

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**FACTORES DETERMINANTES EN LA ESTABILIDAD
DE TALUD PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD
DEL BARRIO MARISCAL CASTILLA – TAYACAJA -
HUANCAVELICA**

Linea de la universidad: Salud y gestion de la salud

Linea de Investigación de la facultad: Hidraulica y medio ambiente

PRESENTADO POR:

Bach. Yonatan Yier Chavez Solano

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

HUANCAYO – PERU

2019

ASESOR:

Ing. Dionicio Milla Simón

DEDICATORIA

En primera instancia a mi padre Victorio Chavez y a mi madre Susana Solano y a todos mis hermanos, que con su ejemplo y perseverancia me enseñan a encaminarme en mis proyectos, por todo el apoyo incondicional que me brindan día a día.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por darnos la oportunidad de la vida en este mundo, así conocer la maravilla del mundo a base de la ciencia y describirlo mediante la ingeniería.

A la Universidad donde realice mis estudios superiores (UPLA), por ser la segunda casa en donde los obtuve los conocimientos de las ciencias mecánicas, hidráulicas y otras basadas en la construcción civil.

A los docentes de la universidad, quienes me brindaron muy buenos consejos para lograr este objetivo de culminar mis estudios universitarios.

A mis padres y hermanos por todo su apoyo incondicional que me brindaron en este camino de forjarme como profesional.

HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO

Dr. Casio Aurelio Torres López

DECANO

Ing. Vladimir Ordoñez Camposano

JURADO

Ing. Ernesto Willy García Poma

JURADO

Ing. Julio Fredy Porras Mayta

JURADO

Mg Miguel Ángel Carlos Canales

SECRETARIO DOCENTE

INDICE

Contenido de tablas

Tabla 1: Clasificación de la susceptibilidad	34
Tabla 2: Clases de pendientes	35
Tabla 3: Valores asignados a los promedios mensuales de lluvia	36
Tabla 4: Valoración del parámetro humedad del terreno	36
Tabla 5: Calificativo del Factor Litológico	37
Tabla 6: Calificación del Factor Lluvias	38
Tabla 7: Calificación del Factor Sismicidad	39
Tabla 8: Pendientes típicas para taludes en cortes	53
Tabla 9: Pendientes típicas para taludes en terraplenes	54
Tabla 10: Pendientes típicas para taludes en materiales tropicales	54
Tabla 11: Datos de precipitación de lluvia	57
Tabla 12: Datos del estudio de mecánica de suelos.....	69
Tabla 13: Datos del sismo del 20 de octubre del 2006	70

Contenidos de figuras

Figura 1: Representación de la superficie terrestre	26
Figura 2: Representación del suelo	26
Figura 3: El abatimiento utilizando terraplén	55
Figura 4: Diagrama del efecto de la remoción de materiales de la cabeza de un talud	57
Figura 5: Colocación de un contrapeso en la base de un deslizamiento rotacional	58
Figura 6: Ubicación del área de influencia y pendientes tomadas en el cerro	65
Figura 7: Precipitación máxima promedio	68
Figura 8: Primer sistema de estabilización propuesto CORTE DE CABEZA DEL TALUD	73
Figura 9: Segundo sistema de estabilización propuesto geomallas biaxial y triaxial.....	73

Índice	06
Resumen	11
Abstrac	12
Introducción	13

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la realidad problemática	15
1.2 Delimitación del problema.....	16
1.3 Formulación del problema.....	16
1.3.1 Problema general.....	16
1.3.2 Problemas específicos	17
1.4 Justificación.....	17
1.4.1 Social	17
1.4.1 Teórica	17
1.4.3 Metodológica	17
1.5 Objetivos	18
1.5.1 Objetivo general.....	18
1.5.2 Objetivos específicos	18

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.1 Marco Teórico	19
2.1.1 Antecedentes.....	19
A nivel internacional.....	19
A nivel nacional.....	21
2.1.2 Marco conceptual.....	24
2.1.3 Definición de términos	29
2.1.4 Organigrama de la investigación	31
2.1.5 Método heurístico	33
1.1.5.1 Metodología Mora-Vahrson.....	33
1.1.5.2 Descripción de los parámetros de la metodología	36
2.1.6 Método determinístico	41
2.1.7 Principales métodos del equilibrio limite	44
2.1.8 Sistemas para la estabilización de taludes	49

CAPITULO III

HIPOTESIS

3.1 Hipótesis	61
3.1.1 Hipótesis general	61
3.1.2 Hipótesis específico	61
3.2 Variables	62

3.1.1	Definición conceptual de la variable.....	62
3.2.2	Definición operacional de la variable	62
3.3.3	Operacionalización de la variable.....	62

CAPITULO IV

METODOLOGIA

4.1	Método de investigación	63
4.2	Tipo de investigación	63
4.3	Nivel de investigación	63
4.4	Diseño de la investigación	63
4.5	Población y muestra	64
4.6	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	64
4.7	Procesamiento de la información	65
4.8	Aspectos éticos de la investigación	65

CAPITULO V

RESULTADOS

5.1	Manifestación de los resultados de la investigación	66
5.1.1	Resultados de la investigación	66
5.1.2	Presentación del cálculo determinístico.....	70
5.1.3	Sistema de estabilización propuesto.....	73
5.2	Discusiones	75

5.3 Conclusiones	77
5.4 Recomendaciones	78
Bibliografías	79
Anexos.....	80
Metrado de excavación	81
Presupuesto estimado	82
Fotos	83
Matriz de consistencia	86

RESUMEN

La investigación resolverá el problema general: ¿Cuáles son los factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad del Barrio Mariscal Castilla – Tayacaja - Huancavelica 2019?, cuyo objetivo general fue: Delimitar los factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad y la hipótesis consistió en: Al determinar los factores predominantes en la estabilidad de talud, entonces, se puede estimar la vulnerabilidad.

La metodología de investigación es la científica, el tipo es básica aplicada de nivel explicativo; La población será el talud que comprende de la progresiva 00+000 Km hasta 01.050 Km del cerro Torojaycuna del distrito de Daniel Hernández – Tayacaja - Huancavelica del 2019.

La investigación concluye que: De la resolución de ecuaciones se establece que el factor de seguridad es inferior a lo establecido en las literaturas y normatividad peruana de 1.5 y 1.25 en cada correspondiente. En donde se concluye que nuestro talud es **vulnerable**.

Palabras claves: Factores influyentes, estabilidad de talud, vulnerabilidad.

ABSTRAC

The research will solve the general problem: What are the determining factors in slope stability to assess the vulnerability of Barrio Mariscal Castilla - Tayacaja - Huancavelica 2019 ?, whose general objective was: To delimit the determining factors in slope stability to assess the Vulnerability and the hypothesis consisted of: When determining the predominant factors in slope stability, then, vulnerability can be estimated.

The research method is scientific, applied basic type of explanatory level; The population will be the slope that includes the progressive 00 + 000 km to 01,050 km of the hill Torojoycuna of the district of Daniel Hernández - Tayacaja - Huancavelica of 2019.

The investigation concludes that: The resolution of equations establishes that the safety factor is lower than that established in the Peruvian Scriptures and regulations of 1.5 and 1.25 in each corresponding one. Where it is concluded that our slope is vulnerable.

Keywords: Influential factors, slope stability, vulnerability.

INTRODUCCIÓN

El deslizamiento de tierra es el proceso geológico que ocurre con mayor frecuencia en la serranía peruana, causando en gran medida muertes y pérdidas de bienes materiales, afectando la economía familiar y social con miles de millones de soles en muchas ocasiones.

Los deslizamientos de tierra producen cambios en la topografía del terreno, daños en obras viales con mayor frecuencia, destrucción de viviendas aledañas al talud inestable, bloqueo de ríos y entre otros daños que se identifiquen en la zona.

Los parámetros pasivos y activos interactúan entre sí para producir el deslizamiento de un talud. El parámetro pasivo comprende la litología, la humedad del terreno y la pendiente. El parámetro activo comprende el sismo y las lluvias. Por estas razones surge la necesidad de determinar el estado del talud y determinar la vulnerabilidad dentro del área de influencia, la delimitación del área de influencia está basada en la medida mediante una progresiva que va desde 00+000 km a 01+0.050 km, esta área de influencia está siendo una zona donde se están construyendo viviendas y se está realizando actividades de agricultura, esta zona de estudio está declarado dentro de su plan de desarrollo urbano y rural como vulnerable a deslizamientos, y hasta la fecha no se da ninguna alternativa de solución o control al movimiento de masas de tierra, habiendo este problema se plantea la siguiente investigación para la estabilización y control de este talud del cerro Torojaycuna del distrito de Daniel Hernández, esta investigación tiene una metodología basados a priori de los factores determinantes en la inestabilidad del talud, según la secuencia de la metodología usada son ponderados los datos numéricos teniendo el nivel de importancia determinando así la vulnerabilidad a deslizamiento del talud.

La investigación se realizó mediante la metodología de la investigación científica que comienza con identificación y diagnóstico del plan de desarrollo urbano y rural, en donde se analizan las variables dependiente e independiente que a la misma vez son sometidos a análisis. En la parte inicial del estudio se utilizaron

bibliografías nacionales e internacionales, informes de defensa civil, en una segunda etapa se caracterizó por un estudio técnico con principios establecidos en la mecánica de suelos, la estadística descriptiva y la propia metodología de caculo del método a priori. Esta parte engloba el objetivo de dar credibilidad y garantizar los resultados. La investigación contiene cinco capítulos como se menciona:

El capítulo I: Identificación del problema comprendido por los sub temas: planteamiento del problema, delimitación del problema, formulación del problema general, justificación, objetivos.

El capítulo II: Se desarrolla el marco teórico, antecedentes (nacionales e internacionales), bases teóricas o científicas y marco conceptual.

El capítulo III: Se desarrolla la hipótesis general, hipótesis específicos y variables (definición conceptual y operacional).

El capítulo IV: Se desarrolla el contenido mínimo de la metodología de investigación, el diseño de la investigación, la población y la muestra, las técnicas e instrumentos de recolección de los datos, las técnicas de procesamiento de datos y su respectivo análisis y finalmente los aspectos éticos de la investigación.

El capítulo V: Se desarrolla descripción de resultados y contrastación de hipótesis.

CAPITULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACION

1.1. Planteamiento del problema

América Latina y el Caribe es una región expuesta a todo tipo de amenazas naturales: sismos, huracanes, erupciones volcánicas, inundaciones, deslizamientos y sequías, entre otros, las cuales se presentan con cierta frecuencia en nuestros territorios y dejan a su paso pobreza y destrucción.

Los deslizamientos son uno de los procesos geológicos más destructivos que afectan a los humanos, causando miles de muertes y daño en las propiedades por valor de decenas de billones de dólares cada año (Brabb-1989); sin embargo, muy pocas personas son conscientes de su importancia. El 90% de las pérdidas por deslizamientos son evitables si el problema se identifica con anterioridad y se toman medidas de prevención o control.

Las zonas montañosas tropicales son muy susceptibles a sufrir problemas de deslizamientos de tierra debido a que generalmente, se reúnen cuatro de los elementos más importantes para su ocurrencia tales como son la topografía, sismicidad, meteorización y lluvias intensas.

El presente proyecto surge por la necesidad de proponer una alternativa, para el control de deslizamiento de tierras o con la finalidad de disminuir el riesgo debido a una amenaza socio natural que es el deslizamiento de tierra provocado por la precipitación, alta pendiente, deforestación, que están amenazando a los lugareños de la zona y a personas ajenas a esa.

Debido a la incidencia de las épocas lluviosas esta situación se acrecentaría en proporciones amenazantes, tanto daños material

(infraestructura vial, redes de alumbrado público, viviendas) perjudicando a la agricultura, y haciendo posible pérdida de vidas humanas. Con este proyecto de investigación se tratará de mitigar el desastre pues se centra en la reducción o prevención de que ocurran las amenazas.

1.2. Delimitación del problema

1.2.1. Delimitación espacial

El presente trabajo de investigación se delimita para la:

Región	: Huancavelica
Provincia	: Tayacaja
Distrito	: Daniel Hernández
Barrio	: Mariscal Castilla

1.2.2. Delimitación temporal

Los trabajos que involucren la investigación están programados para el año 2019.

1.2.3. Delimitación económica

Los gastos que se generen para la realización del presente trabajo serán cubiertos en su totalidad por el investigador.

1.3. Formulación del problema general

1.3.1. Problema general

¿Cuáles son los factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad del Barrio Mariscal Castilla – Tayacaja - Huancavelica 2019?

1.3.2. Problemas específicos

- a) ¿Cuánto es el valor del factor geométrico que determina la estabilidad del talud para evaluar la vulnerabilidad?
- b) ¿Cuál es el resultado del estudio del factor geológico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad?
- c) ¿Cuánto es el valor del factor hidrogeológico que determina la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad?
- d) ¿Cuáles son los resultados del estudio del factor geotécnico que determina la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad?

1.4. JUSTIFICACION

1.4.1. Justificación práctica.

La investigación tiene justificación en la parte práctica ya que con el estudio de los factores influyentes para la estabilidad de talud se puede realizar la evaluación de la vulnerabilidad al que está expuesta los pobladores del anexo de Mariscal Castilla y de esta manera se formulara la propuesta de solución.

1.4.2. Metodológica.

Los instrumentos que se diseñarán para la toma de los datos servirán para la recopilación de la información en campo, estos mismos nos servirán para analizarlos mediante el método científico, estas metodologías empleadas podrán ser tomada como base para otras investigaciones similares.

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. Objetivo general

Delimitar los factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad de los pobladores del barrio Mariscal Castilla – Tayacaja - Huancavelica 2019.

1.5.2. Objetivos específicos

- a) Medir el valor del factor geométrico que determina la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.
- b) Obtener los resultados del estudio del factor geológico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.
- c) Estimar el valor del factor hidrogeológico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.
- d) Obtener los resultados del estudio del factor geotécnico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.

CAPITULO II

2.1 MARCO TEÓRICO

2.1.1 Antecedentes

Antecedentes internacionales

a) El Mg. **GARCÍA RODRÍGUEZ MARÍA JOSÉ**, sustentó el año 2008 su Tesis titulada como: "**METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DE PELIGROSIDAD A LOS DESLIZAMIENTOS INDUCIDOS POR TERREMOTOS**", presentada en la Universidad de **ANCALA** en la **FACULTAD DE CIENCIAS DEPARTAMENTO DE MATEMATICAS, PROGRAMA DE DOCTORADO D255, CIENCIA Y TECNOLOGIA DE LA INGENIERIA GEODESICA Y CARTOGRAFIA** para optar el grado de **DOCTOR**.

El presente trabajo tiene como objetivo general:

Estado del arte de las metodologías existentes para la evaluación de la peligrosidad y/o susceptibilidad.

Aplicación de la propuesta metodología para la evaluación de la peligrosidad de deslizamientos a un escenario o escala regional, del mismo modo se plantea los siguientes objetivos específicos:

- ❖ Realización del estado del arte.
- ❖ Aplicación de la metodología a un escenario o escala regional.

Producto de la investigación concluyen su trabajo en:

Después de realizar una clasificación metodológica, y analizar los diferentes métodos que componen el estado de arte, se proponen como más idóneos para modelizar el fenómeno a escala regional:

- Los métodos de regresión logística (RL).
- Redes neuronales artificiales (RNA).

Se ha comprobado la utilidad e idoneidad de ambas técnicas para evaluar inicialmente la susceptibilidad y posteriormente, la peligrosidad de deslizamientos inducidos por sismos a escala regional mediante una aplicación desarrollada en el salvador.

b) El **ING. JOHNNY ALEXANDER VEGA GUTIERREZ.** sustento en el año 2012 su tesis: **“ESTIMACIÓN DEL RIESGO POR DESLIZAMIENTOS DE LADERAS GENERADOS POR EVENTOS SISMICOS EN LA CIUDAD DE MEDELLÍN USANDO HERRAMIENTAS DE LA GEOMÁTICA”** en la **UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA** de la Facultad de **CIENCIAS ASTRONÓMICAS Y GEOFÍSICAS E INGENIERÍA**, con la finalidad de optar el **GRADO DE MAGISTER.**

El presente trabajo tiene como objetivo general:

“Estimar cuantitativamente el riesgo de deslizamientos de laderas generados por eventos sísmicos en la ciudad de Medellín a partir de modelos de base física y probabilísticos mediante el uso de herramientas de la Geomática, del mismo modo se plantea los siguientes objetivos específicos”:

- “Desarrollar una aplicación (modelo) bajo ambiente SIG que ofrezca funcionalidades específicas para reducir la complejidad y la incertidumbre en el análisis y estimación de riesgos por deslizamientos de masas de tierra accionados por sismos considerando la componente espacial y temporal”.

- “Estimar la susceptibilidad de falla de las viviendas del sector nororiental de la ciudad, y el riesgo correspondiente a la ocurrencia del evento sísmico y a las condiciones de fragilidad de las estructuras, en términos de costos”.

Producto de la investigación concluyen su trabajo en:

- La investigación concluye que es eficazmente adecuado la implementación de modelos en el software SIG, haciendo así posible la modelación y simulación de los deslizamientos de masas de tierra. Dentro de los modelos que introduce el software son técnicas determinísticas y probabilísticas.
- Concluye también que el uso del software SIG nos permite estimar amenazas de deslizamientos, la vulnerabilidad y riesgo en edificaciones aledañas a los taludes.

Antecedentes Nacionales

- a) El **Bach. RIDER ELIYEL PAUCAR QUISPE**, sustentaron en el año 2016 su Tesis: **“NIVELES DE VULNERABILIDAD A DESLIZAMIENTO DE TIERRAS EN LA CUENCA DEL RÍO SAN FERNANDO-REGIÓN JUNÍN”**, UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CENTRO DEL PERÚ, en la Facultad De **CIENCIAS FORESTALES Y DEL AMBIENTE**- Huancayo, con la finalidad de optar el Título de **INGENIERO FORESTAL Y AMBIENTAL**.

El presente trabajo tiene como objetivo general:

“Determinar los niveles de vulnerabilidad a deslizamiento de tierras en la cuenca del rio San Fernando y como objetivos específicos analizar la cobertura vegetal, fisiografía, litología, pendiente de terreno y precipitación en la cuenca del rio san Fernando e identificar los centros poblados expuestos a los niveles de

vulnerabilidad, del mismo modo se plantea el siguiente objetivo específico”:

- “Analizar la cobertura vegetal, fisiografía, litología, pendiente de terreno y precipitación en la cuenca del río San Fernando e identificar los centros poblados expuestos a los niveles de vulnerabilidad”.

Producto de la investigación concluye su trabajo en:

- El investigador concluye que la cuenca de río San Fernando el 65.39% del área tienen alta vulnerabilidad, el estudio demuestra también que el 17.2% tiene una vulnerabilidad muy alta, la vulnerabilidad media es resaltado con un porcentaje de 13.97%, y en menor medida se presenta la vulnerabilidad baja con 0.02% y el 3.43% tiene una vulnerabilidad muy baja.
- El investigador también detalla que cuatro centros poblados presentan una vulnerabilidad muy baja, la vulnerabilidad media afecta a 11 centros poblados, la vulnerabilidad alta tiene efecto en 61 centros poblados, la vulnerabilidad muy alta afecta a 10 centros poblados.
- La investigación define que la cuenca del río San Fernando presenta vulnerabilidad debido a cobertura vegetal, pendiente, precipitación, fisiografía y litología.
- La investigación determinó que la cuenca del río San Fernando es medianamente montañosa con empinamientos muy pronunciados por lo que esta configuración topográfica contribuye a la vulnerabilidad.

- Menciona que ninguna institución como la municipalidad no tiene ningún interés en la prevención de desastres naturales de este tipo.

b) El **Bach. LISBETH YURFA OCHOA QUISPE**, sustento en el año 2016 su Tesis: “**INESTABILIDAD DE TALUDES EN EL SECTOR DE SANTA BÁRBARA DE LA CIUDAD DE HUANCAVELICA**”, de la UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES, en la Facultad De Ingeniería de la **ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL SEDE HUANCAYO**, con la finalidad de optar el Título de **INGENIERO CIVIL**.

El presente trabajo tiene como objetivo general:

“¿Cuál es el factor de seguridad y grado de susceptibilidad que presentan los taludes inestables en el Sector de Santa Bárbara de la ciudad de Huancavelica en el año 2015?”.

Producto de la investigación concluyen su trabajo en:

- La investigación determino la susceptibilidad mediante la combinación de parámetros pasivos y activos en las zonas de estudio, determinando así mediante esta combinación la variación de susceptibilidad.
- El estudio del análisis estático demostró que 4 sub-sectores son estables por tener FS mayor a 1, y 2 de los sub-sectores en estudio demostraron ser inestables por tener el FS menor a 1.
- Del estudio ante eventos sísmicos como como para un 6.7 la variación de la mediación de seguridad nunca bajo de 1.25.

- El estudio de esta tesis demostró que los parámetros que determinan la inestabilidad del talud es la pendiente y la litología.
- Los factores externos no tienen mucha influencia en la determinación de la inestabilidad del talud para este estudio.
- La solución para estabilizar el talud se planteó en esta investigación el sistema flexible de mallas de acero y pernos de anclaje.

2.1.2 Marco conceptual

Factores que determinan la estabilidad de taludes, condicionantes y desencadenantes son:

Los factores determinantes o que influyen en la estabilidad de los taludes son: factores geológicos (relacionados a la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud), factores geométricos (tiene que ver con la altura e inclinación del talud), factores hidrogeológicos (se relaciona con la presencia de agua en los taludes) y factores geotécnicos (se relaciona al comportamiento mecánico de rocas y suelos que conforman el talud, además de la resistencia y deformabilidad de los materiales).

Factores que determinan la estabilidad de taludes

a) Los factores determinantes geológicos

- Formación de las rocas (estratigrafía).
- Litostratigráfica
- Geología estructural

- Límites en el interior de la tierra (Discontinuidades).

b) Los factores determinantes geométricos

- Elevación del talud
- Pendiente del talud

c) Los factores determinantes hidrogeológicos

- Contenido de agua

d) Los Factores determinantes geotécnicos

- Resistencia al corte directo
- Densidad de los suelos

La probabilidad de combinación de estos factores determinantes en la estabilidad del talud da origen a un tipo de rotura a lo largo de la superficie, haciendo posible el movimiento de un determinado volumen de masa de tierra.

Para el análisis de esta investigación se realizará una clasificación de estos factores que determinan la inestabilidad de los taludes. Mediante una sistematización de factores detonantes y condicionantes:

- Factores determinantes en la inestabilidad de los taludes
- Factores Condicionantes
- Formación de las rocas (estratigrafía).

- Geología estructural
- Conducta hidrogeológica de los suelos.
- Propiedades físicas y mecánicas de los suelos.

Factores causantes o desencadenantes de la inestabilidad

- Cargas estáticas y dinámicas
- Precipitaciones excesivas que producen cambios
- hidrogeológicos
- Variación de la topografía
- Disminución de los rangos resistentes

Factores pasivos

Los **factores pasivos o condicionantes** tienen una relación directa con los factores geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos, estos materiales tienen características propias y no depende de nada, estos factores son:

- ❖ Formación de las rocas (estratigrafía).
- ❖ Geología estructural y límites de la estructura.
- ❖ Índoles hidrogeológicas
- ❖ Propiedades físico mecánicas.

Factores activos

Los **factores activos o desencadenantes** actúan en la rotura cuando influyen ciertos factores. Estos son los factores externos que actúan sobre la superficie, alterando las características del suelo respecto al equilibrio del talud, estos factores son:

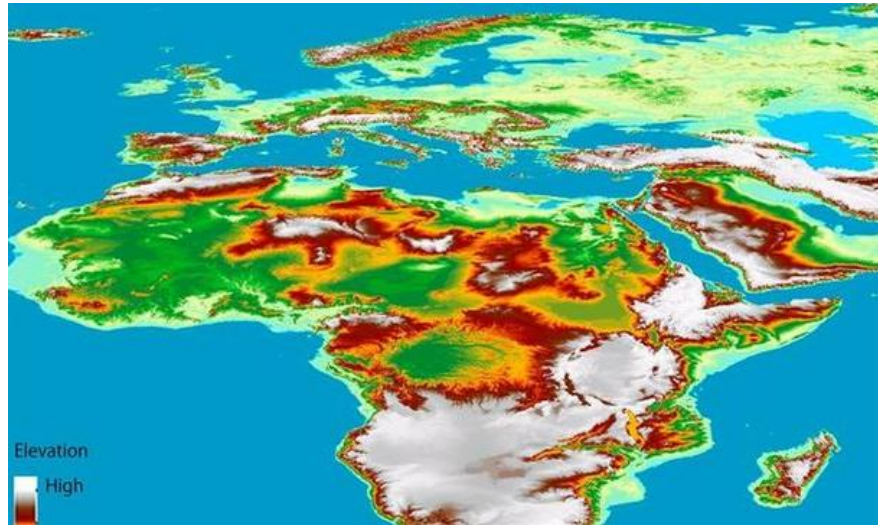
- Cargas estáticas y dinámicas
- Precipitaciones excesivas que producen cambios
- Variaciones de la topografía superficial.
- Disminución de rangos resistentes.

Geología: El término de Geología tiene un origen del vocablo griego, conceptualizando la definición de la tierra, su génesis, su desarrollo y su composición físico-químico y su transformación que experimenta con el tiempo.

La geología estudia el génesis de la tierra conjuntamente con sus habitantes. Da explicaciones de la formación de ríos, origen de los terremotos, cordilleras y volcanes. La geología se divide en dos ramas:

- La geología externa que se encarga del estudio de los materiales que componen la corteza terrestre y cualquier fenómeno que ocurra sobre esta.
- La geología interna se encarga del estudio de las transformaciones de las estructuras internas.

Figura 1: Representación de la superficie terrestre.



Fuente: NTT DATA

Suelo: Se dice suelo a una determinada parte de la superficie terrestre, esta puede o no estar biológicamente activa. Esta superficie es producto de la meteorización física y química de las rocas y a esto se le agrega residuos orgánicos de los seres vivos. Determinando así suelo a esta conceptualización.

Figura 1: Representación del suelo.



Fuente: UNAM

Vulnerabilidad: La vulnerabilidad se determina como unas características que tiene el objeto de estudio, siendo así susceptibles a un producto de amenazas, componiéndose de esta manera una formula global de vulnerabilidad.

$$\text{Riesgo} = \text{Amenaza} \times \text{Vulnerabilidad}$$

La composición de la vulnerabilidad es la exposición, susceptibilidad y resiliencia.

$$\text{Vulnerabilidad} = \frac{\text{Exposición} \times \text{susceptibilidad}}{\text{Resiliencia}}$$

Vulnerabilidad humana

En toda la historia de la humanidad se determinó que hay personas que tienen una alta vulnerabilidad debido a amenazas por desastres naturales u otros.

Hay personas que tienen la capacidad de superar dificultades como por ejemplo la vulnerabilidad. Dentro de esto se encuentra grupos sociales como:

- Personas emigradas e inmigradas
- Asilados
- Personas retornadas a su patria
- Excluidos

2.1.3 Definición de términos

❖ **Talud:** Conceptualiza a la inclinación o pendiente que tiene un determinado terreno de estudio.

- ❖ **Vulnerabilidad:** La vulnerabilidad se determina como unas características que tiene el objeto de estudio, siendo así susceptibles a un producto de amenazas.
- ❖ **Suelo:** determinada parte de la superficie terrestre, esta puede o no estar biológicamente activa. Esta superficie es producto de la meteorización física y química de las rocas y a esto se le agrega residuos orgánicos de los seres vivos
- ❖ **Agua:** Sustancia compuesta por dos átomos de hidrógeno y una de oxígeno, no tiene color ni sabor, en la naturaleza se halla en gran cantidad en estado líquido estas forman ríos, mares y océanos.
- ❖ **Limite liquido:** Esta característica se determina en laboratorio mediante las reglas de la normativa y la metodología establecida, donde el suelo pasa de estado plástico a estado líquido.
- ❖ **Limite plástico:** Esta característica se determina en laboratorio mediante las reglas de la normativa y la metodología establecida, donde el suelo pasa de un estado semisólido a estado plástico.
- ❖ **Límite de contracción:** Esta característica se determina en laboratorio mediante las reglas de la normativa y la metodología establecida, donde el suelo pasa de un estado semisólido a estado sólido y se contrae cuando pierde la humedad.
- ❖ **Granulometría:** Es la determinación de los tamaños de los granos de los suelos y su respectivo cálculo de cantidad de los mismos. Todo esto llevando la metodología de la normativa peruana.

- ❖ **Rocas:** Es un sólido cohesionado que está formado por uno o más minerales.

- ❖ **Angulo de reposo:** Es llamado ángulo de talud natural, la cual mantiene el equilibrio de estabilidad de las masas de tierra.

- ❖ **Poros:** Viene representada por el porcentaje de huecos existentes en el mismo frente al volumen total.

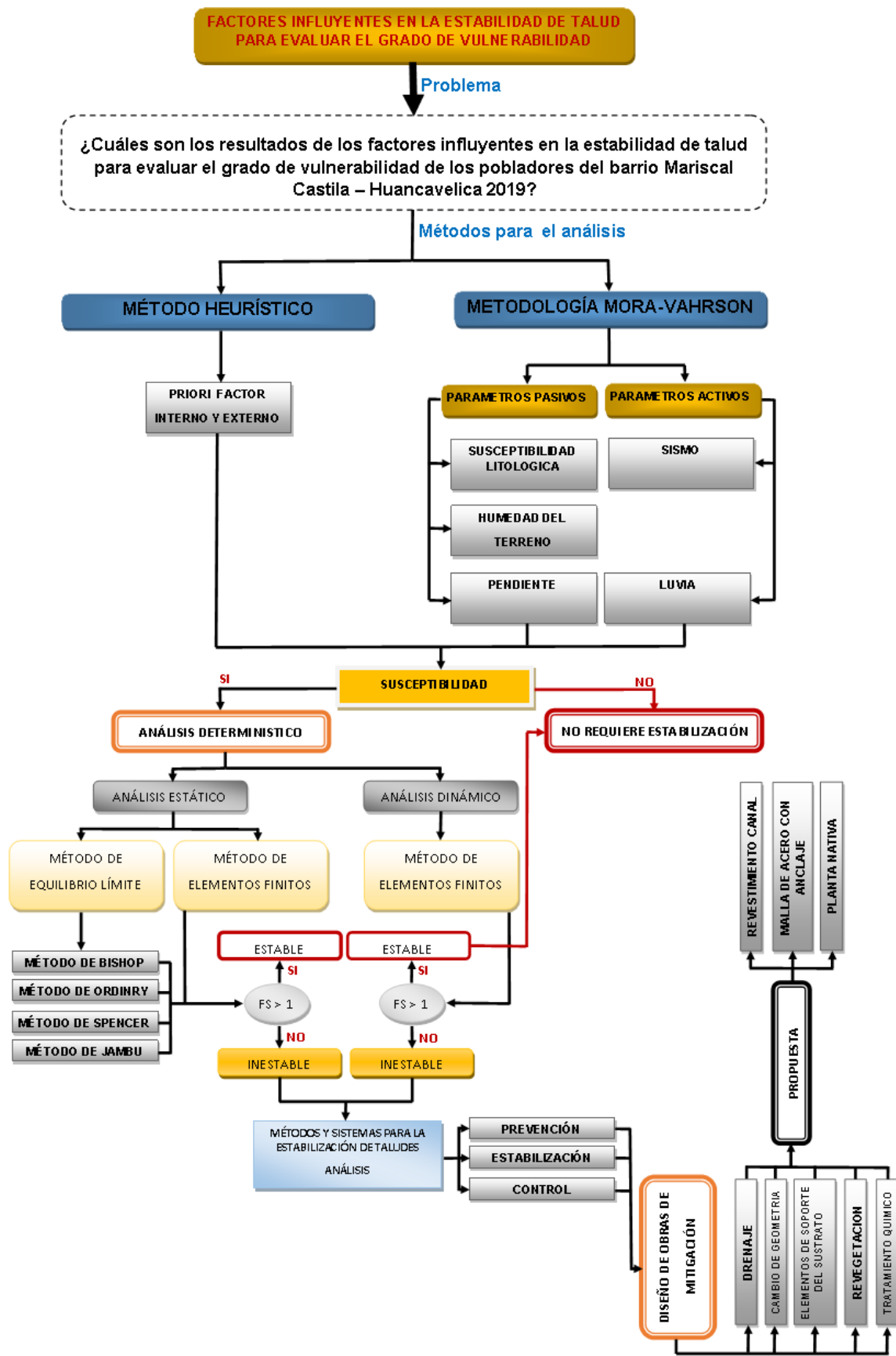
- ❖ **Diaclasas:** Es característico en las rocas con fracturas que aun así mantienen el equilibrio de la estabilidad de masas.

- ❖ **Fallas:** Es determinado como una fractura en la parte estructural de los suelos, esta es generalmente plana en el terreno en la cual se produce el deslizamiento uno contra otro.

- ❖ **Riesgo:** Posibilidad de que se produzca un contratiempo o una desgracia.

- ❖ **Peligro:** Situación en la que existe la posibilidad, amenaza u ocasión de que ocurra una desgracia.

2.1.4 ORGANIGRAMA DE LA INVESTIGACIÓN



PREVENCIÓN

ESTABILIZACIÓN

CONTROL

DISEÑO DE OBRAS DE MITIGACIÓN

DRENAJE

CAMBIO DE GEOMETRÍA

ELEMENTOS DE SOPORTE DEL SUSTRATO

REVEGETACION

TRATAMIENTO QUIMICO

REVESTIMIENTO CANAL

MALLA DE ACERO CON ANCLAJE

PLANTA NATIVA

REVESTIMIENTO CANAL

MALLA DE ACERO CON ANCLAJE

PLANTA NATIVA

2.1.1. Bases teóricas o científicas

2.3.1.1 MÉTODO PRACTICO DE LA HEURÍSTICA

“Los métodos heurísticos se basan en el conocimiento a priori de los factores que producen inestabilidad en el área de estudio. Los factores son ordenados y ponderados según su importancia asumida o esperada en la formación de deslizamientos (Almaguer, 2005), este análisis de determina por la evaluación de la susceptibilidad al deslizamiento”.

“La evaluación de la susceptibilidad a deslizamientos se realizó mediante la aplicación del método Mora Vahrson (1992) y las modificaciones propuestas a este método por Mora et al. (2002) (conocido como el método Mora - Vahrson – Mora) y por Camacho et al. (2004). La utilización de varias modificaciones al método nos ayuda a comparar cuales parámetros tienen mayor peso y cuál metodología produce una zonificación de susceptibilidad que se asemeja más a la realidad tangible, comparándola con el inventario de deslizamientos”.

2.3.1.2 MÉTODO DE MORA-VAHRSON MODIFICADO

“La metodología se aplica mediante la combinación de varios factores y parámetros, los cuales se obtienen de la observación y medición de indicadores morfo dinámicos y su distribución espacio-temporal. En este trabajo se utilizó una base topográfica 1:5000”.

“La combinación de los factores y parámetros se realiza considerando que los deslizamientos ocurren cuando en una ladera, compuesta por una litología determinada, con cierto grado de humedad y con cierta pendiente, se alcanza un grado de susceptibilidad (elementos pasivos) (Mora & Vahrson, 1992). Bajo estas condiciones, los factores externos y dinámicos, como son la

sismicidad y las lluvias intensas (elementos activos) actúan como factores de disparo que perturban el equilibrio, la mayoría de las veces precario, que se mantiene en la ladera (Mora & Vahrson, 1992).

Es así como se considera que el grado de susceptibilidad al deslizamiento es el producto de los elementos pasivos y de la acción de los factores de disparo (Mora & Vahrson, 1992)”:

$$\mathbf{S = P * D}$$

Por ende:

S : Estimación de la capacidad a movimiento de masa de tierra.

P : Estimación de la resultante de la interacción de los elementos pasivos.

D : Estimación de la probabilidad de ocurrencia.

Para cálculo de los elementos pasivos se calcula mediante parámetros de (Mora & Vahrson, 1992):

$$\mathbf{P = P_i * P_h * P_p}$$

Por ende:

P_i : Estimación de la capacidad litológica

P_h : Estimación del contenido de humedad

P_p : Estimación de capacidad de la pendiente.

Para cálculo de los elementos de disparo se calcula con los parámetros de (Mora & Vahrson, 1992):

$$\mathbf{D = Ds + DII}$$

Dónde:

Ds : Estimación de la medida de ocurrencia por sismicidad

DII : Estimación de la medida de ocurrencia por lluvia.

De manera general mediante el principio de la operación matemática en busca de un solo objetivo se puede unir las dos fórmulas y se puede expresar de manera general la ecuación como (Mora & Vahrson, 1992).

$$\mathbf{S = (Pi * Ph * Pp) * (Ds + DII)}$$

Siguiendo el proceso matemático se puede establecer las relaciones de (Mora & Vahrson, 1992):

$$\mathbf{Hs = (Pi * Ph * Pp) * (Ds)}$$

$$\mathbf{HII = (Pi * Ph * Pp) * (DII)}$$

Donde:

Hs : Estimación de la capacidad al movimiento por sismicidad

HII : Estimación de la capacidad al movimiento por lluvias

Para poder determinar una respuesta es necesario una interacción de los factores, con tal motivo se divide en seis clases de

susceptibilidad asignándoles un respectivo calificativo como rige cada tabla respectiva. Este calificativo es una representación cuantificada de la amenaza.

Cabe resaltar que esta clasificación solo será utilizada en una determinada zona delimitada, para condiciones similares la respuesta es muy probable la variación significativa.

Tabla 1: tipos de susceptibilidad según la metodología

Valor de la ecuación (HI)	Clase	Clasificación del peligro de deslizamiento
< 6	I	Muy bajo
7 – 32	II	Bajo
33 – 162	III	Moderado
163 – 512	IV	Medio
513 – 1250	V	Alto
> 1250	VI	Muy alto

Fuente: Mora y Vahrson 1994

2.3.1.3 DEFINICIÓN DE LAS ESTIMACIÓN DE LA METODO M.V.M.

a) ESTIMACIÓN DE LA PENDIENTE (SP)

Este parámetro utiliza las clases de pendientes propuestas por (Van Zuidam, 1986) con las cuales se describen los procesos característicos y esperados, y las condiciones del terreno, así como una leyenda de colores sugerida por el mismo autor (Mora & Vahrson, 1992). El mapa de pendientes se generó con base en el modelo de elevación digital creado a partir de las curvas de nivel a escala 1: 25 000. El mapa de pendientes y el valor del parámetro de la pendiente se clasificaron de acuerdo al siguiente cuadro.

Tabla 2: clasificación de las pendientes junto a la probabilidad del tipo de suelo y su respectiva estimación de valor. Sp.

CLASE DE				CONDICIONES DE TERRENO	VALOR DEL PARAMETRO Sp
GRADOS		%			
0	2	0	2	Planicie, sin denudación apreciable	0
2	4	2	7	Pendiente muy baja, peligro de erosión	1
4	8	7	15	Pendiente baja, peligro severo de erosión	2
8	16	15	30	Pendiente moderada, deslizamientos ocasionales, peligro severo de erosión	3
16	35	30	70	Pendiente fuerte, procesos denudacionales intensos (deslizamientos), peligro extremo de erosión de suelos	4
35	55	70	140	Pendiente muy fuerte, afloramientos rocosos, procesos denudacionales intensos, reforestación posible.	5
>55		>140		Extremadamente fuerte, afloramientos rocosos, procesos denudacionales severos (caída de rocas), cobertura vegetal limitada.	6

Fuente: Mora y Vahrson 1994

B) ESTIMACIÓN DE HUMEDAD DEL SUELO (Sh)

Para realizar la estimación de humedad del suelo, se reúne datos de precipitación mensual, en donde se efectúa un balance hídrico simplificado, en donde se toma 125 mm/mes de evapotranspiración potencial. Por lo que se establece que precipitaciones menores a 125 mm no producen incremento de humedad en el terreno, pero por el contrario precipitaciones de 125 mm a 250 mm si incrementa la humedad y precipitaciones mayores a 250 mm producen a humedades altas (Mora & Vahrson, 1992). Para estimar datos cuantitativos a cada tipo de precipitación se toma la tabla N° 3 y se realiza el cálculo de la media aritmética a los doce meses del año, en donde el valor puede oscilar entre 0 y 24 unidades. El resultado refleja los aspectos relacionados con la saturación y la distribución temporal de humedad en el terreno (Mora & Vahrson, 1992). La valoración del parámetro se presenta en los siguientes cuadros:

Tabla 3: Estimación asignada a los promedios de precipitación mensual (Mora, R. et al., 1992).

Promedio de precipitación mensual [mm]	Valor asignado
< 125	0
125-250	1
>250	2

Fuente: Mora y Vahrson 1994

Tabla 4: Estimación de los rangos de humedad del terreno (Sh) (Mora, R. et al., 1992).

SUMA DE VALORES ASIGNADOS A CADA MES	DESCRIPCIÓN	VALORACIÓN DEL PARÁMETRO SH
0 – 4	Muy bajo	1
5 – 9	Bajo	2
10 – 14	Medio	3
15 – 19	Alto	4
20 – 24	Muy alto	5

Fuente: Mora y Vahrson 1994

C) ESTIMACIÓN LITOLÓGICA

Los tipos de suelo y rocas juegan un papel preponderante en el comportamiento dinámico de las laderas. Su composición mineralógica, capacidad de retención de humedad, nivel de fracturación, buzamientos, posición y variabilidad de los niveles freáticos, etc. influyen en la estabilidad o inestabilidad de la ladera. Es claro que las propiedades geotécnicas deben ser lo mejor conocidas posibles, sin embargo, esto no siempre puede alcanzarse y la evaluación debe hacerse tan solo a base de descripciones geológicas generales. En la Tabla se presentan las características más relevantes (no excluyentes) que deben tomarse en cuenta para calificar el factor litológico según (Mora & Vahrson, 1992).

Tabla 5: Valoración Litológica (Mora y Vahrson, 1993).

Litologías	Calificativo	Valor del Parámetro
Aluvión grueso, permeable, compacto, nivel freático bajo. Calizas duras, permeables. Rocas intrusivas poco fisuradas, nivel freático bajo. Basaltos, andesitas ignimbritas y otras rocas efusivas, sanas, permeables y poco fisuradas. Rocas metamórficas, sanas poco fisuradas, nivel freático bajo. Materiales sanos con poca o ninguna meteorización, resistencia al corte elevada, fisuras sanas, sin relleno.	Baja	1
Rocas sedimentarias no o muy poco alteradas, estratificación maciza (decimétrica o métrica), poco fisuradas, nivel freático bajo. Rocas intrusivas, calizas duras, lavas, ignimbritas, rocas metamórficas poco o medianamente alteradas y fisuradas. Aluviones levemente compactos, con proporciones considerables de finos, drenaje moderado, nivel freático a profundidades intermedias. Resistencia al corte media a elevada, fracturas cizallables.	Moderada	2
Rocas sedimentarias, intrusivas, lavas, ignimbritas, tobas poco soldadas, rocas metamórficas, mediana a fuertemente alteradas, coluviales, lahares, arenas, suelos regolíticos levemente compactos, drenaje poco desarrollado, niveles freáticos relativamente altos. Resistencia al corte moderado a media, fracturación importante.	Media	3
Depósitos fluvio-lacustres, suelos piroclásticos poco compactos, sectores de alteración hidrotermal, rocas fuertemente alteradas y fracturadas con estratificaciones y foliación a favor de la pendiente y rellenos arcillosos, niveles freáticos someros. Resistencia al corte moderado a baja.	Alta	4
Materiales aluviales, coluviales y regolíticos de muy baja calidad mecánica, rocas con estado de alteración avanzado, drenaje pobre. Se incluyen los casos 3 y 4 con niveles freáticos muy someros, sometidos a gradientes hidrodinámicos elevados. Resistencia al corte baja a muy baja.	Muy alta	5

Fuente: Mora y Vahrson 1994

D) ESTIMACIÓN DE LA PRECIPITACION

Para determinar las intensidades potenciales de las lluvias, los autores utilizaron los valores de lluvias máxima diaria

para un período de retorno de 100 años, aplicando la distribución GUMBEL a series temporales de lluvias extremas con tiempo de registro de más de 10 años. En la presente tabla se observa la ponderación posterior de los valores para series mayores y menores a 10 años.

Tabla 6. Valoración de intensidades de lluvias (Mora y Vahrson, 1993).

Precipitación máx. en 24 horas (mm) n>10 años, Tr = 100 años (GUMBEL)	Precipitación máx. en 24 horas (mm) N<10 años, Promedio	Calificativo	Valor del Parámetro Tp
<100	<50	Muy Bajo	1
100-200	51-90	Bajo	2
200-300	91-130	Mediano	3

Fuente: Mora y Vahrson 1994

E) ESTIMACION DE OCURRENCIA POR SISMO (SS)

(Mora & Vahrson, 1992) En los análisis experimentales desde 1888 se generaron FRM importantes en el vale central. Para estos análisis se tuvo en cuenta la litología, la relieve y la intensidad de lluvias. También se determinó la generación de deslizamientos por sismo relacionados a la escala de intensidades de Mercalli Modificada. La Tabla 2 determina la probabilidad a deslizamientos por los sismos según las determinaciones de Mercalli y se establece el valor de cada uno de ellos.

Tabla 7. Estimación del Factor Sismicidad (Mora y Vahrson, 1993).

Intensidades (MM) Tr = 100 años	Calificación	Factor Ts
LII	Leve	1
IV	Muy bajo	2
V	Bajo	3
VI	Moderado	4
VII	Medio	5
VIII	Considerable	6
IX	Importante	7
X	Fuerte	8
XI	Muy fuerte	9
XII	Extremadamente fuerte	10

Fuente: Mora y Vahrson 1994

2.3.2 MÉTODO DETERMINÍSTICOS

En las investigaciones para taludes que tomen el método determinístico, se utilizan para determinar la estabilidad de un talud, dicho método está basado en el método numérico. La confiabilidad de este método es altamente muy buena si los datos son correctos. Los límites que tiene este método es la zonificación rápida y de áreas extensas (Van Westen, 1993).

(Toro, 2012) “En su investigación define que el factor de seguridad (F.S.) es una medida para la estabilización de talud, teniendo en cuenta los factores de la geometría, flujos de agua, propiedades de los suelos, etc.

b) **ANGULO DE FRICCIÓN** (Badillo, 2005) Conceptualiza como una característica física del coeficiente de rozamiento, dependiendo del tamaño, forma, distribución de los granos y de su densidad de los mismos.

c) **COHESIÓN** (Badillo, 2005) Conceptualiza a la cohesión como una característica de adherencia entre granos de

suelo o rocas, representando esta característica a la resistencia al corte.

2.3.1.4 DEFINICION DE FACTOR DE SEGURIDAD (F. S.)

La identificación y determinación del factor de seguridad obedece a la aplicación de los diversos métodos de cálculo matemático sirven para la evaluación del fenómeno de estabilidad de taludes, sumando fuerzas y momentos en relación a una superficie de falla asumida que desliza con respecto al resto de la masa de suelo. En consideración a lo descrito.

(Beneyto A., 2011), considera que “La determinación del factor de seguridad puede ser abordada mediante el empleo de teorías simplificadas de resistencia de materiales, como los métodos de equilibrio límite, o bien, mediante técnicas más precisas como el Método de los Elementos Finitos, conduciendo, en ambos casos, a soluciones determinística (...), en estos casos pueden emplearse técnicas iterativas de búsqueda donde la solución no es única, sino que está acotada en un intervalo.”

En efecto el factor de seguridad es empleado para conocer cuál es el factor de amenaza para que el talud falle en las peores condiciones de comportamiento para el cual se diseña. Fellenius (1922) presentó el factor de seguridad como la relación entre la resistencia al corte real, calculada del material en el talud y los esfuerzos de corte críticos que tratan de producir la falla, a lo largo de una superficie supuesta de posible falla:

$$F.S. = \frac{\text{RESISTENCIA AL CORTANTE DISPONIBLE}}{\text{ESFUERZO AL CORTANTE ACTUANTE}}$$

En las superficies circulares donde existe un centro de giro y momentos resistentes y actuantes:

$$F.S. = \frac{\text{RESISTENCIA AL CORTANTE DISPONIBLE}}{\text{ESFUERZO AL CORTANTE ACTUANTE}}$$

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” y elementos finitos donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie.

El factor de seguridad calculado para el Análisis Estático (Equilibrio Límite y Elementos Finitos) nos indica que:

- ❖ Cuando el factor de seguridad es menor a uno ($FS < 1$), el talud se considera inestable o en probabilidad alta de colapso.
- ❖ Cuando el factor de seguridad es sobrepasa el valor de uno ($FS > 1$), el talud se considera estable.
- ❖ El cálculo de esta investigación con respecto al factor de seguridad, para el Análisis Dinámico (Elementos Finitos), se determinó de la siguiente manera.
- ❖ El Reglamento Nacional de estabilización de suelos y taludes E.020 y el reglamento nacional de suelos y cimentaciones en la Norma E.050 establece el rango máximo del Factor de Seguridad mínimo para taludes en

condiciones sísmicas es de 1.25. Recomendaciones de códigos extranjeros para casos dinámicos establecen valores de 1.2 y 1.5 (Yang H. Huang Stability Análisis of Earth Slopes).

2.3.1.5 PRINCIPALES MÉTODOS DEL EQUILIBRIO LIMITE

a) METODOLOGÍA DE BISHOP

Bishop (1955) Estableció una metodología en base a Dovelas en taludes considerando fuerzas de interacción entre Dovelas.

La operación de este método es muy compleja, por tal motivo se simplifico dicho método, teniendo esta fórmula:

$$FS = \frac{\sum \left[C' b + (W - ub) \frac{\tan \phi}{ma} \right]}{\sum W \sin \alpha}$$

Por ende:

$$ma = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{FS} \right)$$

b = Ancho de la Dovela

W = Peso de cada dovela

C', ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada dovela

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

De acuerdo a la formula simplificada se puede apreciar que el F.S. se encuentra a la izquierda y a la derecha de la formula, por lo que esta metodología de cálculo demanda una interacción para poder calcular el F.S.

Esta metodología es el más usado para determinar el F.S. en taludes. Teniendo como limite el trabajo en momentos, esta metodología mostro una alta precisión al respecto a comparación de otros métodos.

Existen métodos mucho más precisos que el método de Bishop, las diferencias de los resultados no varían en grandes cantidades. El limite principal de restricción del método de Bishop simplificado, es que trabaja con las superficies circulares. (Jaime, 2013).

b) MÉTODO DE JANBÚ

Este método tiene una base en las suposiciones de que las fuerzas entre las Dovelas son horizontales y omiten las fuerzas cortantes. Establecio también que las superficies de falla no necesariamente son circulares y establecio un factor de correccion. Determinando asi que las fuerzas dependen de la curvatura de la falla. Pero teniendo en cuenta que estos factores son aproximados teniendo una base de datos de 30 a 40 casos para tomar como modelos de análisis.

Los métodos aproximados no demuestran exactitud por lo que se toma como métodos aproximados para determinar el factor de seguridad.

(Jaime Suarez, 2002). Este método solo determina el equilibrio de esfuerzos y omite a los momentos. La ecuación determinada por Janbú:

$$FS = \frac{f_o \sum \left\{ [c'b + (W - ub) \tan \phi] \frac{1}{\cos \alpha \, ma} \right\}}{\sum W \tan \alpha}$$

Donde:

f_o = Factor dependiente de la curvatura de falla

$$ma = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{FS} \right)$$

b = Ancho de la Dovela

W = Peso de cada dovela

C' , ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

u = Presión de poros en la base de cada dovela

α = Angulo del radio y la vertical en cada dovela.

c) MÉTODO DE SPENCER

Este método es considerado el más completo para análisis y determinación de factor de seguridad porque trabaja con fuerzas y momentos simultáneamente. Este método se basa en una suposición de que las fuerzas entre dovelas son paralelas a otras, representando un mismo ángulo con respecto a un eje. En común se calcula el ángulo de inclinación de estas fuerzas para su respectivo desarrollo.

Este método fue propuesto para superficies circulares, pero se demostró que puede también ser aplicado con facilidad a superficies no circulares.

Esta metodología fue planteada a base de dos fórmulas una que busca el equilibrio de las fuerzas y la segunda que busca el equilibrio de momentos, las cuales son resueltas para poder determinar los factores de seguridad y los ángulos de inclinación entre dovelas θ .

d) MÉTODO SUECO O ORDINARIO

También se le denomina como método Fellenius, método de las Dovelas o método U.S.B.R. El método toma para su análisis superficies de falla circulares y divide la masa de falla en tajadas verticales determinando así las fuerzas de cada tajada. Determinando de esta manera el factor de seguridad mediante este proceso. Las fuerzas que actúan son:

La fuerza de gravedad, se descompone a fuerzas tangenciales y una normal sobre la superficie de la falla.

(Jaime Suarez, 2002). Determina que las fuerzas de presión de tierras y cortantes, no son consideradas en este método, pero sí son consideradas para otros métodos de análisis más detallados.

$$FS = \frac{\sum [C' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha}$$

Por ende:

α = Angulo del radio del círculo de falla con la vertical bajo el centroide en cada tajada.

W = Peso total de cada tajada.

u = Presión de poros

b = Ancho de la tajada

C , ϕ = Parámetros de resistencia del suelo.

e) CALCULO DE LA ESTABILIDAD DE TALUDES POR EL METODO DE ELEMENTOS FINITOS

Con respecto al método de elementos finitos estas tienen la ventaja de hacer un análisis en superficies continuas. Permitiendo así el estudio del comportamiento de las masas componentes de los taludes.

“El método de elementos finitos fue introducido por Clough y Woodward (1967). El método, esencialmente, divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. En el método UDEC, el talud se divide en bloques de acuerdo al sistema de juntas o grietas, los cuales pueden ser rígidos o deformables. Estos elementos se interconectan en sus nodos y en los bordes predefinidos. El método típicamente utilizado, es la formulación de desplazamientos que presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente”.

“La herramienta es muy poderosa, su utilización es relativamente compleja y su uso se ha venido popularizando para la solución de problemas prácticos”.

“Wong (1984) menciona la dificultad de obtener factores de seguridad de la falla, pero esta limitación ha sido resuelta por métodos más recientes (Ugai, 1989). El análisis por elementos finitos debe satisfacer las siguientes características”:

- “Debe mantenerse el equilibrio de esfuerzos en cada punto, el cual es realizado empleando la teoría elástica para describir los esfuerzos y deformaciones. Para predecir el nivel de esfuerzos se requiere conocer la relación esfuerzo - deformación”.
- “Las condiciones de esfuerzos de frontera se deben satisfacer”.

“Existe dificultad en la mayoría de los casos prácticos, reales, para definir la relación esfuerzo - deformación, por lo difícil que es describir los depósitos de suelos naturales en términos de esfuerzo - deformación. Otra limitante es el poco conocimiento de los esfuerzos reales “in situ” que se requieren para ser incorporados en el modelo”.

2.3.1.6 SISTEMAS PROPUESTOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

(Jaime, 2009) En su libro menciona que: “El campo de la estabilidad de taludes estudia la inestabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la ingeniería geológica”.

“La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene el lugar por diversas razones”.

- ✓ “Razones geológicas: laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc”.

- ✓ “Variación del desnivel freático: situaciones estacionales, u obras realizadas por el hombre”.
- ✓ “Obras de ingeniería: rellenos o excavaciones tanto de obra civil, como de minería”.

“Los taludes además serán estables dependiendo de la resistencia del material del que estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presenten. Los taludes pueden ser de roca o de tierra. Ambos tienden a estudiarse de forma distinta”.

2.3.1.7 Clasificación de inestabilidad de los taludes

a) Desprendimiento de masas de tierra en taludes

“Son movimientos de inestabilidad producidos por falta de apoyo, englobando a una escasa cantidad de terreno. Suele tratarse de rocas que caen por una ladera, debido a la pérdida del apoyo que las sustentaba. Entre los desprendimientos o desplomes, se puede incluir el caso del desplome de una columna rocosa en un acantilado, debido a la erosión en la base del mismo, pueden ser ocasionados por la naturaleza o por la humanidad”.

b) Deslave

“Son movimientos que afectan a una gran cantidad de masa de terreno. Un tipo particular de corrimiento de tierra son los deslizamientos, que se producen cuando una gran masa de terreno o zona inestable, desliza con respecto a una zona estable, a través de una superficie o franja de terreno de pequeño espesor. Los deslizamientos se

producen cuando en la franja se alcanza la tensión tangencial máxima en todos sus puntos. Estos tipos de corrimiento son ingenierilmente evitables. Sin embargo, los siguientes no lo son”:

- ✓ “Un flujo de arcilla se produce en zonas muy lluviosas afectando a zonas muy grandes. Los terrenos arcillosos, al entrar en contacto con el agua, se comportan como si alcanzasen el límite líquido, y se mueven de manera más lenta que los deslizamientos. Se da en pequeñas pendientes, pero en gran cantidad”.
- ✓ “La licuefacción se da en zonas de arenas limosas saturadas, o en arenas muy finas redondeadas (loess). Debido a la gran cantidad de agua intersticial que presentan, las presiones intersticiales son tan elevadas que un seísmo, o una carga dinámica, o la elevación del nivel freático, pueden aumentarlas, llegando a anular las tensiones efectivas. Esto motiva que las tensiones tangenciales se anulen, comportándose el terreno como un «pseudolíquido». Se produce, entre otros terrenos, en rellenos mineros”.
- ✓ “La reptación es un movimiento muy lento que se da en capas superiores de laderas arcillosas, de en torno a 50 centímetros de espesor. Está relacionado con procesos de variación de humedad estacionales. Se manifiestan en forma de pequeñas ondulaciones, y suelen ser signo de una posible futura inestabilidad generalizada”.

2.3.1.8 Alternativas de estabilización de taludes

a) El abatimiento de la pendiente del talud

“(Jaime, 2009) El abatimiento o disminución de la pendiente de los taludes es uno de los métodos más utilizados para mejorar su estabilidad y en ocasiones es la primera opción a considerar. Al igual que con otros métodos, éste no es de uso universal y su efectividad puede variar de un sitio a otro. El abatimiento de la pendiente puede ser efectivo en deslizamientos rotacionales, pero generalmente tiene muy poco efecto o puede tener un efecto negativo en deslizamientos de traslación”.

“Al disminuir la pendiente del talud, se disminuyen las fuerzas actuantes y adicionalmente el círculo crítico de falla se hace más largo y más profundo aumentándose en esta forma el factor de seguridad. El abatimiento se puede lograr por corte o por relleno. Al disminuir la pendiente del talud debe analizarse si al bajar la pendiente no se está facilitando la activación o reactivación de fallas profundas. En todos los casos es conveniente la realización de análisis de estabilidad para determinar los efectos reales de la disminución de la pendiente”.

“El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado del volumen de tierra de corte con el aumento de la altura”.

“El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud, o por el costo y dificultad para obtener el permiso de los propietarios para la colocación de los rellenos o la ejecución de los cortes”.

“El mecanismo de abatimiento de talud utilizando relleno puede presentar dificultades e incluso producir inestabilidad cuando los rellenos se colocan sobre suelos blandos o de baja resistencia. Igualmente, en el proceso de colocación de los rellenos se pueden producir condiciones no drenadas en suelos saturados, disminuyéndose en forma apreciable la resistencia momentánea del talud. Para los abatimientos de pendiente en relleno, así como para la construcción de contrapesos, se deben preferir los materiales granulares gruesos de drenaje libre, pero puede utilizarse otro tipo de material de buena calidad previa colocación de un colchón u otro sistema de subdrenaje. Los suelos orgánicos, suelos limosos y los suelos dispersivos no se recomiendan”.

Determinación de la pendiente estable

(Jaime, 2009) En su libro dice: “Para el diseño de la pendiente del talud se debe analizar a detalle las condiciones de litología, estructura y meteorización de los materiales constitutivos del talud”.

“El suelo y la roca son materiales extremadamente complicados y heterogéneos, y tienden a deteriorarse con el tiempo. Los suelos residuales, por la presencia de discontinuidades estructurales, son especialmente difíciles de manejar”.

“Para decidir el valor de la pendiente y la forma de talud se debe realizar un juicio integral, analizando la influencia de todos los factores. En este estudio se puede requerir realizar ensayos de laboratorio y análisis de estabilidad utilizando modelamientos matemáticos y físicos”.

“Para determinar la pendiente que garantice la estabilidad de un talud pueden utilizarse varios procedimientos”:

- ✓ “Determinación de la pendiente de acuerdo al ángulo de fricción interna del material. Generalmente, se especifica una pendiente entre $2/3\phi'$ a $3/4\phi'$. La pendiente no debe ser superior a ϕ' , a menos que la cohesión sea suficiente para garantizar ese ángulo”.
- ✓ “Determinar la pendiente mediante un análisis de equilibrio límite del talud, en tal forma que se cumpla con un factor de seguridad determinado. El cálculo de factores de seguridad utilizando modelos matemáticos determinísticos como los de Fellenius, Bishop, Janbu o tantos otros es una práctica de ingeniería muy utilizada; sin embargo, no siempre se dispone de información geotécnica suficiente y se puede requerir utilizar criterios empíricos generales”.
- ✓ “Utilizar una pendiente típica de acuerdo a las características del material del talud. Existe gran cantidad de tablas en la literatura geotécnica, las cuales pueden utilizarse con las limitaciones propias de una tabla elaborada con materiales diferentes a los del sitio. El uso de sistemas semi-empíricos requiere de mucho cuidado, especialmente si la experiencia no proviene de taludes en las mismas condiciones topográficas, climáticas y geotécnicas. Por ejemplo, para cortes y terraplenes en carreteras se utilizan tablas similares a las que se presentan en las tablas”.

Tabla 8: Pendientes establecidas para cortes en taludes por el departamento de Carreteras del Japón.

Material	Propiedades	Altura del Corte	Pendiente Sugerida
Roca dura			0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H: 1V
Suelo arenoso	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masa de roca o bloques.		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Fuente: libro Jaime Suarez

Tabla 9: Pendientes típicas para taludes en terraplenes (Departamento de Carreteras del Japón).

Material	Altura	Pendiente Sugerida
Arena o grava de buena calidad SW, GM, GC, GW, GP	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
Material rocoso	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos de buena calidad	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos blandos	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V

Fuente: libro Jaime Suarez

Tabla 10: Pendientes típicas para taludes en materiales tropicales (Tsidzi, 1997)

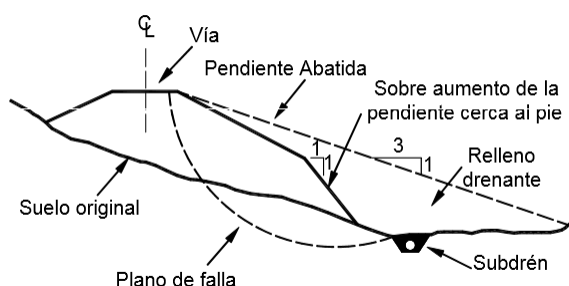
Unidad	Litología	Altura del Talud (metros)	Inclinación del Talud H:V (grados)	Método de Excavación
1	Roca competente o ligeramente meteorizada sin discontinuidades desfavorables. RQD > 75%	11 +/- 6	1/6:1 (73° +/- 12°)	Explosivos
2	Lateritas, y suelos re-cementados por oxidación.	4 +/- 1	1/6:1 (78° +/- 6°)	Raspado "Ripping"
3	Saprolitos, moderadamente meteorizados con algunas discontinuidades desfavorables. RQD 45 a 75%	9 +/- 3	1/3:1 (67° +/- 6°)	Raspado con uso ocasional de explosivos
4	Saprolitos, moderadamente a muy meteorizados. RQD < 45%	10 +/- 5	1:1 (48° +/- 12°)	Raspado

Fuente: libro Jaime Suarez

Taludes de pendiente combinada

(Jaime, 2009) En su libro dice: "En la mayoría de los casos la resistencia y calidad de los materiales varía de acuerdo a la profundidad de la excavación y se requiere tener en cuenta estas diferencias para definir la pendiente. La solución más utilizada es la construcción de pendientes combinadas de acuerdo a las características del material (Figura 8.5). En la mayoría de los casos, se requiere que las pendientes sean menores en la parte superior o cabeza del talud donde los materiales se encuentran más descompuestos o son menos resistentes".

Figura 1: Modelo de abatimiento de pendientes



Fuente: libro Jaime Suarez

b) Construcción de bermas

(Jaime, 2009) En su libro dice: “El sistema de bermas es una forma de terracedo. Se construyen bermas intermedias en los sitios de cambio de pendiente y en los sitios donde se requiera para garantizar un factor de seguridad adecuado contra deslizamiento. La localización y ancho de las bermas depende del propósito de las bermas”.

El objetivo de las bermas puede ser:

- ✓ “El manejo de aguas de escorrentía y control de erosión. Estas bermas generalmente tienen un ancho 1 a 2 metros y se colocan a diferentes alturas que varían entre 5 y 7 metros, dependiendo de la calidad de los suelos y coincidiendo con sitios de cambio de pendiente del talud. En suelos erosionables la berma debe tener una pendiente de 5 a 10% hacia adentro del talud y se debe construir una cuneta revestida en su parte interior para el control y manejo de las aguas de escorrentía. La pendiente longitudinal de la berma debe ser superior al 3% para garantizar la salida eficiente y rápida del agua recolectada”.

- ✓ “Aumentar el factor de seguridad contra deslizamiento. En ocasiones, se requiere la construcción de bermas de gran ancho en suelos cohesivos para aumentar los factores de seguridad al deslizamiento. En suelos granulares (arenosos o gravosos) se debe preferir disminuir la pendiente del talud o construir bermas que pueden ser inestables por la pendiente del talud entre ellas”.

“Al construir las terrazas el talud puede quedar dividido en varios taludes de comportamiento independiente, los cuales a su vez deben ser estables. Como criterio general las gradas inferiores pueden tener mayor pendiente y ésta debe disminuir hacia la parte superior del talud donde el suelo residual es menos competente. En todos los casos debe considerarse el efecto que se puede tener sobre los taludes arriba y abajo de la terraza a excavar”.

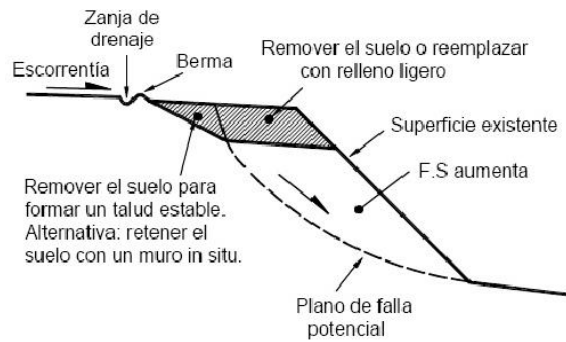
c) Corte de la cabeza del talud

(Jaime, 2009) En su libro establece que: “Es una técnica para reducir las fuerzas actuantes dentro de la masa deslizada”.

“Generalmente, se excava en la cabeza del deslizamiento, debido a que la parte superior del deslizamiento es la que aporta una mayor fuerza actuante sobre la masa inestable. La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento”.

“El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes en la zona más crítica para la generación de momentos deslizantes”.

Figura 2: Diagrama de corte de cabeza de un talud.

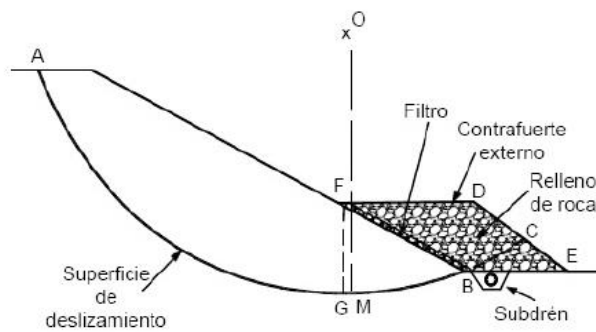


Fuente: libro Jaime Suarez

d) Colocar materiales en el pie del talud

(Jaime, 2009) En su libro define que: “Es frecuente que se produzcan fallas de los contrapesos por falta de capacidad del suelo de cimentación, especialmente en depósitos de arcillas blandas o limos. Por esta razón es importante calcular la capacidad de soporte como parte del diseño del contrapeso”.

Figura 3: Diagrama de la colocación de material al pie de talud.



Fuente: libro Jaime Suarez

e) Contrafuertes

(Jaime, 2009) En su libro define que: “Son una técnica utilizada para contrarrestar las fuerzas actuantes en un

talud colocando un peso considerable en la parte baja del talud o del deslizamiento”.

“Al colocarse la carga adicional en el pie, se generan fuerzas de fricción y un momento resistente en dirección contraria al movimiento, aumentando el factor de seguridad”.

“Para que el sistema funcione a largo plazo debe asegurarse que la cimentación del contrapeso sea adecuada”.

f) Muros y taludes reforzados con geosintéticos.

(Hurtado, 2005) Define que: “En muchos casos las propiedades geomecánicas de los suelos no satisfacen las características deseables para diferentes aplicaciones, requiriendo de diferentes procesos y tratamientos especiales para modificar su comportamiento a las condiciones deseadas”.

“Los geosintéticos complementan las falencias que presentan los materiales térreos, permitiendo obtener excelentes ventajas técnicas y económicas en la construcción de muros en suelo reforzado, taludes reforzados, terraplenes sobre suelos blandos, sistemas de subdrenaje, etc. Los suelos al igual que el concreto presentan una buena resistencia a la compresión, pero son deficientes cuando se trata de asumir esfuerzos de tracción, por tal motivo cuando los suelos son combinados con elementos que sean capaces de absorber esfuerzos de tracción como son los geotextiles se puede lograr estructuras de suelo reforzadas”.

CAPITULO III

HIPOTESIS

3.1 Hipótesis general

Al determinar los factores predominantes en la estabilidad de talud, entonces, se puede estimar la vulnerabilidad de los pobladores del barrio Mariscal Castilla – Tayacaja - Huancavelica 2019.

3.2 Hipótesis específico

- a) Al medir el valor del factor geométrico tales como la altura y el ángulo de reposo, entonces, se determina el parámetro condicionante en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.
- b) Al obtener el resultado del factor geológico como la presencia de planos, zonas de debilidad y anisotropía, entonces, se determina el parámetro condicionante en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.
- c) Al estimar el valor del factor hidrogeológico tal como presión intersticial, entonces se determina el parámetro condicionante en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.
- d) Al obtener el resultado del estudio del factor geotécnico tal como la propiedad resistente, entonces, se determina el parámetro condicionante en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.

3.3 Variables

3.3.1 Definición conceptual de variables

a) Variable independiente

Factores determinantes para la estabilidad de los taludes:

Son los factores geológicos, factores geométricos, factores hidrogeológicos y factores geotécnicos.

b) Variable dependiente

Vulnerabilidad: La vulnerabilidad se determina como unas características que tiene el objeto de estudio, siendo así susceptibles a un producto de amenazas.

La vulnerabilidad varía dependiendo por el objeto de estudio en nuestro caso se mide por pérdidas de vidas humanas y pérdidas materiales.

3.3.2 Operacionalización de la variable

TIPO	VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADORES
Variable independiente	Factores influyentes en la estabilidad de talud	Factor geométrico Factor geológico Factor hidrogeológico Factor geotécnico	M - % S/U Kg/cm ² Mpa - %
Variable dependiente	Vulnerabilidad	Perdidas humanas Perdidas materiales	N° S/.

CAPITULO IV

METODOLOGIA

4.1 El método de investigación:

El método de investigación es el científico y práctico basado en la observación, comparación, cuyos procedimientos se llevarán a cabo en forma ordenada tanto para la toma de datos como para el procesamiento e interpretación de resultados.

4.2 Tipo de investigación:

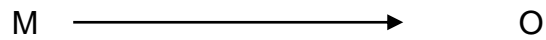
Es básica aplicada, ya que busca solucionar los problemas de la inestabilidad de taludes que aquejan a los pobladores que se encuentran ubicados en las partes bajas (al pie del talud) del barrio Mariscal Castilla.

4.3 El nivel de investigación:

Es Descriptivo - Explicativo, debido que en primera instancia se busca describir y analizar los datos de campo para en segundo lugar establecer la relación que existe entre los factores determinantes en la estabilidad de talud y establecer la vulnerabilidad a la que está expuesta la población, esto debido a que la investigación responde a los objetivos con el principio de causa y efecto.

4.4 Diseño de investigación

La fase de la investigación corresponde al diseño no experimental transeccional ya que solo se manipulará las variables a nivel de laboratorio y se aborda un estado de la cuestión en materia. El propósito es describir las variables, y analizar su incidencia en un momento dado.



Donde:

M = muestra a observarse.

O = Observación de la variable independiente.

O = Observación de la variable dependiente.

4.5 Población y muestra

4.5.1 La población:

La población será el talud que comprende de la progresiva 00+000 Km hasta 01.050 Km del cerro Torojaycuna del distrito de Daniel Hernández – Tayacaja - Huancavelica del 2019.

4.5.2 La muestra:

En la investigación se realizaron trabajos de 4 calicatas para tomar las muestras de suelos, de donde se establecen la cantidad de calicatas teniendo criterios técnicos de acuerdo a la zona de estudio.

4.6 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.6.1 Técnicas de recolección de datos

- Observación

- Guía de observación

4.6.2 Instrumentos de recolección de datos

- Estación Total
- Wincha
- Flexómetros
- Libretas de campo
- Muestreo de suelos
- Calculadora científica

4.7 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

- Descarga de datos
- Exportas datos a los programas especializados
- Interpretación de resultados
- Civil 3D
- Excel
- Word

4.8 Aspectos éticos de la investigación

La información que se da a conocer en la presente tesis corresponde a la tesis del investigador.

de 3290 con una diferencia de 290 metros de altura. Las pendientes calculadas según el plano topográfico son de 86.33%, 85.40% y 80.59%, clasificando según el cuadro de MORA VAHRSON pertenecen al ángulo entre 35° y 55° con porcentajes entre 70% y 140%, caracterizándolos con presencia de pendientes muy fuertes, afloramientos rocosos, procesos denudacionales intensos y con reforestación posible. Asignando un valor cuantificado de $S_p = 5$.

5.1.1.2 ESTIMACIÓN DEL FACTOR DE HUMEDAD DEL SUELO (Sh).

La humedad permanente del suelo en la calicata C-01 = 7.02%, calicata C-02 = 6.11%, calicata C-03 = 7.21% y calicata C-04 = 5.79%. Sacando la media aritmética a estas humedades de las calicatas se tiene de 6.5% de humedad homogenizado para el área total del cerro en estudio.

Con respecto a las precipitaciones y su influencia en el suelo siguiendo la metodología de MORA VAHRSON precipitaciones inferiores a 125 mm no producen aumento de humedad en el suelo, por el contrario, precipitaciones de 125 a 250 mm si incrementa la humedad. ---se recolecto datos de precipitación del SENAMHI, para luego ser procesadas e interpretadas a la finalidad de la investigación.

En la tabla se muestra los valores asignados mensualmente, y la adición de estos valores tiene un producto de 1, lo que nos indica una susceptibilidad muy baja.

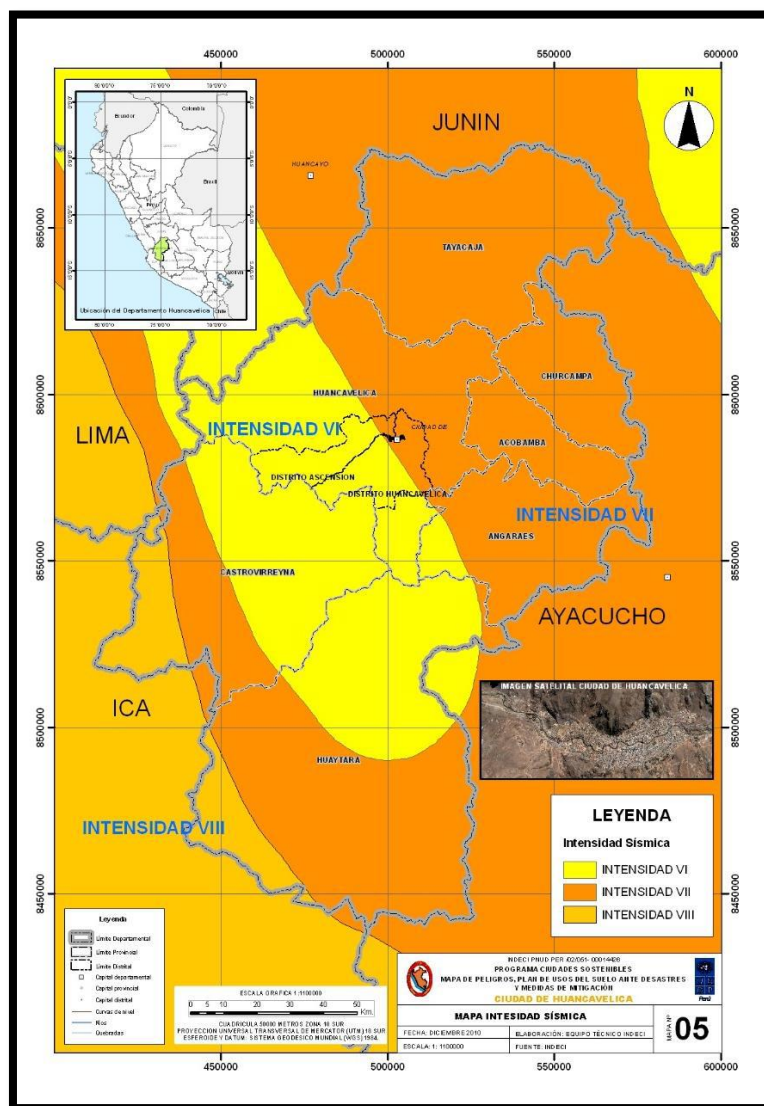
Tabla 11. Datos de precipitación de lluvia

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SETIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
2014	124.7	121.2	165.1	74.5	11.7	3.8	2.1	2.3	47.5	59.2	41.5	90.5
2015	143.6	111.3	138.6	43.8	21	0	4.2	3.6	46.1	74.2	52.2	78.5
2016	138.5	107	109.1	42.3	27.5	0	5.1	19.6	40.1	40.3	44.2	60.8
2017	112.9	109.1	132.1	48.3	7.9	11.6	20.9	40	14.8	66.1	46.2	40.1
2018	108.6	110.2	108.9	29.2	30	3	2	2.5	14.4	73.9	66.4	54.5
PROMEDIO	125.66	111.76	130.76	47.62	19.62	3.68	6.86	13.6	32.58	62.74	50.1	64.88
VALOR ASIGNADO	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SUMA DE VALORES	1											

Fuente: elaboración propia

5.1.1.3 SISMOLOGIA

Mapa 1: Intensidad Sísmica en la Región de Huancavelica

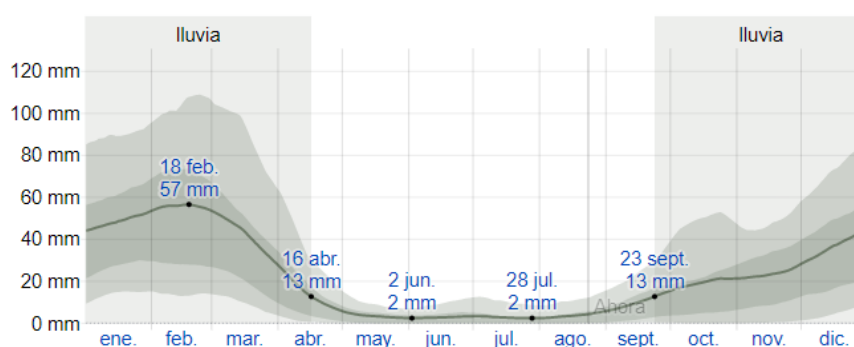


Fuente: Indeci

Según el mapa de INDECI de Huancavelica, la influencia de la intensidad sísmica en el área de estudio está basada en tres registros de VI, VII y VIII, de la cual la provincia de Tayacaja comprende con toda su área al registro VII, esta evaluación se determinó que nuestra zona está en una susceptibilidad media con un promedio de 6.

5.1.1.4 ESTIMACIÓN DEL FACTOR INTENSIDAD DE LLUVIA

Figura 5: precipitación máxima promedio



Fuente: página SENAMHI

Siguiendo el sistema de MORA VAHRSON, se clasifico probabilísticamente los datos de precipitación de tres años consecutivos y se estableció la media aritmética por días. Resultando así una máxima de 57 mm según el cuadro de precipitación 51 – 90 mm, el resultando del valor parámetro $T_p = 2$ y siguiendo la clasificación según la metodología posee una susceptibilidad bajo.

5.1.1.5 FACTOR GEOLÓGICO-LITOLÓGICO (SI)

La zona en estudio está parcialmente cubierta por depósitos recientes y tiene el nivel freático aproximadamente a una profundidad de 20 metros a 30 metros, presenta secuencia de limoarcillas en estratos delgados a medianos de tonalidades

gris-oscuro. Se encuentran endurecidas y se parten en lajas. Por zonas se aprecia venillas de cuarzo y calcita. Se encuentran medianamente muy fracturada de 5cm a 55 cm y altamente meteorizada. Los tipos de suelo componentes en el cerro de investigación comprende en la calicata N° 1 grava mal graduada con arena, calicata N° 2 arcilla limosa con arena, calicata N° 3 arcilla limosa con arena y calicata N° 4 grava limosa – arcillosa.

Según la clasificación de MORA VAHRSON nuestra área de estudio esta está en un nivel de susceptibilidad geológica de 3 a 4, lo cual indica una alta susceptibilidad para producir deslizamientos.

5.1.2 PRESENTACIÓN DEL CÁLCULO DETERMINÍSTICO

5.1.2.1 RESULTADOS PARA LA MUESTRA

Para el cálculo determinístico, se optó por el método de elementos finitos, para este procedimiento se necesita factores como el ángulo de fricción (ϕ), cohesión (C), y el peso específico (γ). Para obtener estos datos se realizaron calicatas y tomar los datos necesarios según a ciencia de la mecánica de suelos.

Tabla 12. Datos del estudio de mecánica de suelos

Ubicación	Tipo de ensayo	% de grava	% de arena	% de finos	γ (kg/cm ³)	C (kg/cm ²)	ϕ (°)	observacion
C-1	corte directo	82.73	15.86	1.41	1.67	0.001	25.48°	remoldeada
C-2	corte directo	9.52	10.42	80.05	1.12	0.134	16.67°	remoldeada
C-3	corte directo	10.77	13.08	76.15	1.08	0.142	15.86°	remoldeada
C-4	corte directo	61.73	13.35	24.92	1.62	0	25.02°	remoldeada

Fuente: elaboración propia

5.1.2.2 FACTOR SEGURIDAD (F.S.)

A) ANALISIS ESTATICO

Para el cálculo estático, se realizaron por los métodos de Bishop, Ordinary, Spencer y Jambu, en los cálculos considera el equilibrio normal, tangencial y el equilibrio de momentos para cada masa deslizante, lo determina la confiabilidad de cálculo. También tenemos en cuenta el método más exacto conocido en la ingeniería el método de elementos finitos, lo cual divide la masa del suelo en unidades discretas, haciendo de esta manera que los datos sean más reales.

Tabla 13. Datos del cálculo de inestabilidad por los métodos mencionados en la teoría.

SECTOR	METODO DE EQUILIBRIO LIMITE				ELEMENTOS FINITOS	CONCLUSION
	BISHOP	ORDINARY	SPENCER	JAMBU		
C - 1	1.006	0.894	0.902	0.91	1.098	INESTABLE
C - 2	0.941	0.904	0.895	0.899	1.201	INESTABLE
C - 3	0.864	0.952	0.999	0.912	1.21	INESTABLE
C - 4	0.876	0.899	0.865	0.894	1.009	INESTABLE

Fuente: elaboración propia

El F.S. determinado en el análisis estático es menor que 1, lo que nos advierte matemáticamente que es inestable nuestro talud.

B) ANÁLISIS DINÁMICO

Para cálculos dinámicos, se consideró al sismo del 20 de octubre del 2006, ya que se encuentra de la mejor manera estudiada para estos efectos en tesis anteriores, y según el historial es el sismo más fuerte que ocurrió en el Perú. Estos datos sísmicos fueron

registrados por la PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.

En la ciudad de Huancavelica no existen registros sísmicos, por lo que deberemos de tomar los datos como replicantes en la ciudad de Huancavelica.

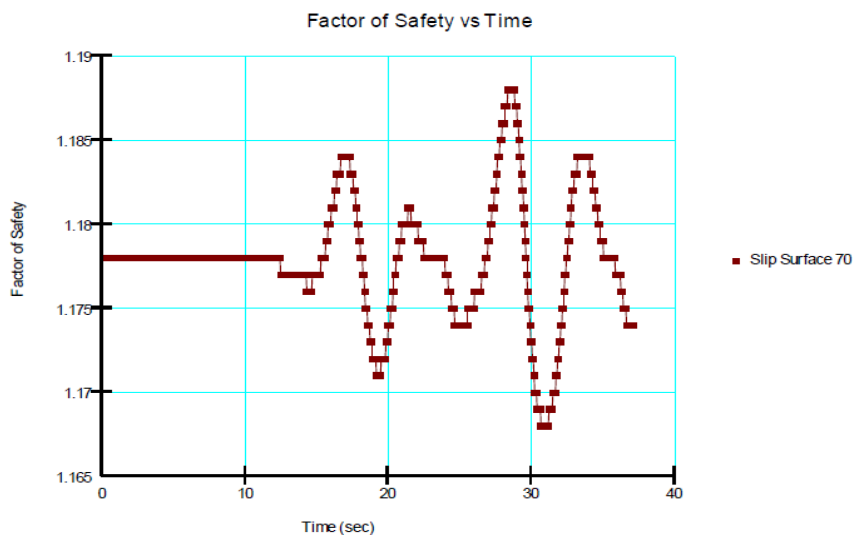
Tabla 14. Datos del sismo del 20 de octubre del 2006

FECHA DE SISMO	LUGAR	MAGNITUD	DURACION APROX.(S)	ACELERACION PICO E-W(g)	ACELERACION PICO N-S(g)	ACELERACION PICO U-D(g)
20 de octubre de 2006	pisco	6.7*	42.1	0.015**	0.021**	0.014

Fuente: PUCP

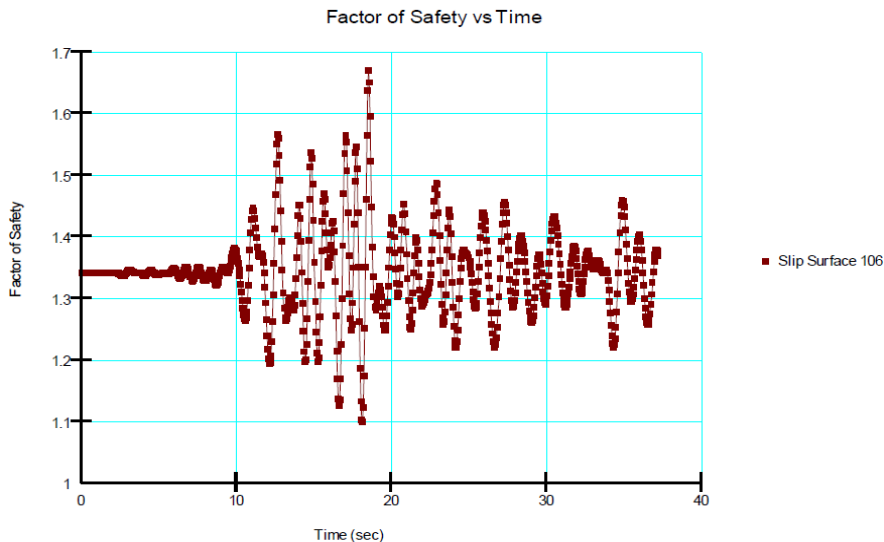
En el grafico se puede apreciar la variación del F.S. para determinadas superficies de fallas criticas teniendo en cuenta los componentes del efecto del sismo.

Gráfico 7: Grafico de factor de Seguridad vs, Tiempo



Fuente: PUCP – LIMA SISMO 20 DE OCTUBRE DE 2006 (M-1)

Gráfico 8: Grafico del factor de Seguridad vs, Tiempo



Fuente: PUCP – LIMA SISMO 20 DE OCTUBRE DE 2006 (M-2)

Concluyendo la interpretación de los gráficos, que el talud del cerro Torojaycuna bajo la influencia de un sismo de 6.7, es inestable al presentar el factor de seguridad debajo de 1.25.

5.1.3 SISTEMA PROPUESTO PARA LA ESTABILIZACION DE TALUDES

Las actividades humanas modifican el entorno a gran escala, provocando muchas veces en el deterioro ambiental y modificaciones en la topografía del suelo, lo que conlleva al desarrollo de actividades y proyectos destinadas a minimizar el impacto negativo que la naturaleza muestra en determinadas zonas afectadas.

Realizando la operación de las ecuaciones de MORA VAHRSON se obtiene $E_p = 35$, $D = 8$, $H = 280$, $H_s = 210$ y $H_{II} = 70$. La cual interpretando dentro del cuadro de rangos se encuentra en 163 – 512 con 280 de H, lo que la hace VULNERABLE en las condiciones que se estudió. Caso contrario si sucede alguna variación de aumento en el parámetro en precipitación de lluvia, humedad e intensidad sísmica estaría automáticamente pasando a un nivel alto en vulnerabilidad, porque los parámetros de intensidad sísmica varían considerablemente por la roca fracturada en diferentes grados que

presenta y una compresión mayor o igual a 5kg/cm^2 , presencia también de arena muy densa y arcilla muy compacta. La precipitación tiene una influencia considerable en la variación de la humedad.

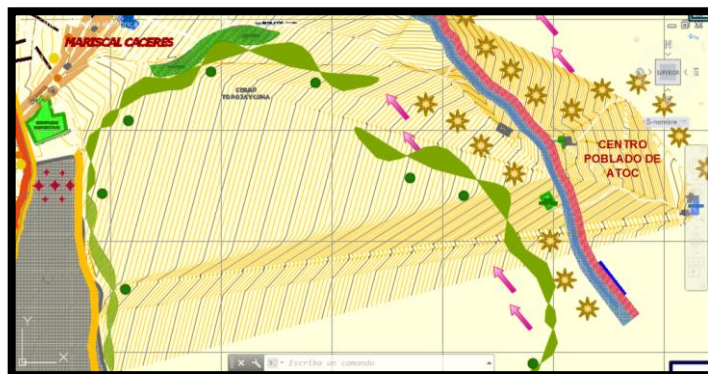
Identificado el grado de susceptibilidad del talud en estudio se propone la estabilización **CORTE DE CABEZA DEL TALUD** o **REFORZAMIENTO CON GEOMALLAS BIAIXIAL**.

Figura 7: Primer sistema de estabilización propuesto CORTE DE CABEZA DEL TALUD.



Fuente: Elaboración propia

Figura 8: Segundo sistema de estabilización propuesto geomallas biaxial y triaxial.



Fuente: Elaboración propia.

5.2 DISCUCIONES

- Teóricamente se clasifica los taludes estables o firmes e inestables o inseguro. Los taludes firmes son aquellas superficies que tienen el factor de seguridad mayor a 1 como rango mínimo según las literaturas de estabilización de taludes. Por el contrario, la inestabilidad es representado por no superar dicho techo de medida que es 1 según las literaturas de estabilización de taludes. La caída de un talud es un proceso largo e influenciado por parámetros pasivos y activos.

Dentro de los parámetros pasivos se encuentra la litología (geología y geotecnia), humedad del terreno y pendiente del talud. Dentro de los parámetros activos se encuentra la influencia de la sismicidad y precipitaciones intensas que producen variación en la humedad del terreno.

YANG H. (1983) Menciona en sus definiciones sobre F.S. que varía entre 1.2 y 1.5 para determinar la inseguridad de masas en taludes. En nuestros cálculos por los métodos de BISHOP, ORDINARY, SPENCER Y JANBU se determinaron datos inferiores a 1.2 por lo que se determina la vulnerabilidad de dicho talud.

- **LA NORMATIVIDAD DE SUELOS Y CIMENTACIONES LA E-050** y la **NORMA DE ESTABILIZACIÓN DE SUELOS Y TALUDES CE - 020** abarca los rangos de factor de seguridad de 1.5 para condiciones estáticas y en condiciones sísmicas 1.25. Donde el cálculo efectuado no sobrepasa ninguno de los rangos para cada caso estático y dinámico. Más aun ni siquiera teniendo el método más versátil en las matemáticas y la ingeniería el de los ELEMENTOS FINITOS sobrepasa el 1.5, Se calculó en promedio 1.2 de respuesta.

- La variación del F.S., se centra en la acumulación de esfuerzos de corte, que, en determinadas partes del talud, generablemente se ubican al pie del talud y en el cambio de pendiente brusco. Estas acumulaciones de esfuerzos, no se toman en cuenta en los análisis análisis convencionales y de allí surge la variación de resultados.
- Teniendo los resultados efectuados y del talud, el sistema de estabilización propuesto según el libro de Jaime Suarez es CORTE DE CABEZA DEL TALUD o REFORZAMIENTO CON GEOMALLAS. Dejando ya establecido dos de los dos sistemas más efectivos para solucionar la vulnerabilidad de dicho talud.
- El presupuesto para cada sistema es abismalmente diferenciado, cumpliendo ambos casos la misma función de estabilizar el talud adecuadamente, con ventajas externas muy diferentes, como de detalla a continuación:

Para CORTE DE CABEZA DEL TALUD el presupuesto es de S/. 7,634,290.10 y para el REFORZAMIENTO CON GEOMALLAS el presupuesto es de S/. 2, 499,426.8.

CONCLUSIONES

1. Los factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad, se validó la hipostasis general planteada mediante manipulación de las variables en laboratorio y siendo así efectivamente que determinan estos factores los deslizamientos de masas de tierra, estos cuatro factores están entrelazados sin restricción de ninguno para producir deslizamiento. En la resolución de las ecuaciones y tabulando en los rangos establecidos por la metodología, nos resulta nuestro talud Torojaycuna que es inestable por tanto el Barrio Mariscal Castilla es **vulnerable**.
2. El valor del factor geométrico del talud es de **Sp = 5**, con un ángulo que oscila entre 35° y 55° y con una pendiente que oscila entre 70% y 140% participando este factor con una pendiente muy fuerte, afloramiento rocoso, procesos denudacionales severos y cobertura vegetal limitada, lo que nos indica una alta susceptibilidad para producir deslizamientos.
3. El resultado del estudio del factor geológico del talud es de 4, participando este factor con una cubierta por depósitos recientes y tiene el nivel freático aproximadamente a una profundidad de 20 metros a 30 metros, presenta secuencia de limoarcillas en estratos delgados a medianos de tonalidades gris-oscuro. Se encuentran endurecidas y se parten en lajas. Por zonas se aprecia venillas de cuarzo y calcita. Se encuentran medianamente muy fracturada de 5cm a 55 cm y altamente meteorizada.
4. El valor del factor hidrológico del talud es de $T_p = 2$, participando con una susceptibilidad baja según la clasificación de la metodología.
5. El resultado del estudio del factor geotécnico del talud es de 4, participando este factor en la calicata N° 1 grava mal graduada con arena, calicata N° 2 arcilla limosa con arena, calicata N° 3 arcilla limosa con arena y calicata N° 4 grava limosa – arcillosa, lo cual indica una alta susceptibilidad para producir deslizamientos

RECOMENDACIONES

1. Teniendo la pendiente con una alta susceptibilidad y la incertidumbre de ocurrencias de sismos y precipitaciones mayores a 125 mm/mes, por lo que es recomendable tomar por seguridad, uno de los dos sistemas de solución establecidos: corte de cabeza del talud o reforzamiento con geomallas.
2. El estudio geológico mostro una alta susceptibilidad por lo que es recomendable hacer cortes de cabeza de talud en el cambio de pendiente para evitar los deslizamientos de masas de suelos.
3. El valor del estudio hidrogeológico nos mostró una susceptibilidad baja por lo que es recomendable realizar trabajos acordes a los tres factores para reducir la inestabilidad teniendo ventaja de este factor.
4. El estudio del factor geotécnico nos muestra suelos desfavorables, por lo que es recomendable diseñar y hacer cortes acordes a la demanda de ángulo de estabilidad de cada suelo.

REFERENCIAS

1. RIDER ELIYEL PAUCAR QUISPE “Niveles de vulnerabilidad a deslizamiento de tierras en la cuenca del río san Fernando - Región Junín”-2016.
2. JUAN ORLANDO VILLEGAS RAMÍREZ “Análisis de la vulnerabilidad y riesgo de las edificaciones en el sector morro solar bajo, ciudad de Jaén - Cajamarca”- 2014.
3. OMAR ENRIQUE BARRERA RAMOS Y OSCAR DAVID NIEVES CORREDOR “determinación de la vulnerabilidad en las casas coloniales ubicadas en el barrio de san diego de la ciudad de Cartagena”- 2015.
4. JOHNNY ALEXANDER VEGA GUTIERREZ “estimación del riesgo por deslizamientos de laderas generados por eventos sísmicos en la ciudad de Medellín usando herramientas de la Geomática”- 2013.
5. JAIME SUAREZ -“deslizamientos” - 1998.
6. LYNN M. HIGHLAND Y PETER BOBROWSKY. “Manual de derrumbes: una guía para entender todo sobre derrumbes”. EE.UU.
7. LISBETH YURFA OCHOA QUISPE “inestabilidad de taludes en el sector de santa bárbara de la ciudad de Huancavelica ”-2016.
8. TARDEO DE LA CRUZ CESAR AUGUSTO Y ZANABRIA PARI, EVER “Análisis dinámico de estabilidad de taludes por elementos finitos en la zona de Huayllapampa del distrito de cuenca • Huancavelica”- 2016.
9. Adolfo Quesada Román (2017). Comparación de la Metodología Mora-Vahrson y el Método Morfométrico para Determinar Áreas Susceptibles a Deslizamientos en la Microcuenca del Río Macho, Costa Rica, Universidad de Ginebra, Suiza.

ANEXOS

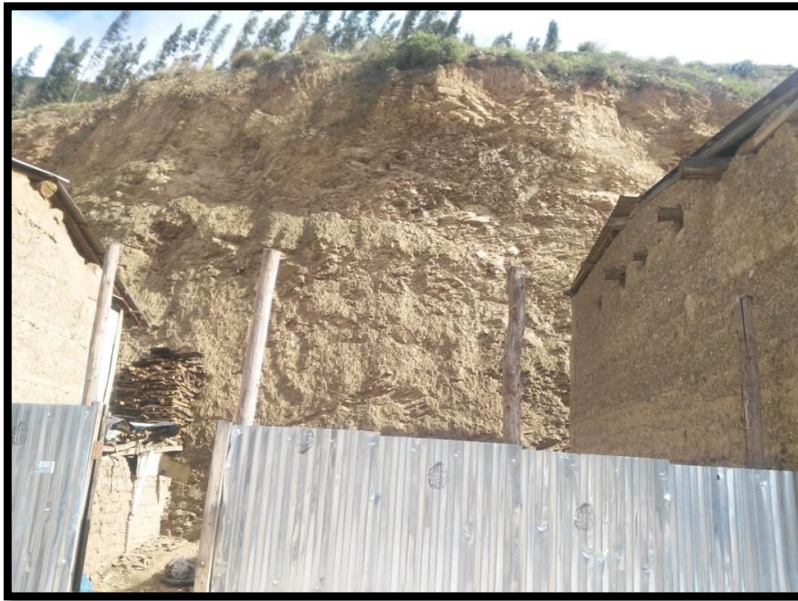
METRADO DE LA EXCAVACIÓN

HOJA DE METRADOS									
DESARROLLADO SEGÚN LO REQUERIDO PARA EL PRESUPUESTO :									
FECHA: SEPTIEMBRE 2019									
ITEM	DESCRIPCION PARTIDA	UND	Nº DE VECES	LARGO	ANCHO	ALTO	SUB TOTAL	TOTAL	
1	MOVIMIENTO DE TIERRAS								
1.01	EXCAVACION	M3							807446,00
01.01.01	EIEN° 1		1.00	215.50	20.00	10.00	43100.00		
01.01.02	EIEN° 2		1.00	691.09	20.00	10.00	138218.00		
01.01.03	EIEN° 3		1.00	938.44	20.00	10.00	187688.00		
01.01.04	EIEN° 4		1.00	1049.94	20.00	10.00	209988.00		
01.01.05	EIEN° 5		1.00	1142.26	20.00	10.00	228452.00		

PRESUPUESTO

ITEM	DESCRIPCION PARTIDA	METRADO	precio S/.	PARCIAL S/.	UND
	OBRAS PROVISIONALES				
	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO Y MAQ.	1.00	S/. 2,000.00	S/. 2,000.00	GLB
	TRABAJOS PRELIMINARES				
	TRAZO Y REPLANTEO	22.00	S/. 80.00	S/. 1,760.00	KM
	EXPLANACIONES				
	CORTE DE ROCA SUELTA	807446.00	S/. 8.99	S/. 7,258,939.54	m3
	OBRAS DE ARTE Y DRENAJE				
	CONFORMACION DE CUNETAS EN ROCA SUELTA	2407.70	S/. 1.01	S/. 2,431.78	m
	CONFORMACION DE CUNETAS EN ROCA FIJA	1629.53	S/. 2.43	S/. 3,959.76	m
	IMPACTO AMBIENTAL				
	REFORESTACION Y OTROS	390.00	S/. 4.26	S/. 1,661.40	m2
	COSTO DIRECTO			S/. 7,270,752.47	
	GASTOS GENERALES 5%			S/. 363,537.62	
	PRESUPUESTO TOTAL			S/. 7,634,290.10	

FOTO N° 1



La fotografía muestra la construcción de viviendas ilegales a las faldas del cerro.

FOTO N° 2



La fotografía muestra el deslizamiento de tierra.

FOTO N° 3



La fotografía muestra la erosión que ocasiona el agua en épocas lluviosas.

FOTO N° 4



La fotografía muestra la erosión del suelo a causa del escurrimiento de agua.

FOTO N° 5



La fotografía muestra la vulnerabilidad de la vivienda a lado del talud.

FOTO N° 6



La fotografía muestra la extracción de material para mantenimiento viales de trochas

ANEXO N° 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA

“FACTORES DETERMINANTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD DEL BARRIO MARISCAL CASTILLA – TAYACAJA - HUANCAMELICA”

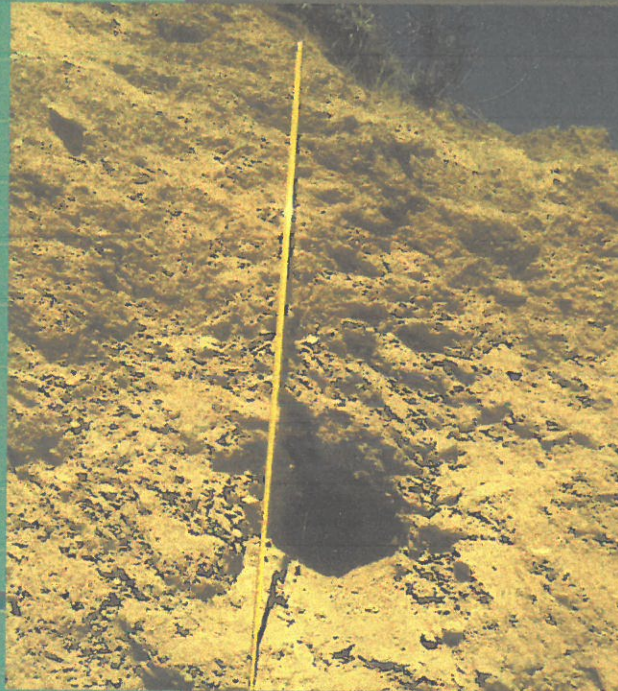
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLE	METODOLOGÍA
<p>PROBLEMA GENERAL: ¿Cuáles son los factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad del Barrio Mariscal Castilla – Tayacaja - Huancavelica 2019?</p> <p>PROBLEMAS ESPECÍFICOS:</p> <p>a) ¿Cuánto es el valor del factor geométrico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad?</p> <p>b) ¿Cuál es el resultado del estudio del factor geológico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad?</p> <p>c) ¿Cuánto es el valor del factor hidrogeológico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad?</p> <p>d) ¿Cuáles son los resultados del estudio del factor geotécnico que determina la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad?</p>	<p>OBJETIVO GENERAL: Delimitar los factores determinantes en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad de los pobladores del barrio Mariscal Castilla – Tayacaja - Huancavelica 2019</p> <p>OBJETIVOS ESPECÍFICOS:</p> <p>a) Medir el valor del factor geométrico que determina la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.</p> <p>b) Obtener los resultados del estudio del factor geológico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.</p> <p>c) Estimar el valor del factor hidrogeológico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.</p> <p>d) Obtener los resultados del estudio del factor geotécnico que determina en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.</p>	<p>HIPÓTESIS GENERAL Al determinar los factores predominantes en la estabilidad de talud, entonces, se puede estimar la vulnerabilidad de los pobladores del barrio Mariscal Castilla – Tayacaja - Huancavelica 2019</p> <p>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS:</p> <p>a) Al medir el valor del factor geométrico tales como la altura y el ángulo de reposo, entonces, se determina el parámetro condicionante en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.</p> <p>b) Al obtener el resultado del factor geológico como la presencia de planos, zonas de debilidad y anisotropía, entonces, se determina el parámetro condicionante en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.</p> <p>c) Al estimar el valor del factor hidrogeológico tal como presión intersticial, entonces se determina el parámetro condicionante en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.</p> <p>d) Al obtener el resultado del estudio del factor geotécnico tal como la propiedad resistente, entonces, se determina el parámetro condicionante en la estabilidad de talud para evaluar la vulnerabilidad.</p>	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE Factores influyentes en la estabilidad de talud. Indicadores:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Factor geométrico • Factor geológico • Factor hidrogeológico • Factor geotécnico <p>VARIABLE DEPENDIENTE Vulnerabilidad Indicadores:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pérdidas humanas • Pérdidas materiales 	<p>METODO DE INVESTIGACION</p> <ul style="list-style-type: none"> • Método científico • Método practico <p>TIPO DE INVESTIGACIÓN</p> <ul style="list-style-type: none"> • Básica aplicada <p>NIVEL DE INVESTIGACIÓN</p> <ul style="list-style-type: none"> • Descriptivo / Explicativo <p>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN</p> <ul style="list-style-type: none"> • Diseño no experimental transeccional.



KLA FER S.A.C.

2019

“FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD”



**CAPACIDAD PORTANTE
ASTM D 3080**

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
CALLE REAL N° 441 CHILCA - HUANCAYO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

**“FACTORES INFLUYENTES EN LA
ESTABILIDAD DE TALUD PARA
EVALUAR EL GRADO DE
VULNERABILIDAD”**

INFORME TÉCNICO

HUANCAYO

2019



1. MEMORIA DESCRIPTIVA	3
1.1. GENERALIDADES	3
1.2. OBJETIVO	3
1.3. UBICACIÓN	3
1.4. GEOLOGÍA	3
1.5. SISMICIDAD	5
1.5.3. PERFILES DE SUELO	6
2. MARCO CONCEPTUAL	11
2.1. TECNICAS DE INVESTIGACION	11
2.2. MUESTREO	12
2.3. CONDICIONES DE CIMENTACION	12
2.3.1. TIPOS DE CIMENTACION	12
2.3.1.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES	13
2.3.1.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS	17
2.4. ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN	18
2.5. PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN	18
2.5.1. PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	18
2.5.2. ESPESOR DE ZAPATA H 0 Z	22
2.5.3. FACTOR DE SEGURIDAD	22
2.5.4. PRESION ADMISILE	22
2.5.5. DISEÑO POR SEGURIDAD GLOBAL.....	22
2.5.6. ASENTAMIENTO.....	23
2.5.7. ASENTAMIENTO TOLERABLE	24
2.6. ESTABILIZACION DE TALUDES	25
2.6.1. ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACION DE TALUDES.....	27
2.6.1.1. ABATIMIENTO DE LA PENDIENTE.....	27
2.6.1.2. CONSTRUCCION DE BERMAS.....	28
2.6.1.3. CORTE DE LA CABEZA DEL TALUD.....	29
2.6.1.4. COLOCAR MATERIALES EN EL PIE DEL TALUD	30
2.6.1.5. CONTRAFUERTES.....	30
2.6.1.6. MUROS Y TALUDES REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS.....	33
2.7. ATAQUE QUIMICO POR SUELOS Y AGUAS SUBTERRANEAS	48
2.7.1. ATAQUE ÁCIDO.....	48



2.7.2. ATAQUE POR SULFATOS	48
2.7.3. ATAQUE POR CLORUROS	49
2.8. SUELOS EXPANSIVOS.....	50
2.8.1. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN	50
2.8.2. CIMENTACIONES EN ÁREAS DE SUELOS EXPANSIVOS.....	50
2.9. LICUACIÓN DE SUELOS.....	51
2.9.1. LICUACIÓN DE SUELOS FINOS COHESIVOS.....	51
2.10. EFECTOS DEL SISMO	52
2.10.1. NORMA E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES	52
2.10.2. NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	52
3. CONDICIONES GEOTÉCNICAS.....	57
3.1.1. EXPLORACION DE CAMPO	57
3.1.2. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	57
3.1.3. PERFIL DEL SUELO	57
3.1.4. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA.....	58
4. CONDICIONES DEL SUBSUELO DE CIMENTACION	59
4.1. EXPLORACIONES – PUNTOS A INVESTIGAR.....	59
4.2. DESCRIPCION DE LOS PERFILES DEL SUELO.....	59
4.3. CONDICIONES FISICAS	60
4.3.1. CONTENIDO DE HUMEDAD.....	60
4.3.2. LIMITES DE CONSISTENCIA	60
4.3.3. ESTRATO DE CIMENTACIÓN.....	60
4.4. CONDICIONES MECANICAS.....	61
4.4.1. RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO.....	61
4.4.2. PROFUNDIDAD DE DESPLANTE A CIMENTAR.....	61
4.5. ASENTAMIENTO	61
4.6. NIVEL FREÁTICO	62
5. CONCLUSIONES.....	62
6. RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN	64
7. NORMATIVIDAD UTILIZADA Y BIBLIOGRAFÍA.....	64
8. ANEXOS	65

ESTUDIO DE CAPACIDAD PORTANTE

NORMA ASTM D 3080

PROYECTO:

“FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD”

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1. GENERALIDADES

El estudio de capacidad portante del proyecto: “FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD”

1.2. OBJETIVO

El objetivo del presente estudio de mecánica de suelos, es establecer las características geotécnicas del subsuelo para el PROYECTO FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD.

Para tal efecto, se ha efectuado una investigación geotécnica que incluye trabajos de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir la estratigrafía, características físicas y mecánicas de los suelos predominantes y sus propiedades de resistencia, cimentación y las condiciones portantes del sub suelo.

1.3. UBICACIÓN

El proyecto se encuentra ubicado en:

Distrito	:	DANIEL HERNÁNDEZ
Provincia	:	TAYACAJA
Departamento	:	HUANCVELICA

1.4. GEOLOGÍA

El cuadrángulo de Huancavelica abarca parte de los departamentos de Huancavelica y Ayacucho, cubriendo un área de 3,000 km², el mismo que se ubica en la parte oriental de la Cordillera Occidental, en alturas entre 3,500 y 4,500 msnm. La columna estratigráfica comprende una secuencia de rocas sedimentarias, en parte metamorfozadas, y plutónico-

 **KLA FER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS


Ing. Civil Marino Peño Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP. 78235 REG. CONSULTOR C. 5908
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

RPC: 957259680

volcánicas que en edad van desde el Paleozoico hasta el Cuaternario reciente. Las rocas más antiguas son los metasedimentos del Grupo Excelsior del Devoniano, las cuales han experimentado varias fases de tectonismo y el metamorfismo regional, particularmente de sus miembros inferiores, hoy expuestas como un núcleo cristalino emergido en el Norte del cuadrángulo. Inmediatamente encima, en discordancia angular, se presenta el Grupo Ambo y una gruesa secuencia de lutitas, areniscas y calizas del Carbonífero - Permiano inferior, la cual no se ha diferenciado, y que corresponde a los Grupos Tarma y Copacabana. Suprayace en discordancia angular una gruesa serie de Capas Rojas molásicas pertenecientes al Grupo Mitu del Permiano superior - Triásico. En sus fases finales hay testigos de un volcanismo basáltico de tendencia alcalina, probablemente reflejando un ambiente tectónico de distensión y atenuación de la corteza, tipo "rifting" o "backarc". La secuencia mesozoica comienza con las calizas del Grupo Pucará de edad Triásico superior - Jurásico inferior, que suprayacen al Grupo Mitu en discordancia angular e infrayacen a las calizas Chunumayo del Jurásico medio. Discordantemente encima de la secuencia jurásica se halla la secuencia areniscosa de la Formación Goyllarisquizga, perteneciente al Cretáceo inferior y, sobre ella, se depositaron los sedimentos pelíticos carbonatados, correspondientes a la Formación Chúlec. El volcanismo basáltico reaparece en pulsos discretos, con culminaciones en el Pucará inferior-medio (Formaciones Chambará / Aramachay) y muy notorio en la transición entre el Grupo Goyllarisquizga y la Formación Chúlec, constituyendo allí la Formación Chayllacatana del Grupo Goyllarisquizga. La secuencia mesozoica experimentó plegamientos y movimientos por varias fases tectónicas, causando en forma repetitiva la incursión de aguas marinas, y finalmente llevando toda la región a un ambiente de régimen erosional por la fase Tectónica Peruana. En discordancia sobreyaciendo se tiene a las Capas Rojas molásicas de la Formación Casapalca del Cretáceo superior -Paleógeno. Hacia el Oeste a manera de franjas alargadas afloran los volcánicos de la Formación Tantará del Eoceno, constituidos por lavas, flujos de brechas y piroclásticos; seguidos por las secuencias volcánico-sedimentarias de la Formación Rumichaca del Mioceno inferior. Ambas formaciones representan las últimas manifestaciones del vulcanismo basáltico en el área de estudio. Las series volcánicas y volcano-sedimentarias del Paleógeno - Mioceno inferior se encuentran plegadas y falladas por la fase Tectónica Quechua I, del Mioceno medio, la cual presenta el último evento de plegamiento fuerte. Enseguida se encuentra a las Capas Rojas (lutitas, areniscas y conglomerados) de las formaciones Huanta y Acobamba acumuladas en diferentes cuencas, en parte coetáneas y con su principal desarrollo en el cuadrángulo adyacente de Huanta. Posiblemente vinculada a las fases tectónicas Quechua II y III empieza finalmente en varias

etapas la actividad volcánica de carácter andesítico - dacítico del Grupo Huachocolpa, culminando entre el Mioceno medio y el Plioceno con las formaciones Caudalosa, Julcani, Santa Bárbara, Huando, Rumihuasi y Omacunga, cuyos gruesos depósitos piroclásticos (ignimbritas) se hallan en posición subhorizontal y ampliamente distribuidos en la parte Sur y Oeste del cuadrángulo. Los depósitos clásticos cuaternarios se han acumulado desde el Pleistoceno hasta el Reciente y se debe a distintos orígenes, siendo los más antiguos las morrenas, debido a la glaciación cuaternaria y seguidos por depósitos aluviales y fluviales más recientes. Las mineralizaciones en el área de estudio están estrechamente relacionadas a la actividad magmática mio-pliocénica, o sea por contacto de intrusivos con la roca caja o por sistemas hidrotermales generados por el emplazamiento de las grandes estructuras volcánicas. Resaltan los distritos mineros de Sta. Bárbara (Huancavelica) y Julcani, unas de las zonas mineras más importantes del país y en el caso de Sta. Bárbara el productor más importante de mercurio en las Américas. Las mineralizaciones probablemente están vinculadas al ascenso de fluidos hidrotermales acompañando al emplazamiento de magmas diferenciados (traquiandesíticos hasta riodacíticos) en un lapso relativamente corto entre 10 y 5 m.a. aprox. con mineralizaciones de Hg, Ag, Pb, Zn, Cu (\pm Au) de interés económico.

Aspectos Geomorfológicos:

El área de estudio se encuentra en el cauce de quebradas antiguas.

Aspectos Lito estratigráficos:

El área en estudio está asociada a depósitos de aluviales de quebradas.

1.5. SISMICIDAD

En general, la zona de estudio se halla en una región de mediana actividad sísmica, donde se puede esperar la ocurrencia de sismos de intensidad media durante la vida del proyecto.

La actividad sísmica del área se relaciona con la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental sudamericana, subducción que se realiza con un desplazamiento del orden de diez centímetros por año, ocasionando fricciones de la corteza, con la consiguiente liberación de energía mediante sismos, los cuales son en general tanto más violentos cuando menos profundos son en su origen.

Según los mapas de zonificación sísmica y mapa de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las Normas Sismo-Resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, el proyecto se encuentra comprendido en la Zona 3.

En la Figura N°1, se presenta el Mapa de Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas



observadas en el Perú realizado por Alva et. al (1984), el cual se basó en Mapas de Isosistas de Sismos peruanos y datos de intensidades puntuales de sismos históricos recientes. En la Figura N°2, se presenta el Mapa de Zonificación Sísmica considerando por la norma Técnica E-030 "Diseño Sismorresistente" del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.5.3. PERFILES DE SUELO

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), o alternatively, para suelos granulares, el promedio ponderado de los N60 obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 2.3.2, de la E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE.

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula N60 considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada S_u se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de N60 para los estratos con suelos granulares y de S_u para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil I más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a. Perfil Tipo S0: Roca Dura

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte V_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de V_s .

b. Perfil Tipo S1: Roca o Suelos Muy Rígidos

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada que mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con N60 mayor que 50.


KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 71936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

RPC: 957259680

- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada S_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

c. Perfil Tipo S2: Suelos Intermedios

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT N60, entre 15 y 50.

- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada S_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

d. Perfil Tipo S3: Suelos Blandos

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte V_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT N60 menor que 15.

- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada S_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes

Características: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad w mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada S_u menor que 25 kPa.

e. Perfil Tipo S4: Condiciones Excepcionales

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

 **KLAFER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP. 78936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA



Los parámetros sísmicos a usarse son:

FACTOR DE ZONA	
ZONA	VALOR
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

PARAMETROS DE SUELO			
TIPO	DESCRIPCIÓN	Tp(S)	TL(S)
S0	Roca dura	0.3	3.0
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	2.5
S2	Suelos intermedios	0.6	2.0
S3	Suelos blandos	1.0	1.6
S4	Condiciones excepcionales		

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S0	S1	S2	S3
	Z4	0.8	1.00	1.05
Z3	0.8	1.00	1.15	1.20
Z2	0.8	1.00	1.20	1.40
Z1	0.8	1.00	1.60	2.00

Parámetro sísmico de diseño, se detalla a continuación:

Zona: 3, ya que la construcción se ubica en el Distrito de DANIEL HERNÁNDEZ y se asume el valor de $Z = 0.35$.

- ❖ Según la Norma E-030 Diseño Sismorresistente, el tipo de suelo es S2 cuya descripción es un suelo INTERMEDIO, entonces, se debe asumir un valor de $Tp(S)=0.60$, $TL(S)=2.00$. y $S=1.15$.



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO C.P. 7836 REG. CONSULTOR C-5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



Ver Mapas adjuntos

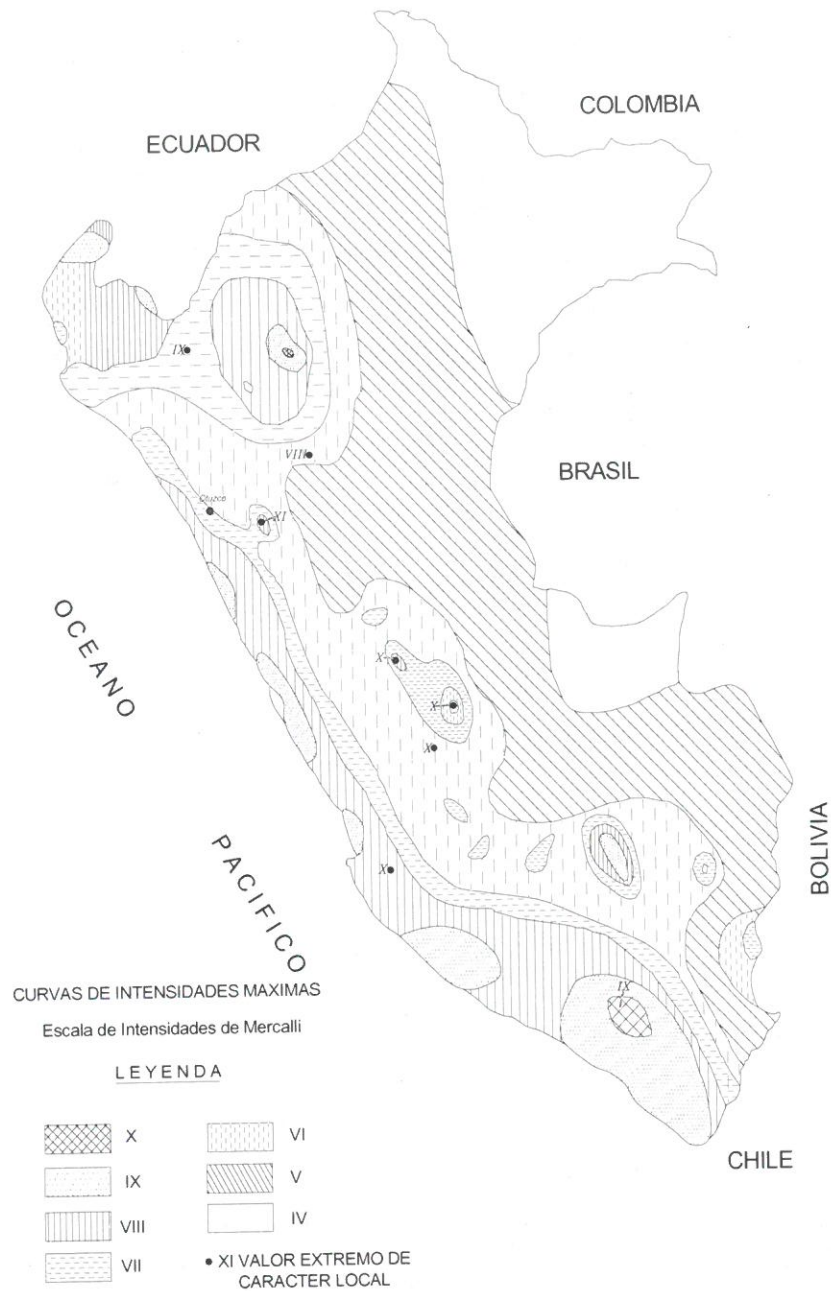


Figura N°1: Mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERIA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP. 78996 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



Figura N°2: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, Según el Reglamento Nacional de Edificaciones o Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismo resistente. (2018)



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

2. MARCO CONCEPTUAL

2.1. TECNICAS DE INVESTIGACION

La investigación de campo se realizará de acuerdo a lo indicado EM-2016, respetando las cantidades, valores mínimos y limitaciones que se indican en dicho manual, en todo aquello que no se contradiga, se aplicará la "Guía normalizada para caracterización de campo con fines de diseño de ingeniería y construcción" NTP 339.162 (ASTM D420).

a) Pozos o Calicatas y Trincheras

Son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento. Las calicatas y trincheras serán realizadas según la NTP 339.162 (ASTM D 420). El PR deberá tomar las precauciones necesarias a fin de evitar accidentes.

b) Perforaciones Manuales y Mecánicas

Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos in situ. La profundidad recomendable es hasta 10 metros en perforación manual, sin limitación en perforación mecánica. Las perforaciones manuales o mecánicas tendrán las siguientes limitaciones:

b-1) Perforaciones mediante Espiral Mecánico

Los espirales mecánicas que no dispongan de un dispositivo para introducir herramientas de muestreo en el eje, no deben usarse en terrenos donde sea necesario conocer con precisión la cota de los estratos, o donde el espesor de los mismos sea menor de 0,30 m.

b-2) Perforaciones por Lavado con Agua.

Se recomiendan para diámetros menores a 0,100 m. Las muestras procedentes del agua del lavado no deberán emplearse para ningún ensayo de laboratorio.

c) Método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT) NTP 339.133 (ASTM D 1586)

Los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) son aplicables

No se recomienda ejecutar ensayos SPT en el fondo de calicatas, debido a la pérdida de confinamiento.

d) Ensayo de Penetración Cuasi-Estática Profunda de Suelos con Cono y Cono de Fricción (CPT) NTP339.148 (ASTM D 3441)

Este método se conoce también como el cono Holandés.

KLAFER SAC.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 18936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

2.2. MUESTREO

MUESTREO DE UN SUELO

Consiste en la obtención de una porción del material con el que se pretende construir una estructura o bien del material que ya forma parte de la misma, de tal manera que las características de la porción obtenida sean representativas del conjunto. El muestreo, además, incluye las operaciones de envase, identificación y transporte de las muestras. El muestreo comprende dos tipos de muestras.

MUESTRAS ALTERADAS

Son aquellas que están constituidas por el material disgregado o fragmentado, en las que no se toman precauciones especiales para conservar las características de estructura y humedad; no obstante, en algunas ocasiones conviene conocer el contenido de agua original del suelo, para lo cual las muestra se envasan y transportan en forma adecuada. Las muestras alteradas, de suelos podrán obtenerse de una excavación, de un frente, ya sea de corte o de banco o bien, de perforaciones llevadas a profundidad con herramientas especiales. Las muestras deberán ser representativas de cada capa que se atravesase, hasta llegar a una profundidad que puede corresponder al nivel más bajo de explotación, al nivel de aguas freáticas o aquél al cual sea necesario extender el estudio.

MUESTRAS INALTERADAS

Son aquellas en las que se conserva la estructura y la humedad que tiene el suelo en el lugar donde se obtenga la muestra. Las muestras inalteradas se obtendrán de suelos finos que puedan labrarse sin que se disgreguen. La obtención puede efectuarse en el piso o en las paredes de una excavación, en la superficie del terreno natural o en la de una terracería. La extracción para obtener la muestra deberá de ser de dimensiones tales que permitan las operaciones de labrado y extracción de la misma.

- Se extrajeron muestras ALTERADAS representativas de los estratos típicos en cantidad suficiente para la realización de ensayos estándar respectivos.
- La ubicación de la exploración estuvo a cargo del solicitante.
- La excavación de la exploración estuvo a cargo del solicitante.
- La extracción de la muestra estuvo a cargo del solicitante.
- La profundidad máxima de excavación es de 2.30 metros.

2.3. CONDICIONES DE CIMENTACION

2.3.1. TIPOS DE CIMENTACION

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes.

Hay dos tipos fundamentales de cimentación: superficiales y profundas



2.3.1.1. CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En este tipo de cimentación, la carga se reparte en un plano de apoyo horizontal. En estructuras importantes, tales como puentes, las cimentaciones, incluso las superficiales, se apoyan a suficiente profundidad como para garantizar que no se produzcan deterioros.

Para que las cimentaciones superficiales tengan un desempeño satisfactorio deben tener dos características principales:

1. Tienen que ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta.
2. No pueden experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo. (El término excesivo es relativo, debido a que el grado de asentamiento permitido para una estructura depende de varias consideraciones).

FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo de la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta,

$$q_{admisible} = \frac{q_{ultima}}{F.S.}$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren emplear un factor de seguridad tal que Incremento neto del esfuerzo en el suelo=

$$\frac{\text{capacidad de carga última neta}}{FS}$$

$$q_{perm}(neta) = \frac{q_u - q}{FS} \dots\dots\dots(a)$$

El factor de seguridad según se define por la ecuación (a) debe ser al menos de 3 en todos los casos.

 **KLAFER SAC.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

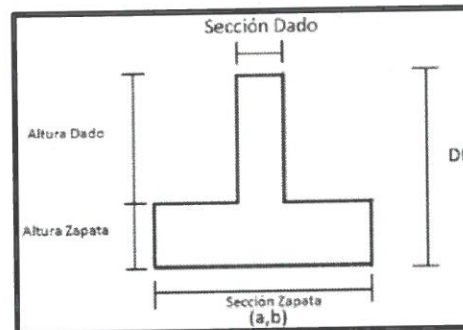


Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 71936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



ZAPATAS AISLADAS

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son los pilares; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar un único pilar, de ahí el nombre de aislada. Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base del pilar es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o zapatas corridas en las que se asienten más de un pilar. La zapata aislada no necesita estar junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios térmicos, aunque en las estructuras si que es normal además de aconsejable poner una junta cada 30 m aproximadamente, en estos casos la zapata se calcula como si sobre ella solo recayese un único pilar. Una variante de la zapata aislada aparece en edificios con junta de dilatación y en este caso se denomina "zapata bajo pilar en junta de diapasón".



USOS

Las zapatas aisladas sólo deben utilizarse cuando estemos seguros de que no se producirán asentamientos variables en todo el edificio. Las zapatas aisladas no son adecuadas para soportar cargas generalizadas. En este caso, se utilizan tanto bases de zapata corrida (continua) o losa de cimentación.

ZAPATAS CORRIDAS O CONTINUA

Las zapatas corridas se emplean para cimentar muros portantes, o hileras de pilares. Estructuralmente funcionan como viga flotante que recibe cargas lineales o puntuales separadas.

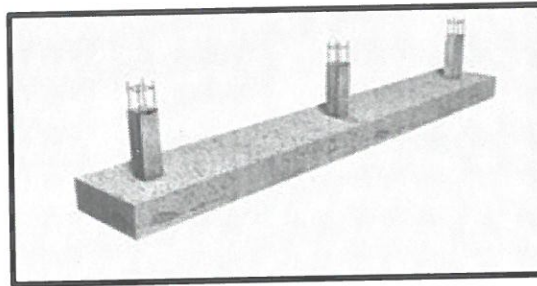
Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas están indicadas como cimentación de un estructural longitudinalmente continuo, como un muro, en el que pretendemos los asientos en el terreno. También este tipo de cimentación hace de arriostamiento, puede reducir la presión sobre el terreno y puede puentear defectos y heterogeneidades en el terreno. Otro caso en el que resultan útiles es cuando se requerirían muchas zapatas aisladas próximas, resultando más sencillo realizar una zapata corrida.

Las zapatas corridas se aplican normalmente a muros. Pueden tener sección rectangular, escalonada o estrechada cónicamente. Sus dimensiones están en relación



con la carga que han de soportar, la resistencia a la compresión del material y la presión admisible sobre el terreno. Por practicidad se adopta una altura mínima para los cimientos de hormigón de 3 dm aproximadamente. Si las alturas son mayores se les da una forma escalonada teniendo en cuenta el ángulo de reparto de las presiones.

Las Zapatas Corridas son, según el Código Técnico de la Edificación (CTE), aquellas zapatas que recogen más de tres pilares. Las considera así distintas a las zapatas combinadas, que son aquellas que recogen dos pilares. Esta distinción es objeto de debate puesto que una zapata combinada puede soportar perfectamente cuatro pilares.



USOS

Suele recurrirse a este tipo de cimentación continua cuando la capacidad portante es ligeramente menor como para adoptar zapatas aisladas, cuando por la propia distribución de los pilares de la estructura sea más ventajoso unir las cimentaciones de varios pilares próximos entre sí o porque las cargas por pilas sean tan elevadas que da lugar a zapatas aisladas muy próximas o solapadas.

También es común su uso para evitar asentamientos diferenciales excesivos en terrenos heterogéneos, en estructuras con diferencias de cargas importantes o en pilares que dan lugar a grandes excentricidades.

Normalmente se denomina zapata combinada cuando agrupo dos o más pilares mientras que zapata continua a aquella que recoge tres o más pilares alineados o un muro.

Su uso es muy frecuente para la cimentación de muros, estribos de puentes o muros de carga.

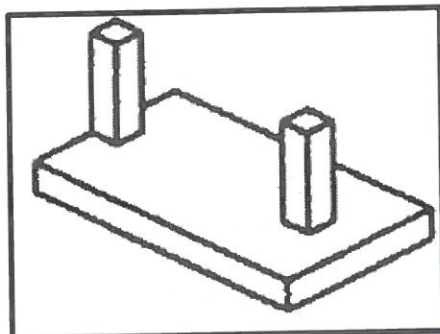
ZAPATAS COMBINADAS

Una zapata combinada es un elemento que sirve de cimentación para dos o más pilares. En principio las zapatas aisladas sacan provecho de que diferentes pilares tienen diferentes momentos flectores. Si estos se combinan en un único elemento de cimentación, el resultado puede ser un elemento más estabilizado y sometido a un menor momento resultante.



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 7625 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA



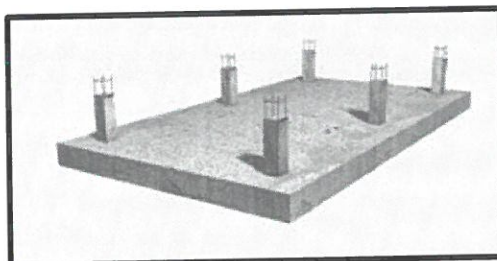
USOS

Normalmente se denomina zapata combinada cuando agrupo dos o más pilares mientras que zapata continua a aquella que recoge tres o más pilares alineados o un muro.

Se usa cuando la distancia entre las columnas es reducida o cuando la capacidad portante es baja

LOSAS DE CIMENTACIÓN

Una losa de cimentación es una placa flotante apoyada directamente sobre el terreno. Como losa está sometida principalmente a esfuerzos de flexión. El espesor de la losa será proporcional a los momentos flectores actuantes sobre la misma.

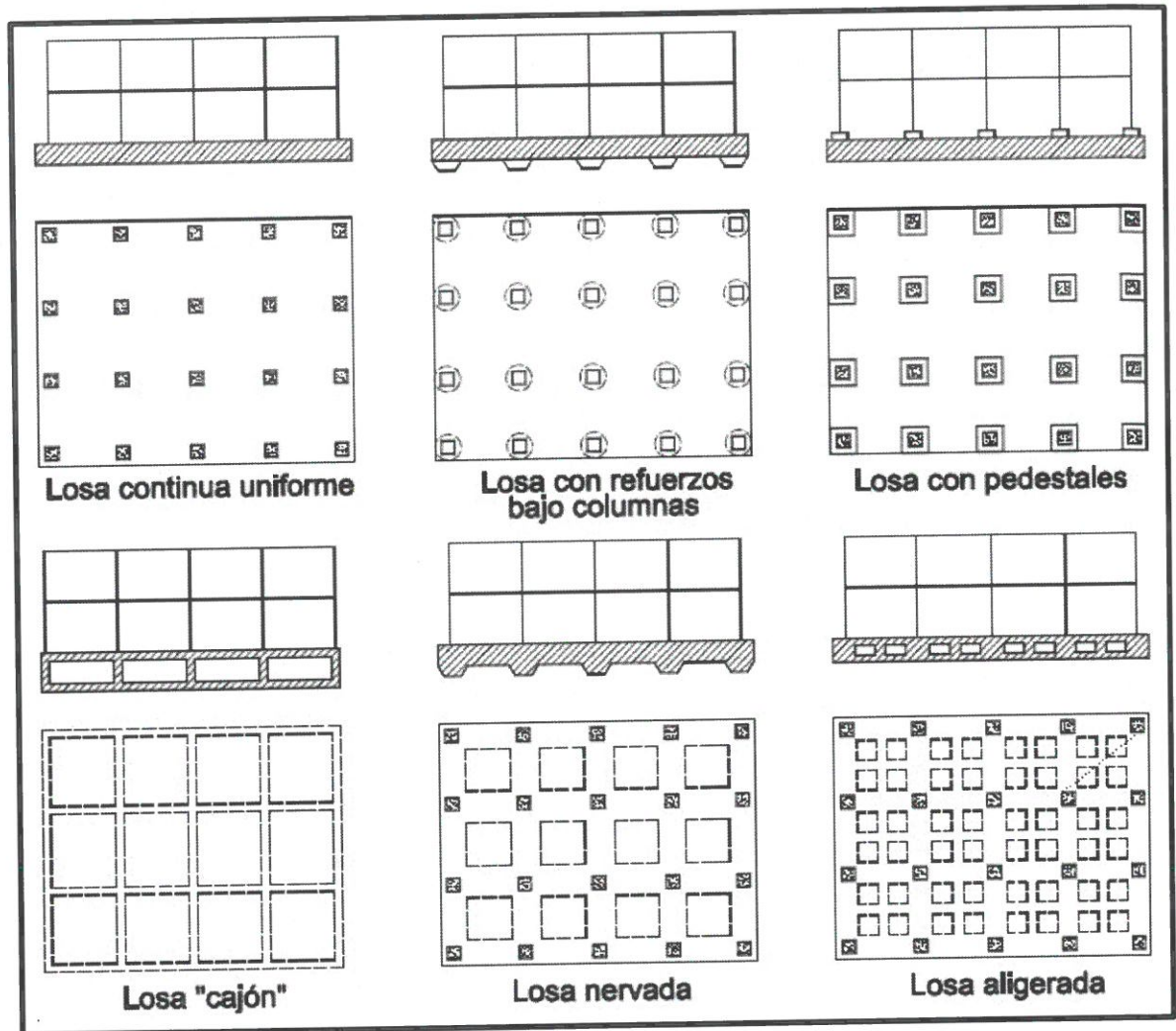


Este tipo de solución superficial continua se utiliza para reducir asientos totales y diferenciales en terrenos blandos o heterogéneos, o cuando la variabilidad de cargas es importante entre apoyos próximos.

La losa de cimentación armada sustituye a las cimentaciones aisladas o a los emparrillaos de cimentación cuando el área cubierta por las cimentaciones supone un porcentaje elevado de la superficie de ocupación en planta de la estructura.

Las losas de cimentación pueden ser de diferentes tipos: continua y uniforme, aligerada, con refuerzo bajo pilares, nervada, con pedestales o tipo cajón.

A continuación, en la imagen siguiente, pueden verse los distintos tipos de losas.



2.3.1.2. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Deben ubicarse más profundamente, para poder distribuir sobre una gran área, un esfuerzo suficientemente grande para soportar la carga. Algunos métodos utilizados en cimentaciones profundas son:

Pilotes: son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (pilotes de desplazamiento prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (pilotes de extracción ejecutados in situ). Antiguamente eran de madera, hasta que en los años 1940 comenzó a emplearse el hormigón.

- Pantallas: es necesario anclar el muro al terreno.
- Pantallas isostáticas: con una línea de anclajes
- Pantallas hiperestáticas: dos o más líneas de anclajes.

 **KLAFER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil **Marino Peña Dueñas**
ASESOR TÉCNICO CIP 18936 REG. CONSULTOR C 5982
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



2.3.1.3. CIMENTACIONES CON CICLOPEAS

En terrenos cohesivos donde la zanja pueda hacerse con paramentos verticales y sin desprendimientos de tierra, el cimiento de hormigón ciclópeo es sencillo y económico. El procedimiento para su construcción consiste en ir rellenando la zanja con piedras de diferentes tamaños al tiempo que se vierte la mezcla de hormigón en proporción 1:3:5, procurando mezclar perfectamente el hormigón con las piedras, de tal forma que se evite la continuidad en sus juntas. El hormigón ciclópeo se realiza añadiendo piedras más o menos grandes a medida que se va hormigonando para economizar material. Utilizando este sistema, se puede emplear piedra más pequeña que en los cimientos de mampostería hormigonada. La técnica del hormigón ciclópeo consiste en lanzar las piedras desde el punto más alto de la zanja sobre el hormigón en masa, que se depositará en el cimiento.

Precauciones:

- Tratar que las piedras no estén en contacto con la pared de la zanja.
- Que las piedras no queden amontonadas.
- Alternar en capas el hormigón y las piedras.
- Cada piedra debe quedar totalmente envuelta por el hormigón.

2.4. ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN

El suelo es una parte fundamental de la estructura teniendo en cuenta los diferentes tipos de suelo depende que tipo de cimentación se debe utilizar. Y si el suelo falla, la estructura, domicilio o edificio también lo hará.

Si el terreno estaría compuesto de rocas, se podría comenzar a cimentar sin ningún tipo de problema ya que este suelo es muy resistente, pero esta situación es muy poco común, hay que excavar hasta encontrar un suelo apto para la cimentación. Los profesionales en este caso al realizarse las excavaciones en distintos tipos de altura, analizan en su laboratorio las características del tipo de suelo según su cota, hasta llegar a la cota o plano de fundación que es la cota perfecta en donde el suelo resiste las cargas demandadas por el edificio o domicilio.

2.5. PARÁMETROS DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN

2.5.1. PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

Son aquellas en las cuales la relación Profundidad / ancho (D_f/B) es menor o igual a cinco (5), siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones superficiales las zapatas aisladas, conectadas y combinadas; las cimentaciones continuas (cimientos corridos) y las plateas de cimentación.



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP. 71936 REG. CONSULTOR C 3988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

La profundidad de cimentación de zapatas y cimientos corridos, es la distancia desde el nivel de la superficie del terreno a la base de la cimentación, excepto en el caso de edificaciones con sótano, en que la profundidad de cimentación estará referida al nivel del piso del sótano. En el caso de plateas o losas de cimentación la profundidad será la distancia del fondo de la losa a la superficie del terreno natural.

La profundidad de cimentación quedará definida por el PR y estará condicionada a cambios de volumen por humedecimiento-secado, hielo-deshielo o condiciones particulares de uso de la estructura, no debiendo ser menor de 0,80 m en el caso de zapatas y cimientos corridos.

Las plateas de cimentación deben ser losas rígidas de concreto armado, con acero en dos direcciones y deberán llevar una viga perimetral de concreto armado cimentado a una profundidad mínima de 0,40 m, medida desde la superficie del terreno o desde el piso terminado, la que sea menor. El espesor de la losa y el peralte de la viga perimetral serán determinados por el Profesional Responsable de las estructuras, para garantizar la rigidez de la cimentación.

Si para una estructura se plantean varias profundidades de cimentación, deben determinarse la carga admisible y el asentamiento diferencial para cada caso. Deben evitarse la interacción entre las zonas de influencia de los cimientos adyacentes, de lo contrario será necesario tenerla en cuenta en el dimensionamiento de los nuevos cimientos.

Cuando una cimentación quede por debajo de una cimentación vecina existente, el PR deberá analizar el requerimiento de calzar la cimentación vecina según lo indicado en los Artículos 33 (33.6).

No debe cimentarse sobre turba, suelo orgánico, tierra vegetal, relleno de desmonte o rellenos sanitario o industrial, ni rellenos No Controlados. Estos materiales inadecuados deberán ser removidos en su totalidad, antes de construir la edificación y ser reemplazados con materiales que cumplan con lo indicado en el Artículo 21 (21.1). E.050 suelos y cimentaciones.

Se determina de la siguiente manera:

EDIFICACIÓN SIN SÓTANO:

$$p = D_f + z$$

EDIFICACIÓN CON SÓTANO:

$$p = h + D_f + z$$

KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP. 72036 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



Donde:

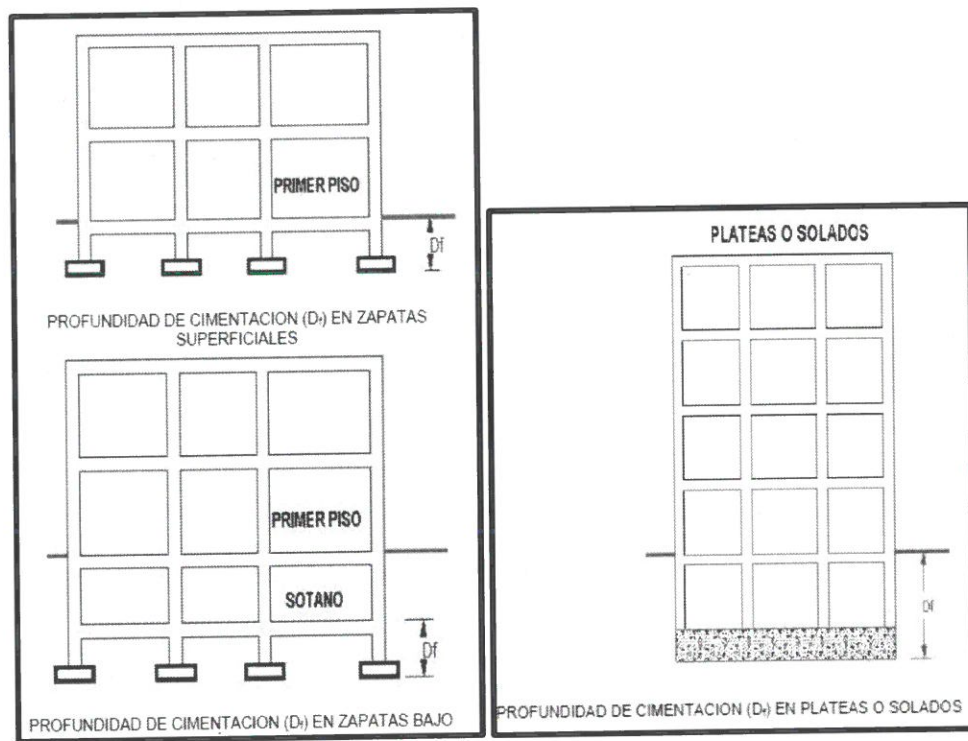
D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el fondo de la cimentación. En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el fondo de la cimentación.

h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

$z = 1,5 B$; siendo B el ancho de la cimentación prevista de mayor área.

En el caso de ser ubicado dentro de la profundidad activa de cimentación el estrato resistente típico de la zona, que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se podrá adoptar una profundidad z menor a $1,5 B$. En este caso la profundidad mínima de investigación será la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación no menor a 1 m.

En ningún caso p será menor de 3 m, excepto si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad p , en cuyo caso el **PR** deberá llevar a cabo una verificación de su calidad por un método adecuado.



CIMENTACIÓN PROFUNDA

Son aquellas en las que la relación profundidad /ancho (D_f/B) es mayor a cinco (5), siendo D_f la profundidad de la cimentación y B el ancho o diámetro de la misma.

Son cimentaciones profundas: los pilotes y micropilotes, los pilotes para densificación, los pilares y los cajones de cimentación.



KLA FER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERIA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TECNICO CIP. 78936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



La cimentación profunda será usada cuando las cimentaciones superficiales generen una capacidad de carga que no permita obtener los factores de seguridad indicados en el Artículo 16 o cuando los asentamientos generen asentamientos diferenciales mayores a los indicados en el Artículo 14. Las cimentaciones profundas se pueden usar también para anclar estructuras contra fuerzas de levantamiento y para colaborar con la resistencia de fuerzas laterales y de volteo. Las cimentaciones profundas pueden además ser requeridas para situaciones especiales tales como suelos expansivos y colapsables o suelos sujetos a erosión.

Algunas de las condiciones que hacen que sea necesaria la utilización de cimentaciones profundas, se indican a continuación:

- (a) Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la estructura. En estos casos se usan pilotes para transmitir la carga a la roca o a un estrato más resistente.
- (b) Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, ya que las cimentaciones con pilotes tienen resistencia por flexión mientras soportan la carga vertical transmitida por la estructura.
- (c) Cuando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.
- (d) Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas en el mar, y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para resistir dichas fuerzas.

La profundidad mínima de investigación, corresponderá a la longitud del elemento que transmite la carga a mayores profundidades (pilote, pilar, etc.), más la profundidad z .

$$p = h + D_f + z$$

Donde:

D_f = En una edificación sin sótano, es la distancia vertical desde la superficie del terreno hasta el extremo de la cimentación profunda (pilote, pilares, etc.). En edificaciones con sótano, es la distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y el extremo de la cimentación profunda.

h = Distancia vertical entre el nivel de piso terminado del sótano y la superficie del terreno natural.

z = 6,00 metros, en el 80 % de los sondeos.

= 1,5 B , en el 20 % de los sondeos, siendo B el ancho de la cimentación, delimitada por los puntos de todos los pilotes o las bases de todos los pilares.

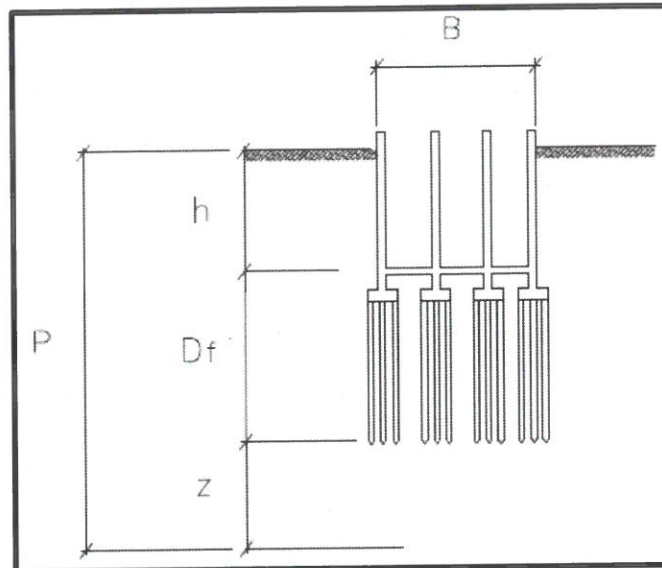
En el caso de ser conocida la existencia de un estrato de suelo resistente que normalmente se utiliza como plano de apoyo de la cimentación en la zona, a juicio y bajo responsabilidad del **PR**, se podrá adoptar para p , la profundidad del estrato resistente más una profundidad de verificación, la cual en el caso de cimentaciones



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5888
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



profundas no deberá ser menor de 5 m. Si se encontrase roca antes de alcanzar la profundidad p , el PR deberá llevar a cabo una verificación de su calidad, por un método adecuado, en una longitud mínima de 3 m.



2.5.2. ESPESOR DE ZAPATA H O Z

El espesor final de una zapata dependerá de la resistencia al corte, a flexión, punzonado y aplastamiento y todos estos estados límites requieren análisis estructural, no obstante, el espesor mínimo de una zapata recomendado por muchos autores es de $h_{zap, \min} = 60 \text{ cm}$.

2.5.3. FACTOR DE SEGURIDAD

El cálculo de la capacidad de carga admisible en cimentaciones superficiales requiere de una aplicación de un factor de seguridad FS , algunos autores recomiendan que el factor de seguridad debe ser por lo menos 3.

2.5.4. PRESION ADMISILE

El ingeniero estructural verificará las cargas transmitidas al terreno por unidad de área. En el presente, se ha realizado el análisis estático de la capacidad de carga, en la cual se ha determinado características geométricas asumidas.

Si bien es cierto, la expresión que determina la capacidad admisible, estará afectada por un factor de seguridad de acuerdo a las recomendaciones de diseño empleados en el país (léase como $q_{adm} = q_{ult} / FS$), en el cálculo se han empleado factores de seguridad que responden a cada uno de los parámetros que participan en el desarrollo de los cálculos.

Si luego se desea efectuar el análisis dinámico, se recomienda emplear la metodología por Estado Límite, en el cual los parámetros de resistencia son minorados y las cargas actuantes mayoradas.

2.5.5. DISEÑO POR SEGURIDAD GLOBAL

Los diseños por este método se basan en las recomendaciones de Terzaghi y los aportes de Vesic, que integran, además de los factores de carga, los factores de influencia para la



forma. El método determina una capacidad última del terreno y luego halla la capacidad admisible dividiéndola entre un factor de seguridad igual a 3, como promedio.

Generalmente las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadas del comportamiento de los suelos. El problema de capacidad portante se reduce a los casos, de presencia de suelos friccionantes. Terzaghi, propone un mecanismo de falla para un cimiento poco profundo que posteriormente Vesic (1973), proporciona algunas ideas sobre la capacidad portante, considerando un factor adicional, ocasionado por los efectos de la forma de la cimentación, tal como se muestra.

$$q_{ult} = CN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q W_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma W_\gamma S_\gamma$$

Donde:

qult	=	Capacidad última de carga
C	=	Cohesión
γ	=	Peso Volumétrico.
B	=	Ancho o diámetro de la cimentación
Df	=	Profundidad de cimentación
Nc , Nq , N γ	=	Factores de carga
Sc , Sq , S γ	=	Factores de forma
Wq, W γ	=	Factores por nivel freático

Los factores de forma son parámetros adimensionales que dependen principalmente del ángulo de resistencia al esfuerzo cortante ϕ del suelo y de la geometría de la cimentación.

2.5.6. ASENTAMIENTO

Todos los suelos se comprimen al estar sujeto a cargas considerables y causan asentamientos en la estructura.

Es la deformación vertical en la superficie de un terreno proveniente de la aplicación de cargas o debido al peso propio de las capas.

Tipos de Asentamientos:

Inmediatos: por deformación elástica (suelos arenosos o suelos arcillosos no saturados)

Por densificación: debidos a la salida del agua del suelo (suelos arcillosos):

Por flujo lateral: desplazamiento de las partículas del suelo desde las zonas más cargadas hacia las menos cargadas (suelos no cohesivos)



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO C 18436 REG. CONSULTOR C 5968
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CON. P. E. T. GEOTECNIA Y GEOLOGIA

Cálculo del asentamiento

$$S_I = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

Donde:

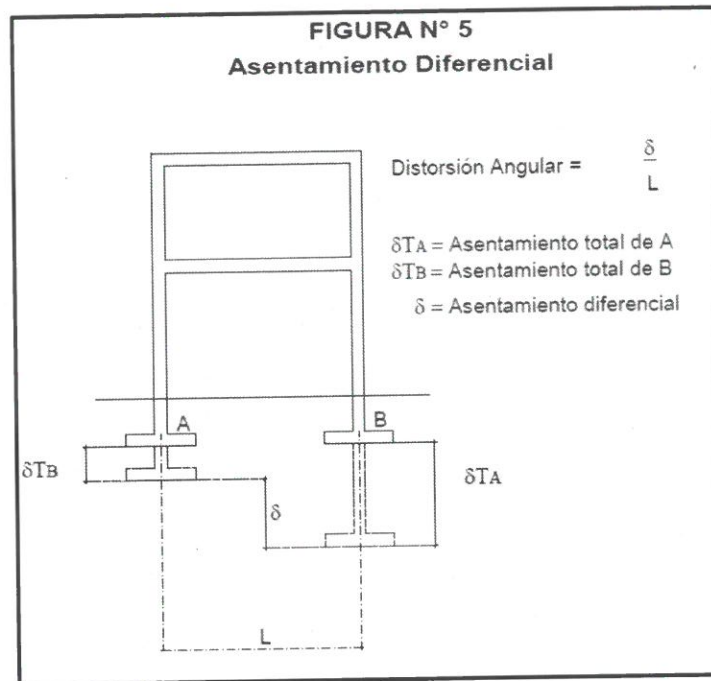
SI	Asentamientos Probable (cm)
B	Ancho de la Cimentación (m)
L	Largo del rectángulo (m)
q ult.	Presión de trabajo (ton/m ²)
I_f	Factor de forma (cm/m)
E_s	Módulo de elasticidad de Young del suelo (ton/m ²)
μ	Relación de Poisson (-)

2.5.7. ASENTAMIENTO TOLERABLE

En todo EMS se deberá indicar el asentamiento tolerable que se ha considerado para la edificación o estructura motivo del estudio. El Asentamiento Diferencial (Figura N° 5) no debe ocasionar una distorsión angular mayor que la indicada en la Tabla N° 8.

En el caso de suelos granulares el asentamiento diferencial se puede estimar como el 75% del asentamiento total.

TABLA N° 8 DISTORSIÓN ANGULAR = α	
$\alpha = \delta/L$	DESCRIPCIÓN
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales.
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible.
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas.
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes.
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permiten grietas.
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1,20 m.
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos.



2.6. ESTABILIZACION DE TALUDES

El campo de la estabilidad de taludes estudia la estabilidad o posible inestabilidad de un talud a la hora de realizar un proyecto, o llevar a cabo una obra de construcción de ingeniería civil, siendo un aspecto directamente relacionado con la ingeniería geológica - geotécnica. La inestabilidad de un talud, se puede producir por un desnivel, que tiene lugar por diversas razones:

Razones geológicas: laderas posiblemente inestables, orografía acusada, estratificación, meteorización, etc.

Variación del nivel freático: situaciones estacionales, u obras realizadas por el hombre.

Obras de ingeniería: rellenos o excavaciones tanto de obra civil, como de minería.

Los taludes además serán estables dependiendo de la resistencia del material del que estén compuestos, los empujes a los que son sometidos o las discontinuidades que presenten. Los taludes pueden ser de roca o de tierras. Ambos tienden a estudiarse de forma distinta.

TIPOS DE INESTABILIDAD

DESPRENDIMIENTOS O DESPLOMES

Son movimientos de inestabilidad producidos por falta de apoyo, englobando a una escasa cantidad de terreno. Suele tratarse de rocas que caen por una ladera, debido a la pérdida del apoyo que las sustentaba. Entre los desprendimientos o desplomes, se puede incluir el caso del desplome de una columna rocosa en un acantilado, debido a la erosión en la base del mismo. pueden ser ocasionados por la naturaleza o por la humanidad.





CORRIMIENTOS

Son movimientos que afectan a una gran cantidad de masa de terreno. Un tipo particular de corrimiento de tierra son los deslizamientos, que se producen cuando una gran masa de terreno o zona inestable, desliza con respecto a una zona estable, a través de una superficie o franja de terreno de pequeño espesor. Los deslizamientos se producen cuando en la franja se alcanza la tensión tangencial máxima en todos sus puntos. Estos tipos de corrimiento son ingenierilmente evitables. Sin embargo, los siguientes no lo son:

- **Un flujo de arcilla se produce en zonas muy lluviosas afectando a zonas muy grandes.** Los terrenos arcillosos, al entrar en contacto con el agua, se comportan como si alcanzasen el límite líquido, y se mueven de manera más lenta que los deslizamientos. Se da en pequeñas pendientes, pero en gran cantidad.
- **Licuefacción:** se da en zonas de arenas limosas saturadas, o en arenas muy finas redondeadas (loess). Debido a la gran cantidad de agua intersticial que presentan, las presiones intersticiales son tan elevadas que un seísmo, o una carga dinámica, o la elevación del nivel freático, pueden aumentarlas, llegando a anular las tensiones efectivas. Esto motiva que las tensiones tangenciales se anulen, comportándose el terreno como un «pseudolíquido». Se produce, entre otros terrenos, en rellenos mineros.
- **Reptación:** movimiento muy lento que se da en capas superiores de laderas arcillosas, de en torno a 50 centímetros de espesor. Está relacionado con procesos de variación de humedad estacionales. Se manifiestan en forma de pequeñas ondulaciones, y suelen ser signo de una posible futura inestabilidad generalizada.



KLAFER SAC.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
asesor técnico CIP. 8836 REG. CONSULTOR C 5888
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
PROYECTO: OBRA DE CONSTRUCCIÓN

**2.6.1. ALTERNATIVAS DE ESTABILIZACION DE TALUDES****2.6.1.1. ABATIMIENTO DE LA PENDIENTE**

Abatimiento de la Pendiente

Pendientes típicas para taludes en cortes (Departamento de Carreteras del Japón).

Material	Propiedades	Altura del corte	Pendiente sugerida
Roca dura			0.3H:1V a 0.8H:1V
Roca blanda			0.5H:1V a 1.2H:1V
Arena	Poco densa		1.5H:1V a 2H:1V
	Denso	Menos de 5	0.8H:1V a 1H:1V
		5 a 10	1H:1V a 1.2H:1V
Suelo arenoso	Poco denso	Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V
	Densa	Menos de 10	0.8H:1V a 1H:1V
		10 a 15	1H:1V a 1.2H:1V
Mezcla de arena con grava o masas de roca	Poco densa	Menos de 10	1H:1V a 1.2H:1V
		10 a 15	1.2H:1V a 1.5H:1V
Suelos cohesivos		0 a 10	0.8H:1V a 1.2H:1V
Suelos cohesivos mezclados con masa de roca o bloques.		Menos de 5	1H:1V a 1.2H:1V
		5 a 10	1.2H:1V a 1.5H:1V

Abatimiento de la Pendiente

Pendientes típicas para taludes en terraplenes (Departamento de Carreteras del Japón).

Material	Altura	Pendiente sugerida
Arena o grava de buena calidad SW, GM, GC, GW, GP	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
Material rocoso	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
Suelos arcillosos de buena calidad	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V
	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V
Suelos arcillosos blandos	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 39936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



Abatimiento de la Pendiente

es típicas para taludes en materiales tropicales (Tsidni, 1997).

Unidad	Litología	Altura del talud (metros)	Inclinación del talud H:V (grados)	Método de excavación
1	Roca competente o ligeramente meteorizada sin discontinuidades desfavorables. RQD > 75%	11 +/- 6	1/6:1 (73° +/- 12°)	Explosivos
2	Lateritas, y suelos re-ementados por oxidación.	4 +/- 1	1/6:1 (78° +/- 6°)	Raspado "Ripping"
3	Saprolitos, moderadamente meteorizados con algunas discontinuidades desfavorables. RQD 45 a 75%	9 +/- 3	1/3:1 (67° +/- 6°)	Raspado con uso ocasional de explosivos
4	Saprolitos, moderadamente a muy meteorizados. RQD < 45%	10 +/- 5	1:1 (48° +/- 12°)	Raspado

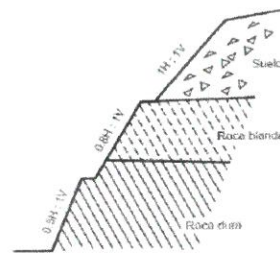
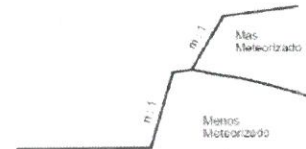


Figura 8.5 Pendientes variables para taludes en suelos residuales.

2.6.1.2. CONSTRUCCION DE BERMAS

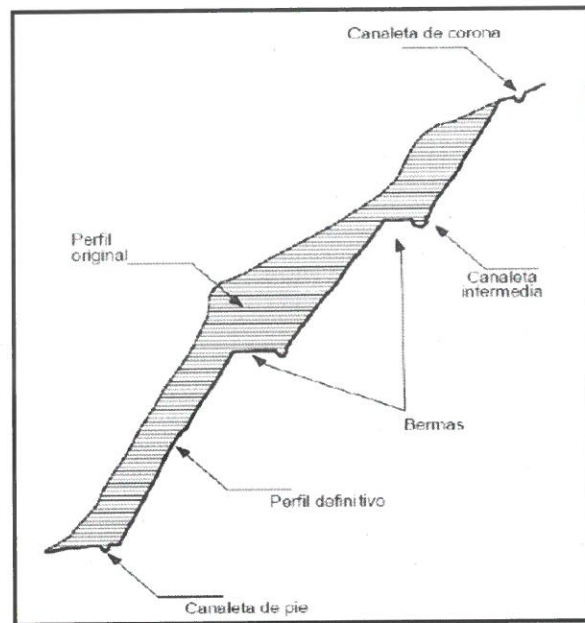
El sistema de bermas es una forma de terracería. Se construyen bermas intermedias en los sitios de cambio de pendiente y en los sitios donde se requiera para garantizar un factor de seguridad.

Construcción de Bermas La localización y ancho de las bermas depende del propósito de las bermas. Objetivo de las bermas: • El manejo de aguas de escorrentía y control de erosión: ancho 1 a 2 metros y se colocan a diferencias de altura entre 5 y 7 metros, dependiendo de la calidad de los suelos y coincidiendo con sitios de cambio de pendiente del talud. En suelos erosionables la berma debe tener una pendiente de 5 a 10% hacia adentro del talud y se debe construir una cuneta revestida en su parte inferior para el control y manejo de las aguas de escorrentía Aumentar el factor de seguridad contra Deslizamiento.

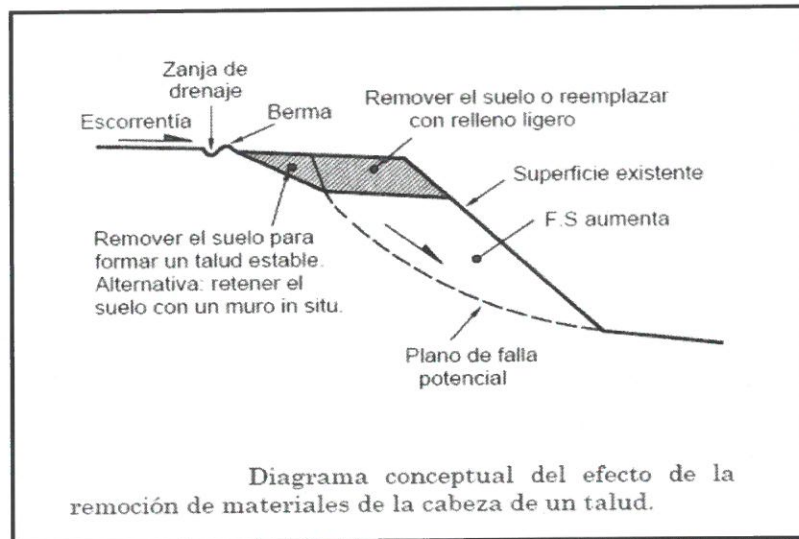
En ocasiones se requiere la construcción de bermas de gran ancho en suelos cohesivos para aumentar los factores de seguridad al deslizamiento. En suelos granulares (arenosos o gravosos) se debe preferir disminuir la pendiente del talud o construir bermas que pueden ser inestables por la pendiente del talud entre ellas.



Ing. Civil **Murmo Peña Dueñas**
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



2.6.1.3. CORTE DE LA CABEZA DEL TALUD



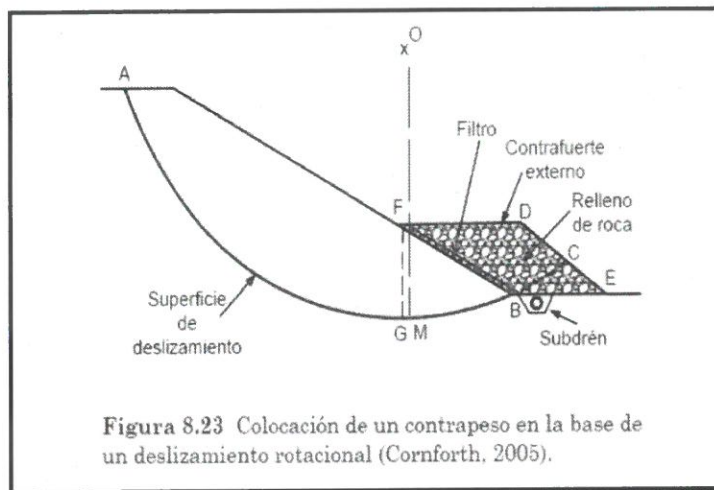
Es una técnica para reducir las fuerzas actuantes dentro de la masa deslizada. Generalmente, se excava en la cabeza del deslizamiento, debido a que la parte superior del deslizamiento es la que aporta una mayor fuerza actuante sobre la masa inestable. La construcción de terrazas en la parte alta de un deslizamiento de rotación tiende a reducir el momento actuante y controlar el movimiento. El efecto es el de disminuir las fuerzas actuantes en la zona más crítica para la generación de momentos desestabilizantes.



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 10936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONJUNTO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

2.6.1.4. COLOCAR MATERIALES EN EL PIE DEL TALUD



Es frecuente que se produzcan fallas de los contrapesos por falta de capacidad del suelo de cimentación, especialmente en depósitos de arcillas blandas o limos. Por esta razón es importante calcular la capacidad de soporte como parte del diseño del contrapeso.

2.6.1.5. CONTRAFUERTE

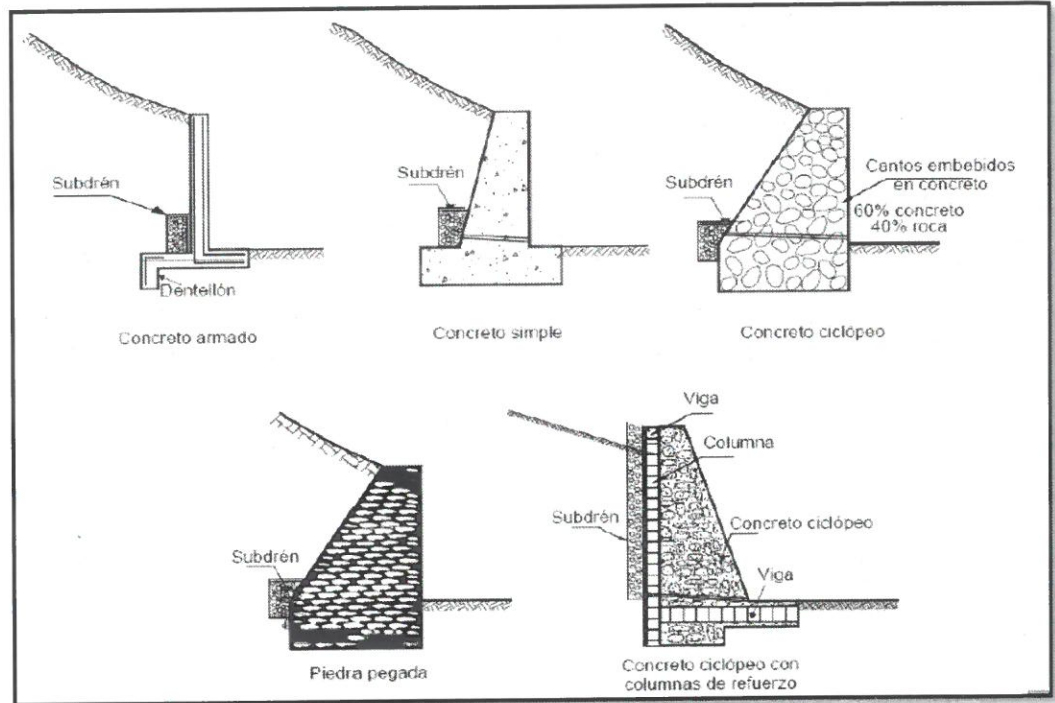
Son una técnica utilizada para contrarrestar las fuerzas actuantes en un talud colocando un peso considerable en la parte baja del talud o del deslizamiento.

MUROS RIGIDOS

- Deben cimentarse sobre suelos estables.
- Es conveniente la colocación de llaves de cortante.
- Debe existir sistema de drenaje y subdrenaje completo.
- Altura máxima recomendable: 8 metros.
- Debe evaluarse la estabilidad de taludes además de la estabilidad interna del muro.
- Son efectivos para pequeños deslizamientos.

KLAFER SAC.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP 71836 REG. CONSULTOR C 5988
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONSULTOR GEOTECNIA Y GEOLOGIA



Ventajas y Desventajas de Muros Rígidos

Muro	Ventajas	Desventajas
Reforzado	Los muros de concreto reforzado pueden emplearse en alturas grandes (superiores a ocho metros), previo su diseño estructural y estabilidad. Se utilizan métodos convencionales de construcción, en los cuales la mayoría de los maestros de construcción tienen experiencia.	Requieren de buen piso de cimentación. Son antieconómicos en alturas muy grandes y requieren de formaletas especiales. Su poco peso los hace inefectivos en muchos casos de estabilización de deslizamientos de masas grandes de suelo.
Concreto simple	Relativamente simples de construir y mantener, pueden construirse en curvas y en diferentes formas para propósitos arquitectónicos y pueden colocarse enchapes para su apariencia exterior.	Se requiere una muy buena fundación y no permiten deformaciones importantes, se necesitan cantidades grandes de concreto y un tiempo de curado, antes de que puedan trabajar efectivamente. Generalmente, son antieconómicos para alturas de más de tres metros.
Concreto ciclópeo	Similares a los de concreto simple. Utilizan bloques o cantos de roca como material embebido, disminuyendo los volúmenes de concreto. Generalmente, son más económicos que los de concreto simple o reforzado.	Se requiere muy buena fundación. El concreto ciclópeo (cantos de roca y concreto) no puede soportar esfuerzos de flexión grandes. Se requiere la disponibilidad de bloques de roca.
Concreto ciclópeo con columnas de refuerzo	Combinan las ventajas de economía del concreto ciclópeo con la capacidad a flexión del concreto reforzado.	Se requiere muy buena fundación. Es muy poca la investigación sobre su comportamiento y no existe una metodología aceptada de diseño.
Mampostería o bloques de roca pegados con concreto	Son muy económicos cuando hay disponibilidad de bloques de roca. Son visualmente atractivos.	Se requiere muy buena fundación. Resistencia muy baja a la flexión. Son muy vulnerables a los movimientos.

KLA FER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO (IP. 78936 REG. CONSULTOR C. 5988)
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

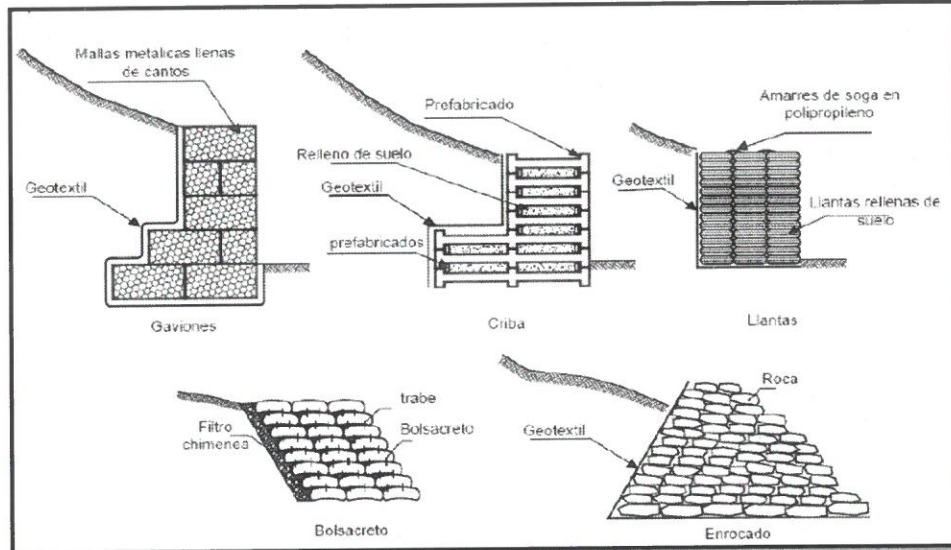
RPC: 957259680



MUROS DE GRAVEDAD FLEXIBLES

Son estructuras masivas y flexibles, su efectividad depende de su peso y de su efectividad para soportar deformaciones sin que se afecte su estructura, los tipos más utilizados son:

Muros de Gavión, Muros Criba, Muros de Llantas Usadas, Muros de Enrocado.



Ventajas y Desventajas de Muros Flexibles

Muro	Ventajas	Desventajas
Gaviones	Fácil alivio de presiones de agua. Soportan movimientos sin pérdida de eficiencia. Es de construcción sencilla y económica.	Las mallas de acero galvanizado se corroen fácilmente en ambientes ácidos, por ejemplo, en suelos residuales de granitos se requiere cantos o bloques de roca, los cuales no necesariamente están disponibles en todos los sitios. Al amarre de la malla y las unidades generalmente no se le hace un buen control de calidad.
Criba	Simple de construir y mantener. Utiliza el suelo en la mayor parte de su volumen. Utiliza elementos prefabricados, los cuales permiten un mejor control de calidad.	Se requiere material granular, auto-drenante. Puede ser costoso cuando se construye un solo muro por la necesidad de prefabricar los elementos de concreto reforzado. Generalmente no funciona en alturas superiores a siete metros.
Llantas (Neusol)	Son fáciles de construir y ayudan en el reciclaje de los elementos utilizados.	No existen procedimientos confiables de diseño y su vida útil no es conocida.
Enrocado o Pedraplén	Son fáciles de construir y económicos cuando hay roca disponible.	Requieren de la utilización de bloques o cantos de tamaño relativamente grande.
Bolsacreto	Fáciles de construir en contacto con cuerpos de agua.	Son relativamente costosos.





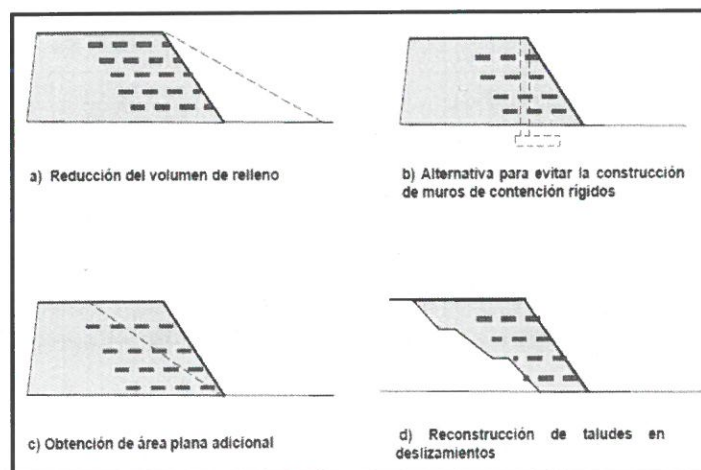
2.6.1.6. MUROS Y TALUDES REFORZADOS CON GEOSINTÉTICOS

Se considera muro de contención a aquella estructura cuyo paramento exterior tiene una inclinación superior a los 70° . La misión principal en este tipo de estructura es la de aguantar las presiones laterales originadas por el empuje del terreno.

Los muros de contención reforzados con geosintéticos se han convertido mundialmente en una alternativa de construcción frente a los muros de concreto reforzado y a los terraplenes conformados naturalmente, principalmente cuando hay deficiencias en la capacidad portante del suelo de fundación o cuando las condiciones geométricas de la sección de la vía no permiten que las zonas de relleno sean realizadas a un ángulo igual o menor al de reposo natural del suelo de relleno.

El refuerzo con geosintéticos puede ser usado para mejorar la estabilidad de los taludes y terraplenes, haciendo posible su construcción con ángulos más pronunciados.

Los taludes reforzados son estructuras las cuales presentan dos importantes diferencias con respecto a los muros en suelo reforzado: la primera de ellas es la inclinación del relleno con respecto a la horizontal la cual es inferior a los 70° y la segunda diferencia es el modelo de superficie de falla que se asume para efectos de diseño del refuerzo la cual es de geometría circular, según los modelos de falla Coulomb, Bishop Circular, Janbu Circular, etc, mientras que el modelo de superficie de falla que se asume cuando se diseñan muros en suelo reforzado es el modelo de cuña de falla Rankine ($45^\circ + \phi/2$).

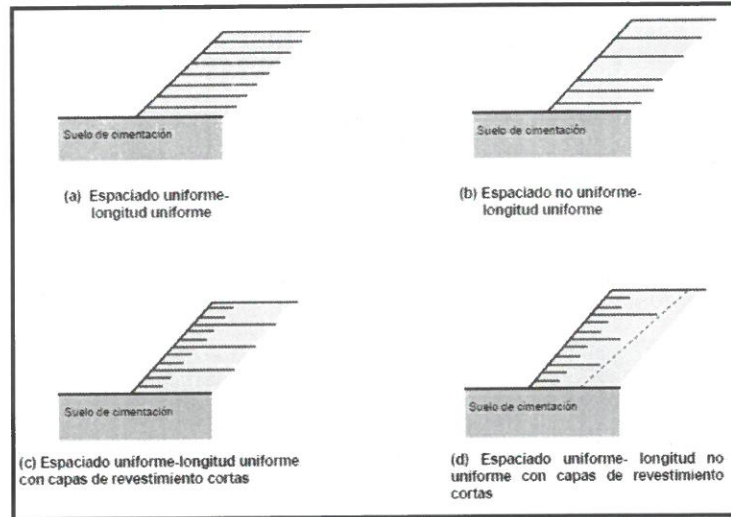


Benéficos de utilizar geotextiles



KLAFER SAC.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 19936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



Esquemas de disposición de geotextiles para estabilizar terraplenes

CONSIDERACIONES DE DISEÑO

La metodología consiste en determinar por los métodos clásicos de equilibrio límite el factor de seguridad de la superficie potencial de falla (más crítica o más probable) que presentan los taludes del terraplén.

Los geotextiles tejidos al tener la capacidad de asumir esfuerzos de tracción, desarrollan fuerzas resistentes por detrás de la superficie de falla, gracias al esfuerzo de corte que se genera entre el geotextil y el suelo, tal efecto hace que se desarrolle una fuerza estabilizadora adicional a las determinadas normalmente y como resultado final el factor de seguridad ante la falla aumenta.

Una vez determinado el factor de seguridad del talud reforzado con la superficie potencial de falla en estudio, se revisa el factor de seguridad de la superficie potencial de falla para las condiciones de refuerzo establecidas.

- Establecer los parámetros de diseño del geotextil a usar como refuerzo. (resistencia a la tracción método tira ancha, criterios de durabilidad, interacción suelo - refuerzo)
- Determine el factor de seguridad del talud no reforzado
- Determinar el refuerzo necesario para estabilizar el talud
- Chequear la estabilidad externa
- Establecer los sistemas de drenaje y subdrenaje del terraplén



KLAFER SAC.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIVIL REG. CONSULTOR C.5968
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEODINÁMICA



PARÁMETROS DE DISEÑO DEL GEOTEXTIL DE REFUERZO

Tracción disponible del geotextil, (T_{adm}):

$$T_{adm} = \frac{T_{ult}}{FS}$$

$$FS = FR_{ID} \times FR_{FL} \times FR_{DQB}$$

Donde:

- T_{ult} = resistencia última del geotextil por el método de la tira ancha (ASTM D 4595)
- T_{adm} = resistencia a la tracción disponible del geotextil
- FR_{ID} = factor de reducción por daños de instalación
- FR_{FL} = factor de reducción por fluencia o creep
- FR_{DQB} = factor de reducción por degradación química y biológica

Resistencia Pullout

$$FS_p = P_R / T_{req}$$

$$FS_p = (2 * L_e * F * \alpha * \sigma_v) / T_{req}$$

Donde:

- T_{req} = resistencia Pullout requerida
- P_R = resistencia Pullout por unidad de ancho de refuerzo
- L_e = longitud de empotramiento, (longitud del geotextil detrás de la superficie de falla)
- F = factor de resistencia Pullout (es obtenido en ensayos Pullout con el suelo y el geotextil que se va a usar para cada caso en particular, puede usarse como valor conservativo $F = 2/3 \tan \phi$)
- α = factor de transferencia de esfuerzo por efecto de escala
- σ_v = esfuerzo vertical total

A este dato se le aplica un factor de seguridad de 1.5 para suelos granulares y de 2.0 para suelos cohesivos

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEL TERRAPLÉN SIN REFUERZO

Los análisis de estabilidad se realizan con metodología convencional por medio de análisis de equilibrio límite en donde se determina el factor de seguridad más crítico de las superficies potenciales de falla y la zona crítica a reforzar.

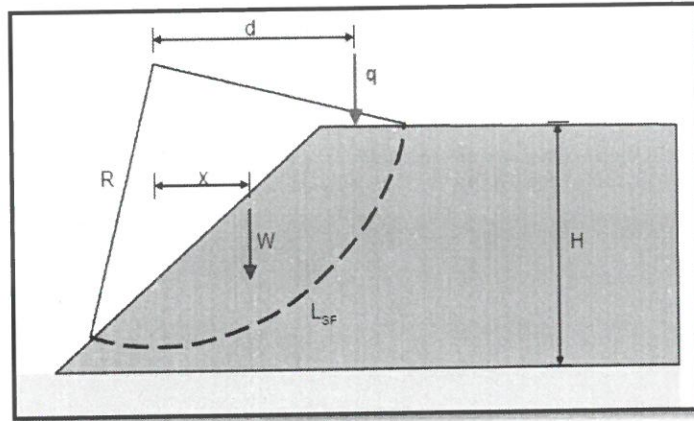
Varios programas de cómputo facilitan la determinación de las superficies potenciales de falla y la zona crítica a reforzar.



KLA FER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO C. 18936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCURSO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

No sólo se debe analizar la superficie de falla más crítica, también la zona de falla conformada por todas aquellas superficies de falla que presentan un factor de seguridad menor a 1.5.



Esquema superficial de falla

DISEÑO DEL REFUERZO NECESARIO PARA LA ESTABILIDAD DEL TALUD

- a) Se tienen en cuenta las superficies de falla con factores de seguridad menores a 1.5, determinados en un programa de estabilidad de taludes o trazando superficies de falla y aplicando la ecuación de equilibrio límite como:

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Desestabilizante}}$$

$$FS = (\tau \cdot L_{sf} \cdot R) / (W \cdot x + q \cdot d)$$

Donde:

- τ = resistencia al corte del suelo
- L_{sf} = longitud de la superficie de falla
- R = radio
- W = peso del segmento de tierra
- q = sobrecarga

- b) Cálculo del momento desestabilizante MD y el momento resistente MR para la superficie de falla que se está diseñando el refuerzo:

KLAFER SAC.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

(Firma)

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASesor TÉCNICO CIVIL, REG. CONSULTOR C-1988
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONSULTOR ESPECIALIZADO

$$M_D = W \cdot x + q \cdot d \qquad M_R = M_D \cdot FS_U$$

$$M_R = (W \cdot x + q \cdot d) \cdot FS_U$$

Donde:

M_D = momento desestabilizante
 M_R = momento resistente
 FS_U = factor de seguridad, calculado en el programa de estabilidad u obtenido manualmente trazando superficies de falla

- c) Cálculo de la fuerza total a la tensión que suministra el refuerzo T, requerida para obtener el factor de seguridad de talud reforzado FSR = 1.5

$$T_{total} = [(FS_R - FS_U) \cdot M_D] / R$$

Donde:

FS_R = factor de seguridad requerido (Normalmente es 1.5)
 FS_U = factor de seguridad del talud sin refuerzo
 R = radio de la superficie de falla

- d) Fuerza necesaria que debe suministrar cada capa de geotextil

$$T_{ij} = T_{total} / \text{espaciamentos requeridos}$$

Repetir lo anterior hasta obtener una distribución adecuada

- e) Para taludes con alturas bajas ($H < 6$ m) se asume una distribución uniforme del refuerzo y se usa Ttotal para determinar el espaciamento del refuerzo

Para taludes altos ($H > 6$ m) se divide el talud en dos zonas de refuerzo (Tsuperior y Tinferior) o en tres zonas de refuerzo (Tsuperior, Tmedio y Tinferior) de iguales dimensiones y se usa la siguiente distribución de T:

Para dos zonas:

$$T_{superior} = 3/4 T_{total}$$

$$T_{medio} = 1/4 T_{total}$$

Para tres zonas:

$$T_{superior} = 1/2 T_{total}$$

$$T_{medio} = 1/3 T_{total}$$

$$T_{inferior} = 1/6 T_{total}$$

- f) Para cada zona, se calcula la tensión de diseño del refuerzo, Tadm, requerida para cada capa basada en asumir el espaciamento Sv. Si la resistencia a la tensión es conocida, calcule el espaciamento vertical y el número de capas de refuerzo, N, requerida para cada zona como:



$$T_g = T_{adm} \cdot R_c$$

$$T_g = (T_{zona} \cdot S_v) / H_{zona}$$

$$T_g = T_{zona} / N$$

Donde:

R_c = porcentaje de cubrimiento del refuerzo ($R_c = 1$ para planos continuos)

T_{zona} = resistencia máxima a la tensión requerida para cada zona; T_{zona} igual a T_{total} para taludes bajos ($H < 6$ m)

S_v = espaciamiento vertical del refuerzo

H_{zona} = altura de la zona y es igual en la parte superior, media e inferior para taludes altos ($H > 6$ m)

g) Cálculo de longitud de empotramiento requerida

$$L_e = (T_{adm} \cdot FS) / (F \cdot \alpha \cdot \sigma_v' \cdot 2)$$

Donde :

L_e = longitud de empotramiento, mínima de 1m

F = factor de resistencia del ensayo pullout, si no se tiene disponible el ensayo pullout use para geotextiles $F = 2/3 \tan \phi$

A = factor de transferencia use 0.6 a 1.0

QUE SON LOS GEOSINTETICOS

Los Geosintéticos son un grupo de materiales fabricados mediante la transformación industrial de sustancias químicas denominadas polímeros, del tipo conocido genéricamente como “plásticos”, que de su forma elemental, de polvos o gránulos, son convertidos mediante uno o más procesos, en láminas, fibras, perfiles, películas, tejidos, mallas, etc., o en compuestos de dos o más de ellos, existiendo también algunas combinaciones con materiales de origen vegetal.

Aunque en la naturaleza existen de manera natural, sustancias poliméricas, como la seda y la celulosa, la diferencia con los geosintéticos, es que estos últimos son fabricados por el hombre, a partir de productos obtenidos de la refinación del petróleo.

Otra característica particular de los geosintéticos es que su aplicación se relaciona con la actividad de la construcción, por lo que participan como parte integral de sistemas y estructuras que utilizan materiales de construcción tradicionales, como suelos, roca, agregados, asfaltos, concreto, etc.

Sus funciones dentro de tales estructuras son las de complementar, conservar, o bien mejorar el funcionamiento de los sistemas constructivos e inclusive, en algunos casos, sustituir por completo algunos materiales y procesos de la construcción tradicional.

 **KLAFER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO (C.P. 7896) REG. CONSULTOR C 5968
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



PROPIEDADES GENERALES DE LOS GEOSINTETICOS, A PARTIR DE SU NATURALEZA POLIMERICA.

Los plásticos son los componentes principales en los geosintéticos. En la actualidad, muchas industrias sustituyen ventajosamente materiales tradicionales tales como agregados, suelos, metal, vidrio, etc., por materiales de plástico, que poseen, en general, las siguientes propiedades:

- Ligereza, existiendo materiales menos densos que el agua.
- Ductilidad
- Maleabilidad
- Elevada elasticidad
- Resistencia Mecánica
- Resistencia a agentes químicos, la cual varía dependiendo del material
- Posibilidad de mejorar sus propiedades mediante aditivos o procesos mecánico – térmicos
- Rangos variables de resistencia al intemperismo, existiendo algunos que deben ser protegidos y otros que pueden ser expuestos a la intemperie por lapsos largos, sin experimentar deterioro.
- Baja absorción de agua.
- Resistencia a la biodegradación, entre otras

CLASIFICACION DE LOS GEOSINTETICOS

La siguiente clasificación muestra los distintos Geosintéticos; de cada tipo existen distintas clases o subcategorías.

- Geotextiles
- Geomembranas
- Georedes o Geomallas
- Geodrenes
- Geomantas
- Geoceldas
- Geocompuestos de Bentonita

GEOTEXTILES

Los geotextiles son telas con diversas estructuras, cuyos elementos individuales son fibras, filamentos, o cintas de plástico, que, siguiendo diversos patrones de distribución de sus elementos individuales, se reúnen y entrelazan entre sí por medio de diversos procesos que les someten a acciones mecánicas, térmicas, químicas, o varias de ellas, obteniendo así, estructuras continuas, relativamente delgadas, porosas y permeables en forma de hojas, que tienen resistencia en su plano.

**KLAFER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS


Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 19936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CON. RUC 20487134911



TIPOS DE GEOTEXTILES, SEGÚN EL PROCESO DE SU FABRICACIÓN:

Geotextiles No Tejidos

Geotextiles Tejidos

Tipos de Geotextiles, según el polímero de su fabricación:

Geotextiles de Poliéster

Geotextiles de Polipropileno

Las propiedades de los Geotextiles son resultado de la combinación de su polímero base, de su estructura y de los procesos de acabado a que se sometió el material.

La estructura es el arreglo geométrico entre los elementos individuales del producto, ya sean fibras cortadas, filamentos o cintas, y del tipo de unión entre los mismos, factores que resultan en un material específico. 1

El grupo con un uso más extendido, tanto en cantidad de aplicaciones como en consumo total, es el de los Geotextiles No Tejidos, que se caracterizan porque las fibras que los componen se distribuyen en forma desordenada, en todas direcciones.

Dentro de este grupo, es el de los Geotextiles No Tejidos Punzonados, el de mayor consumo mundial; en ellos, la unión entre sus fibras se logra mediante entrelazamiento por la acción de agujas, con lo que se obtienen estructuras adaptables, pues sus fibras tienen una relativa libertad de movimiento entre sí, lo que genera una importante elongación inicial, antes de entrar en tensión.

Su comportamiento bajo tracción se caracteriza por una relativamente baja carga en tensión inicial, que corresponde a una elongación inicial relativamente alta (bajo módulo inicial), lo que explica al alto grado de adaptabilidad de este tipo de geotextil, que le permite adaptarse a superficies irregulares, sin ser dañado.

Tienen este tipo de geotextiles, además, muy alta porosidad y permeabilidad, tanto en su plano como a través de su plano, siendo filtros muy eficientes. Son resistentes al bloqueo de sus poros con suelo bien graduado. El flujo a través de su estructura inicia con carga hidráulica muy baja.

Una manera muy común de clasificarlos es por su masa por unidad de área, siendo los de uso más extendido desde 140 hasta 400 g/m², aunque existen de mucha mayor masa, para aplicaciones especiales.

Por sus características ya descritas, los Geotextiles No Tejidos Punzonados, se utilizan para aplicaciones de Separación de Materiales, Filtración, Drenaje, Control de la Erosión y Prevención de la Reflexión de Grietas.

Los más pesados y resistentes se utilizan para Protección de Geomembranas, Estabilización y Refuerzo.



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



Otros Geotextiles No Tejidos. Algunos materiales son modificados posteriormente al punzonado, mediante fusión superficial de sus fibras, estiramiento a alta temperatura o aplicando tratamientos en su superficie, con resinas químicas y posterior horneado, con el fin de variar sus propiedades, con diferentes propósitos.

Geotextiles No Tejidos Termosellados son aquellos que se obtienen por medio de la fusión de sus fibras, sobre las que se aplica presión mediante rodillos calientes, lisos o con relieves, fusionando toda la superficie del material o sólo áreas selectas del mismo.

El resultado son geotextiles delgados en los que las fibras no tienen libertad de movimiento y su comportamiento es más tenaz. La permeabilidad del producto final es menor cuando se usan rodillos lisos.

Otro grupo importante de geotextiles son los Geotextiles Tejidos, en los que su construcción sigue un patrón geométrico claramente definido, que se logra por medio del entrelazamiento de filamentos o cintas planas en dos direcciones mutuamente perpendiculares, mediante un proceso de urdido, por el cual es posible combinar diferentes tipos de filamentos en cualquiera de las direcciones del tejido, para obtener las propiedades de resistencia que se buscan, en las dos principales direcciones de fabricación. Estos geotextiles son menos rígidos en el sentido diagonal.

Dentro de este grupo de materiales tejidos, son los Geotextiles Tejidos de Cinta Plana los de mayor volumen de uso; las cintas que los componen son planas, mejor conocidas como rafia. Debido a que su resistencia se tiene principalmente en los sentidos de fabricación y en el transversal a éste, se someten a un proceso de acabado térmico para reducir el movimiento relativo de las cintas.

Su comportamiento bajo tracción muestra una carga en tensión inicial relativamente alta, con baja elongación (alto módulo inicial). Por ello su capacidad de adaptación a superficies irregulares filosas, como son subrasantes con presencia de roca, es baja. Su aplicación más exitosa es como refuerzo sobre estratos que experimentan asentamientos al construir, como son zonas de suelos saturados y pantanos, sin roca presente en la superficie, pues de este modo pueden desarrollar su capacidad de refuerzo a la tensión y mantener su integridad.

Sus aberturas son pequeñas y su permeabilidad baja respecto de los Geotextiles No Tejidos y de los Geotextiles Tejidos de Monofilamentos; sólo permiten flujo a través de su plano, requiriendo para ello que exista un cierto valor de carga hidráulica, y poseen poca resistencia al bloqueo de sus poros con suelo bien graduado. Por lo anterior, no se usan para aplicaciones de filtración o que requieren alta permeabilidad.

Los tipos más usuales varían desde 140 hasta 280 g/m².

Los Geotextiles Tejidos de Monofilamentos se componen por filamentos de sección circular relativamente gruesos, con tamaños de aberturas claramente establecidas y mensurables mediante procedimientos sencillos. Según la combinación de los filamentos en las direcciones de fabricación y transversal se controla la permeabilidad





y tamaño de abertura. Se utilizan en aplicaciones de filtración, y de refuerzo en las que se requiere una alta permeabilidad.

Su carga en tensión inicial es alta y su elongación es baja (alto módulo inicial). Por lo mismo, su capacidad de adaptarse a irregularidades es baja.

Sólo poseen flujo a través de su plano y su Permeabilidad es muy alta, no requiriendo la existencia de una carga hidráulica apreciable para establecer el flujo. Su resistencia al bloqueo con suelo, bien graduado o no, es muy alta y se considera su estructura muy favorable para el diseño de soluciones a casos críticos de filtración.

Los Geotextiles Tejidos de Multifilamentos son producto del urdido de multifilamentos, mismos que son el resultado del trenzado de varios filamentos de menor diámetro. Son materiales con muy alta resistencia a la tensión y alto módulo de tensión.

Su carga en tensión inicial es muy alta y su elongación es baja. Su capacidad de adaptación a irregularidades es relativamente baja. Son el grupo de mayor resistencia a la tensión entre los geosintéticos utilizados para reforzar.

Su Permeabilidad es intermedia. Sólo se establece el flujo a través y no en su plano. Son resistentes al bloqueo de sus poros con suelo, bien raduado El flujo inicia con baja carga hidráulica.

Se utilizan primordialmente para aplicaciones de estabilización de terraplenes que se construyen sobre terrenos de muy baja capacidad de carga.

NOTAS

Las comparaciones que se establezcan entre geotextiles deben ser entre materiales con igual masa por unidad de área.

La masa por unidad de área y la construcción (estructura formada por sus componentes básicos) son los principales factores que influyen en las propiedades hidráulicas y mecánicas de los geotextiles.

El módulo es diferente al calculado para otros materiales, pues en los geotextiles no se toma en cuenta el espesor, por ser materiales con alta relación de vacíos. El módulo inicial es la carga de tensión a elongaciones muy bajas.



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP TRABAJO REG. CONSTRUC.
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO



GEOMEMBRANAS

Las Geomembranas son láminas de muy baja permeabilidad que se emplean como barreras hidráulicas; se fabrican en diversos espesores y se empacan como rollos que se unen entre sí mediante técnicas de termofusión, extrusión de soldadura, mediante aplicación de adhesivos, solventes o mediante vulcanizado, según su naturaleza química.

Tipos de Geomembranas, según el proceso de su fabricación:

- Geomembranas No Reforzadas
- Geomembranas Reforzadas

Tipos de Geomembranas, según el polímero de su fabricación:

- Geomembranas de PVC Plastificado
- Geomembranas de Polietileno de Alta Densidad
- Geomembranas de Polipropileno
- Geomembranas de Polietileno Cloro Sulfonado
- Geomembranas de Hules Sintéticos

Las Geomembranas de mayor volumen de aplicación son las No Reforzadas, de Polietileno de Alta Densidad y de PVC Plastificado.

Las Geomembranas de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) se fabrican en rollos anchos, de 7.0m o más, y en esta presentación se embarcan al sitio de la obra, donde se unen unos con otros mediante equipo de termofusión y extrusión de soldadura del mismo polímero.

Otro tipo muy usual de Geomembranas, son las de PVC Plastificado, las cuales se instalan mediante la unión en campo, de lienzos prefabricados en plantas industriales, según un despiece planeado, para luego unirse unos con otros en su sitio de ubicación final, a manera de rompecabezas. Esto es posible en las Geomembranas de PVC Plastificado, porque los lienzos pueden ser doblados y empacados en forma de paquetes, sin causar daño al material, como podría ser en otro tipo de láminas que se agrietan al ser dobladas. Lo anterior resulta en instalaciones muy rápidas.

Las técnicas de unión en el sitio de la obra, para las Geomembranas de PVC pueden ser mediante termofusión, aplicada por una empresa especializada, o mediante aplicación de adhesivos especiales. Este último caso es una gran ventaja en caso de presentarse rupturas en la membrana de manera accidental, posteriormente a su instalación por el proveedor, pues el mismo usuario puede realizar la reparación sin necesidad de gastar en ayuda especializada, ya que la técnica de unión con adhesivo es muy sencilla.

La selección del tipo de geomembrana para cada aplicación requiere del análisis de diversas variables:

Compatibilidad Química

**KLAFER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS


Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR 1088
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

Comportamiento Mecánico Requerido

Exposición al Intemperismo

Eventual Daño Mecánico y Reparaciones

Las variables indicadas anteriormente no son, sin embargo, las únicas a considerar, requiriéndose generalmente, de una evaluación más completa de la instalación de que se trata, tomando en cuenta que existen situaciones que requieren diseñar de manera más completa, no pudiendo depender exclusivamente de un producto (la geomembrana), para impedir el acaecimiento de situaciones graves, como puede ser, por ejemplo, la fuga de sustancias peligrosas que pueden contaminar el ambiente y amenazar la salud pública, para lo cual se requiere construir sistemas impermeables, en vez de simplemente utilizar productos impermeables.

El diseño de instalaciones de ese tipo se lleva a cabo por empresas especialistas y generalmente las soluciones implementadas emplean otros Geosintéticos además de Geomembranas, en diseños "a prueba de fallas".

VENTAJAS DE LAS GEOMEMBRANAS SOBRE IMPERMEABILIZACIONES CON ARCILLA COMPACTA

CONTINUIDAD


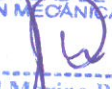
Las capas de arcilla compactada contienen pequeños conductos en su masa, a través de los cuales se establece el flujo de líquidos. Estos conductos se presentan por agrietamiento, al perder humedad la arcilla. También se presentan conductos horizontales en la frontera entre las capas compactadas. La razón de esto es que las barreras de suelo no son materiales continuos, sino el producto del acomodamiento y densificación de partículas por el proceso de compactación a que se deben someter.

MUY BAJO COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

Esta propiedad es mucho menor que la correspondiente a arcillas compactadas. Se determina en forma indirecta, a través de la medición de transmisión de vapor a través de la geomembrana. Esto trae como consecuencia que se pueden construir sistemas impermeables con espesores despreciables, en lugar de tener que compactar gruesas capas de arcilla.

LIGEREZA

Propiedad importante de las Geomembranas desde el punto de vista logístico, ya que se puede lograr la impermeabilización sin grandes acarrees y en lapsos muy cortos.

 **KLA FER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERIA
EN MECÁNICA DE SUELOS


Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP. 8936 REG. CONSULTOR 1382
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO Y GEOTECNIA Y GEOLOGIA



GEOREDES O GEOMALLAS

Son elementos estructurales que se utilizan para distribuir la carga que transmiten terraplenes, cimentaciones y pavimentos, así como cargas vivas, sobre terrenos de baja capacidad portante, o bien como elementos de refuerzo a la tensión unidireccional, en muros de contención y taludes reforzados que se construyen por el método de suelo reforzado.

Por su funcionamiento, las Georedes son de dos tipos principales:

Georedes Biaxiales, que poseen resistencia a la tensión en el sentido de su fabricación (a lo largo de los rollos) y también en el sentido transversal al anterior.

Georedes Uniaxiales, que poseen resistencia a la tensión únicamente en el sentido de fabricación.

Por su Flexibilidad, se tienen dos tipos:

Georedes Rígidas, que se fabrican mediante procesos de pre-esfuerzo del polímero, primordialmente Polipropileno y Polietileno de Alta Densidad.

Georedes Flexibles, fabricadas mediante procesos de tejido de filamentos de alta tenacidad, que fueron previamente sometidos a un alto grado de orientación molecular; se fabrican de Poliéster.

Dado que las Georedes Uniaxiales se utilizan en estructuras cuyo comportamiento debe garantizarse por lapsos muy largos (de hasta 100 años), sus propiedades relevantes son:

- Resistencia a la Tensión
- Resistencia a Largo Plazo Bajo Carga Sostenida
- Coeficiente de Fricción en contacto con el suelo que refuerza
- Resistencia al Daño Mecánico
- Resistencia a ataque químico y biológico

Las Georedes Biaxiales funcionan mediante mecanismos de interacción con el suelo y los agregados, que les permiten tomar parte de los esfuerzos inducidos durante la construcción, mediante fuerzas de tensión que se desarrollan en el plano del material.

Por ello, las propiedades principales de las Georedes Biaxiales, directamente relacionadas con sus diversas aplicaciones, son:

- Tamaño de aberturas
- Rigidez a la flexión
- Estabilidad de Aberturas
- Módulo de Tensión
- Resistencia a la Tensión

KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 18936 REG. CONSULTOR C 5968
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



GEODRENES

Los Geodrenes son drenes prefabricados elaborados mediante la combinación de núcleos de plástico con alta resistencia a la compresión y muy alta conductividad hidráulica, y cubiertas de un geotextil filtrante que impide la intrusión de suelo dentro de los vacíos disponibles para el flujo; su función es captar y conducir líquidos a través de su plano.

Son estructuras continuas y extremadamente delgadas, en comparación con las dimensiones requeridas para construir drenes a base de agregados y tuberías.

Tipos de Geodrenes, según el Polímero de su Núcleo

Núcleo de Poliestireno de Alto Impacto

Núcleo de Polietileno de Alta Densidad

Tipos de Geodrenes, según la forma de su Núcleo

Núcleos en forma de canastilla

Contienen una multitud de conos espaciadores que forman canales por los cuales se transporta el fluido captado. El ingreso de los fluidos al producto se realiza por ambas caras del núcleo, cuyo reverso es plano y tiene orificios.

Núcleos en forma de malla

Contienen en ambas caras, series de gruesos cordones de plástico, paralelos entre sí, que se superponen sobre otra serie de cordones del mismo tipo, formando ángulos agudos, teniendo apariencia de mallas tejidas, con alta proporción de áreas abiertas, uniformes en tamaño. El flujo del agua en el plano del material se establece a través de los canales resultantes.

El Geotextil filtrante generalmente es del tipo No Tejido, aunque existen variantes para casos especiales en los que se usan geotextiles tejidos, por su alto módulo de tensión.

Los Geodrenes más gruesos y con mayor capacidad de flujo se utilizan en los hombros de las carreteras para abatir el nivel freático y de este modo proteger el pavimento o bien para coleccionar y desalojar el agua captada por capas permeables del pavimento. Los más delgados se emplean en el respaldo de muros de contención, para cortar líneas de flujo procedentes de filtraciones en la parte superior del relleno contenido por el muro y así evitar la generación de empujes hidrostáticos sobre el mismo y también para interceptar flujos en laderas.



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 2588
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

GEOMANTAS

Son láminas relativamente gruesas formadas con filamentos cortos o largos de plástico, generalmente polipropileno, polietileno o nailon, de sección rectangular o cónica, simplemente agrupados con ayuda de redecillas, aglutinantes o costuras muy sencillas, o bien fuertemente entrelazados entre sí, que pueden o no incluir capas de fibras de origen vegetal.

Se instalan sobre taludes para evitar su erosión, como elementos de protección permanente o temporal, y combinadas o no, con siembra de semilla.

Sus funciones son las de reducir la capacidad erosiva de los escurrimientos, proteger al suelo, acelerar la germinación de especies vegetales implantadas, reforzar las raíces, o varias de ellas.

Las Geomantas se fabrican con diferentes propiedades pudiendo agruparse de la siguiente manera:

Mallas sintéticas delgadas, con baja porosidad y resistencia mecánica limitada, que se utilizan únicamente como materiales de cubierta, para aplicaciones temporales.

Mallas sintéticas gruesas, con estructura tridimensional, alta porosidad y suficiente resistencia para permitir el llenado de sus poros con suelo.

Mallas sintéticas gruesas, que contienen capas de fibras vegetales, con estructura tridimensional, baja porosidad y suficiente resistencia para permitir el llenado de sus poros con suelo.

Mallas sintéticas gruesas, con estructura tridimensional, alta porosidad y alta resistencia que además de permitir el llenado de sus poros con suelo, refuerzan el sistema radicular a largo plazo, una vez que se ha desarrollado la vegetación. La resistencia mecánica puede ser aportada por los mismos filamentos sintéticos que forman su estructura o por un elemento de refuerzo adicional.

Igual al anterior, pero de menor porosidad por la inclusión en su estructura, de capas de fibras de coco.

GEOCELDAS

Las Geoceldas son estructuras tridimensionales de gran peralte y forma romboide, que se utilizan para contener rellenos en taludes, con el objetivo de evitar su deslizamiento y erosión. También se utilizan para confinar materiales dentro de sus celdas y construir plataformas reforzadas, con mayor capacidad de distribución de la carga; en esta aplicación, el producto previene la falla por desplazamiento lateral del relleno bajo las cargas impuestas.

Se fabrican con diversos peraltes y tamaños de abertura de celda, en Polietileno de Alta Densidad y Polipropileno.

GEOCOMPUESTOS DE BENTONITA

Son laminaciones de bentonita de sodio confinada entre dos capas de geotextil. Se usan primordialmente en el confinamiento de sustancias peligrosas, como elemento para sellar eventuales perforaciones en las Geomembranas utilizadas como barrera primaria. Se fabrican en rollos que se traslapan y unen entre sí, utilizando bentonita granular bajo los traslapes.

Su empleo requiere revisar la eventual existencia de sales de calcio que pueden afectar a la bentonita contenida en el producto.

Los Geocompuestos de bentonita laminada son materiales muy pesados ($>5 \text{ kg/m}^2$) y requieren estar confinados para desarrollar su función sellante de orificios, derivada de la alta expansividad de la bentonita al hidratarse.

2.7. ATAQUE QUIMICO POR SUELOS Y AGUAS SUBTERRANEAS

Las aguas subterráneas son más agresivas que los suelos al estado seco; sin embargo, el humedecimiento de un suelo seco por riego, filtraciones de agua de lluvia, fugas de conductos de agua o cualquier otra causa, puede activar a las sales solubles.

Esta Norma solo considera el ataque externo por suelos y aguas subterráneas y no toma en cuenta ningún otro tipo de agresión.

OBLIGATORIEDAD DE LOS ESTUDIOS

En los lugares con Napa Freática en la zona activa de la cimentación o donde se conozca o sea evidente la ocurrencia de ataque químico al concreto de cimentaciones y superestructuras, el PR deberá incluir en su EMS un análisis basado en ensayos químicos del agua o del suelo en contacto con ellas, para descartar o contrarrestar tal evento.

2.7.1. ATAQUE ÁCIDO

En caso del Ph sea menor a 4,0 el PR, deberá proponer medidas de protección adecuado, para proteger el concreto del ataque ácido.

2.7.2. ATAQUE POR SULFATOS

La mayor parte de los procesos de destrucción causados por la formación de sales son debidos a la acción agresiva de los sulfatos. La corrosión de los sulfatos se diferencia de la causada por las aguas blandas, en que no tiene lugar una lixiviación, sino que la pasta endurecida de cemento, a consecuencia de un aumento de volumen, se desmorona y expansiona, formándose grietas y el ablandamiento del concreto.

En la Tabla 4.4.3 de la NTE E.060 Concreto Armado se indican los grados de ataque químico por sulfatos en aguas y suelos subterráneos y la medida correctiva a usar en cada caso.

 **KLAFER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS


Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 1988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA



TABLA 4.4
REQUISITOS PARA CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS

Exposición a sulfatos	Sulfato soluble en agua (SO ₄) presente en el suelo, porcentaje en peso	Sulfato (SO ₄) en el agua, ppm	Tipo de Cemento	Relación máxima agua - material cementante (en peso) para concretos de peso normal*	f ^c mínimo (MPa) para concretos de peso normal y ligero*
Insignificante	0,0 ≤ SO ₄ < 0,1	0 ≤ SO ₄ < 150	—	—	—
Moderada**	0,1 ≤ SO ₄ < 0,2	150 ≤ SO ₄ < 1500	II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS), I(SM)(MS)	0,50	28
Severa	0,2 ≤ SO ₄ < 2,0	1500 ≤ SO ₄ < 10000	V	0,45	31
Muy severa	2,0 < SO ₄	10000 < SO ₄	Tipo V más puzolana***	0,45	31

* Cuando se utilicen las Tablas 4.2 y 4.4 simultáneamente, se debe utilizar la menor relación máxima agua-material cementante aplicable y el mayor f^c mínimo.
** Se considera el caso del agua de mar como exposición moderada.
*** Puzolana que se ha comprobado por medio de ensayos, o por experiencia, que mejora la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen cemento tipo V.

En el caso que se desea usar un material sintético para proteger la cimentación, esta deberá ser geomembrana o geotextil cuyas características deberán ser definidas por PR. Las propiedades de estos materiales estarán de acuerdo a las NTP.

La determinación cuantitativa de sulfatos en aguas y suelos se hará mediante las Normas Técnicas ASTM D 516, NTP 400.014, respectivamente.

2.7.3. ATAQUE POR CLORUROS

Los fenómenos corrosivos del ión cloruro a las cimentaciones se restringe al ataque químico al acero de refuerzo del concreto armado.

Cuando el contenido de ión cloro sea determinado mediante la NTP 400.014, sea mayor 0,2 %, o cuando el contenido de ión cloro en contacto cimentación en el agua se ha determinado por NTP 339.076 (sea mayor de 1000 ppm) el PR debe recomendar las medidas de protección necesaria.

La determinación cuantitativa de cloruros en aguas y suelos se hará mediante las NTP 339.076 y 400.014, respectivamente.

Para la agresividad de aguas subterráneas y suelos algunos autores recomiendan:

En relación a los Sulfatos, el valor obtenido entre 0 y 10 000 ppm, el efecto perjudicial será LEVE.

En relación a los Cloruros, el valor obtenido entre 0 y 1000 ppm, el efecto perjudicial será LEVE.

En relación a las Sales Solubles, el valor obtenido entre 0 y 15 000 ppm, el efecto perjudicial será LEVE.



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 18836 REG. CONSULTOR 1988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

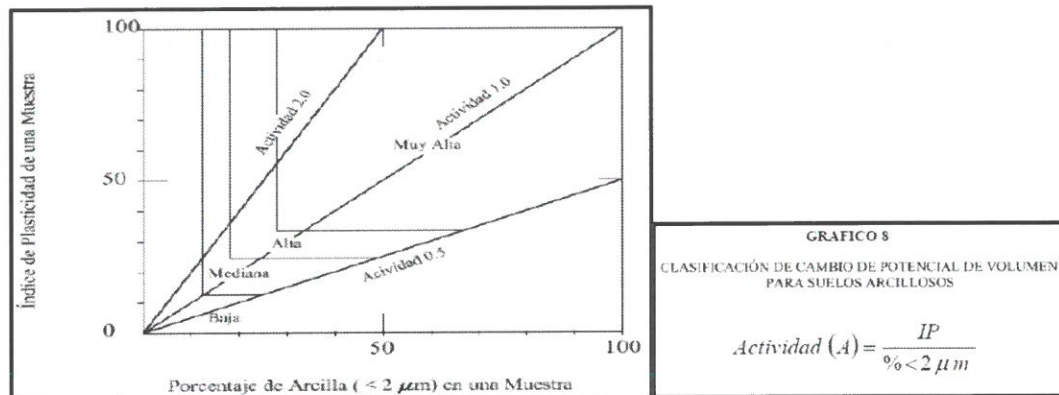


2.8. SUELOS EXPANSIVOS

Son suelos cohesivos con bajo grado de saturación que aumentan de volumen al humedecerse o saturarse.

OBLIGATORIEDAD DE LOS ESTUDIOS

En las zonas en las que se encuentren suelos cohesivos con bajo grado de saturación y plasticidad alta (LL mayor o igual a 50), el PR deberá incluir en su EMS un análisis basado en la determinación de la plasticidad del suelo NTP 339.129 (ASTM D4318) y ensayos de granulometría por sedimentación NTP 339.128 (ASTM D 422) con la finalidad de evaluar el potencial de expansión del suelo cohesivo en función del porcentaje de partículas menores a 2u m, del índice de plasticidad (IP) y de la actividad (A) de la arcilla. La relación entre la Expansión Potencial (Ep) y los parámetros antes indicados se muestra en la gráfica siguiente:



2.8.1. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE EXPANSIÓN

Cuando el PR encuentre evidencias de la existencia de suelos expansivos deberá sustentar su evaluación mediante los resultados del ensayo para la Determinación del Hinchamiento Unidimensional de suelos cohesivos según NTP 339.170 (ASTM D 4648). Las muestras utilizadas para la evaluación del hinchamiento deberán ser obtenidas de pozos a cielo abierto, en condición inalterada, preferentemente del tipo Mib.

CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS			
Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 7 kPa (0,07 kgf/cm ²)	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que dos micras
%	%	%	%
Muy alto	> 30	> 32	> 37
Alto	20 – 30	23 – 45	18 – 37
Medio	10 – 20	12 – 34	12 – 27
Bajo	< 10	< 20	< 17

2.8.2. CIMENTACIONES EN ÁREAS DE SUELOS EXPANSIVOS

Las cimentaciones construidas sobre arcillas expansivas están sometidas a grandes fuerzas causadas por la expansión, las cuales provocan levantamiento, agrietamiento y ruptura de la cimentación y de la estructura. Por lo tanto, no está permitido cimentar

KLAFER S.A.C.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS
 Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP. 18936 REG. CONSULTOR C 5988
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONSULTOR EN GEOTECNIA Y GEOLOGIA

RPC: 957259680

directamente sobre suelos expansivos. La cimentación deberá apoyarse sobre suelos no expansivos o con potencial de expansión bajo. Los pisos no deberán apoyarse directamente sobre suelos expansivos y deberá dejarse un espacio libre suficientemente holgado para permitir que el suelo bajo el piso se expanda y no lo afecte.

REEMPLAZO DE UN SUELO EXPANSIVO

Cuando se encuentren suelos medianamente expansivos y a juicio de PR, poco profundos, éstos serán retirados en su totalidad antes de iniciar las obras de construcción y serán reemplazados por Rellenos Controlados compactados adecuadamente de acuerdo al Artículo 21 (21.1). Rellenos controlados o de ingeniería de la presente Norma.

2.9. LICUACIÓN DE SUELOS

GENERALIDADES

En suelos granulares finos ubicados bajo la Napa Freática y algunos suelos cohesivos, las sollicitaciones sísmicas pueden originar el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos originada por la vibración que produce el sismo. Esta pérdida de resistencia al corte genera la ocurrencia de grandes asentamientos en las obras sobreyacentes.

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes:

- Debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores.
- Debe encontrarse sumergido.

2.9.1. LICUACIÓN DE SUELOS FINOS COHESIVOS

Si se encuentran suelos finos cohesivos que cumplan simultáneamente con las siguientes condiciones:


Porcentaje de partículas más finas que 0,005 m menor o igual al 15%.

límite líquido (LL) menor o igual a 35.

Contenido de humedad (w) $>$ 0,9 LL.

Estos suelos pueden ser potencialmente licuables, sin embargo, no licuan si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

- Si el contenido de arcilla (partículas más finas que 0,005 m) es mayor que 20%, considerar que el suelo no es licuable, a menos que sea extremadamente sensitiva.

 **KLAFA S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO C.P. 8936 REG. CONSULTOR C 9988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA

- Si el contenido de humedad de cualquier suelo arcilloso (arcilla, arena arcillosa, limo arcilloso, arcilla arenosa, etc.) es menor que $0,9 W_L$, considerar que el suelo no es licuable.

2.10. EFECTOS DEL SISMO

2.10.1. NORMA E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES

De producirse un sismo con una magnitud mayor o igual a 3,5 grados de la Escala Richter, el Contratista a cargo de las excavaciones, deberá proceder de inmediato, bajo su responsabilidad y tomando las precauciones del caso, a sostener cualquier corte de más de 2,00 m de profundidad, salvo que un estudio realizado por un especialista determine que no es necesario.

En concordancia con la NTE E.030 Diseño Sismorresistente, el EMS proporcionará como mínimo lo siguiente:

- El Factor de Suelo (S) y
- El Período que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo ($T_p(S)$).

Para una condición de suelo o estructura que lo amerite, el PR deberá recomendar la medición "in situ" del Período Fundamental del Suelo, a partir del cual se determinarán los parámetros indicados.

En el caso que se encuentren suelos granulares saturados sumergidos de los tipos: arenas, limos no plásticos o gravas contenidas en una matriz de estos materiales, el EMS deberá evaluar el potencial de licuefacción de suelos, de acuerdo al Artículo 32. (LICUACIÓN DE SUELOS)

2.10.2. NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

La determinación de las presiones actuantes en el suelo para la verificación por esfuerzos admisibles, se hace con las fuerzas obtenidas del análisis sísmico multiplicadas por 0,8.

CAPACIDAD PORTANTE

En todo Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) se consideran los efectos de los sismos para la determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación. En los sitios en que pueda producirse licuación del suelo, se efectúa una investigación geotécnica que evalúe esta posibilidad y determine la solución más adecuada.

MOMENTO DE VOLTEO

Toda estructura y su cimentación son diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, según los artículos 28 o 29. El factor de seguridad calculado con las fuerzas que se obtienen en aplicación de esta Norma es mayor o igual que 1,2.

Artículo 28.- Análisis Estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

 **KLAFER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO C.P. 78936 REG. CONSULTOR C. 5968
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGÍA



La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina

por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

El valor de C/R no se considera menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,11$$

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad \alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.
b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

El período fundamental de vibración para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
b) Pórticos de acero arriostrados.





CT = 60 Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente puede usarse la siguiente

expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}}$$

Donde:

- f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
- d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calculan suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

28.4.3. Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el periodo fundamental T se toma como 0.85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

EXCENRICIDAD ACCIDENTAL

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supone que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y se considera además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

a) En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplica un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considera como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

b) Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se consideran únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

FUERZAS SÍSMICAS VERTICALES

La fuerza sísmica vertical se considera como una fracción del peso igual a $2/3 Z \cdot U \cdot S$.

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requiere un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 29.2.

ARTÍCULO 29.- ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

MODOS DE VIBRACIÓN

Los modos de vibración pueden determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas.

En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

ACELERACIÓN ESPECTRAL

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Para el análisis en la dirección vertical puede usarse un espectro con valores iguales a los $2/3$ del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los valores de C, definidos en el artículo 14 de la e.030 diseño Sismorresistente, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 T_p$) en la que se considera:

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 \left(\frac{T}{T_p} \right)$$

CRITERIOS DE COMBINACIÓN

Mediante los criterios de combinación que se indican, se puede obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) puede determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas, los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

FUERZA CORTANTE MÍNIMA

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se escalan proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

EXCENRICIDAD ACCIDENTAL (EFECTOS DE TORSIÓN)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considera mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso se considera el signo más desfavorable.

CIMENTACIONES SOBRE SUELOS FLEXIBLES O DE BAJA CAPACIDAD PORTANTE

Para zapatas aisladas con o sin pilotes en suelos tipo S3 y S4 y para las Zonas 3 y 4, se provee elementos de conexión, los que soportan en tracción o compresión, una fuerza horizontal mínima equivalente al 10% de la carga vertical que soporta la zapata.

Para suelos de capacidad portante menor que 0,15 MPa, se provee vigas de conexión en ambas direcciones. Para el caso de pilotes y cajones de cimentación, se debe proveer vigas de conexión tomando en cuenta los giros y deformaciones por efecto de la fuerza horizontal diseñando pilotes y zapatas para estas sollicitaciones. Los pilotes tienen una armadura en tracción equivalente por lo menos al 15% de la carga vertical que soportan.

**KLAFER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Marino Peña DueñasCALLE REAL 445 CHILCA HUANCAYO
TEL: 051 945 411 111
WWW.KLAFER.COM



3. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

3.1.1. EXPLORACION DE CAMPO

La exploración del subsuelo se realizó mediante 04 excavaciones a cielo abierto ó calicatas, ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir todo el terreno en estudio.

3.1.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio N° 01 de Mecánica de Suelos de la Empresa KLA FER SAC, siguiendo las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:

ENSAYOS ESTANDAR

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422
- Límite Líquido ASTM D-4318
- Límite Plástico ASTM D-4318

ENSAYOS ESPECIALES

- ❖ Corte Directo ASTM D-3080
- ❖ Humedad ASTM D-2216

3.1.3. PERFIL DEL SUELO

El perfil de un suelo es la sección o corte vertical que describen y analizan los especialistas de laboratorio de suelo con vistas a describirlo y clasificarlo. Este suele tener un metro y medio o tres metros de profundidad, si la roca madre, o la napa freática, no aparece antes. Este modo de proceder, no significa que puedan alcanzar mucho mayor espesor en algunas ocasiones, sino que con vistas a clasificarlos tan solo se utilizan el mencionado metro y medio o tres metros superficiales, dependiendo de la taxonomía concreta que utilicemos. Como profesionales solemos incurrir en la manía de pasar a hablar inmediatamente de sus horizontes constituyentes. Sin embargo, puede darse el caso que un suelo (o medio edáfico) no atesore más que uno o dos horizontes (a veces muy parecidos).

El perfil del suelo, en el sentido amplio del término puede dividirse en 6 capas y horizontes, sin que esto signifique que no puedan faltar algunas de ellas. Estas serían según profundizamos desde la superficie:

1. Los **horizontes orgánicos** desprovistos de materia mineral, llamados a menudo "0" u "H"
2. Los **horizontes órgano-minerales**, es decir más o menos ricos en materia orgánica y mineral. Estos suelen calificarse como horizontes "A"
3. Los **horizontes de lavado**, en el que los minerales más fáciles de descomponer por la acción del clima, organismos y materia orgánica, desprenden partículas (limos arcilla, moléculas orgánicas, nutrientes) al siguiente horizonte. Se trata de los horizontes "E".



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C-6588
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



4. Los **horizontes minerales edafizados**, es decir muy afectados por los procesos que ocurren en el suelo, a los que se suelen denominar horizontes "B"
5. **Horizontes poco edafizados en donde puede discernirse la estructura de la roca** o material parental de la que proceden los suelos y que reciben el apelativo de Horizonte "C".
6. La **roca madre o material parental**, poco o no alterada, a la que denominamos "R" o "D".

3.1.4. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

En el interior de la Tierra las aguas subterráneas alcanzan un punto máximo de profundidad y dicho lugar es conocido como nivel freático. En este lugar la presión del agua es equivalente a la presión atmosférica. Así mismo, el nivel freático es la distancia concreta que hay entre el nivel del agua subterránea y la superficie.

La detección del nivel freático se realiza normalmente a través de una sonda, la cual detecta la presencia de agua en el subsuelo. Las características geológicas y climáticas de un lugar son las que determinan la profundidad del nivel freático.

LAS AGUAS FREÁTICAS

El agua que se encuentra en los niveles freáticos es conocida como agua freática. En principio, no es agua apta para el consumo humano, pero sí es utilizable para el riego de cultivos, para la limpieza urbana y del sistema de alcantarillado. En este sentido, algunas ciudades tienen redes de aguas freáticas del subsuelo. Se trata de un recurso hídrico alternativo que sustituye a las fuentes y manantiales tradicionales.

EL NIVEL FREÁTICO EN LA CONSTRUCCIÓN

En un terreno donde se vaya a construir una edificación o en una obra hidráulica es imprescindible conocer el nivel freático de las aguas subterráneas. Este tipo de estudios se denominan geotecnia y los geólogos son los profesionales que se dedican a ello.

El estudio de un suelo es determinante para calcular la capacidad de resistencia del mismo. Este tipo de estudios se centran en las distintas capas o estratos de un terreno. Como es lógico, la capa o nivel freático es de vital importancia para tomar una decisión adecuada en relación con la construcción de una edificación. Así, el nivel freático siempre debe encontrarse por debajo del primer nivel de cimentación, pues de lo contrario la edificación podría dañarse con el paso del tiempo.

La información obtenida permite establecer el máximo nivel de altura de un edificio. El responsable de este tipo de análisis es un ingeniero de suelos.

KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOSIng. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C-5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
OFICINA: GEOTECNIA Y GEOLOGIA



4. CONDICIONES DEL SUBSUELO DE CIMENTACION

4.1. EXPLORACIONES – PUNTOS A INVESTIGAR

Profundidades de investigación:

calicata	Profundidad de Excavación (Ver Registro de Perfil Estratigráfico)
C-01	1.70 m
C-02	2.10 m
C-03	1.00 m
C-04	1.00 m

4.2. DESCRIPCION DE LOS PERFILES DEL SUELO

La exploración del subsuelo se realizó mediante 04 excavaciones a cielo abierto ó calicatas, ubicadas estratégicamente de tal manera de cubrir todo el terreno en estudio.

CALICATA C-01

En los primeros 0.40 metros de profundidad se encontró suelo altamente orgánico de color rojizo y finalmente hasta los 1.70 metros de profundidad se encontró grava mal graduada con arena, de color guindo, en estado húmedo y de mediana dificultad de excavación.

CALICATA C-02

En los primeros 0.20 metros de profundidad se encontró suelo altamente orgánico de color amarillo con rojo y finalmente hasta los 2.10 metros de profundidad se encontró arcilla limosa con arena, de color guindo, en estado húmedo y de mediana dificultad de excavación.

CALICATA C-03

En los primeros 0.20 metros de profundidad se encontró suelo altamente orgánico de color rojo y finalmente hasta los 2.10 metros de profundidad se encontró arcilla limosa con arena, de color guindo, en estado húmedo y de mediana dificultad de excavación.

CALICATA C-04

En los primeros 0.10 metros de profundidad se encontró suelo altamente orgánico de color rojizo y finalmente hasta los 2.10 metros de profundidad se encontró grava limosa - arcillosa, de color rojizo, en estado húmedo y de mediana dificultad de excavación.



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 28936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

4.3. CONDICIONES FISICAS

4.3.1. CONTENIDO DE HUMEDAD

CALICATA	MUESTRA	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)
C-01	M-1	7.02
C-02	M-1	6.11
C-03	M-1	7.21
C-04	M-1	5.79

4.3.2. LIMITES DE CONSISTENCIA

CALICATA	MUESTRA	LIMITES DE CONSISTENCIA		
		LL	LP	IP
C-01	M-1	19.62	NP	NP
C-02	M-1	28.31	22.72	5.59
C-03	M-1	29.07	22.95	6.12
C-04	M-1	24.39	18.65	5.74

4.3.3. ESTRATO DE CIMENTACIÓN

Es como sigue:

CALICATA	MUESTRA	CLASIFICACIÓN		NOMBRE DEL GRUPO
		SUCS	AASHTO	
C-01	M-1	GP	A-1-a(0)	GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA
C-02	M-1	CL - ML	A-4(4)	ARCILLA LIMOSA CON ARENA
C-03	M-1	CL - ML	A-4(4)	ARCILLA LIMOSA CON ARENA
C-04	M-1	GC-GM	A-1-b(0)	GRAVA LIMOSA - ARCILLOSA

4.4. CONDICIONES MECANICAS

4.4.1. RESULTADOS DEL ENSAYO DE CORTE DIRECTO

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y la estratigrafía del subsuelo, se evaluó la capacidad portante, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

Se efectuó 03 ensayos de corte directo por muestra en laboratorio, obteniéndose los siguientes parámetros de resistencia:

CALICATA	MUESTRA	COHESION	θ
C-01	M-1	0.001	25.48
C-02	M-1	0.134	16.67
C-03	M-1	0.142	15.86
C-04	M-1	0.000	25.02

4.4.2. PROFUNDIDAD DE DESPLANTE A CIMENTAR

Ver: CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

CALICATA	MUESTRA	CAPACIDAD PORTANTE
C-01	M-1	1.40 kg/cm ² para una prof. De 1.30 m.
C-02	M-1	1.21 kg/cm ² para una prof. De 1.90 m.
C-03	M-1	1.16 kg/cm ² para una prof. De 1.90 m.
C-04	M-1	2.04 kg/cm ² para una prof. De 2.20 m.

Los valores de la capacidad portante varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia.

4.5. ASENTAMIENTO

CALICATA	MUESTRA	ASENTAMIENTO (cm)
C-01	M-1	0.0684 cm para una prof. de 1.30 m.
C-02	M-1	0.0985 cm para una prof. de 1.90 m.
C-03	M-1	0.0939 cm para una prof. de 1.90 m.
C-04	M-1	0.0994 cm para una prof. de 2.10 m.



4.6. NIVEL FREÁTICO

CALICATA	PROFUNDIDAD DE NIVEL FREÁTICO
C-01	NP
C-02	NP
C-03	NP
C-04	NP

5. CONCLUSIONES

- ❖ La profundidad máxima de exploración es de 2.30 metros por debajo del terreno natural.
- ❖ A la fecha de excavación no se encontró la presencia de nivel freático.

CALICATA	PROFUNDIDAD DE NIVEL FREÁTICO
C-01	NP
C-02	NP
C-03	NP
C-04	NP

- ❖ Se extrajeron muestras alteradas representativas de los estratos típicos en cantidad suficiente para la realización de ensayos estándar respectivos.
- ❖ La ubicación de las exploraciones estuvo a cargo del solicitante.
- ❖ La excavación de las exploraciones estuvo a cargo del solicitante.
- ❖ La extracción de las muestras estuvo a cargo del solicitante.
- ❖ Parámetro sísmico de diseño, se detalla a continuación:

Zona: 3, ya que la construcción se ubica en el Distrito de DANIEL HERNÁNDEZ y se asume el valor de $Z = 0.35$.

- ✓ Según la Norma E-030 Diseño Sismorresistente, el tipo de suelo es S2 cuya descripción es un suelo INTERMEDIO, entonces, se debe asumir un valor de $T_p(S)=0.60$, $T_L(S)=2.00$. y $S=1.15$.
- ✓ En base a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio realizados y análisis efectuados se concluyó:

❖ **CUADRO DE CLASIFICACIÓN GRANULOMÉTRICA: SUCS-ASSHTO.**

Según el Sistema Unificado De Clasificación de suelos y la AASHTO para cada calicata se obtuvo la siguiente clasificación, la misma que servirá de estrato de apoyo a la cimentación.



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP. 28936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

CALICATA	MUESTRA	CLASIFICACIÓN		NOMBRE DEL GRUPO
		SUCS	AASHTO	
C-01	M-1	GP	A-1-a(0)	GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA
C-02	M-1	CL - ML	A-4(4)	ARCILLA LIMOSA CON ARENA
C-03	M-1	CL - ML	A-4(4)	ARCILLA LIMOSA CON ARENA
C-04	M-1	GC-GM	A-1-b(0)	GRAVA LIMOSA – ARCILLOSA

❖ **CUADRO DE COHESIÓN Y ÁNGULO DE FRICCIÓN**

La cohesión y Angulo de fricción detallan en los siguientes cuadros:

CALICATA	MUESTRA	COHESION	ϕ
C-01	M-1	0.001	25.48
C-02	M-1	0.134	16.67
C-03	M-1	0.142	15.86
C-04	M-1	0.000	25.02

❖ **CUADRO DE CAPACIDAD PORTANTE**

La capacidad portante y su respectivo factor de seguridad (3) se detallan en los siguientes cuadros:

CALICATA	MUESTRA	CAPACIDAD PORTANTE
C-01	M-1	1.40 kg/cm ² para una prof. De 1.30 m.
C-02	M-1	1.21 kg/cm ² para una prof. De 1.90 m.
C-03	M-1	1.16 kg/cm ² para una prof. De 1.90 m.
C-04	M-1	2.04 kg/cm ² para una prof. De 2.20 m.

 **KLA FER S.A.C.**
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CH. 78936 REG. CONSULTOR C 5988
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

❖ **CUADRO DE ASENTAMIENTO**

CALICATA	MUESTRA	ASENTAMIENTO (cm)
C-01	M-1	0.0684 cm para una prof. de 1.30 m.
C-02	M-1	0.0985 cm para una prof. de 1.90 m.
C-03	M-1	0.0939 cm para una prof. de 1.90 m.
C-04	M-1	0.0994 cm para una prof. de 2.10 m.

6. RECOMENDACIONES GENERALES DE CONSTRUCCIÓN

- Se recomienda utilizar los datos obtenidos con exactitud para cada etapa constructiva, de acuerdo al criterio del Ingeniero Responsable.
- Se sugiere la eliminación de todo material de relleno u otro material contaminado, que se pueda encontrar al momento de realizar las excavaciones.
- Los datos obtenidos servirán única y exclusivamente para el presente proyecto.

7. NORMATIVIDAD UTILIZADA Y BIBLIOGRAFÍA

NOMBRE DEL ENSAYO	USO	METODO AASHTO	ENSAYO ASTM	TAMAÑO DE MUESTRA	PROPOSITO DEL ENSAYO
Análisis Granulométrico por Tamizado	Clasificación	T88	D422	2.50 Kg.	Para determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo.
Contenido de Humedad	Clasificación		D2216	2.50 Kg.	Para determinar en contenido de humedad existente en el terreno.
Limite liquido	Clasificación	T89	D4318	2.50 Kg.	Hallar el contenido de agua entre los estados Líquido y Plástico
Limite Plástico	Clasificación	T90	D4318	2.50 Kg.	Hallar el contenido de agua entre los estados plásticos y semi solidó.
Índice Plástico	Clasificación	T90	D4318	2.50 Kg.	Hallar el rango de contenido de agua por encima del cual, el suelo está en un estado plástico.

- ❖ MANUAL DE ENSAYOS DE MATERIALES PAVIMENTOS URBANOS.
- ❖ MANUAL DE SUELOS, GEOLOGIA, GEOTECNIA Y PAVIMENTOS DEL MTC (EM-2016-MTC).
- ❖ REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES.
- ❖ REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES E.030 SISMORRESISTENTE.
- ❖ REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES E.060 CONCRETO ARMADO.



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5908
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

**“FACTORES INFLUYENTES EN LA
ESTABILIDAD DE TALUD PARA
EVALUAR EL GRADO DE
VULNERABILIDAD”**

CORTE DIRECTO

HUANCAYO

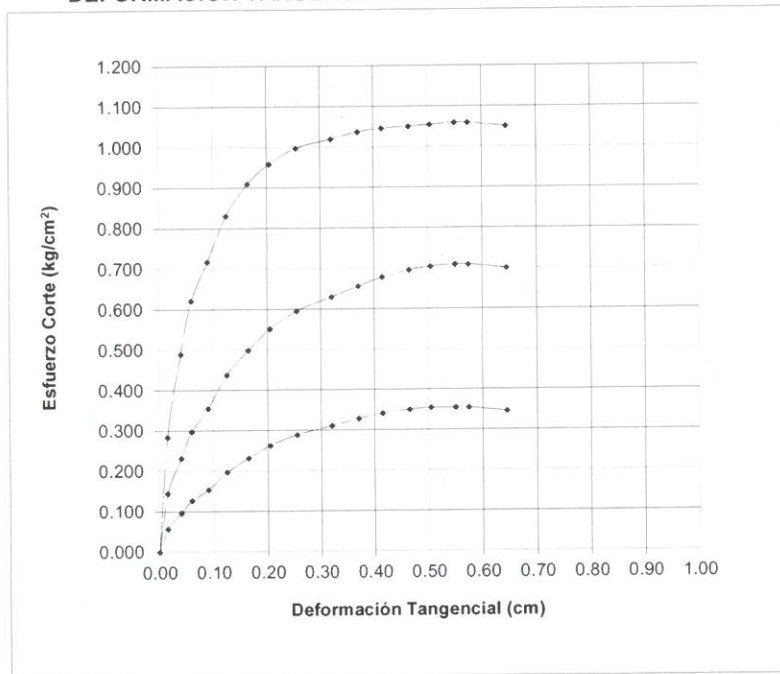
2019

ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAMELICA
 FECHA : 04 DE JULIO DEL 2019

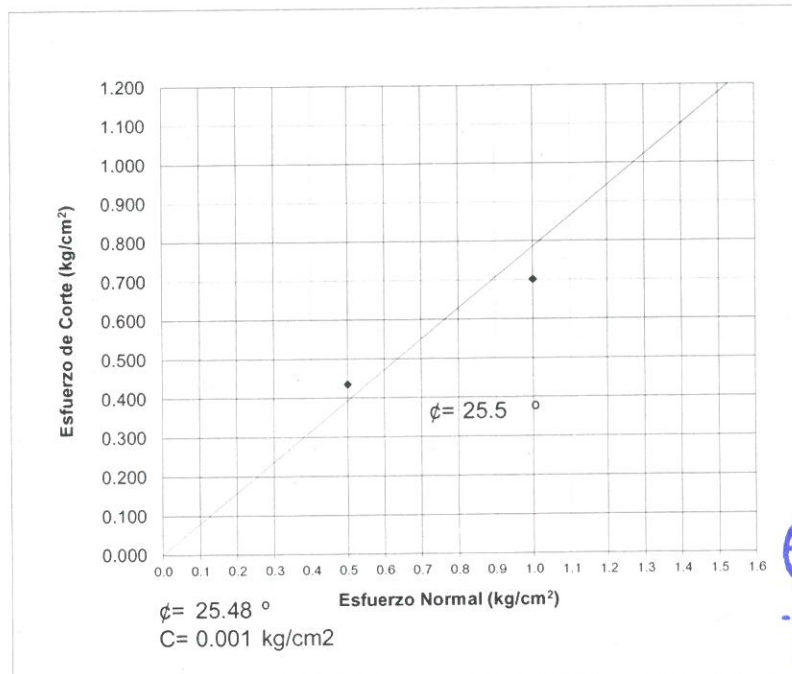
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)

CALICATA: C-01
 MUESTRA: M-1
 DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



KLAFER SAC.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO C.R. 78936 REG. CONSULTOR C. 5928
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCRETO, GEOTECNIA y GEOLÓGIA

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
MUESTRA : M-1
CALICATA : C-01

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.11	2.11	2.11
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.670	1.670	1.670
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.560	1.560	1.560
Cont. de humedad inicial (%)	7.02	7.02	7.02
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.021	1.947	1.884
Altura final de muestra (cm)	2.013	1.958	1.912
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.429	2.708	2.759
Densidad seca final (gr/cm ³)	2.111	2.356	2.402
Cont. de humedad final (%)	15.09	14.94	14.87
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.435	0.701	1.220
Angulo de friccion interna :	25.48 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.001		


KLAFER S.A.C.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

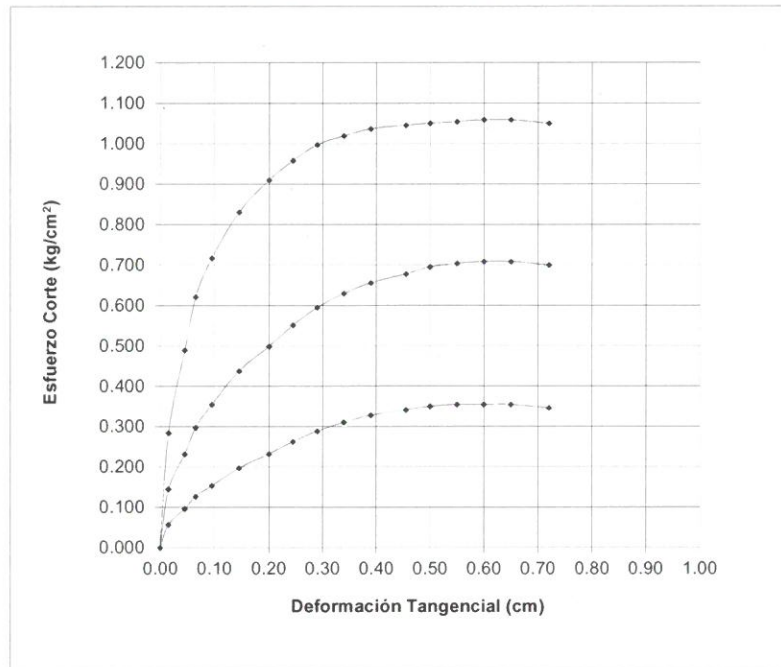

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO C.P. 78936 REG. CONSULTOR C 5908
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAMELICA
 FECHA : 04 DE JULIO DEL 2019

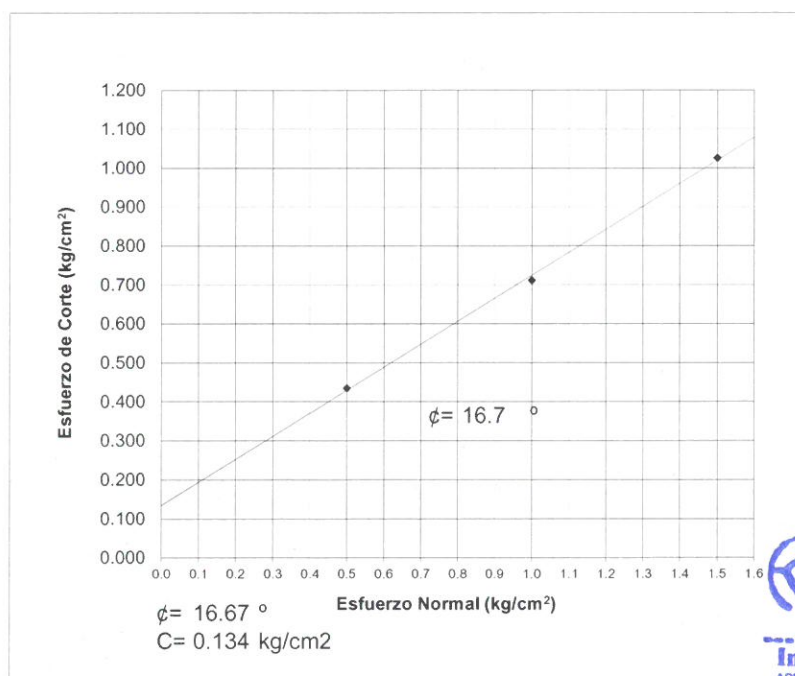
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)

CALICATA: C-02
 MUESTRA: M-1
 DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



KLAFER SAC.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5887
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

**II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080**

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
MUESTRA : M-1
CALICATA : C-02

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.14	2.14	2.14
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.120	1.120	1.120
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.056	1.056	1.056
Cont. de humedad inicial (%)	6.11	6.11	6.11
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.054	1.980	1.916
Altura final de muestra (cm)	2.043	1.988	1.942
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.394	2.667	2.717
Densidad seca final (gr/cm ³)	2.163	2.412	2.460
Cont. de humedad final (%)	10.65	10.58	10.43
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.435	0.712	1.026
Angulo de friccion interna :	16.67 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.134		



KLAFFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5968
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

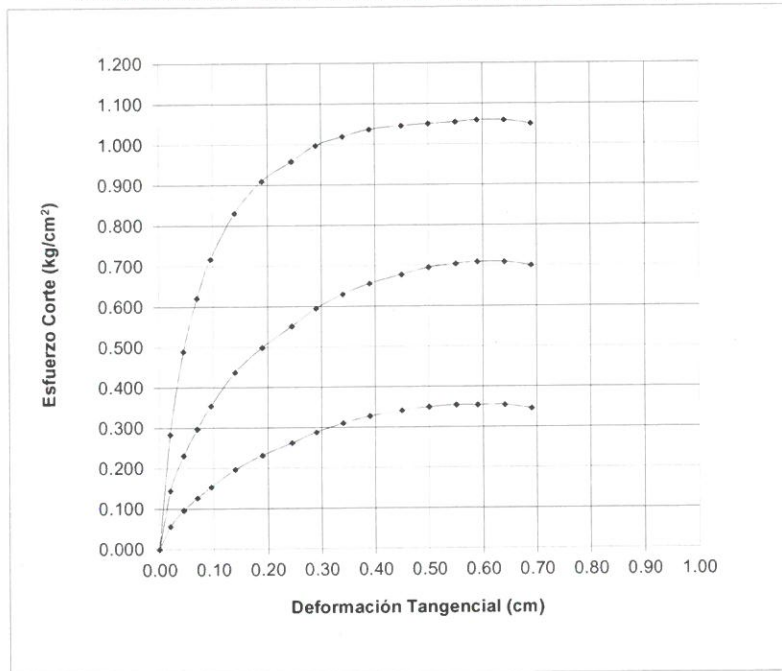


ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAMELICA
FECHA : 04 DE JULIO DEL 2019

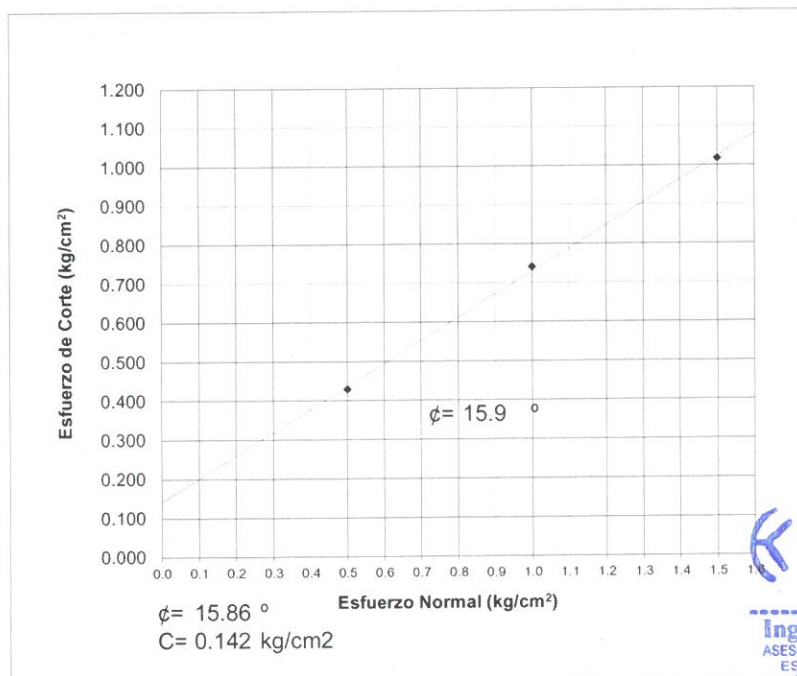
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)

CALICATA: C-03
MUESTRA: M-1
DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



 **KLAFER S.A.C.**
UNIDAD DE INGENIERIA
EN MECANICA DE SUELOS
Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO P. 78936 REG. CONSULTOR C. 10000
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

**II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080**

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
MUESTRA : M-1
CALICATA : C-03

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.15	2.15	2.15
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.080	1.080	1.080
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.007	1.007	1.007
Cont. de humedad inicial (%)	7.21	7.21	7.21
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.066	1.993	1.929
Altura final de muestra (cm)	2.053	1.998	1.952
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.382	2.653	2.703
Densidad seca final (gr/cm ³)	2.137	2.382	2.427
Cont. de humedad final (%)	11.47	11.42	11.35
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.430	0.742	1.017
Angulo de fricción interna :	15.86 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.142		

 KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS


Ing. Civil Marino Peña Daeñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

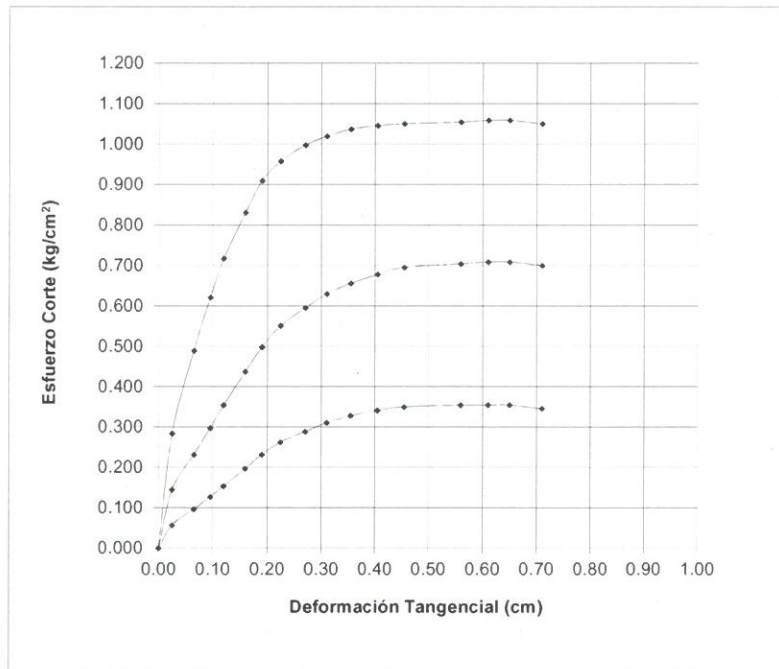


ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAVELICA
FECHA : 04 DE JULIO DEL 2019

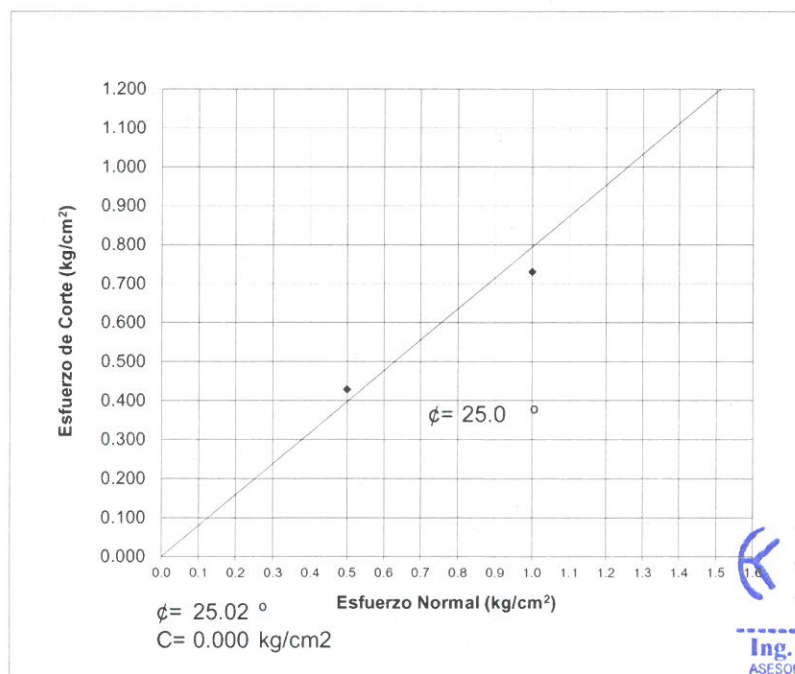
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

Estado : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)

CALICATA: C-04
MUESTRA: M-1
DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO D.P. 78936 REG. CONSULTOR 01982
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLOGIA

**II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080**

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
MUESTRA : M-1
CALICATA : C-04

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.12	2.12	2.12
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.620	1.620	1.620
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.531	1.531	1.531
Cont. de humedad inicial (%)	5.79	5.79	5.79
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.034	1.952	1.894
Altura final de muestra (cm)	2.023	1.968	1.922
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.417	2.694	2.745
Densidad seca final (gr/cm ³)	2.087	2.327	2.373
Cont. de humedad final (%)	15.83	15.78	15.67
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.429	0.731	1.223
Angulo de friccion interna :	25.02 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.000		



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

“FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD”

- ANALISIS GRANULOMETRICO**
- LIMITES DE CONSISTENCIA**
- PERFIL ESTRATIGRAFICO**

HUANCAYO

2019



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETO Y MATERIALES
CALLE REAL 445 CHILCA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134911

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCavelica

FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019

FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

T+MSSL
3045

CALICATA	C-01
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	1.70

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (grs)	% PARCIAL RETENIDO (GRS)	% ACUMULADO	
				RETENIDO	QUE PASA
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.0	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.0	100.00
1 1/2"	38.100	93.00	3.05	3.1	96.95
1"	25.400	139.00	4.56	7.6	92.38
3/4"	19.000	207.00	6.80	14.4	85.58
1/2"	12.700	354.00	11.63	26.0	73.96
3/8"	9.500	481.00	15.80	41.8	58.16
1/4"	6.350	567.00	18.62	60.5	39.54
N°4	4.760	678.00	22.27	82.7	17.27
N°10	2.000	95.00	3.12	85.8	14.15
N°20	0.840	78.00	2.56	88.4	11.59
N°30	0.590	84.00	2.76	91.2	8.83
N°40	0.425	67.00	2.20	93.4	6.63
N°60	0.260	43.00	1.41	94.8	5.22
N°100	0.149	62.00	2.04	96.8	3.19
N°200	0.075	54.00	1.77	98.6	1.41
FONDO		43.00	1.41	100.0	0.00
PESO TOTAL		3045.00	100.0		

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
% LIMITE LIQUIDO	19.62
% LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP


PORCENTAJES	
% GRAVA	82.73%
% ARENA	15.86%
% FINO	1.41%
	100.00%

% DE CONTENIDO DE HUMEDAD	
TARA No	T - 5
PESO DE TARA + SUELO HUMEDO gr.	182.25
PESO DE TARA + SUELO SECO gr.	178.43
PESO AGUA gr.	3.82
PESO DE LA TARA gr.	124.00
PESO SUELO SECO gr.	54.43
CONTENIDO DE HUMEDAD. %	7.02%

CLASIFICACIÓN DEL SUELO	
SUCS ASTM D-2487	GP
AASHTO ASTM D-3282	A-1-a(0)
NOMBRE DE GRUPO	GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA DE SUELOS)
INDECOPI: GP.004: 1993)

 KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP. 71936 REG. CONSULTOR C 5988
CORREO: geotecnia@klafersa.com

RPC: 957259680



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIALES
GALLE REAL 445 CHILCA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134911

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019

ESTUDIO : JULIO

ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER

PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"

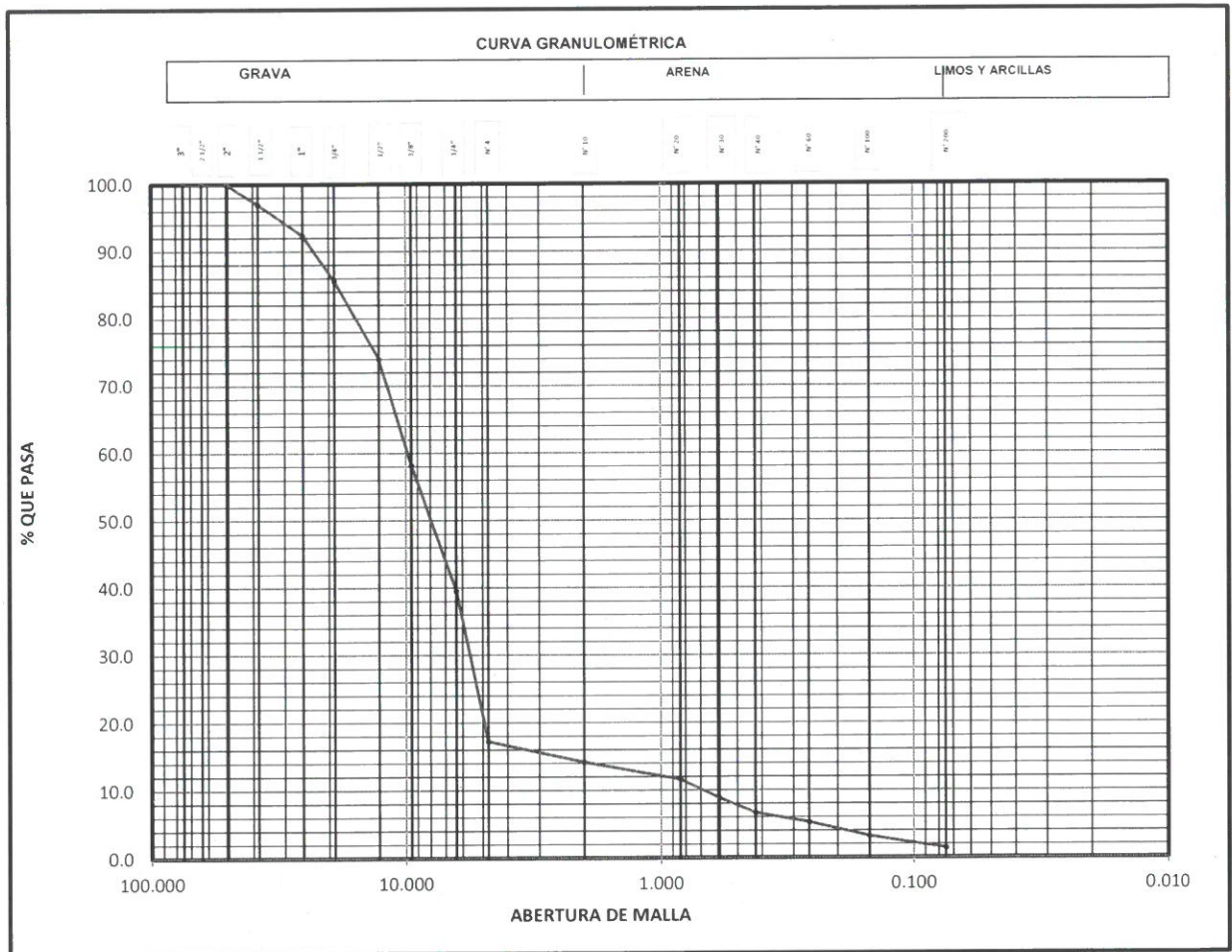
UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCavelica

FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019

FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

CALICATA	C-01
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	1.70



% GRAVA	82.73%	% ARENA	15.86%	% FINO	1.41%
---------	--------	---------	--------	--------	-------

KLAFER S.A.C.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (CÓPIA PERUANA).
INDECOPI: GP-004: 1993)

Ing. Civil Marino Peña Dueña
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCURTO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

RPC: 957259680



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETO Y MATERIALES
CALLE REAL 445 CHILCA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

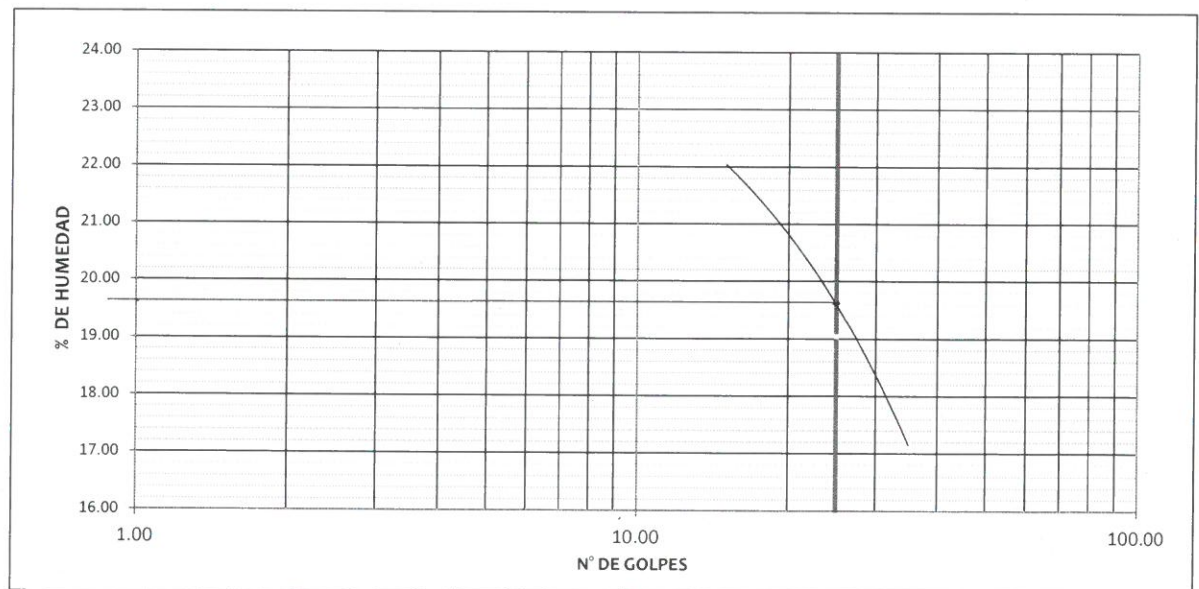
RUC 20487134911

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAVELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D423-66

CALICATA	C-01
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	1.70

ENSAYO N°	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	1	2
Recipiente + Suelo Hum.	19.52	18.03	19.69	NP	
Recipiente + Suelo Seco	18.23	17.04	18.56		
Peso de agua	1.29	0.99	1.13		
Peso del Recipiente	12.45	11.83	12.07		
Peso de Suelo Seco	5.78	5.21	6.49		
% de Humedad	22.32	19.04	17.43		
N° de Golpes	15.00	25.00	35.00		



% LIMITE LIQUIDO	19.62
% LIMITE PLASTICO	NP
INDICE PLASTICO	NP

KLAFER S.A.C.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil **Martino Peña Dueñ**
 ASESOR TÉCNICO C.P. 78936 REG. CONSULTOR C.P.
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECORIO)

GP-004: 1993

RPC: 957259680

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAMELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

CALICATA : C - 01 MÉTODO DE EXCAV. : MANUAL
 NAPA FREÁTICA : NP DIMENSIONES : 0.80 x 1.20 x 1.70

PROF. (m)	GRÁFICA	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
			Forma del material granular, color, contenido de humedad, material orgánico, porcentaje estimado de boleas / cantos, etc.
0.10		Pt	SUELO ALTAMENTE ORGANICO DE COLOR ROJIZO
0.20			
0.30			
0.40			
0.50		GP	GRAVA MAL GRADUADA CON ARENA, DE COLOR GUIINDO, EN ESTADO HUMEDO Y DE MEDIANA DIFICULTAD DE EXCAVACIÓN
0.60			
0.70			
0.80			
0.90			
1.00			
1.10			
1.20			
1.30			
1.40			
1.50			
1.60			
1.70			

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP-004: 1993)


KLAFER S.A.C.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS


Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5582
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETO Y MATERIALES
GALLE REAL 445 CHILGA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134911

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAMELICA

FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019

FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

MSSL
912

CALICATA	C-02
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	2.10

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (grs)	% PARCIAL RETENIDO (GRS)	% ACUMULADO	
				RETENIDO	QUE PASA
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.0	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.0	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.0	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.0	100.00
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.0	100.00
1/2"	12.700	15.38	1.69	1.7	98.31
3/8"	9.500	16.21	1.78	3.5	96.54
1/4"	6.350	29.43	3.23	6.7	93.31
N°4	4.760	25.82	2.83	9.5	90.48
N°10	2.000	16.78	1.84	11.4	88.64
N°20	0.840	12.87	1.41	12.8	87.23
N°30	0.590	15.94	1.75	14.5	85.48
N°40	0.425	13.65	1.50	16.0	83.98
N°60	0.260	17.22	1.89	17.9	82.09
N°100	0.149	10.19	1.12	19.0	80.98
N°200	0.075	8.41	0.92	19.9	80.05
FONDO		730.10	80.05	100.0	0.00
PESO TOTAL		912.00	100.0		

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318	
% LIMITE LIQUIDO	28.31
% LIMITE PLASTICO	22.72
INDICE PLASTICO	5.59

PORCENTAJES	
% GRAVA	9.52%
% ARENA	10.42%
% FINO	80.05%
	100.00%

% DE CONTENIDO DE HUMEDAD	
TARA No	A-1
PESO DE TARA + SUELO HUMEDO gr.	174.34
PESO DE TARA + SUELO SECO gr.	171.27
PESO AGUA gr.	3.07
PESO DE LA TARA gr.	121.00
PESO SUELO SECO gr.	50.27
CONTENIDO DE HUMEDAD. %	6.11%

CLASIFICACIÓN DEL SUELO	
SUCS ASTM D-2487	CL - ML
AASHTO ASTM D-3282	A-4(4)
NOMBRE DE GRUPO	ARCILLA LIMOSA CON ARENA

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP-004: 1993)

KLAFER S.A.C.
 INGENIERÍA EN MECÁNICA DE SUELOS
 Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C. 5988
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONSULTOR GEOTECNIA Y GEOLOGIA

RPC: 957259680



KLAFFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETO Y MATERIALES
CALLE REAL 445 CHILCA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134911

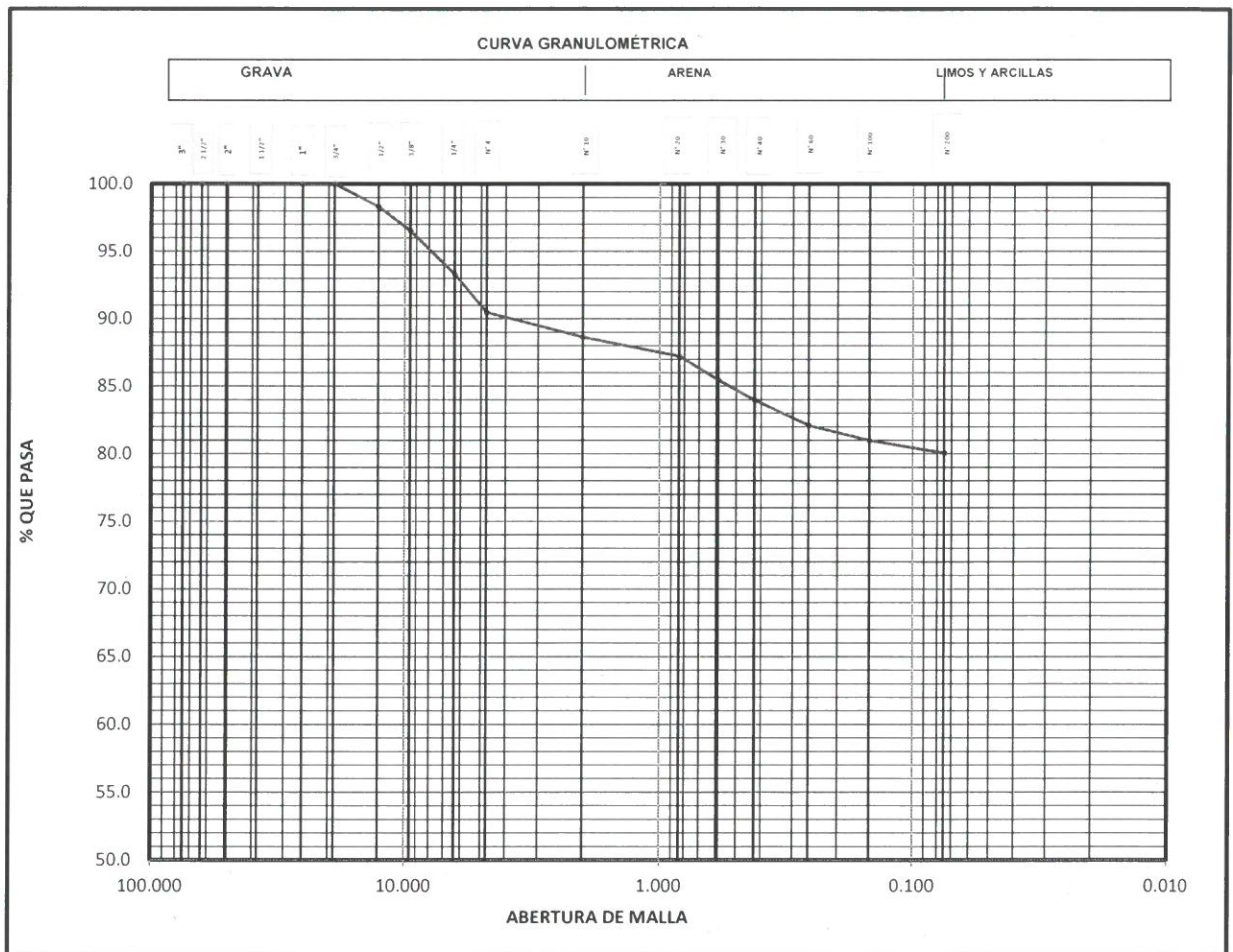
EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAVELICA

FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019

FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

CALICATA	C-02
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	2.10



% GRAVA	9.52%	% ARENA	10.42%	% FINO	80.05%
---------	-------	---------	--------	--------	--------



Ing. Civil Marino Peña Duñas
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CON RUC EN GEOTECNIA Y GEOLOGIA

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA DE INGENIERÍA EN GEOTECNIA Y GEOLOGIA)
INDECOPI: GP.004: 1993

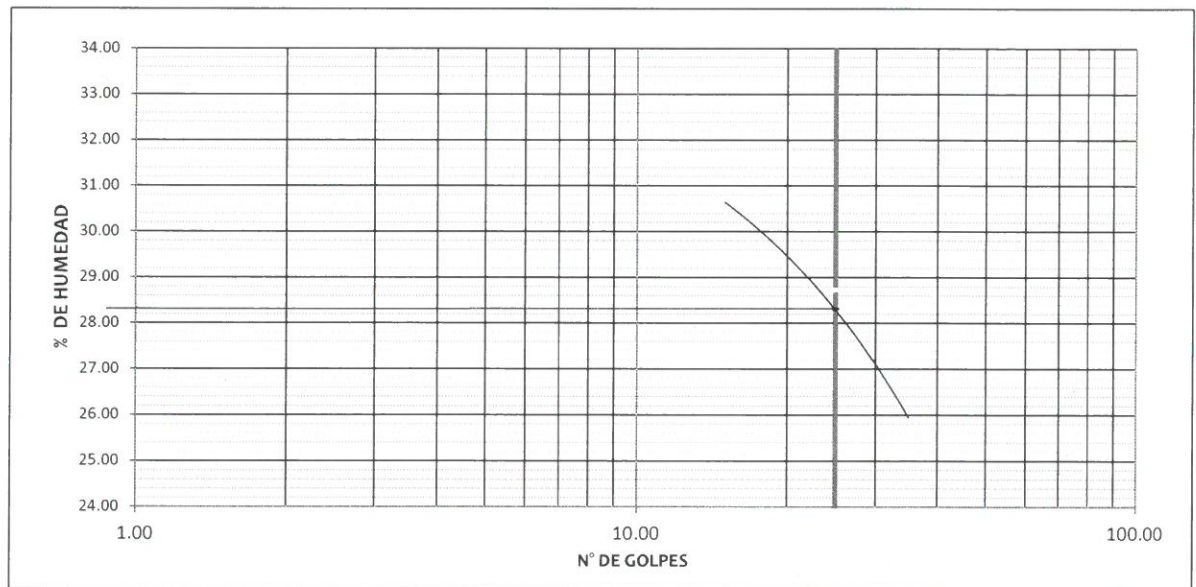


EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAVELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D423-66

CALICATA	C-02
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	2.10

ENSAYO N°	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	1	2
Recipiente + Suelo Hum.	30.17	31.26	27.65	20.27	20.38
Recipiente + Suelo Seco	26.72	27.56	25.31	18.85	19.04
Peso de agua	3.45	3.70	2.34	1.42	1.34
Peso del Recipiente	15.37	14.68	16.21	12.64	13.09
Peso de Suelo Seco	11.35	12.88	9.10	6.21	5.95
% de Humedad	30.42	28.73	25.72	22.87	22.56
N° de Golpes	15.00	25.00	35.00		



% LIMITE LIQUIDO	28.31
% LIMITE PLASTICO	22.72
INDICE PLASTICO	5.59

 KLAFER SAC.
UNIDAD DE INGENIERIA
EN MECANICA DE SUELOS

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI Nº 001-2012-01-0001)
 GP:004: 1993)

Ing. Civil Marino Peña Dueña
 ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR
 ESPECIALISTA EN GEOTECNIA
 COMITÉ DE PROFESIONALES



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETO Y MATERIALES
CALLE REAL 445 CHILCA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134911

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCVELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

CALICATA :	C - 02	MÉTODO DE EXCAV. :	MANUAL
NAPA FREÁTICA :	NP	DIMENSIONES :	0.80 x 1.20 x 2.10

PROF. (m)	GRÁFICA	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
			Forma del material granular, color, contenido de humedad, material orgánico, porcentaje estimado de boleos / cantos, etc.
0.10		Pt	SUELO ALTAMENTE ORGANICO DE COLOR AMARILLO CON ROJO
0.20			
0.30		CL - ML	ARCILLA LIMOSA CON ARENA, DE COLOR GUINDO, EN ESTADO HUMEDO Y DE MEDIANA DIFICULTAD DE EXCAVACIÓN
0.40			
0.50			
0.60			
0.70			
0.80			
0.90			
1.00			
1.10			
1.20			
1.30			
1.40			
1.50			
1.60			
1.70			
1.80			
1.90			
2.00			
2.10			

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP-004: 1993)



KLAFER SAC.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5888
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAMELICA

FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019

FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

MSSL
4512

CALICATA	C-03
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	2.10

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (grs)	% PARCIAL RETENIDO (GRS)	% ACUMULADO	
				RETENIDO	QUE PASA
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.500	43.25	0.96	1.0	99.04
2"	50.800	0.00	0.00	1.0	99.04
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	1.0	99.04
1"	25.400	0.00	0.00	1.0	99.04
3/4"	19.000	76.84	1.70	2.7	97.34
1/2"	12.700	92.45	2.05	4.7	95.29
3/8"	9.500	60.73	1.35	6.1	93.94
1/4"	6.350	97.81	2.17	8.2	91.78
N°4	4.760	114.70	2.54	10.8	89.23
N°10	2.000	56.21	1.25	12.0	87.99
N°20	0.840	84.16	1.87	13.9	86.12
N°30	0.590	59.32	1.31	15.2	84.81
N°40	0.425	65.09	1.44	16.6	83.37
N°60	0.260	138.54	3.07	19.7	80.29
N°100	0.149	108.47	2.40	22.1	77.89
N°200	0.075	78.43	1.74	23.8	76.15
FONDO		3436.00	76.15	100.0	0.00
PESO TOTAL		4512.00	100.0		

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

% LIMITE LIQUIDO	29.07
% LIMITE PLASTICO	22.95
INDICE PLASTICO	6.12

PORCENTAJES

% GRAVA	10.77%
% ARENA	13.08%
% FINO	76.15%
	100.00%

CLASIFICACIÓN DEL SUELO

SUCS ASTM D-2487	CL - ML
AASHTO ASTM D-3282	A-4(4)
NOMBRE DE GRUPO	ARCILLA LIMOSA CON ARENA

% DE CONTENIDO DE HUMEDAD	
TARA No	B-4
PESO DE TARA + SUELO HUMEDO gr.	168.81
PESO DE TARA + SUELO SECO gr.	165.73
PESO AGUA gr.	3.08
PESO DE LA TARA gr.	123.00
PESO SUELO SECO gr.	42.73
CONTENIDO DE HUMEDAD. %	7.21%

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (SIGUIENDO LA GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)


KLAFFER S.A.C.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CP 78938 REG. CONSULTOR C 5968
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 EN SU TOTALIDAD (SIGUIENDO LA GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)

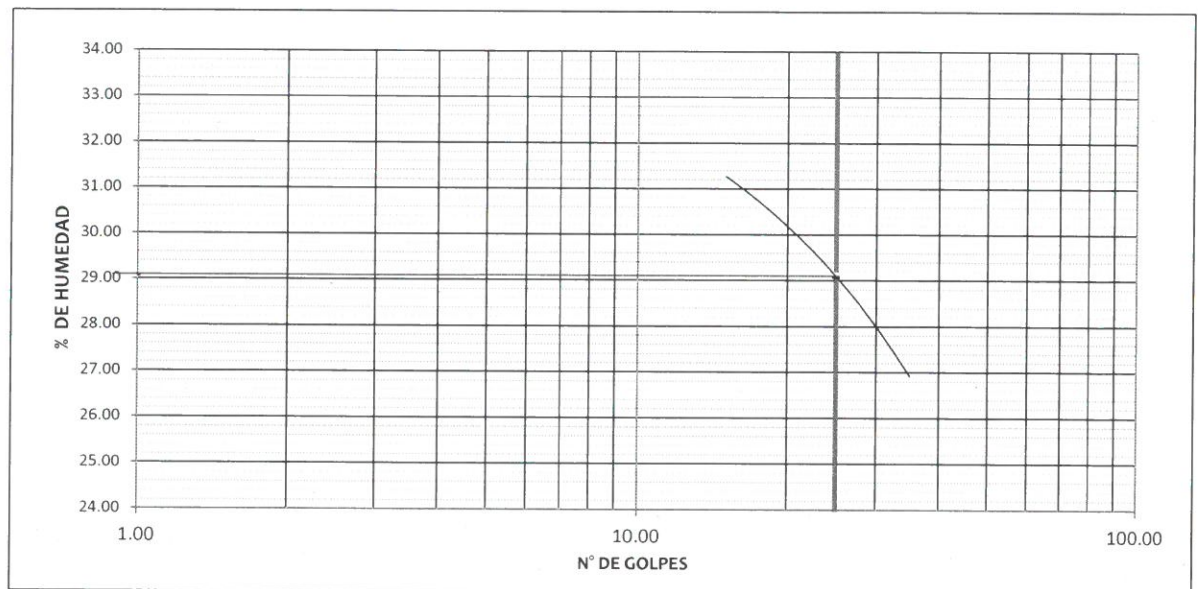


EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAVELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

LIMTES DE CONSISTENCIA ASTM D423-66

CALICATA	C-03
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	2.10

ENSAYO N°	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	1	2
Recipiente + Suelo Hum.	22.58	21.46	23.32	14.27	15.20
Recipiente + Suelo Seco	20.41	19.53	21.06	12.82	13.74
Peso de agua	2.17	1.93	2.26	1.45	1.46
Peso del Recipiente	13.48	12.90	12.67	6.45	7.41
Peso de Suelo Seco	6.93	6.63	8.39	6.37	6.33
% de Humedad	31.25	29.14	26.89	22.76	23.14
N° de Golpes	15.00	25.00	35.00		



% LIMITE LIQUIDO	29.07
% LIMITE PLASTICO	22.95
INDICE PLASTICO	6.12



Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO C.P. 78508 REG. CONSULTOR C. 3988
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 LABORATORIO GEOTECNIA Y GEOLOGIA


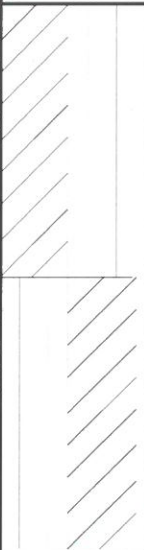
OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP-004: 1993)

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAMELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

CALICATA :	C - 03	MÉTODO DE EXCAV. :	MANUAL
NAPA FREÁTICA :	NP	DIMENSIONES :	0.80 x 1.20 x 2.10

PROF. (m)	GRÁFICA	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
			Forma del material granular, color, contenido de humedad, material orgánico, porcentaje estimado de huleos / cantos, etc.
0.10		Pt	SUELO ALTAMENTE ORGANICO DE COLOR ROJO
0.20			
0.30		CL - ML	ARCILLA LIMOSA CON ARENA, DE COLOR GUIINDO, EN ESTADO HUMEDO Y DE MEDIANA DIFICULTAD DE EXCAVACIÓN
0.40			
0.50			
0.60			
0.70			
0.80			
0.90			
1.00			
1.10			
1.20			
1.30			
1.40			
1.50			
1.60			
1.70			
1.80			
1.90			
2.00			
2.10			

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

KLAFER SAC.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS
Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO C.P. 78936 REG. CONSULTOR C. 5988
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP-004: 1993)

**KLAFER S.A.C.**DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETO Y MATERIALES
CALLE REAL 445 CHILCA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134911

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
ESTUDIO : JULIO

PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"

UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAVELICA

FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019

FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D422

MSSL
984

CALICATA	C-04
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	2-30

TAMIZ	ABERTURA (mm)	PESO RETENIDO (grs)	% PARCIAL RETENIDO (GRS)	% ACUMULADO	
				RETENIDO	QUE PASA
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.0	100.00
2"	50.800	0.00	0.00	0.0	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.0	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.0	100.00
3/4"	19.000	0.00	0.00	0.0	100.00
1/2"	12.700	123.67	12.57	12.6	87.43
3/8"	9.500	149.31	15.17	27.7	72.26
1/4"	6.350	161.54	16.42	44.2	55.84
N°4	4.760	172.90	17.57	61.7	38.27
N°10	2.000	23.78	2.42	64.1	35.85
N°20	0.840	31.52	3.20	67.3	32.65
N°30	0.590	26.84	2.73	70.1	29.92
N°40	0.425	13.59	1.38	71.5	28.54
N°60	0.260	15.01	1.53	73.0	27.02
N°100	0.149	12.15	1.23	74.2	25.78
N°200	0.075	8.43	0.86	75.1	24.92
FONDO		245.26	24.92	100.0	0.00
PESO TOTAL			100.0		

LÍMITES DE CONSISTENCIA ASTM D4318

% LIMITE LIQUIDO	24.39
% LIMITE PLASTICO	18.65
INDICE PLASTICO	5.74

PORCENTAJES

% GRAVA	61.73%
% ARENA	13.35%
% FINO	24.92%
	100.00%

CLASIFICACIÓN DEL SUELO

SUCS ASTM D-2487	GC - GM
AASHTO ASTM D-3282	A-1-b(0)
NOMBRE DE GRUPO	GRAVA LIMOSA - ARCILLOSA

% DE CONTENIDO DE HUMEDAD

TARA No	B-1
PESO DE TARA + SUELO HUMEDO gr.	175.74
PESO DE TARA + SUELO SECO gr.	172.58
PESO AGUA gr.	3.16
PESO DE LA TARA gr.	118.00
PESO SUELO SECO gr.	54.58
CONTENIDO DE HUMEDAD. %	5.79%

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (SUJA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)


Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 OFICINA DE INGENIERÍA EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CP. 78936 REG. CONSULTOR C-5588
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 SUJA PERUANA

RPC: 957259680

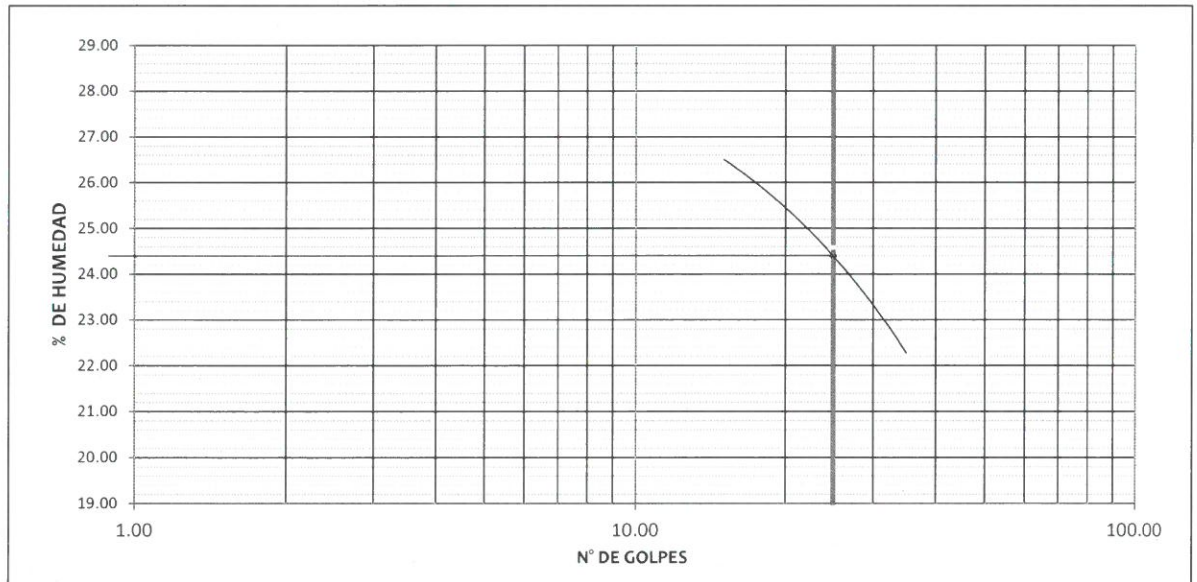


EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAVELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

LIMITES DE CONSISTENCIA ASTM D423-66

CALICATA	C-04
MUESTRA	M-1
PROFUNDIDAD	2.30

ENSAYO N°	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	1	2
Recipiente + Suelo Hum.	23.98	22.12	24.91	14.13	14.15
Recipiente + Suelo Seco	21.46	20.17	22.54	13.04	12.95
Peso de agua	2.52	1.95	2.37	1.09	1.20
Peso del Recipiente	11.93	12.25	11.87	7.15	6.54
Peso de Suelo Seco	9.53	7.92	10.67	5.89	6.41
% de Humedad	26.41	24.58	22.18	18.56	18.73
N° de Golpes	15.00	25.00	35.00		



% LIMITE LIQUIDO	24.39
% LIMITE PLASTICO	18.65
INDICE PLASTICO	5.74

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5938
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 UNIDAD DE INGENIERÍA EN MECÁNICA DE SUELOS

RPC: 957259680



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIALES
CALLE REAL 445 CHILCA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134911

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCVELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DE 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DE 2019

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

CALICATA:	C - 04	MÉTODO DE EXCAV.:	MANUAL
NAPA FREÁTICA:	NP	DIMENSIONES:	0.80 x 1.20 x 2.30

PROF. (m)	GRÁFICA	SIMBOLOGÍA	DESCRIPCIÓN
			Forma del material granular, color, contenido de humedad, material orgánico, porcentaje estimado de boleas / cantos, etc.
0.10		Pt	SUELO ALTAMENTE ORGANICO DE COLOR ROJIZO
0.20		GC - GM	GRAVA LIMOSA - ARCILLOSA, DE COLOR ROJIZO, EN ESTADO HUMEDO Y DE MEDIANA DIFICULTAD DE EXCAVACIÓN
0.30			
0.40			
0.50			
0.60			
0.70			
0.80			
0.90			
1.00			
1.10			
1.20			
1.30			
1.40			
1.50			
1.60			
1.70			
1.80			
1.90			
2.00			
2.10			
2.20			
2.30			

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)



KLAFER SAC.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP. 78936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

RPC: 957259680

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

**“FACTORES INFLUYENTES EN LA
ESTABILIDAD DE TALUD PARA
EVALUAR EL GRADO DE
VULNERABILIDAD”**

CAPACIDAD PORTANTE

HUANCAYO

2019

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE
 (KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"

ATENCIÓN: BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER

CALICATA: C-01

MUESTRA: M-1

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	25.48	grados
Cohesión	0.001	kg/cm ²
Peso unitario de sobrecarga	1.67	gr/cm ³
Peso unitario del suelo de cimentación	1.67	gr/cm ³
Relación Ancho/Largo (B/L)	1	Forma:
Ancho de la base o diámetro de cimentación	1	m
Profundidad de fondo de cimentación	1.3	m
Profundidad de desplante	1.3	m
Factor de seguridad	3	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación		GP

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc:	21.45
Nq:	11.23
Ny:	11.68

C. FACTORES DE FORMA:

Sc:	1.52349
Sq:	1.47655
Sy:	0.6

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	FACTOR W W	qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
1.30	-1.30	0.5	1	3.92	1.31
1.30	-1.30	1	1	4.21	1.40
1.30	-1.30	1.2	1	4.33	1.44
1.30	-1.30	1.5	1	4.50	1.50

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.31 kg/cm² y 1.50 kg/cm² valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia

LOS CÁLCULOS DE CAPACIDAD PORTANTE FUERON REALIZADOS A PARTIR DE 0.40 M A 1.70 M, EN VISTA QUE SE ENCONTRÓ ESTRATOS HETEROGENEOS

 **KLAFER S.A.C.**
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP. 78936 REG. CONSULTOR C. 5988
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 CONCRETO GEOTECNIA Y GEOLOGIA



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS CONCRETO Y MATERIALES
CALLE REAL 445 CHILCA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134911

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"

ATENCIÓN: BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER

CALICATA: C-02

MUESTRA: M-1

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	16.67	grados
Cohesión	0.134	kg/cm ²
Peso unitario de sobrecarga	1.12	gr/cm ³
Peso unitario del suelo de cimentación	1.12	gr/cm ³
Relación Ancho/Largo (B/L)	1	Forma:
Ancho de la base o diámetro de cimentación	1	m
Profundidad de fondo de cimentación	1.9	m
Profundidad de desplante	1.9	m
Factor de seguridad	3	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	CL - ML	

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc:	12.11
Nq:	4.63
Ny:	3.37

C. FACTORES DE FORMA:

Sc:	1.38231
Sq:	1.29944
Sy:	0.6

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	FACTOR W W	qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
1.90	-1.90	0.5	1	3.58	1.19
1.90	-1.90	1	1	3.64	1.21
1.90	-1.90	1.2	1	3.66	1.22
1.90	-1.90	1.5	1	3.69	1.23

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.19 kg/cm² y 1.23 kg/cm² valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia

LOS CÁLCULOS DE CAPACIDAD PORTANTE FUERON REALIZADOS A PARTIR DE 0.20 M A 2.10 M, EN VISTA QUE SE ENCONTRÓ ESTRATOS HETEROGENEOS



KLAFER SAC.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO C.P. 78936 REG. CONSULTOR C 5000
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
CONCRETO, GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE

(KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"

ATENCIÓN: BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER

CALICATA: C-03

MUESTRA: M-1

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	15.86	grados
Cohesión	0.142	kg/cm ²
Peso unitario de sobrecarga	1.08	gr/cm ³
Peso unitario del suelo de cimentación	1.08	gr/cm ³
Relación Ancho/Largo (B/L)	1	Forma:
Ancho de la base o diámetro de cimentación	1	m
Profundidad de fondo de cimentación	1.9	m
Profundidad de desplante	1.9	m
Factor de seguridad	3	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	CL - ML	

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc:	11.54
Nq:	4.28
Ny:	3.00

C. FACTORES DE FORMA:

Sc:	1.37126
Sq:	1.2841
Sy:	0.6

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	FACTOR W W	qult (kg/cm ²)	qadm (kg/cm ²)
1.90	-1.90	0.5	1	3.42	1.14
1.90	-1.90	1	1	3.47	1.16
1.90	-1.90	1.2	1	3.49	1.16
1.90	-1.90	1.5	1	3.52	1.17

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.14 kg/cm² y 1.17 kg/cm² valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia

LOS CÁLCULOS DE CAPACIDAD PORTANTE FUERON REALIZADOS A PARTIR DE 0.20 M A 2.10 M DE PROFUNDIDAD EN VISTA QUE SE ENCONTRÓ ESTRATOS HETEROGENEOS


KLA FER S.A.C.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO O.P. 78936 REG. CONSULTOR O.P. 598
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 COMITÉ GEOTECNIA Y GEOLOGIA

TEORIA DE CAPACIDAD PORTANTE
 (KARL TERZAGHI)

PROYECTO: "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"

ATENCIÓN: BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER

CALICATA: C-04

MUESTRA: M-1

A. DATOS GENERALES:

Angulo de fricción interna	25.02	grados
Cohesión	0.000	kg/cm2
Peso unitario de sobrecarga	1.62	gr/cm3
Peso unitario del suelo de cimentación	1.62	gr/cm3
Relación Ancho/Largo (B/L)	1	Forma:
Ancho de la base o diámetro de cimentación	1	m
Profundidad de fondo de cimentación	2.2	m
Profundidad de desplante	2.2	m
Factor de seguridad	3	
Clasificación SUCS del suelo de cimentación	GC - GM	

B. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA:

Nc:	20.75
Nq:	10.68
Ny:	10.91

C. FACTORES DE FORMA:

Sc:	1.51487
Sq:	1.46673
Sy:	0.6

D. CAPACIDAD ADMISIBLE

Desplante Df(m)	Cota Relativa	Ancho B(m)	FACTOR W W	qult (kg/cm2)	qadm (kg/cm2)
2.20	-2.20	0.5	1	5.85	1.95
2.20	-2.20	1	1	6.12	2.04
2.20	-2.20	1.2	1	6.22	2.07
2.20	-2.20	1.5	1	6.38	2.13

Podemos apreciar un rango de valores que se encuentran comprendido entre 1.95 kg/cm2 y 2.13 kg/cm2 valores que varían de acuerdo a la profundidad y geometría de la cimentación además a mayor profundidad notamos que se va ganando propiedades de resistencia

LOS CÁLCULOS DE CAPACIDAD PORTANTE FUERON REALIZADOS A PARTIR DE 0.10 M A 2.30 M, EN VISTA QUE SE ENCONTRÓ ESTRATOS HETEROGENEOS

KLAFER S.A.C.
 UNIDAD DE INGENIERIA
 EN MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO CIP. 78936 REG. CONSULTOR C 5988
 ESPECIALISTA EN MECANICA DE SUELOS
 JUNTO GEOTECNIA Y GEOLOGIA

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

**“FACTORES INFLUYENTES EN LA
ESTABILIDAD DE TALUD PARA
EVALUAR EL GRADO DE
VULNERABILIDAD”**

ASENTAMIENTO

HUANCAYO

2019



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIALES

GEOTECNIA Y GEOLOGIA
ESTUDIOS ESPECIALES
RUC 20487134911

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
ESTUDIO : JULIO
ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAÑA - HUANCVELICA
FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DEL 2019
FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DEL 2019

Donde:

SI	=	Asentamientos Probable (cm)
B	=	Ancho de la Cimentación (m)
L	=	Largo del rectángulo (m)
q ult.	=	Presión de trabajo (ton/m2)
I_f	=	Factor de forma (cm/m)
E_s	=	Módulo de elasticidad de Young del suelo (ton/m2)
μ	=	Relación de Poisson ()

Clasificación Granulométrica
Desplante

$$S_I = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

SI	CALICATA 01
B	M-1
L	0.0684
q ult.	4.21
I_f	82
E_s	5000
μ	0.10
	GP
	1.30

Si el asentamiento diferencial sobrepasa la pulgada (2.54 cm.) podría comprometer la estructura, siendo el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.
EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI. GP.004: 1993)

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO (IP. 7836 REG. CONSULTOR C 568)
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
KLAFER S.A.C. GEOTECNIA Y MATERIALES
KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS
RPC: 957259680

-En Huancayo : Calle Real 445 Chitca Huancayo
ESTUDIOS DE SUELOS, ROGAS, AGREGADOS, UNIDADES DE ALBAÑILERÍA, MADERA, ACERO, DISEÑO DE MEZCLAS, CONCRETO, ENSAYOS HIDRÁULICOS EN AGUA, DESAGÜE, ENSAYOS DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA, DE PUESTA A TIERRA, ETC.,



KLAFER S.A.C.

DIVISION DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIALES

GEOTECNIA Y GEOLOGIA
ESTUDIOS ESPECIALES
RUC 20487134911

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILIA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAYÉVICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DEL 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DEL 2019

Donde:

- SI = Asentamientos Probable (cm)
- B = Ancho de la Cimentación (m)
- L = Largo del rectángulo (m)
- q ult. = Presión de trabajo (ton/m²)
- I_f = Factor de forma (cm/m)
- E_s = Módulo de elasticidad de Young del suelo (ton/m²)
- μ = Relación de Poisson (-)

Clasificación Granulométrica
 Desplante

$$S_I = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

SI	CALICATA 02
B	M-1
q ult.	0.0985
I _f	1.00
E _s	3.64
μ	82
	3000
	0.10
	CL - ML
	1.90

Si el asentamiento diferencial sobrepasa la pulgada (2.54 cm.) podría comprometer la estructura, siendo el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP:004: 1993)



KLAFER S.A.C.
 LABORATORIO DE INGENIERÍA
 EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dutñas
 ASESOR TÉCNICO CIP 78896 REG. CONSULTOR C 5983
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y GEOLÓGIA
 RPC: 957259680

-En Huancayo : Calle Real 445 Chilca Huancayo

ESTUDIOS DE SUELOS, ROCAS, AGREGADOS, UNIDADES DE ALBAÑILERÍA, MADERA, ACERO, DISEÑO DE MEZCLAS, CONCRETO, ENSAYOS HIDRÁULICOS EN AGUA, DESAGÜE, ENSAYOS DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA, DE PUESTA A TIERRA, ETC.



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIALES

GEOTECNIA Y GEOLOGIA
ESTUDIOS ESPECIALES
RUC 20487134911

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : BACHILLER CHÁVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCAYELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DEL 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DEL 2019

Donde:

- SI = Asentamientos Probable (cm)
- B = Ancho de la Cimentación (m)
- L = Largo del rectángulo (m)
- q ult. = Presión de trabajo (ton/m²)
- I_f = Factor de forma (cm/m)
- E_s = Módulo de elasticidad de Young del suelo (ton/m²)
- μ = Relación de Poisson (-)

Clasificación Granulométrica
 Desplante

$$S_I = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} \cdot I_f$$

CALICATA 03	
SI	M-1
B	0.0939
	1.00

q ult.	3.47
I _f	82
E _s	3000
μ	0.10
CL - ML	1.90

Si el asentamiento diferencial sobrepasa la pulgada (2.54 cm.) podría comprometer la estructura, siendo el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales

OBSERVACION : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCirse SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP-004: 1993)

KLAFER S.A.C.
 UNIDAD DE INGENIERÍA
 MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
 ASESOR TÉCNICO GP 78836 REG. CONSULTOR C 3898
 ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
 INGENIERO GEOTECNIA Y PESAJE

RPC: 957259680

-En Huancayo : Calle Real 445 Chilca Huancayo

ESTUDIOS DE SUELOS, ROCAS, AGREGADOS, UNIDADES DE ALBAÑILERÍA, MADERA, ACERO, DISEÑO DE MEZCLAS, CONCRETO, ENSAYOS HIDRÁULICOS EN AGUA, DESAGÜE, ENSAYOS DE RESISTENCIA ELÉCTRICA, DE PUESTA A TIERRA, ETC.



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIALES

GEOTECNIA Y GEOLOGIA
ESTUDIOS ESPECIALES
RUC 20487134911

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

EXPEDIENTE N° : 123H - 2019
 ESTUDIO : JULIO
 ATENCIÓN : PAC-HILLER CHAVEZ SOLANO YONATAN YIER
 PROYECTO : "FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD"
 UBICACIÓN : MARISCAL CASTILLA - DANIEL HERNÁNDEZ - TAYACAJA - HUANCVELICA
 FECHA DE RECEPCIÓN : 29 DE JUNIO DEL 2019
 FECHA DE EMISIÓN : 04 DE JULIO DEL 2019

Donde:

SI	=	Asentamientos Probable (cm)
B	=	Ancho de la Cimentación (m)
L	=	Largo del rectángulo (m)
q ult.	=	Presión de trabajo (ton/m2)
I_f	=	Factor de forma (cm/m)
E_s	=	Módulo de elasticidad de Young del suelo (ton/m2)
μ	=	Relación de Poisson (-)

Clasificación Granulométrica
Desplante

$$S_I = \frac{qB(1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

SI	CALICATA 04 M-1
B	0.0994
L	1.00
q ult.	6.12
I_f	82
E_s	5000
μ	0.10
Clasificación Granulométrica	GC - GM
Desplante	2.10

Si el asentamiento diferencial sobrepasa la pulgada (2.54 cm.) podría comprometer la estructura, siendo el asentamiento máximo tolerable para estructuras convencionales

OBSERVACIÓN : Muestra remitida por el solicitante. El laboratorio, no se responsabiliza por la veracidad de la misma.

EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBERÁ REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (GUÍA PERUANA INDECOPI: GP-004: 1993)



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 78936 REG. CONSULTOR C 5988
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
UNIVERSIDAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

RPC: 957259680

-En Huancayo : Calle Real 445 Chilca Huancayo

ESTUDIOS DE SUELOS, ROCAS, AGREGADOS, UNIDADES DE ALBAÑILERÍA, MADERA, ACERO, DISEÑO DE MEZCLAS, CONCRETO, ENSAYOS HIDRÁULICOS EN AGUA, DESAGÜE, ENSAYOS DE RESISTIVIDAD ELÉCTRICA DE PUESTA A TIERRA, ETC.,

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PROYECTO:

**“FACTORES INFLUYENTES EN LA
ESTABILIDAD DE TALUD PARA
EVALUAR EL GRADO DE
VULNERABILIDAD”**

PANEL FOTOGRAFICO

HUANCAYO

2019



FOTO 01.- UBICACIÓN DE LA CALICATA C-01 CORRESPONDIENTE AL PROYECTO:
“FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL
GRADO DE VULNERABILIDAD”



FOTO 02.- UBICACIÓN DE LA CALICATA C-02 CORRESPONDIENTE AL PROYECTO: “FACTORES
INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE
VULNERABILIDAD”



KLAFER S.A.C.

DIVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIALES
GALLE REAL 445 CHILGA HUANCAYO

GEOTECNIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134911

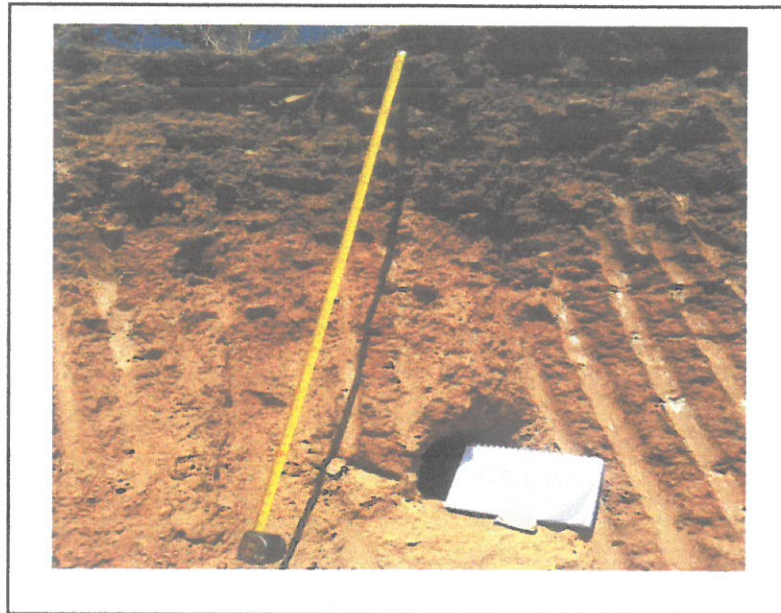


FOTO 03.- UBICACIÓN DE LA CALICATA C-03 CORRESPONDIENTE AL PROYECTO: “FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD”

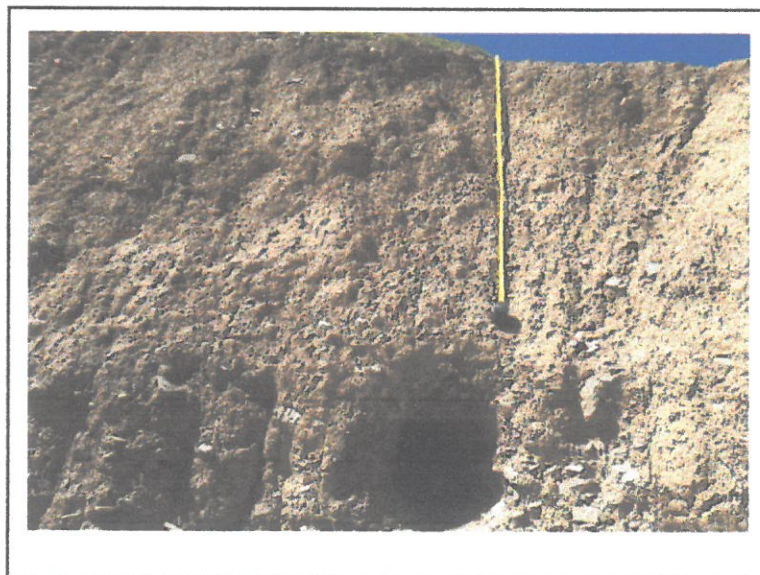


FOTO 04.- UBICACIÓN DE LA CALICATA C-04 CORRESPONDIENTE AL PROYECTO: “FACTORES INFLUYENTES EN LA ESTABILIDAD DE TALUD PARA EVALUAR EL GRADO DE VULNERABILIDAD”



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
ASESOR TÉCNICO CIP 18936 REG. CONTROL C 5888
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
UNIDAD DE INGENIERÍA EN MECÁNICA DE SUELOS

RPC: 957259680



KLAFER S.A.C.

DIVISION DE MECANICA DE SUELOS CONCRETO Y MATERIALES
CALLE REAL 4265 QUILCA HUANUCAYO

GEOTECNIA Y GEOLÓGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134926

Análisis De Permeabilidad ASTM D-2434-68(2000)

CANTERA	C-1
ESTADO	REMOLDEADO
CLASIFICACIÓN SUCS	GP
CONTRAPRESION	2.95
GRADIENTE HIDRAULICO	40.000
CARGA	0.550
HUMEDAD INICIAL	21.000
HUMEDAD FINAL	26.000
DENSIDAD SECA	2.130
GRADO DE SATURACION	98.000
K	1.0 x 10 ⁻¹

OBSERVACIONES. PERMEABILIDAD MEDIA A ELEVADA

Análisis De Permeabilidad ASTM D-2434-68.

CALICATA	C-2
ESTADO	REMOLDEADO
CLASIFICACIÓN SUCS	ML
CONTRAPRESIÓN	2.160
GRADIENTE HIDRÁULICO	35.000
CARGA	0.432
HUMEDAD INICIAL	10.170
HUMEDAD FINAL	16.920
DENSIDAD SECA	1.450
GRADO DE SATURACIÓN	100.000
K	1.25 x 10 ⁻³

OBSERVACIONES. PERMEABILIDAD MEDIANA



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERÍA
EN MECÁNICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas
MISIÓN: REALIZAR ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS
Y GEOTECNIA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS
DE INGENIERIA CIVIL EN EL SECTOR PRIVADO Y PUBLICO



KLAFER S.A.C.

DIVISION DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y MATERIALES
CALLE REAL 496 CHILCA HUANCAYO

INGENIERIA Y GEOLOGIA

ESTUDIOS ESPECIALES

RUC 20487134926

Análisis De Permeabilidad ASTM D-2434-68.

CALICATA	C-3
ESTADO	REMOLDEADO
CLASIFICACIÓN SUCS	ML
CONTRAPRESIÓN	2 180
GRADIENTE HIDRÁULICO	38.000
CARGA	0.447
HUMEDAD INICIAL	9.560
HUMEDAD FINAL	14.970
DENSIDAD SECA	1.390
GRADO DE SATURACIÓN	100.000
K	1.25×10^{-4}

OBSERVACIONES: PERMEABILIDAD MEDIANA

Análisis De Permeabilidad ASTM D-2434-68(2000)

CANTERA	C-4
ESTADO	REMOLDEADO
CLASIFICACION SUCS	GC-GM
CLASIFICACION AASTHO	A-2-5(0)
CONTRAPRESION	2 930
GRADIENTE HIDRAULICO	29.000
CARGA	0.451
HUMEDAD INICIAL	11.280
HUMEDAD FINAL	16.130
DENSIDAD SECA	2.110
GRADO DE SATURACION	97.000
K	1.33×10^{-2}

OBSERVACIONES: PERMEABILIDAD MEDIA A ELEVADA



KLAFER S.A.C.
UNIDAD DE INGENIERIA
EN MECANICA DE SUELOS

Ing. Civil Marino Peña Dueñas

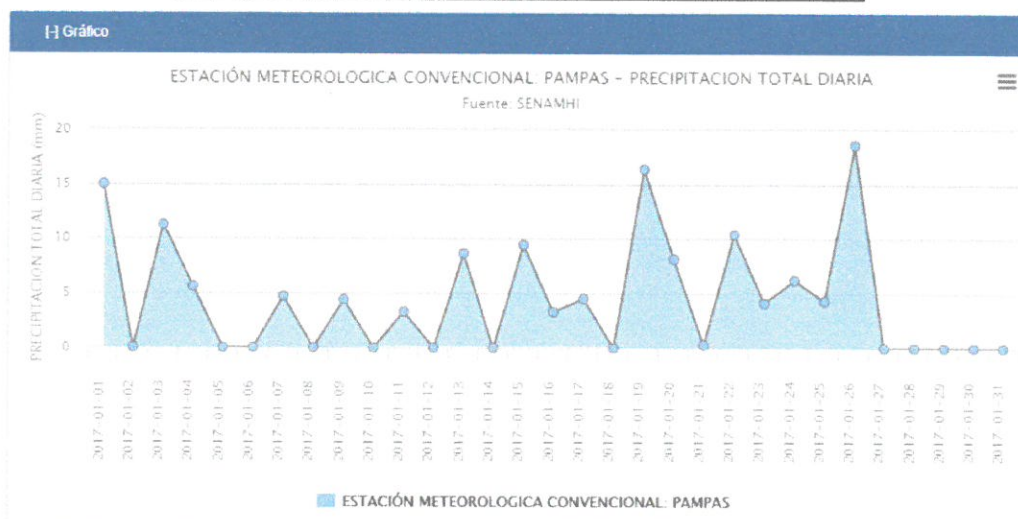
AL SECTOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
C/O. ORGANISMO REGULADOR DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
CALLE T. 1000 LIMA 10

Nombre estación: PAMPAS **Tipo:** METEOROLOGICA CONVENCIONAL
Coordenadas (longitud,latitud): -12.393056,-74.866111
Departamento: undefined **Provincia:** undefined **Distrito:** PAMPAS

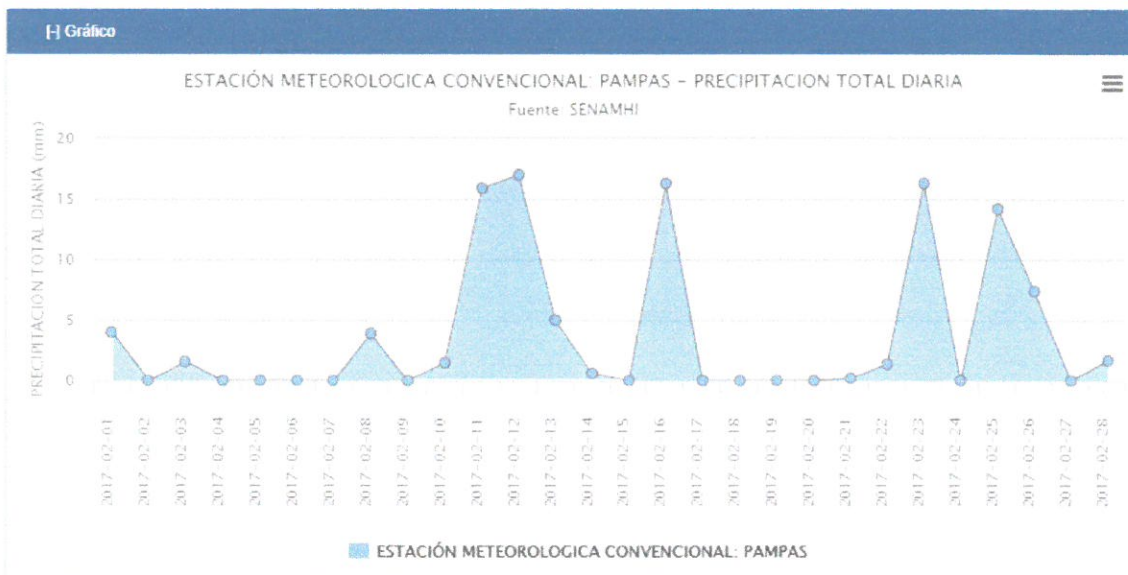
PRECIPITACIONES MÁXIMAS POR AÑO

18.6 mm	26/01/17
22.4 mm	21/01/18
18.3 mm	06/02/19

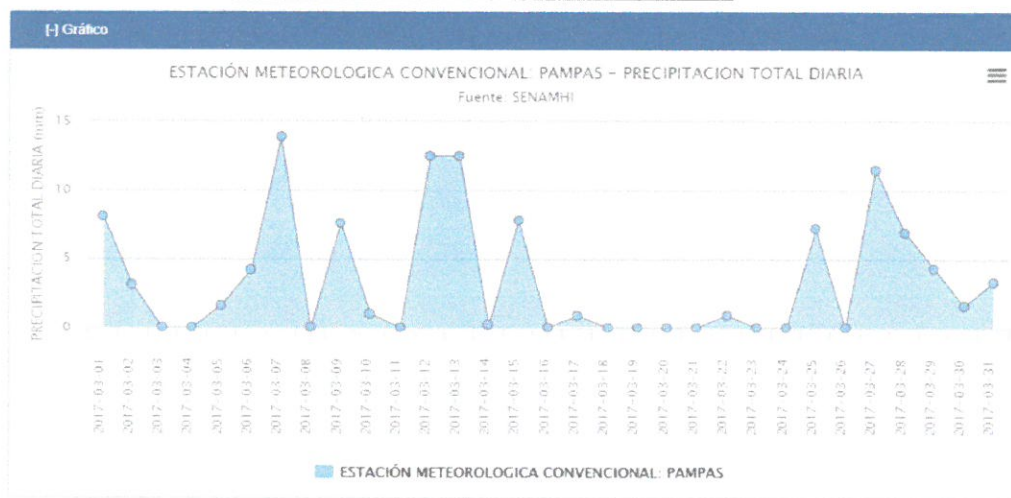
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/01/2017	15
02/01/2017	0
03/01/2017	11.3
04/01/2017	5.6
05/01/2017	0
06/01/2017	0
07/01/2017	4.7
08/01/2017	0
09/01/2017	4.4
10/01/2017	0
11/01/2017	3.3
12/01/2017	0
13/01/2017	8.6
14/01/2017	0
15/01/2017	9.4
16/01/2017	3.3
17/01/2017	4.5
18/01/2017	0
19/01/2017	16.4
20/01/2017	8.1
21/01/2017	0.3
22/01/2017	10.4
23/01/2017	4.1
24/01/2017	6.2
25/01/2017	4.3
26/01/2017	18.6
27/01/2017	0
28/01/2017	0
29/01/2017	0
30/01/2017	0
31/01/2017	0



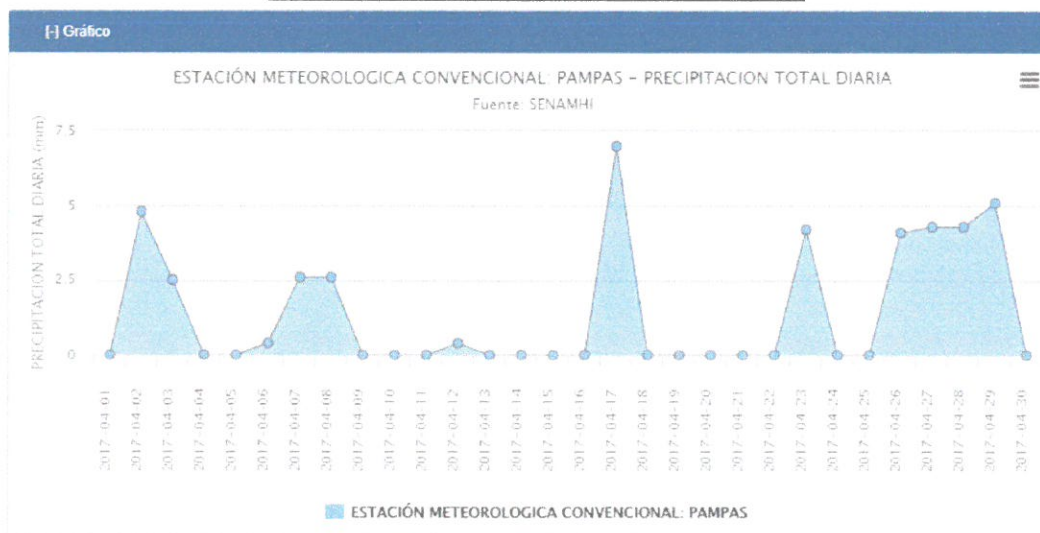
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/02/2017	4
02/02/2017	0
03/02/2017	1.6
04/02/2017	0
05/02/2017	0
06/02/2017	0
07/02/2017	0
08/02/2017	3.9
09/02/2017	0
10/02/2017	1.5
11/02/2017	15.9
12/02/2017	17
13/02/2017	5
14/02/2017	0.6
15/02/2017	0
16/02/2017	16.3
17/02/2017	0
18/02/2017	0
19/02/2017	0
20/02/2017	0
21/02/2017	0.2
22/02/2017	1.4
23/02/2017	16.3
24/02/2017	0
25/02/2017	14.2
26/02/2017	7.4
27/02/2017	0
28/02/2017	1.7



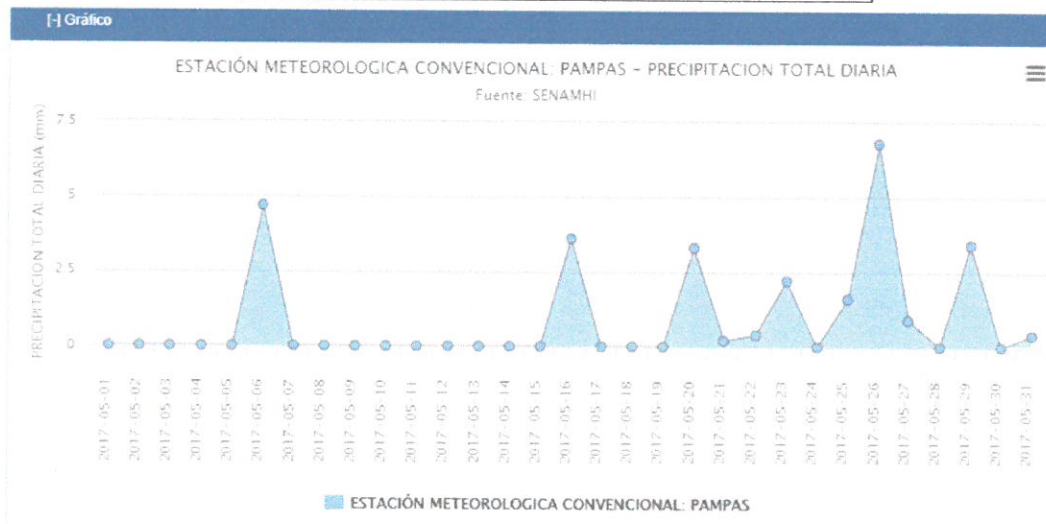
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/03/2017	8.1
02/03/2017	3.1
03/03/2017	0
04/03/2017	0
05/03/2017	1.6
06/03/2017	4.2
07/03/2017	13.9
08/03/2017	0
09/03/2017	7.6
10/03/2017	1
11/03/2017	0
12/03/2017	12.5
13/03/2017	12.5
14/03/2017	0.2
15/03/2017	7.8
16/03/2017	0
17/03/2017	0.9
18/03/2017	0
19/03/2017	0
20/03/2017	0
21/03/2017	0
22/03/2017	0.9
23/03/2017	0
24/03/2017	0
25/03/2017	7.2
26/03/2017	0
27/03/2017	11.5
28/03/2017	6.9
29/03/2017	4.3
30/03/2017	1.6
31/03/2017	3.3



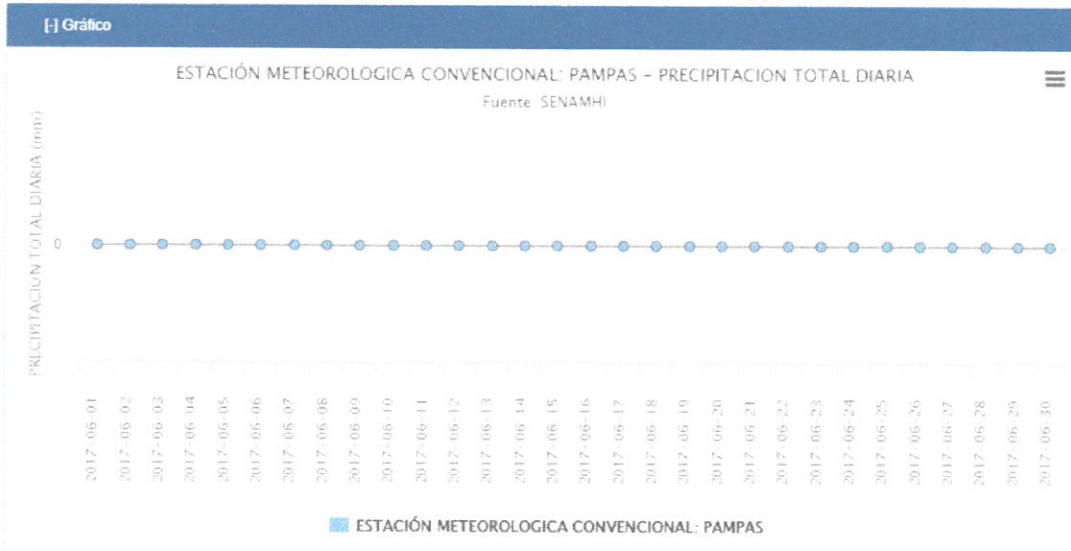
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/04/2017	0
02/04/2017	4.8
03/04/2017	2.5
04/04/2017	0
05/04/2017	0
06/04/2017	0.4
07/04/2017	2.6
08/04/2017	2.6
09/04/2017	0
10/04/2017	0
11/04/2017	0
12/04/2017	0.4
13/04/2017	0
14/04/2017	0
15/04/2017	0
16/04/2017	0
17/04/2017	7
18/04/2017	0
19/04/2017	0
20/04/2017	0
21/04/2017	0
22/04/2017	0
23/04/2017	4.2
24/04/2017	0
25/04/2017	0
26/04/2017	4.1
27/04/2017	4.3
28/04/2017	4.3
29/04/2017	5.1
30/04/2017	0



Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/05/2017	0
02/05/2017	0
03/05/2017	0
04/05/2017	0
05/05/2017	0
06/05/2017	4.7
07/05/2017	0
08/05/2017	0
09/05/2017	0
10/05/2017	0
11/05/2017	0
12/05/2017	0
13/05/2017	0
14/05/2017	0
15/05/2017	0
16/05/2017	3.6
17/05/2017	0
18/05/2017	0
19/05/2017	0
20/05/2017	3.3
21/05/2017	0.2
22/05/2017	0.4
23/05/2017	2.2
24/05/2017	0
25/05/2017	1.6
26/05/2017	6.8
27/05/2017	0.9
28/05/2017	0
29/05/2017	3.4
30/05/2017	0
31/05/2017	0.4



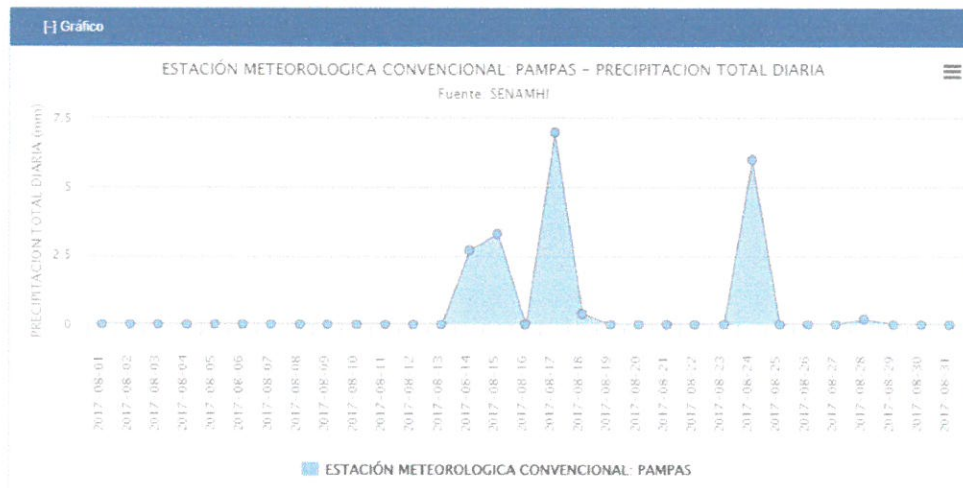
Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/06/2017	0
02/06/2017	0
03/06/2017	0
04/06/2017	0
05/06/2017	0
06/06/2017	0
07/06/2017	NaN
08/06/2017	NaN
09/06/2017	NaN
10/06/2017	NaN
11/06/2017	NaN
12/06/2017	NaN
13/06/2017	NaN
14/06/2017	NaN
15/06/2017	NaN
16/06/2017	NaN
17/06/2017	NaN
18/06/2017	NaN
19/06/2017	NaN
20/06/2017	NaN
21/06/2017	NaN
22/06/2017	NaN
23/06/2017	NaN
24/06/2017	NaN
25/06/2017	NaN
26/06/2017	NaN
27/06/2017	NaN
28/06/2017	NaN
29/06/2017	NaN
30/06/2017	NaN



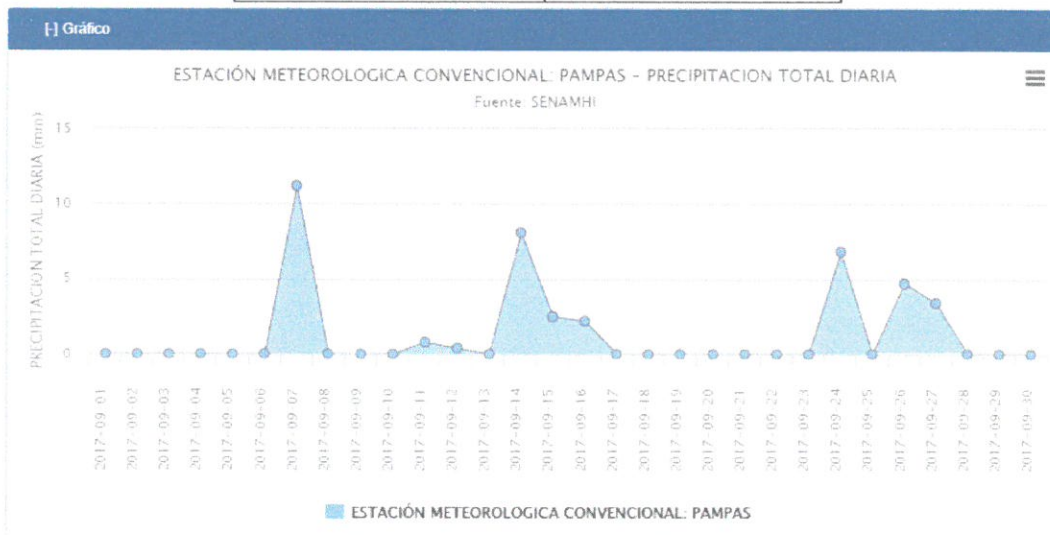
Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/07/2017	5.1
02/07/2017	0
03/07/2017	0
04/07/2017	0
05/07/2017	0
06/07/2017	0
07/07/2017	0
08/07/2017	0
09/07/2017	0
10/07/2017	0
11/07/2017	0
12/07/2017	0
13/07/2017	0
14/07/2017	0
15/07/2017	0
16/07/2017	0
17/07/2017	0
18/07/2017	0
19/07/2017	0
20/07/2017	0
21/07/2017	0
22/07/2017	0
23/07/2017	0
24/07/2017	0
25/07/2017	0
26/07/2017	0
27/07/2017	0
28/07/2017	0
29/07/2017	0
30/07/2017	0
31/07/2017	0



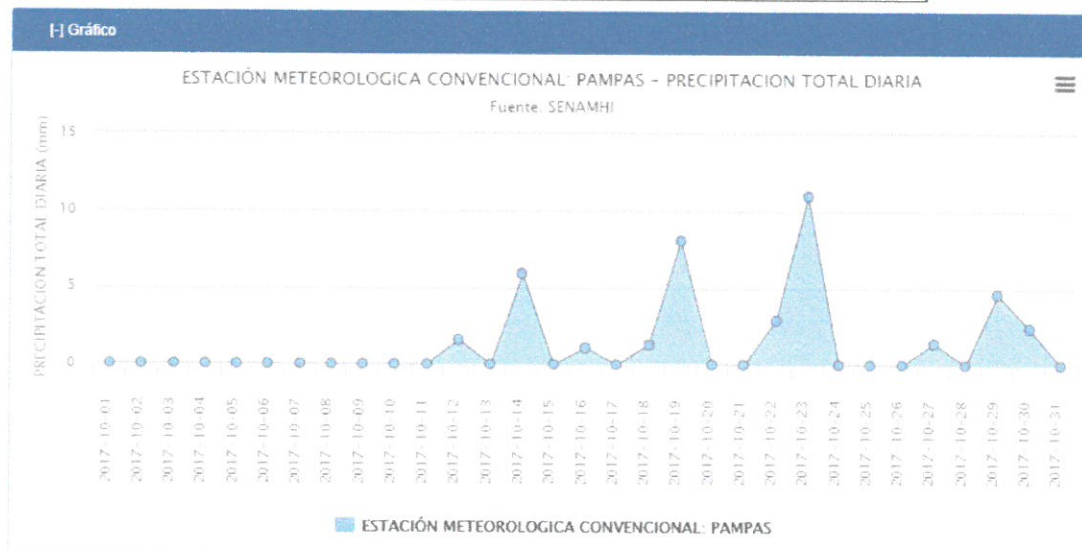
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/08/2017	0
02/08/2017	0
03/08/2017	0
04/08/2017	0
05/08/2017	0
06/08/2017	0
07/08/2017	0
08/08/2017	0
09/08/2017	0
10/08/2017	0
11/08/2017	0
12/08/2017	0
13/08/2017	0
14/08/2017	2.7
15/08/2017	3.3
16/08/2017	0
17/08/2017	7
18/08/2017	0.4
19/08/2017	0
20/08/2017	0
21/08/2017	0
22/08/2017	0
23/08/2017	0
24/08/2017	6
25/08/2017	0
26/08/2017	0
27/08/2017	0
28/08/2017	0.2
29/08/2017	0
30/08/2017	0
31/08/2017	0



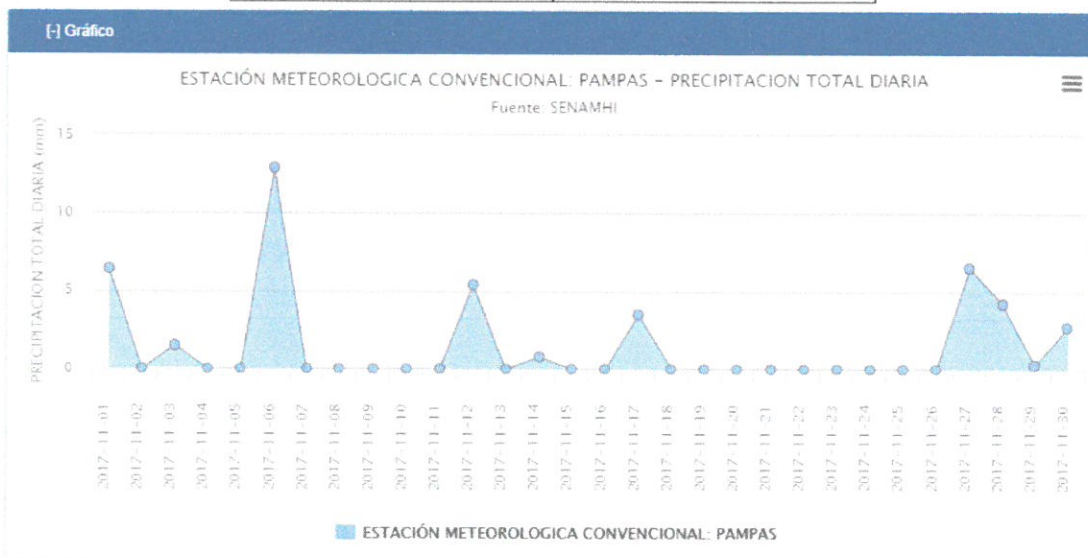
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/09/2017	0
02/09/2017	0
03/09/2017	0
04/09/2017	0
05/09/2017	0
06/09/2017	0
07/09/2017	11.2
08/09/2017	0
09/09/2017	0
10/09/2017	0
11/09/2017	0.8
12/09/2017	0.4
13/09/2017	0
14/09/2017	8.1
15/09/2017	2.5
16/09/2017	2.2
17/09/2017	0
18/09/2017	0
19/09/2017	0
20/09/2017	0
21/09/2017	0
22/09/2017	0
23/09/2017	0
24/09/2017	6.8
25/09/2017	0
26/09/2017	4.7
27/09/2017	3.4
28/09/2017	0
29/09/2017	0
30/09/2017	0



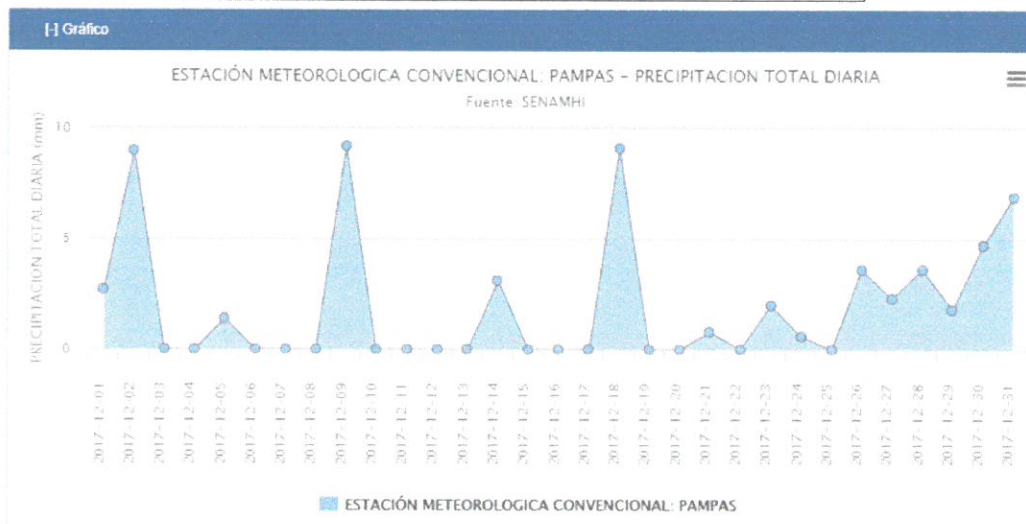
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/10/2017	0
02/10/2017	0
03/10/2017	0
04/10/2017	0
05/10/2017	0
06/10/2017	0
07/10/2017	0
08/10/2017	0
09/10/2017	0
10/10/2017	0
11/10/2017	0
12/10/2017	1.6
13/10/2017	0
14/10/2017	5.9
15/10/2017	0
16/10/2017	1.1
17/10/2017	0
18/10/2017	1.3
19/10/2017	8.1
20/10/2017	0
21/10/2017	0
22/10/2017	2.9
23/10/2017	11
24/10/2017	0
25/10/2017	0
26/10/2017	0
27/10/2017	1.4
28/10/2017	0
29/10/2017	4.6
30/10/2017	2.4
31/10/2017	0



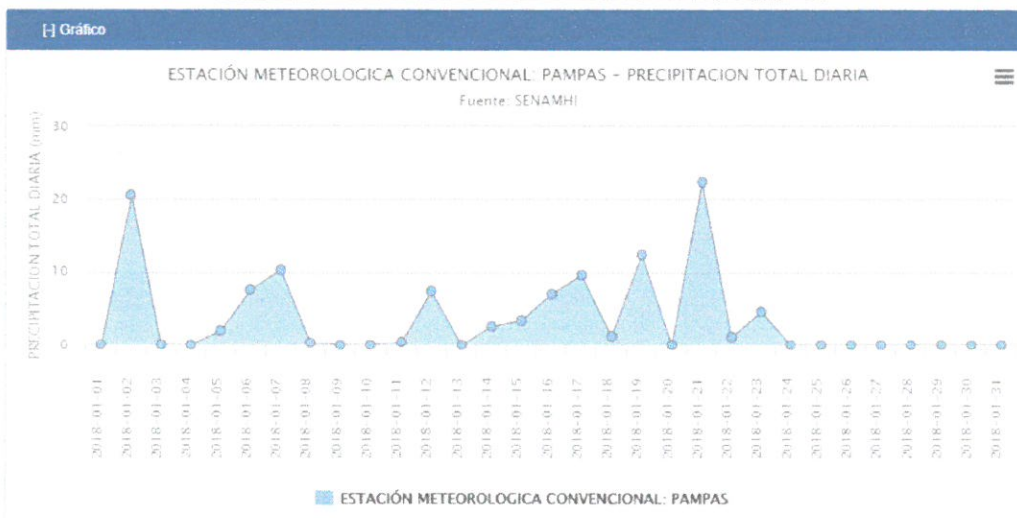
Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/11/2017	6.4
02/11/2017	0
03/11/2017	1.5
04/11/2017	0
05/11/2017	0
06/11/2017	12.9
07/11/2017	0
08/11/2017	0
09/11/2017	0
10/11/2017	0
11/11/2017	0
12/11/2017	5.4
13/11/2017	0
14/11/2017	0.8
15/11/2017	0
16/11/2017	0
17/11/2017	3.5
18/11/2017	0
19/11/2017	0
20/11/2017	0
21/11/2017	0
22/11/2017	0
23/11/2017	0
24/11/2017	0
25/11/2017	0
26/11/2017	0
27/11/2017	6.5
28/11/2017	4.2
29/11/2017	0.3
30/11/2017	2.7



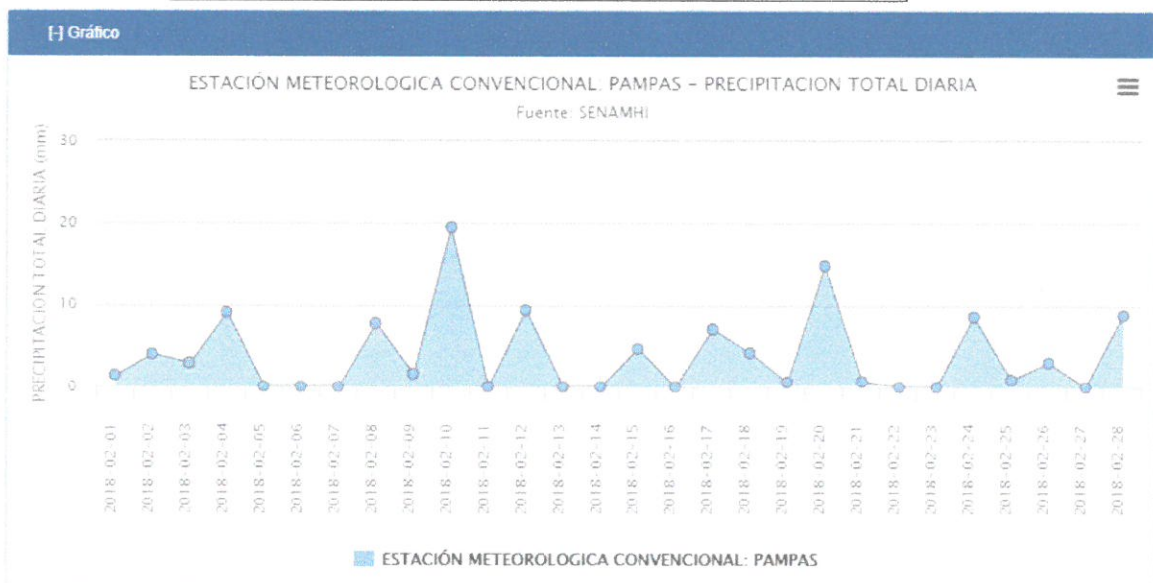
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/12/2017	2.7
02/12/2017	9
03/12/2017	0
04/12/2017	0
05/12/2017	1.4
06/12/2017	0
07/12/2017	0
08/12/2017	0
09/12/2017	9.2
10/12/2017	0
11/12/2017	0
12/12/2017	0
13/12/2017	0
14/12/2017	3.1
15/12/2017	0
16/12/2017	0
17/12/2017	0
18/12/2017	9.1
19/12/2017	0
20/12/2017	0
21/12/2017	0.8
22/12/2017	0
23/12/2017	2
24/12/2017	0.6
25/12/2017	0
26/12/2017	3.6
27/12/2017	2.3
28/12/2017	3.6
29/12/2017	1.8
30/12/2017	4.7
31/12/2017	6.9



Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/01/2018	0
02/01/2018	20.6
03/01/2018	0
04/01/2018	0
05/01/2018	2
06/01/2018	7.6
07/01/2018	10.3
08/01/2018	0.3
09/01/2018	0
10/01/2018	0
11/01/2018	0.4
12/01/2018	7.4
13/01/2018	0
14/01/2018	2.6
15/01/2018	3.4
16/01/2018	7
17/01/2018	9.6
18/01/2018	1.2
19/01/2018	12.4
20/01/2018	0
21/01/2018	22.4
22/01/2018	1.1
23/01/2018	4.6
24/01/2018	0
25/01/2018	0
26/01/2018	0
27/01/2018	0
28/01/2018	0
29/01/2018	0
30/01/2018	0
31/01/2018	0



Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/02/2018	1.4
02/02/2018	4
03/02/2018	2.9
04/02/2018	9.1
05/02/2018	0
06/02/2018	0
07/02/2018	0
08/02/2018	7.8
09/02/2018	1.6
10/02/2018	19.5
11/02/2018	0
12/02/2018	9.4
13/02/2018	0
14/02/2018	0
15/02/2018	4.7
16/02/2018	0
17/02/2018	7.1
18/02/2018	4.2
19/02/2018	0.6
20/02/2018	14.8
21/02/2018	0.7
22/02/2018	0
23/02/2018	0
24/02/2018	8.6
25/02/2018	0.9
26/02/2018	3
27/02/2018	0
28/02/2018	8.8



Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/03/2018	0
02/03/2018	2.7
03/03/2018	0
04/03/2018	1.8
05/03/2018	4.2
06/03/2018	10.9
07/03/2018	11.5
08/03/2018	0
09/03/2018	0
10/03/2018	4.7
11/03/2018	17.8
12/03/2018	6.7
13/03/2018	1.9
14/03/2018	7.4
15/03/2018	0
16/03/2018	12.8
17/03/2018	6.8
18/03/2018	0
19/03/2018	1.3
20/03/2018	0
21/03/2018	0
22/03/2018	22.5
23/03/2018	9.7
24/03/2018	0
25/03/2018	3.4
26/03/2018	0
27/03/2018	0
28/03/2018	5.2
29/03/2018	0.6
30/03/2018	0
31/03/2018	0

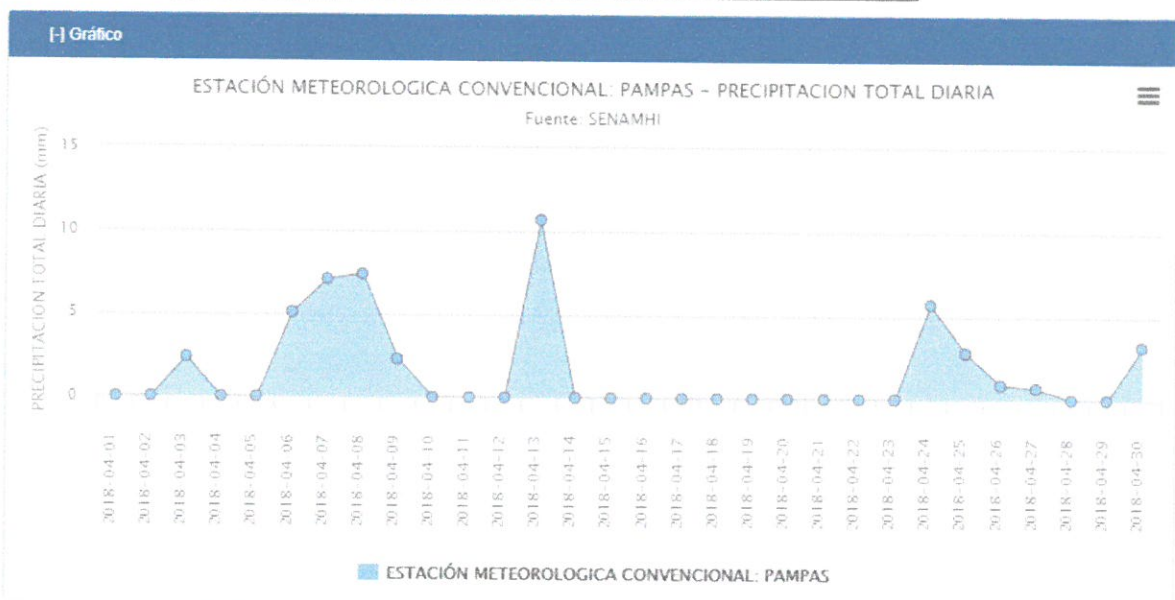
[] Gráfico

ESTACIÓN METEOROLOGICA CONVENCIONAL: PAMPAS - PRECIPITACION TOTAL DIARIA

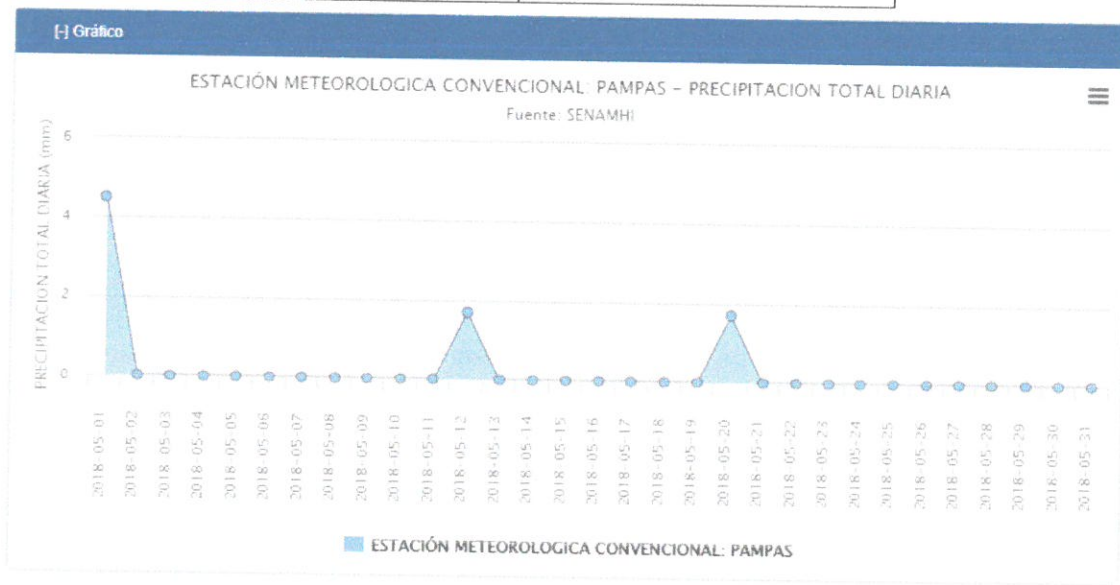
Fuente: SENAMHI



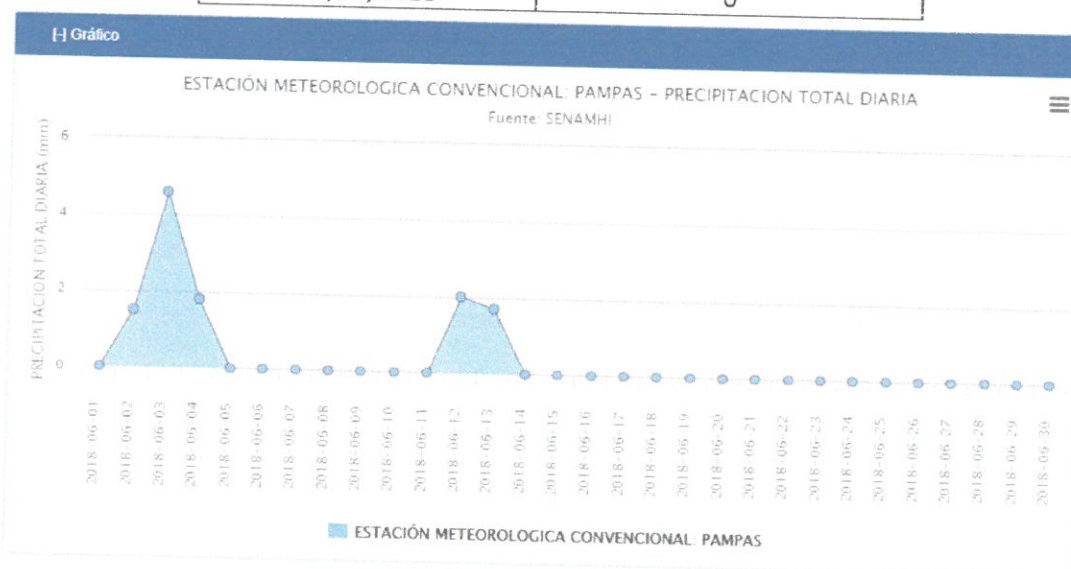
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/04/2018	0
02/04/2018	0
03/04/2018	2.4
04/04/2018	0
05/04/2018	0
06/04/2018	5.1
07/04/2018	7.1
08/04/2018	7.4
09/04/2018	2.3
10/04/2018	0
11/04/2018	0
12/04/2018	0
13/04/2018	10.7
14/04/2018	0
15/04/2018	0
16/04/2018	0
17/04/2018	0
18/04/2018	0
19/04/2018	0
20/04/2018	0
21/04/2018	0
22/04/2018	0
23/04/2018	0
24/04/2018	5.7
25/04/2018	2.8
26/04/2018	0.9
27/04/2018	0.7
28/04/2018	NaN
29/04/2018	0
30/04/2018	3.2



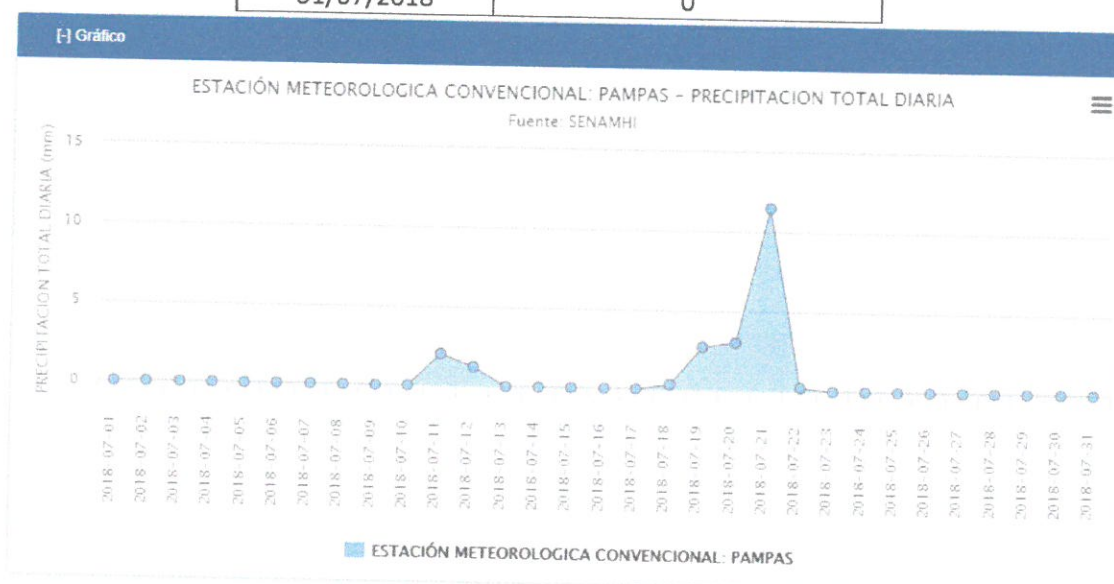
Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/05/2018	4.5
02/05/2018	0
03/05/2018	0
04/05/2018	0
05/05/2018	0
06/05/2018	0
07/05/2018	0
08/05/2018	0
09/05/2018	0
10/05/2018	0
11/05/2018	0
12/05/2018	1.7
13/05/2018	0
14/05/2018	0
15/05/2018	0
16/05/2018	0
17/05/2018	0
18/05/2018	0
19/05/2018	0
20/05/2018	1.7
21/05/2018	0
22/05/2018	0
23/05/2018	0
24/05/2018	0
25/05/2018	0
26/05/2018	0
27/05/2018	0
28/05/2018	0
29/05/2018	0
30/05/2018	NaN
31/05/2018	0



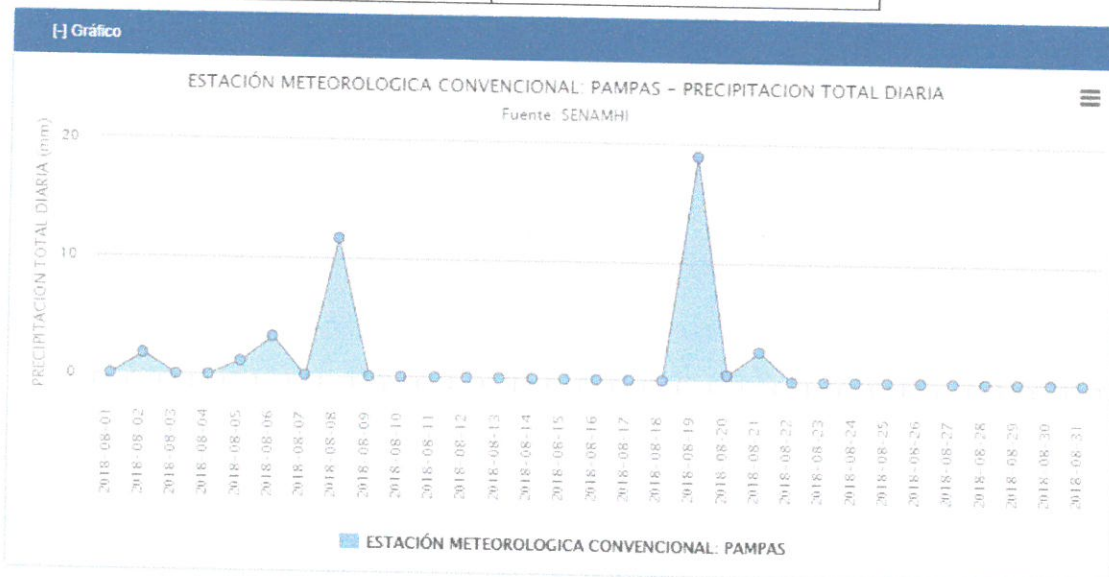
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/06/2018	0
02/06/2018	1.5
03/06/2018	4.6
04/06/2018	1.8
05/06/2018	0
06/06/2018	0
07/06/2018	0
08/06/2018	0
09/06/2018	0
10/06/2018	0
11/06/2018	0
12/06/2018	2
13/06/2018	1.7
14/06/2018	0
15/06/2018	0
16/06/2018	0
17/06/2018	0
18/06/2018	0
19/06/2018	0
20/06/2018	0
21/06/2018	0
22/06/2018	0
23/06/2018	0
24/06/2018	0
25/06/2018	0
26/06/2018	0
27/06/2018	0
28/06/2018	0
29/06/2018	0
30/06/2018	0



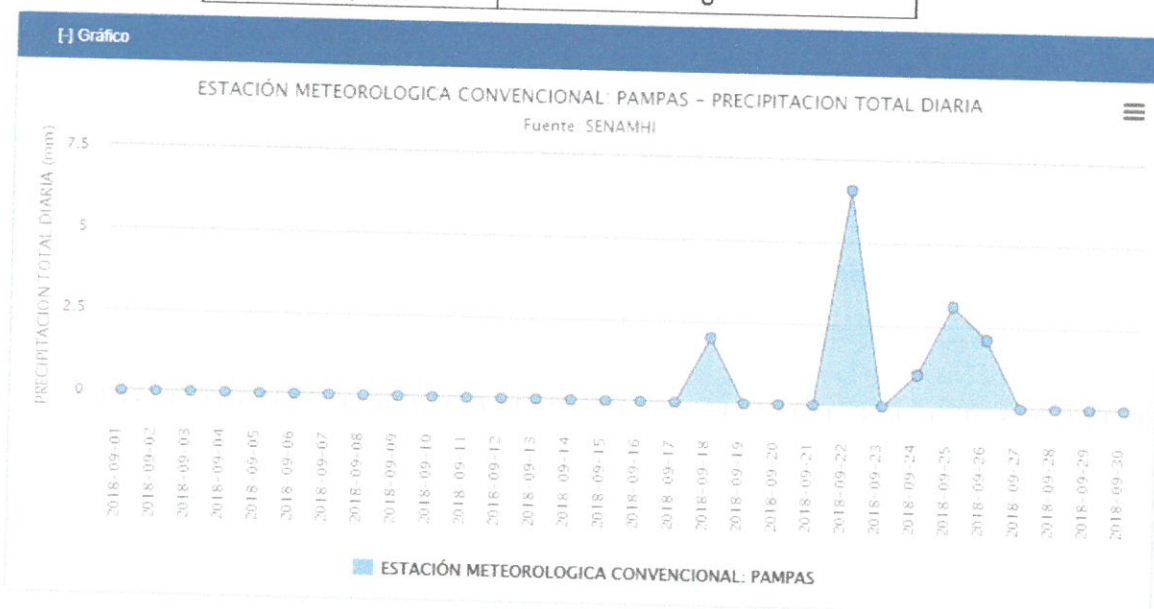
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/07/2018	0
02/07/2018	0
03/07/2018	0
04/07/2018	0
05/07/2018	0
06/07/2018	0
07/07/2018	0
08/07/2018	0
09/07/2018	0
10/07/2018	0
11/07/2018	2
12/07/2018	1.2
13/07/2018	0
14/07/2018	0
15/07/2018	0
16/07/2018	0
17/07/2018	0
18/07/2018	0.3
19/07/2018	2.7
20/07/2018	3
21/07/2018	11.5
22/07/2018	0.2
23/07/2018	0
24/07/2018	0
25/07/2018	0
26/07/2018	0
27/07/2018	0
28/07/2018	0
29/07/2018	0
30/07/2018	0
31/07/2018	0



Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/08/2018	0
02/08/2018	1.8
03/08/2018	0
04/08/2018	0
05/08/2018	1.2
06/08/2018	3.3
07/08/2018	0
08/08/2018	11.7
09/08/2018	0
10/08/2018	0
11/08/2018	0
12/08/2018	0
13/08/2018	0
14/08/2018	0
15/08/2018	0
16/08/2018	0
17/08/2018	0
18/08/2018	0
19/08/2018	19
20/08/2018	0.5
21/08/2018	2.5
22/08/2018	0
23/08/2018	0
24/08/2018	0
25/08/2018	0
26/08/2018	0
27/08/2018	0
28/08/2018	0
29/08/2018	0
30/08/2018	0
31/08/2018	0



Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/09/2018	0
02/09/2018	0
03/09/2018	0
04/09/2018	0
05/09/2018	0
06/09/2018	0
07/09/2018	0
08/09/2018	0
09/09/2018	0
10/09/2018	0
11/09/2018	0
12/09/2018	0
13/09/2018	0
14/09/2018	0
15/09/2018	0
16/09/2018	0
17/09/2018	0
18/09/2018	2
19/09/2018	0
20/09/2018	0
21/09/2018	0
22/09/2018	6.6
23/09/2018	0
24/09/2018	1
25/09/2018	3.1
26/09/2018	2.1
27/09/2018	0
28/09/2018	0
29/09/2018	0
30/09/2018	0

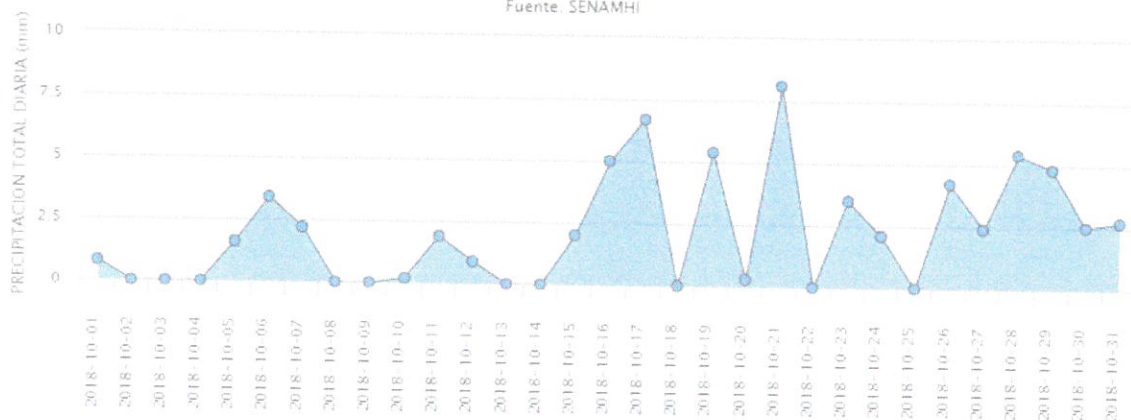


Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/10/2018	0.8
02/10/2018	0
03/10/2018	0
04/10/2018	0
05/10/2018	1.6
06/10/2018	3.4
07/10/2018	2.2
08/10/2018	0
09/10/2018	0
10/10/2018	0.2
11/10/2018	1.9
12/10/2018	0.9
13/10/2018	0
14/10/2018	0
15/10/2018	2
16/10/2018	5
17/10/2018	6.7
18/10/2018	0
19/10/2018	5.4
20/10/2018	0.3
21/10/2018	8.1
22/10/2018	0
23/10/2018	3.5
24/10/2018	2.1
25/10/2018	0
26/10/2018	4.2
27/10/2018	2.4
28/10/2018	5.4
29/10/2018	4.8
30/10/2018	2.5
31/10/2018	2.7

Gráfico

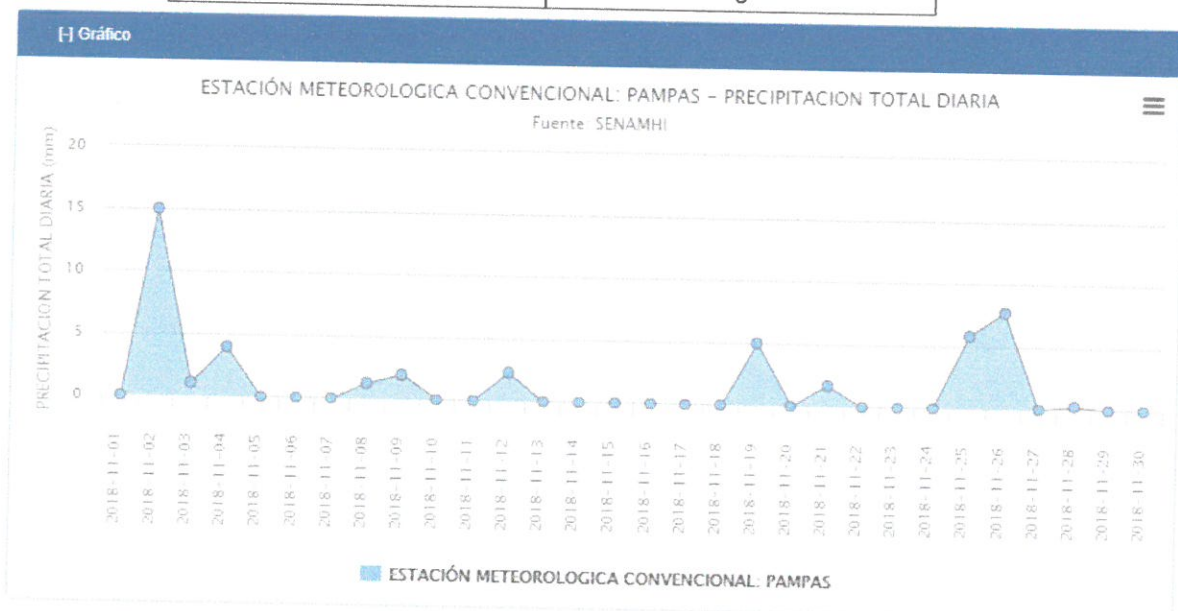
ESTACIÓN METEOROLOGICA CONVENCIONAL: PAMPAS - PRECIPITACION TOTAL DIARIA

Fuente: SENAMHI

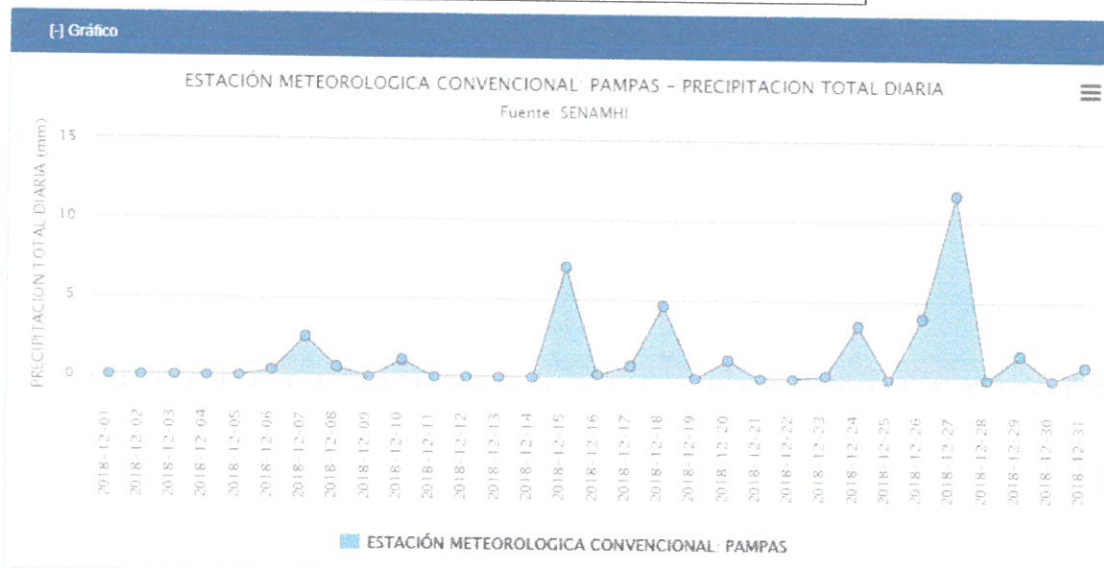


ESTACIÓN METEOROLOGICA CONVENCIONAL: PAMPAS

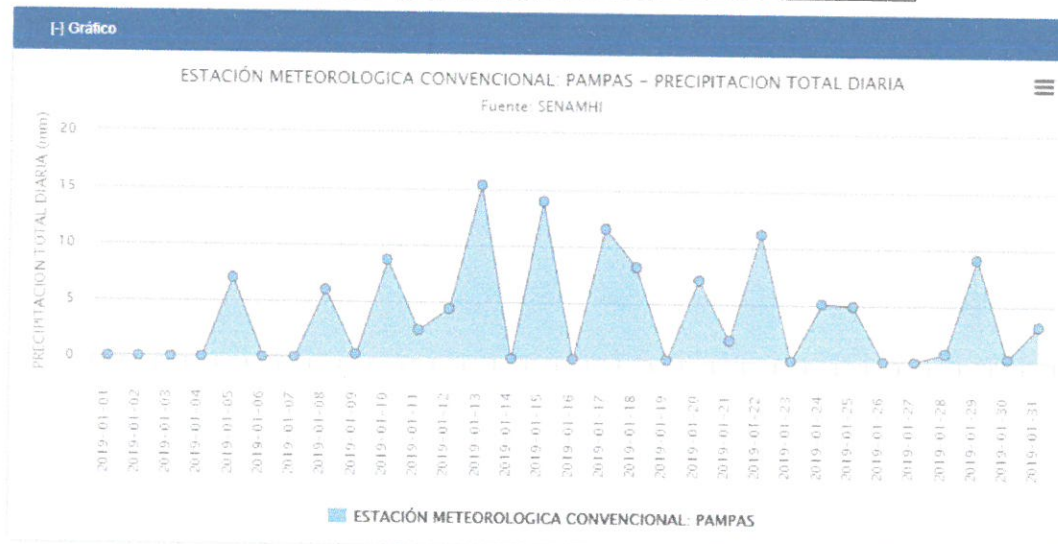
Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/11/2018	0
02/11/2018	15
03/11/2018	1.1
04/11/2018	4
05/11/2018	0
06/11/2018	0
07/11/2018	0
08/11/2018	1.3
09/11/2018	2
10/11/2018	0
11/11/2018	0
12/11/2018	2.3
13/11/2018	0
14/11/2018	0
15/11/2018	0
16/11/2018	0
17/11/2018	0
18/11/2018	0
19/11/2018	5
20/11/2018	0
21/11/2018	1.7
22/11/2018	0
23/11/2018	0
24/11/2018	0
25/11/2018	5.8
26/11/2018	7.7
27/11/2018	0
28/11/2018	0.3
29/11/2018	0
30/11/2018	0



Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/12/2018	0
02/12/2018	0
03/12/2018	0
04/12/2018	0
05/12/2018	0
06/12/2018	0.4
07/12/2018	2.5
08/12/2018	0.6
09/12/2018	0
10/12/2018	1.1
11/12/2018	0
12/12/2018	0
13/12/2018	0
14/12/2018	0
15/12/2018	7
16/12/2018	0.2
17/12/2018	0.8
18/12/2018	4.6
19/12/2018	0
20/12/2018	1.2
21/12/2018	0
22/12/2018	0
23/12/2018	0.2
24/12/2018	3.4
25/12/2018	0
26/12/2018	3.9
27/12/2018	11.7
28/12/2018	0
29/12/2018	1.6
30/12/2018	0
31/12/2018	0.9

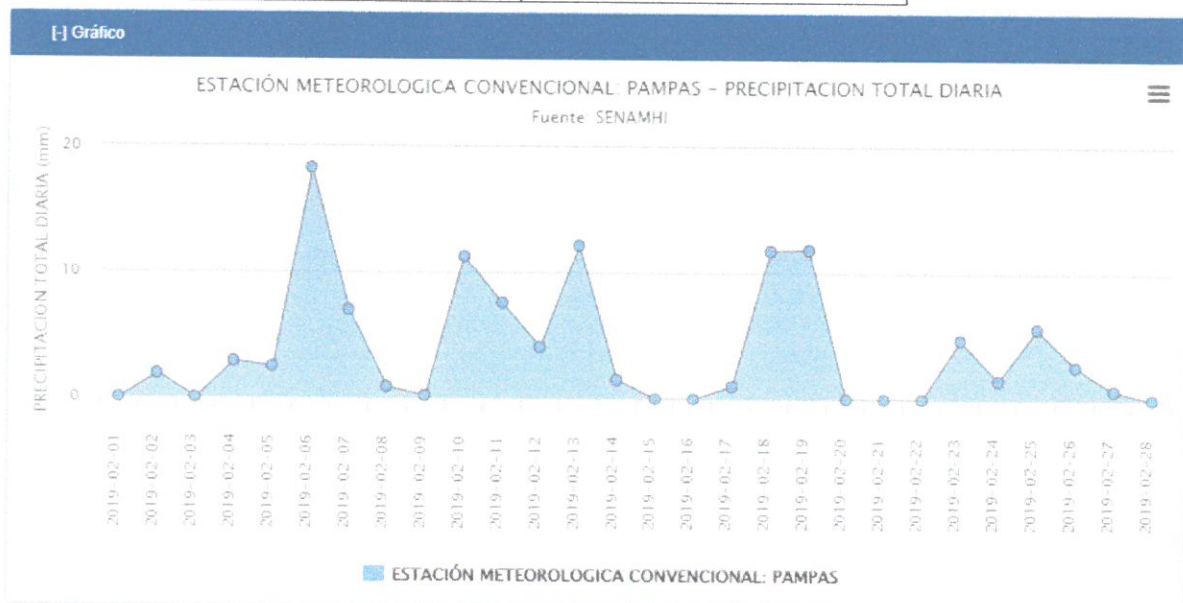


Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/01/2019	0
02/01/2019	0
03/01/2019	0
04/01/2019	0
05/01/2019	7
06/01/2019	0
07/01/2019	0
08/01/2019	6
09/01/2019	0.3
10/01/2019	8.7
11/01/2019	2.5
12/01/2019	4.4
13/01/2019	15.4
14/01/2019	0
15/01/2019	14
16/01/2019	0
17/01/2019	11.6
18/01/2019	8.2
19/01/2019	0
20/01/2019	7.1
21/01/2019	1.8
22/01/2019	11.2
23/01/2019	0
24/01/2019	5.1
25/01/2019	4.9
26/01/2019	0
27/01/2019	0
28/01/2019	0.8
29/01/2019	9.1
30/01/2019	0.3
31/01/2019	3.2

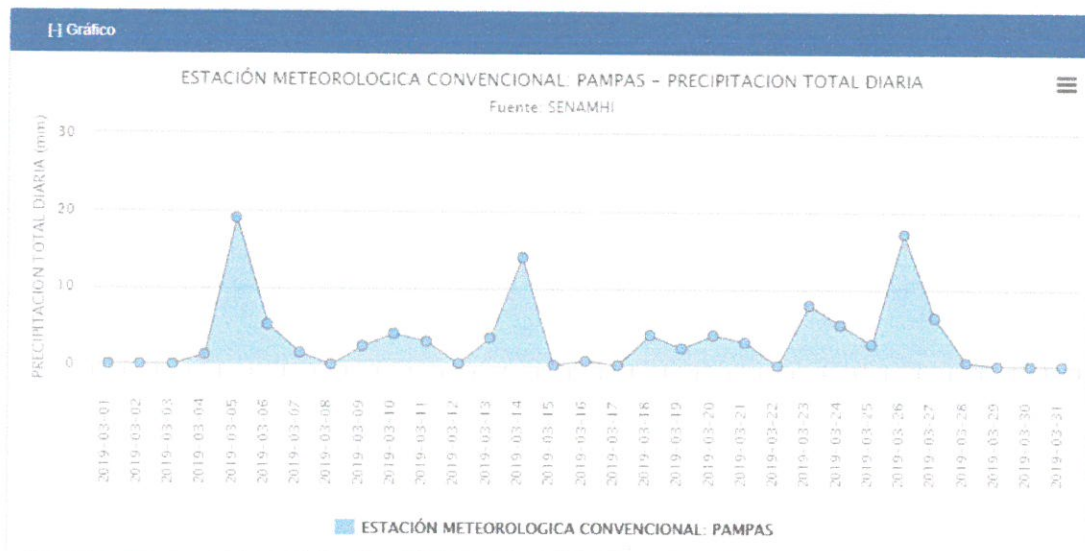


Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/02/2019	0
02/02/2019	1.9
03/02/2019	0
04/02/2019	2.9
05/02/2019	2.5
06/02/2019	18.3
07/02/2019	7
08/02/2019	0.9
09/02/2019	0.2
10/02/2019	11.3
11/02/2019	7.6
12/02/2019	4.1
13/02/2019	12.2
14/02/2019	1.5
15/02/2019	0
16/02/2019	0
17/02/2019	1
18/02/2019	11.8
19/02/2019	11.9
20/02/2019	0
21/02/2019	0
22/02/2019	0
23/02/2019	4.7
24/02/2019	1.5
25/02/2019	5.6
26/02/2019	2.6
27/02/2019	0.7
28/02/2019	0

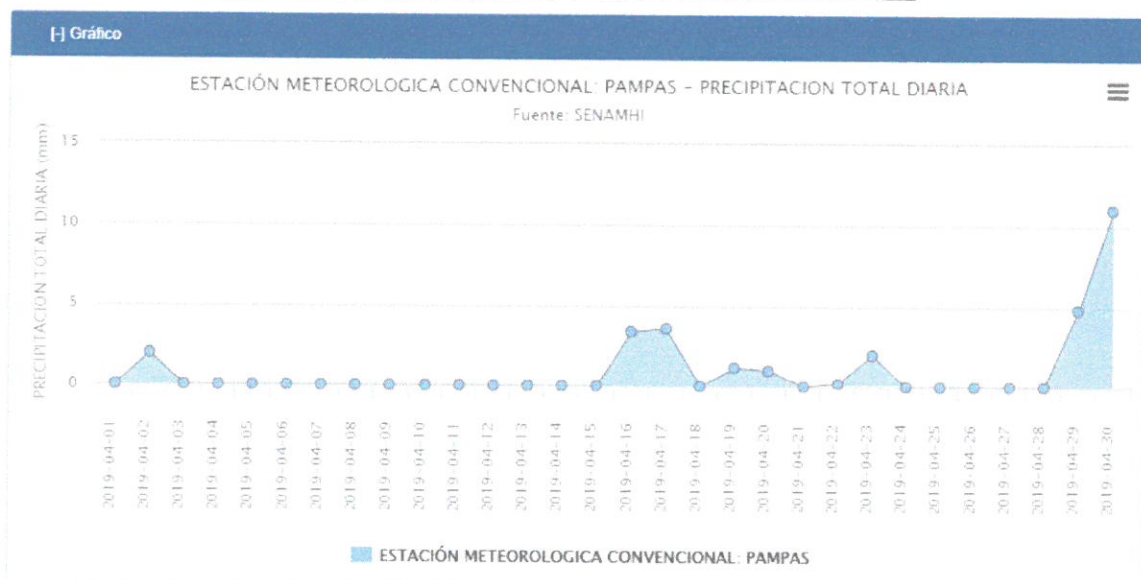
[] Gráfico



Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/03/2019	0
02/03/2019	0
03/03/2019	NaN
04/03/2019	1.3
05/03/2019	19.1
06/03/2019	5.2
07/03/2019	1.6
08/03/2019	0
09/03/2019	2.5
10/03/2019	4.1
11/03/2019	3.1
12/03/2019	0.2
13/03/2019	3.6
14/03/2019	14
15/03/2019	0
16/03/2019	0.6
17/03/2019	0
18/03/2019	4
19/03/2019	2.3
20/03/2019	4
21/03/2019	3.1
22/03/2019	0
23/03/2019	7.9
24/03/2019	5.4
25/03/2019	2.9
26/03/2019	17.2
27/03/2019	6.3
28/03/2019	0.5
29/03/2019	0
30/03/2019	0
31/03/2019	0



Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/04/2019	0
02/04/2019	2
03/04/2019	0
04/04/2019	0
05/04/2019	0
06/04/2019	0
07/04/2019	0
08/04/2019	0
09/04/2019	0
10/04/2019	0
11/04/2019	0
12/04/2019	0
13/04/2019	0
14/04/2019	0
15/04/2019	0
16/04/2019	3.4
17/04/2019	3.6
18/04/2019	0
19/04/2019	1.2
20/04/2019	1
21/04/2019	0
22/04/2019	0.2
23/04/2019	2
24/04/2019	0
25/04/2019	0
26/04/2019	0
27/04/2019	0
28/04/2019	0
29/04/2019	4.8
30/04/2019	11



Fecha (AAAA-mm-dd)	PRECIPITACION TOTAL DIARIA (Milímetros mm)
01/05/2019	3.4
02/05/2019	0
03/05/2019	0
04/05/2019	0
05/05/2019	0
06/05/2019	0
07/05/2019	0
08/05/2019	0
09/05/2019	0
10/05/2019	0
11/05/2019	9.8
12/05/2019	2.4
13/05/2019	8.4
14/05/2019	0
15/05/2019	0
16/05/2019	0
17/05/2019	0
18/05/2019	0
19/05/2019	0
20/05/2019	0
21/05/2019	0
22/05/2019	2.6
23/05/2019	0
24/05/2019	0
25/05/2019	0
26/05/2019	3.4
27/05/2019	0
28/05/2019	0
29/05/2019	0
30/05/2019	0
31/05/2019	0

[] Gráfico

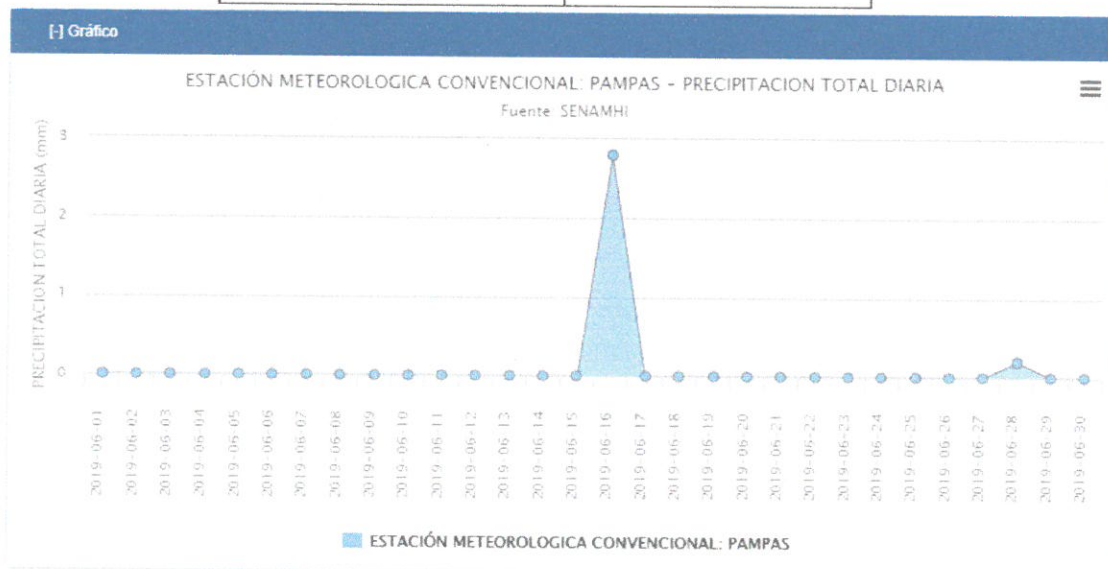
ESTACIÓN METEOROLOGICA CONVENCIONAL: PAMPAS - PRECIPITACION TOTAL DIARIA

Fuente: SENAMHI



ESTACIÓN METEOROLOGICA CONVENCIONAL: PAMPAS

Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/06/2019	0
02/06/2019	0
03/06/2019	0
04/06/2019	0
05/06/2019	0
06/06/2019	0
07/06/2019	0
08/06/2019	0
09/06/2019	0
10/06/2019	0
11/06/2019	0
12/06/2019	0
13/06/2019	0
14/06/2019	0
15/06/2019	0
16/06/2019	2.8
17/06/2019	0
18/06/2019	0
19/06/2019	0
20/06/2019	0
21/06/2019	0
22/06/2019	0
23/06/2019	0
24/06/2019	0
25/06/2019	0
26/06/2019	0
27/06/2019	0
28/06/2019	0.2
29/06/2019	0
30/06/2019	0



Fecha	PRECIPITACION TOTAL DIARIA
(AAAA-mm-dd)	(Milímetros mm)
01/07/2019	0
02/07/2019	0
03/07/2019	0
04/07/2019	0
05/07/2019	0
06/07/2019	0
07/07/2019	0
08/07/2019	0
09/07/2019	0
10/07/2019	0
11/07/2019	0
12/07/2019	NaN
13/07/2019	NaN
14/07/2019	NaN
15/07/2019	NaN
16/07/2019	NaN
17/07/2019	NaN
18/07/2019	NaN
19/07/2019	NaN
20/07/2019	NaN
21/07/2019	NaN
22/07/2019	NaN
23/07/2019	NaN
24/07/2019	NaN
25/07/2019	NaN
26/07/2019	NaN
27/07/2019	NaN
28/07/2019	NaN
29/07/2019	NaN
30/07/2019	NaN
31/07/2019	NaN

