIENTOS CORRIDOS	1.21 Kg/cm ²	S2 (Suelo Intermedio)	1.05	100

De la evaluación efectuada, se han obtenido los parámetros de resistencia del material de fundación, las correlaciones a estos parámetros, han proporcionado valores que permitirán evaluar la ecuación planteada. Estos valores se presentan en la hoja de anexos: **Análisis de capacidad última.**

Toda modificación de la alternativa en forma creciente, como por ejemplo en el caso que se elija una mayor profundidad o mayor dimensión de la cimentación, proporcionará una mayor capacidad portante del terreno.

9.00 EFECTOS SISMICOS

Las vibraciones producidas por un sismo se transmiten a partir de su origen a través de las rocas de la corteza terrestre. En un lugar específico, las vibraciones que llegan al basamento rocoso son a su vez transmitidas hacia la superficie a través de los suelos existentes en el lugar.

En el presente estudio para determinar la sismicidad del lugar se han analizado las aceleraciones procedentes de los mapas de aceleraciones máximas en la roca para periodos de recurrencia sísmica de 30, 50, 100 años, propuesto por Casaverde y Vargas (1980) los que indican que el terreno estudiado se encuentra en una zona de alta sismicidad.

Los sismos en la zona de estudio están asociados al fenómeno de subducción de la Placa de Nasca con la placa sudamericana, originando sismos de profundidad epicentral de naturaleza superficial e intermedia principalmente.

9.1 CARACTERISTICAS DINAMICAS

De acuerdo a las Normas de Diseño Sismorresistente, se recomienda considerar al suelo con un factor $Z = 0.45$ g (aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años), un factor de suelo igual a 1.05 y con periodos de $T_p = 0.6$; $T_1 = 2.0$

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones y la Norma Técnica de edificación E-030- Diseño Sismoresistente, se deberá tomar los siguientes valores:

- (a) Factor de zona _____ $Z = 0.45$ (Fig. 9.1)
- (b) Condiciones Geotécnicas
El suelo investigado, pertenece al perfil Tipo S_2
- (c) Periodo de Vibración del suelo _____ $T_p = 0.6$ seg y $T_1 = 2.0$
- (d) Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C), y se calculara en base a las expresiones siguientes:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Para T = Periodo
de Vibración de la Estructura = H/C_t

Categoría de la estructura _____ C
Edificación Comun

(f) Factor de Uso _____ U = 1.0

(g) La fuerza horizontal o cortante basal, debido a la acción sísmica se determinara por la formula siguiente:

Para:

V = Cortante Basal

Z = Factor de Zona

U = Factor de Uso

S = Factor de Ampliación del suelo

C = Factor de Ampliación Sísmica

R = coeficiente de Reducción

P = Peso de la Edificación

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C \cdot P}{R}$$

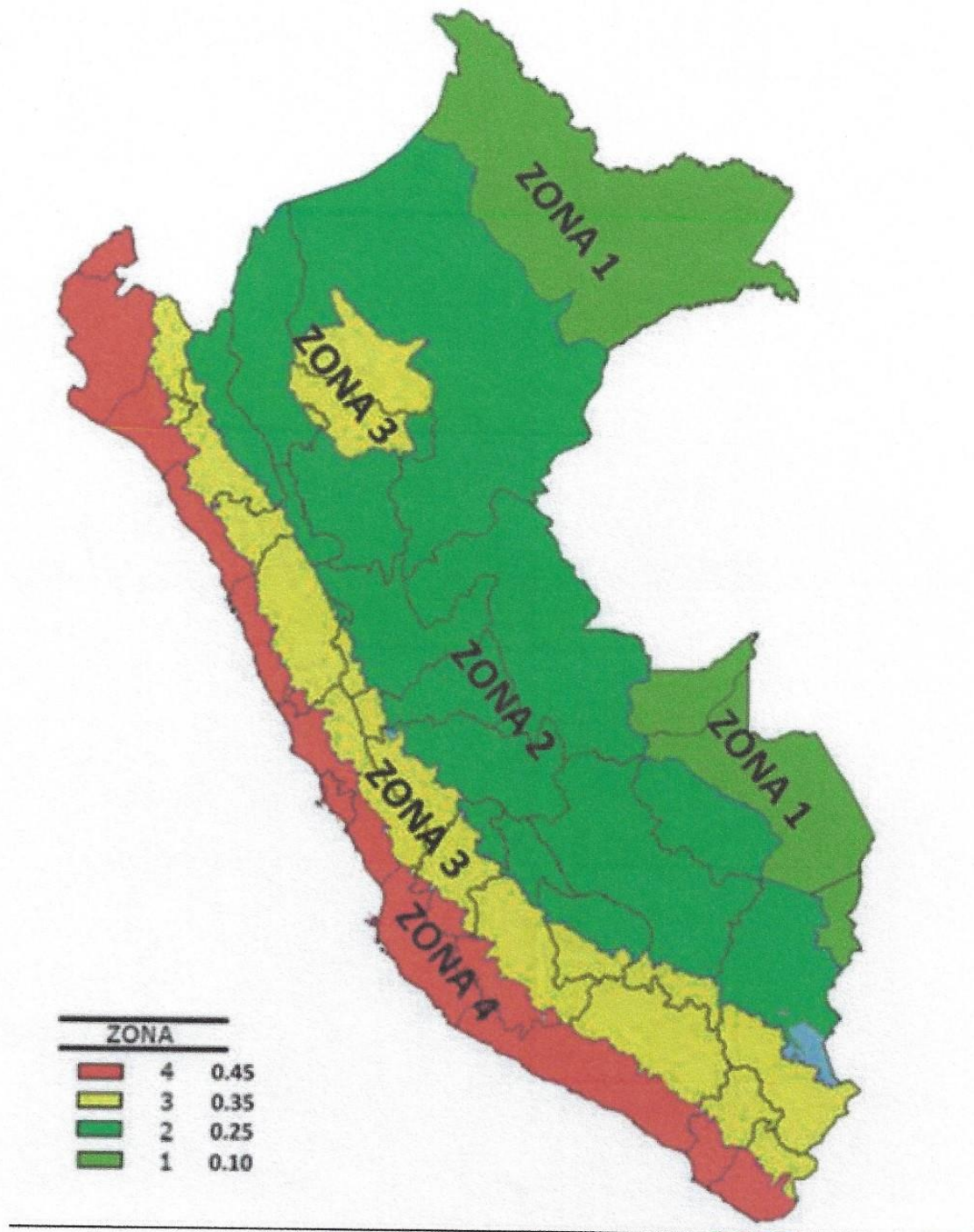
*. El área en estudio, corresponde a la zona 4, el factor de zona se interpreta como una aceleración máxima del terreno.

9.2 POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

El fenómeno de licuación se da en suelos de granulometría uniforme, sueltos y totales o parcialmente saturados. Durante un movimiento sísmico el suelo pierde su capacidad de resistencia y fluye hasta encontrar una configuración compatible con los esfuerzos sísmicos.

El fenómeno de licuación de suelos es un problema que en las condiciones actuales no es posible su ocurrencia, debido a las características del suelo de fundación y a la profundidad del nivel freático.

FIGURA 9.1 - PLANO DE ZONIFICACION SISMICA DEL PERU



9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El perfil estratigráfico de la zona del proyecto de Tesis: APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAY – CHINCHA, está constituida por:

Primer estrato:

Entre la profundidad de 0.00 a 0.45 m, se encuentra arena limosa de baja plasticidad y con gran contenido de finos, color beige claro, de baja a mediana compacidad, estado húmedo.

Estos suelos se encuentran clasificados según SUCS como un suelo de tipo (SM) arena limosa.

Segundo Estrato:

Subyacente a este estrato, de 0.45 a 3.00 m., el perfil del terreno se encuentra constituida por Arenas pobremente graduada ligeramente limosas, (SP-SM). Color beige a gris claro, en estado de baja a mediana densidad. Presencia de sales, sulfatos y cloruros. Se tratan de suelos de origen predominantemente fluvial.

Definida la cota de fundación de 1.20 metros para el caso de zapatas y 1.00 para el caso de cimientos corridos, a este nivel se ha evaluado la capacidad portante o admisible del suelo en estudio, habiéndose obtenido la presión admisible. Los mismos que se presentan en el siguiente cuadro:

CUADRO DE PRESIONES ADMISIBLES

TIPO DE CIMENTACION	q adm	PERFIL DE SUELO PREDOMINANTE	FACTOR DE SUELO "S"	Df (cm)
ZAPATAS	1.11 Kg/cm ²	S2 (Suelo Intermedio)	1.05	120
CIMIENTOS CORRIDOS	1.21 Kg/cm ²	S2 (Suelo Intermedio)	1.05	100

- De los estudios realizados, se determina que es un suelo susceptible de amplificación bajo condiciones de sollicitación dinámica. Para las Normas de Diseño Sismoresistente se recomienda considerar al suelo con un factor Z = 0.45 g (aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años), un factor de suelo igual a 1.05 y con y con períodos de $T_p = 0.6$; $T_1 = 2.0$.
- En tal sentido, es recomendable, tomar en consideración la necesidad de establecer un tipo de estructuras simétricas, ya que la asimetría nos entregará deformaciones del sistema terreno – estructura.

Resumen De Las Condiciones De Cimentación

De acuerdo con la Norma Técnica de Edificación E-050 "Suelos y Cimentaciones", la siguiente información deberá transcribirse en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, y deberá cumplirse con todo lo especificado en el presente Estudio de Suelos y en el Reglamento Nacional de Construcciones.

<p>TIPO DE CIMENTACIÓN: <i>PARA ESTRUCTURAS APORTICADAS EN BASE A ZAPATAS CONECTADAS CON VIGAS DE CIMENTACIÓN.</i></p> <p><i>PARA LAS ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA, EN BASE A CIMIENTOS COMBINADOS Y MUROS DE CARGA DE DENSIDAD MINIMA Y DISTRIBUCION UNIFORME.</i></p>
<p>ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: <i>ARENAS FINAS POBREMENTE GRADUADAS LIGERAMENTE LIMOSAS EN ESTADO DE MEDIANA DENSIDAD. COLOR BEIGE CLARO. ORIGEN FLUVIAL Y MARINO.</i></p>
<p>PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN: <i>1.20 m. Para el caso de Zapatas</i></p>
<p>DISEÑO SISMORRESISTENTE: <i>SUELO SUSCEPTIBLE DE AMPLIFICACIÓN BAJO CONDICIONES DE SOLICITACIÓN DINÁMICA. PARA LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE SE RECOMIENDA CONSIDERAR AL SUELO CON UN FACTOR Z = 0.45 g. UN FACTOR DE SUELO IGUAL A 1.05 Y CON PERÍODOS PREDOMINANTES DE $T_p = 0.6$ y $T_L = 2.0$.</i></p>
<p>PRESIÓN ADMISIBLE: <i>$q_{adm} = 1.11 \text{ Kg/cm}^2$ (ZAPATAS) 1.21 Kg/cm^2 (CIMIENTO CORRIDO)</i></p>
<p>AGRESIVIDAD DEL SUELO DE LA CIMENTACIÓN: <i>MODERADA</i> <i>EL TIPO DE CEMENTO RECOMENDABLE PARA LA CIMENTACIÓN ES EL TIPO II, TIPO IP (MS) ó TIPO V, EMPLEANDO UNA RELACIÓN MÁXIMA DE AGUA CEMENTO DE 0.45 a 0.50.</i></p>
<p>RECOMENDACIONES ADICIONALES: <i>NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE, RELLENO SANITARIO O RELLENO ARTIFICIAL Y ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA ESTRUCTURA Y SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.</i></p> <p><i>SE RECOMIENDA UN SISTEMA DE CIMENTACIÓN LO SUFICIENTE ARRIOSTRADO EN LAS DOS DIRECCIONES, PARA MINIMIZAR LOS EFECTOS DEL ASENTAMIENTO PRODUCIDO POR EFECTOS DINAMICOS (POST-CONSTRUCCIÓN).</i></p>

DICIEMBRE DEL 2,019

PERFIL DE CALICATA 1

PROYECTO : APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAY - CHINCHA

UBICACION : DISTRITO DE JAHUAY - PROVINCIA DE CHINCHA ALTA - DEPARTAMENTO DE ICA

SOLICITA : ERIC ALDAIR PANTIGOZO HUAMANI

Metodo de excavación : Calicata

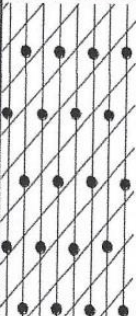
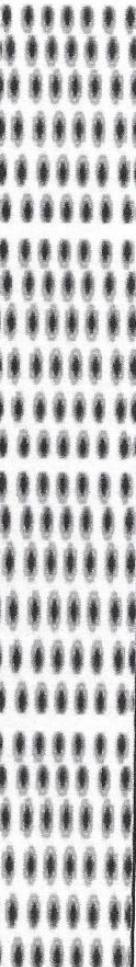
Nivel Freático : -

Referencia : Frente a la playa las totoritas

Profundidad : 3.00

Superficie : ± 0.00 m.

Fecha: DICIEMBRE DEL 2019

Prof. (m)	TIPO DE EXPL.	MUESTRA	DESCRIPCION	CLASIF.	SIMBOLO
0.00	↑	M-1	<p>Arena Limosa, en estado de baja a mediana densidad y estado humedo. Abundante presencia de finos</p> <p>Clasificado según SUCS como un suelo de tipo SM arena limosa</p>	SM	
0.45	↑	M-2	<p>Arenas pobremente graduados, color gris claro, de baja a mediana densidad y en estado de mediana humedad</p> <p>Clasificado según AASTHO como un suelo de tipo SP arenas mal graduados</p> <p>Tanto a la profundidad de exploracion como a la profundidad de sondaje, no se ha encontrado el el Nivel Freatico.</p> <p>Las características y potencia de este estrato continuan mas alla de la profundidad Explorada.</p>	SP	
3.00	↓				

A
CIELO
ABIERTO



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL - FIC - UNICA

"Laboratorio Mecánica de Suelos, Tecnología de Concreto y Asfaltos"
Ciudad Universitaria, Panamericana Sur Km.303.5, Telefax: 056-218928, Ica - Perú



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por ERIC ALDAIR PANTIGOZO HUAMANI
Proyecto APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAY
Ubicación DISTRITO DE JAHUAY - PROVINCIA DEN CHINCHA ALTA - DEPARTAMENTO DE ICA

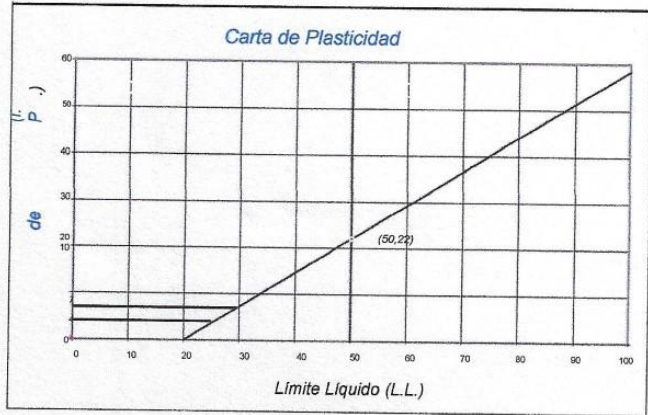
Tipo de Exploración A CIELO ABIERTO
Realizado por IGEO EIRL
Fecha DICIEMBRE DEL 2019

Procedencia : CALICATA N° 01
Muestra : ESTRATO N° 02 (0.45m - 3.00m)
Peso de Muestra : 500.00 grs.

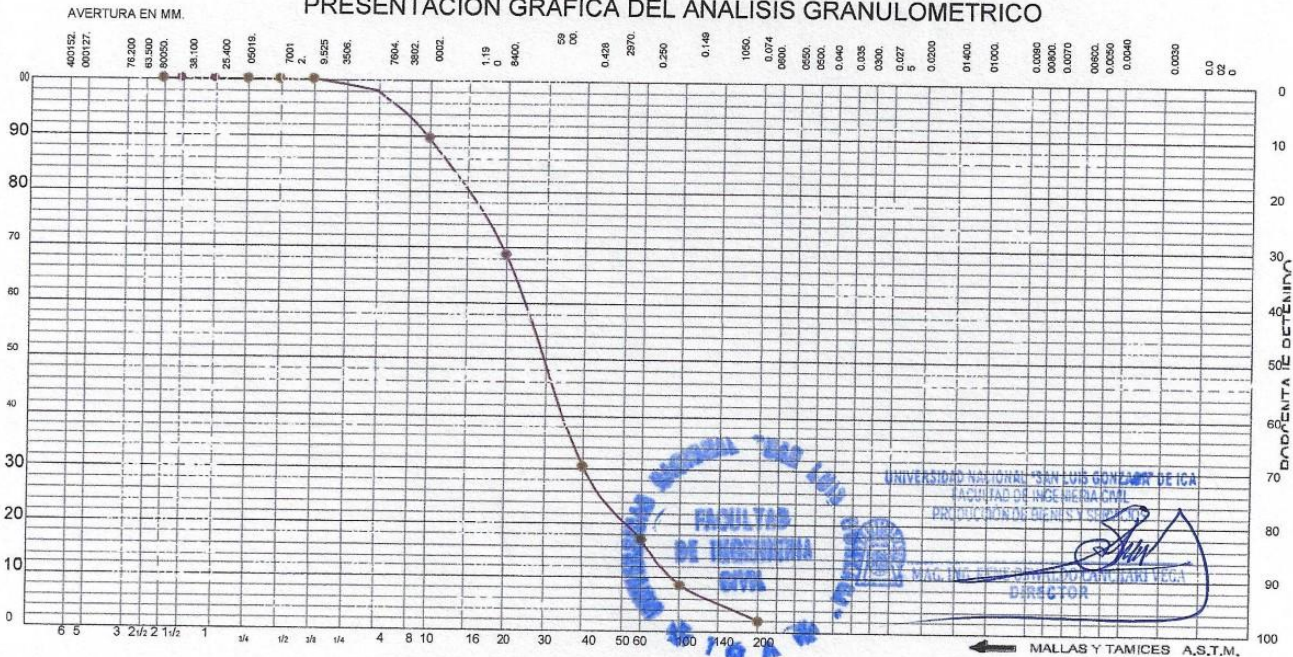
ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO						
ESTANDAR DE CLASIFICACION ASTM D422-D2216-D2487 / AASHTO T87	Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret. Acum.
		2"	50.800			
	1 1/2"	38.100				
	1"	25.400				
	3/4"	19.000				
	1/2"	12.700				
	3/8"	9.500				
	1/4"	6.350				
	N° 4	4.760	10.20	2.04	97.96	2.04
	8	2.300				
	10	2.000	42.20	8.44	89.52	10.48
	16	1.190				
	30	0.590				
	40	0.420	190.60	38.12	30.38	69.62
	50	0.297	42.60	8.52	8.50	91.50
	60	0.250	66.80	13.36	17.02	82.98
	80	0.177				
	140	0.105				
	200	0.074	33.20	6.64	1.86	98.14
	Peso Total =		500.00	gr.		
	D_{10} (mm)		0.167	CU	4.48	
	D_{30} (mm)		0.415	CC	1.38	
	D_{60} (mm)		0.746			

HUMEDAD NATURAL (w)	%	1.00
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO (gr/cc)		1.58

CLASIFICACION S.U.C.S.	S P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-1-b (0)



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



PERFIL DE CALICATA 2

PROYECTO : APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAY - CHINCHA

UBICACION : DISTRITO DE JAHUAY - PROVINCIA DE CHINCHA ALTA - DEPARTAMENTO DE ICA

SOLICITA : ERIC ALDAIR PANTIGOZO HUAMANI

Metodo de excavación : Calicata **Nivel Freático** : -
Referencia : Frente a la playa las totoritas **Profundidad** : 3.00
Superficie : ± 0.00 m. **Fecha:** DICIEMBRE DEL 2019

Prof. (m)	TIPO DE EXPL.	MUESTRA	DESCRIPCION	CLASIF.	SIMBOLO
0.00	↑				
	A CIELO ABIERTO	M-1	<p>Arenas pobremente graduados ligeramente limosas, color beige claro a gris claro, de baja a mediana compacidad y en estado de mediana humedad</p> <p>Presencia de sales, sulfatos y cloruros</p> <p>Clasificado según AASTHO como un suelo de tipo SP-SM arenas mal graduados ligeramente limosas</p> <p>Tanto a la profundidad de exploracion como a la profundidad de sondaje, no se ha encontrado el el Nivel Freatico.</p> <p>Las características y potencia de este estrato continuan mas alla de la profundidad Explorada.</p>	SP-SM	
3.00	↓				

PERFIL DE CALICATA 3

PROYECTO : APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAY - CHINCHA

UBICACION : DISTRITO DE JAHUAY - PROVINCIA DE CHINCHA ALTA - DEPARTAMENTO DE ICA

SOLICITA : ERIC ALDAIR PANTIGOZO HUAMANI

Metodo de excavación : Calicata

Nivel Freático : -

Referencia : Frente a la playa las totoritas

Profundidad : 3.00

Superficie : ± 0.00 m.

Fecha:

DICIEMBRE DEL 2019

Prof. (m)	TIPO DE EXPL.	MUESTRA	DESCRIPCION	CLASIF.	SIMBOLO
0.00	↑				
	A CIELO ABIERTO	M-1	<p>Arenas pobremente graduados, color gris claro a beige claro, de baja a mediana compacidad y en estado de mediana humedad</p> <p>Presencia de sales, sulfatos y cloruros</p> <p>Clasificado según AASTHO como un suelo de tipo SP arenas mal graduados</p> <p>Tanto a la profundidad de exploracion como a la profundidad de sondaje, no se ha encontrado el el Nivel Freatico.</p> <p>Las características y potencia de este estrato continuan mas alla de la profundidad Explorada.</p>	SP	
3.00	↓				



UNIVERSIDAD NACIONAL "SAN LUIS GONZAGA" DE ICA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL - FIC - UNICA

"Laboratorio Mecánica de Suelos, Tecnología de Concreto y Asfaltos"
Ciudad Universitaria, Panamericana Sur Km.303.5, Telefax: 056-218928, Ica - Perú



ANALISIS GRANULOMETRICO

Solicitado por

ERIC ALDAIR PANTIGOZO HUAMANI

Proyecto

APLICACIÓN DE TIERRA REFORZADA PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN DE LOS TALUDES EN LA ZONA DE JAHUAY

Ubicación

DISTRITO DE JAHUAY - PROVINCIA DEN CHINCHA ALTA - DEPARTAMENTO DE ICA

Tipo de Exploración

A CIELO ABIERTO

Realizado por

IGEO EIRL

Fecha

DICEMBRE DEL 2019

Procedencia

: CALICATA N° 03

Muestra

: ESTRATO N° 01 (0.00m - 3.00m)

Peso de Muestra

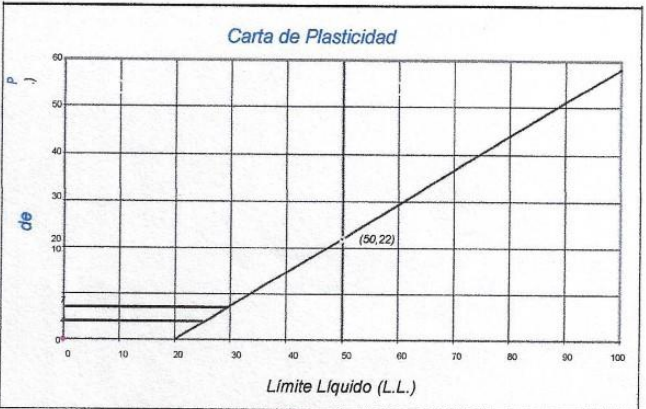
: 500.00 grs.

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

Tamicez ASTM	Aber. mm.	Peso reten.	% Reten.	% Pasa	% Ret Acum.
2"	50.800				
1 1/2"	38.100				
1"	25.400				
3/4"	19.000				
1/2"	12.700				
3/8"	9.500				
1/4"	6.350				
N° 4	4.760	15.50	3.10	96.90	3.10
8	2.300				
10	2.000	22.60	4.52	92.38	7.62
16	1.190				
30	0.590				
40	0.420	109.50	21.90	62.68	37.32
50	0.297	110.40	22.08	19.94	80.06
60	0.250	103.30	20.66	42.02	57.98
80	0.177				
140	0.105				
200	0.074	77.20	15.44	4.50	95.50
Peso Total =		500.00	gr.		
D ₁₀ (mm)		0.101		3.95	
D ₃₀ (mm)		0.195		0.95	
D ₆₀ (mm)		0.398			

HUMEDAD NATURAL (W)	%	1.90
LIMITE LIQUIDO (L.L.)	%	0.00
LIMITE PLASTICO (L.P.)	%	0.00
INDICE PLASTICO (I.P.)	%	0.00
PESO ESPECIFICO	(gr/cc)	1.58

CLASIFICACION S.U.C.S.	S	P
CLASIFICACION A.A.S.H.T.O.	A-3	0



PRESENTACION GRAFICA DEL ANALISIS GRANULOMETRICO

