



Universidad Científica del Perú - UCP

*Registrado en el Asiento N° A00010 de la Partida N° 11000318, Personas Jurídicas de Iquitos,
Superintendencia de los Registros Públicos - SUNARP*

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“EVALUACIÓN GEOTÉCNICA PARA MEJORAR EL DISEÑO DE
LA CIMENTACIÓN DE TERRAPLENES EN LA CARRETERA
YURIMAGUAS – MUNICHIS, DISTRITO DE YURIMAGUAS,
PROVINCIA DE ALTO AMAZONAS, DEPARTAMENTO DE
LORETO - 2019”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

ASESOR:

M. Sc. Ing. Joel Padilla Maldonado,

CO-ASESOR:

M.Sc. Ing. Ricardo Lenin Becerra Guevara

AUTORES:

PINTO BERNALES, Kary Johana

CUBAS HUANCA, Edilberto

**TARAPOTO – PERÚ
2019**

DEDICATORIA

A Dios por darme la vida, salud, iluminar mi camino para cumplir mis metas y por regalarme unos padres maravillosos.

A mis padres, por enseñarme que en esta vida todo se obtiene con esfuerzo, los amo.

A mis hermanos, por su comprensión y apoyo constante en esta nueva etapa de mi vida profesional.

KARY JOHANA PINTO BERNALES

A Dios, por darnos la oportunidad de vivir y por estar con nosotros en cada paso que damos, por fortalecer nuestros corazones e iluminar nuestra mente y por haber puesto en nuestro camino a aquellas personas que han sido nuestro soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

EDILBERTO CUBAS HUANCA

AGRADECIMIENTO

Dios, por protegerme durante todo mi camino y darme fuerzas para superar dificultades y permitirme un logro más en mi vida.

A mis padres: Jorge Freud Pinto Gonzales, Bessy Bernales Ríos, por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, muchos de mis logros se los debo a ellos entre los que incluye este. Me formaron con moral y ética, y me motivaron constantemente para alcanzar mis anhelos.

A mis hermanos: Didman Jair Ocmin Bernales, Alan Jhamil Pinto Bernales y Kaory Jessamine Pinto Bernales por sus palabras de aliento y por confiar en mí.

A todas las personas y amigos que me han apoyado y han hecho que este proyecto de tesis se realice con éxito

Y finalmente a mi asesor M.Sc.Ing.Joel Padilla Maldonado; por apoyarme en todo momento.

KARY JOHANA PINTO BERNALES

Quiero expresar un sincero agradecimiento, en primer lugar, a Dios y a mis padres: Gerardo Cubas Díaz y Felicita Huanca Alarcón por ser los principales promotores de mi sueño, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.

A todas las personas que nos han apoyado y han hecho que nuestro trabajo se realice con éxito, en especial a aquellos que nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

EDILBERTO CUBAS HUANCA

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP

El presidente del Comité de Ética de la Universidad Científica del Perú - UCP

Hace constar que:

La Tesis titulada:

**"EVALUACIÓN GEOTÉCNICA PARA MEJORAR EL DISEÑO DE LA
CIMENTACIÓN DE TERRAPLENES EN LA CARRETERA YURIMAGUAS –
MUNICHIS, DISTRITO DE YURIMAGUAS, PROVINCIA DE ALTO AMAZONAS,
DEPARTAMENTO DE LORETO - 2019"**

De los alumnos: **PINTO BERNALES KARY JOHANA Y CUBAS HUANCA
EDILBERTO**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería, pasó satisfactoriamente
la revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje de **15% de plagio**.

Se expide la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que
estime conveniente.

San Juan, 11 de diciembre del 2020.



Dr. César J. Ramal Asayag
Presidente del Comité de Ética - UCP

CJRA/lasda
256-2020

Urkund Analysis Result

Analysed Document: UCP_INGENIERÍA CIVIL_2020_TESIS_KARYPINTO_EDILBERTOCUBAS_V1.
(D88831648)
Submitted: 12/11/2020 1:54:00 AM
Submitted By: revision.antiplagio@ucp.edu.pe
Significance: 15 %

Sources included in the report:

Tesis de Grado - Marco Lopez 17.02.2020.pdf (D64033001)
16038--Silva Espinoza, Yeric Yolando.pdf (D48958095)
TESIS - MASTER - Krover W. Lazarte Ponce 2019 v1.pdf (D61661970)
14406-Sanchez Conde, Grecia Iriabeth_.pdf (D58401969)
<https://docplayer.es/88920278-Universidad-nacional-autonoma-de-mexico-programa-de-maestria-y-doctorado-en-ingenieria-ingenieria-civil-geotecnia.html>

Instances where selected sources appear:

24

"Año del Bicentenario del Perú: 200 años de Independencia"

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

FACULTAD DE
CIENCIAS E
INGENIERÍA

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Con Resolución Decanal N°960-2019-UCP-FCEI del 11 de agosto de 2019, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador de la sustentación de tesis a los señores:

- | | |
|---|------------|
| • Ing. Caleb Ríos Vargas, M. Sc. | Presidente |
| • Ing. Luis Paredes Aguilar, M. Sc. | Miembro |
| Ing. Víctor Eduardo Samamé Zatta, M.Sc. | Miembro |

Como Asesor: **Ing. Joel Padilla Maldonado, M. Sc** y co-asesor al **Ing. Ricardo Lenin Becerra Guevara, M. Sc.**

En la ciudad de Tarapoto, siendo las 18:00 horas del día 01 de febrero del 2021, modo virtual con la plataforma del ZOOM, supervisado en línea por la Secretaria Académica de la Facultad y el Director de Gestión Universitaria de la Filial Tarapoto de la Universidad, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa de la Tesis: **"EVALUACIÓN GEOTÉCNICA PARA MEJORAR EL DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN DE TERRAPLENES EN LA CARRETERA YURIMAGUAS – MUNICHIS, DISTRITO DE YURIMAGUAS, PROVINCIA DE ALTO AMAZONAS, DEPARTAMENTO DE LORETO - 2019"**

Presentado por los sustentantes:

EDILBERTO CUBAS HUANCA y KARY JOHANA PINTO BERNALES

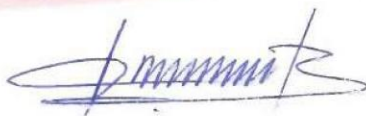
Como requisito para optar el título profesional de: **INGENIERO CIVIL**

Luego de escuchar la sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: ABSUELTAS.

El Jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

La sustentación es: APROBADA POR MAYORÍA, CON NOTA DE QUINCE (15).

En fe de lo cual los miembros del Jurado firman el acta.



Presidente



Miembro



Miembro

Contáctanos:

Iquitos – Perú

065 - 26 1088 / 065 - 26 2240

Av. Abelardo Quiñones Km. 2.5

Filial Tarapoto – Perú

42 – 58 5638 / 42 – 58 5640

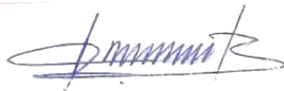
Leoncio Prado 1070 / Martines de Compagnón 933

Universidad Científica del Perú

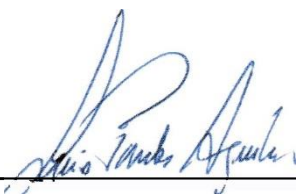
www.ucp.edu.pe

APROBACIÓN

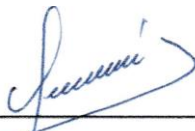
Tesis sustentada en acto público el día 01 de febrero a las 6.00 PM del 2021



M. Sc. Ing. CALEB RÍOS VARGAS
PRESIDENTE DEL JURADO



M. Sc. Ing. LUIS PAREDES AGUILAR
MIEMBRO DEL JURADO



M. Sc. Ing. VÍCTOR EDUARDO SAMAMÉ ZATTA
MIEMBRO DEL JURADO



M. Sc. Ing. JOEL PADILLA MALDONADO
ASESOR

INDICE

RESUMEN.....	1
ABSTRAC.....	2
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	3
1.1. TÍTULO.....	3
1.2. ÁREA Y LÍNEA DE INVESTIGACIÓN.....	3
1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	5
1.4.1. <i>Problema general</i>	5
1.4.2. <i>Problemas específicos</i>	5
1.5. OBJETIVOS	5
1.5.1. <i>Objetivo General</i>	5
1.5.2. <i>Objetivos específicos</i>	5
1.6. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO	6
1.7. BASES TEÓRICAS	9
1.7.1. <i>Definición de términos básicos</i>	23
1.8. HIPÓTESIS.....	26
1.9. VARIABLES.....	26
1.9.1. Variable Independiente	26
1.9.2. Variable Dependiente	26
CAPÍTULO II: MATERIALES Y MÉTODOS.....	27
2.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	27
2.1.1. <i>Tipo de Investigación</i>	27
2.1.2. <i>Diseño de Investigación</i>	27
2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA.....	27
2.2.1. <i>Población</i>	27
2.2.2. <i>Muestra:</i>	27
2.3. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS, PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	27
2.3.1. <i>Técnicas de Recolección de Datos</i>	27
2.3.2. <i>Instrumentos de Recolección de Datos</i>	27
2.3.3. <i>Procedimientos de Recolección de Datos</i>	28
2.4. PROCESAMIENTO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS.....	28

CAPÍTULO III: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	29
3.1. EXPLORACIONES GEOTÉCNICAS	29
3.1.1. Registro de Excavaciones.....	29
3.1.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINAMICA LIGERA (DPL)	29
3.1.3. ENSAYOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA	30
3.1.4. ENSAYOS DE MEDICIÓN DE ONDAS DE SUPERFICIE EN ARREGLO MULTICANAL – MASW	36
3.1.5. ENSAYO DE TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA (ERT)	41
3.1.6. ENSAYOS DE LABORATORIO	45
3.1.7. ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS	46
3.1.8. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTECNICOS.....	47
3.1.9. METODOLOGÍA DEL ENSAYO DPL	48
3.2. METODOLOGÍA DE CAPACIDAD ADMISIBLE EN SUELO.....	49
3.2.1. <i>Capacidad Admisible Por Resistencia</i>	49
3.2.2. <i>Capacidad Admisible Por Asentamiento</i>	49
3.3. MEJORAMIENTO DE SUELO EN ZONAS DE RELLENO.....	50
3.3.1. <i>Cimentación con Geomallas para Tramos de Suelo Reforzado</i>	52
3.4. SOLUCIÓN PROPUESTA PARA RELLENO DE SUELO REFORZADO	54
3.4.1. <i>ANÁLISIS ESTÁTICO: (H=4.2 m)</i>	56
3.4.2. <i>Verificación de la estabilidad Global</i>	57
3.4.3. <i>Análisis Pseudoestático: (H=4.2 m)</i>	57
CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	59
4.1. CONCLUSIONES	59
4.2. RECOMENDACIONES.....	61
CAPITULO V: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	62
ANEXOS	63

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Terraplenes.....	9
Ilustración 2: Configuración típica de estratos de suelo bajo un terraplén	14
Ilustración 3: Variación del cortante con la profundidad.....	16
Ilustración 4: Promedio de carga límite qco en función de la relación ancho medio y espesor (Radoslaw y Michalowski, 1995)	17
Ilustración 5: Superficies de falla circulares y no circulares.....	18
Ilustración 6: Estructura típica de una estructura reforzada	22
Ilustración 7: Distribución del 1° y 2° golpe	31
Ilustración 8: Distribución del 3° golpe.....	31
Ilustración 9: Distribución del 4° y 5° golpe.....	31
Ilustración 10: Registros de ondas compresionales.....	32
Ilustración 11: Ondas compresionales, distancia vs tiempo	33
Ilustración 12: Perfil del terreno según la domocrona	34
Ilustración 13: Perfil geosísmico del terreno según la velocidad de la onda P.....	34
Ilustración 14: Distribución de puntos de disparo del ensayo MASW	37
Ilustración 15: Tiempo de llegada de la onda de corte para diferentes distancias.	38
Ilustración 16: Curva de la velocidad fundamental.....	38
Ilustración 17: Velocidad de ondas de corte Vs Profundidad	39
Ilustración 18: Syscal Pro Swicht 48.....	43
Ilustración 19: Esquema del criterio de capacidad de soporte	50
Ilustración 20: Grafico para determinar el J	52
Ilustración 21: Gráfico para determinar LO y XO	53
Ilustración 22: Análisis de Estabilidad Global, análisis Estático para H=4.2m	56
Ilustración 23: Análisis de Estabilidad Interna, análisis Estático para H=4.2m	57
Ilustración 24: Análisis de Estabilidad Global, análisis Pseudoestático para H=4.2m	57
Ilustración 25: Análisis de Estabilidad Global, análisis Pseudoestático para H=4.2m	58

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Progresiva de Tramos Estudiado.....	8
Tabla 2: Características del Sismógrafo	35
Tabla 3: Ubicación Línea de Refracción	35
Tabla 4: Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS Prog. 14+650.....	36
Tabla 5: Caracterización sísmica del suelo	40
Tabla 6: Resumen de ensayos MASW (Profundidad de alcance de cada ensayo es 30m)	40
Tabla 7: Velocidades de corte, MASW-15 Prog. KM 14+650	41
Tabla 8: Esquema de adquisición mediante tomografía Geoeléctrica	43
Tabla 9: Coordenadas UTM en WGS 84, de las líneas de Tomografía Eléctrica.	44
Tabla 10: Cuadro Perfil Geoeléctrico ERT-1	45
Tabla 11: Resultados de ensayos de clasificación-Exploraciones a cielo abierto	46
Tabla 12: Parámetros de resistencia cortante de Mohr Coulomb para el DPL	47
Tabla 13: Resumen de la profundidad de mejoramiento Zona de Terraplen 14+650	51
Tabla 14: Resumen de la profundidad de mejoramiento y resfuerzo-zonas de suelo Reforzado	53
Tabla 15: Factores y coeficientes para los Refuerzos del Maccaferri - Green Terramesh - 70°	56
Tabla 16: Resumen de la profundidad de mejoramiento	60

RESUMEN

El presente estudio tiene como finalidad, Realizar la evaluación geotécnica para mejorar el diseño de la cimentación de terraplenes en la carretera Yurimaguas – Munichis, Provincia de Alto Amazonas, Departamento de Loreto.

Del Ensayo de Difracción obtuvimos el perfil geodésico el cual contempla dos estratos, el primero hasta una profundidad de 3m con suelo blando, el segundo desde los 3m hasta los 10m de profundidad suelo muy denso.

Del Ensayo de medición de ondas de superficie en arreglo multicanal MASW con tipo de ondas “S” $V_s=30$ m/s Periodo fundamental 0.33, se obtuvo la clasificación C: Suelo muy denso o Roca blanda (Según el Código Internacional IBC) y un Suelo S2: suelo Intermedio (según la Norma Técnica E030).

Del ensayo de Tomografía Eléctrica (ERT), se detectó tres zonas de resistividad: resistividad baja presencia de material muy húmedo a partir de los 7 metros de profundidad. Resistividad media, presencia de materiales finos con presencia de media o poca humedad. Resistividad alta asociada a presencia de material resistivo, es decir la conductividad es muy baja.

En cuanto al análisis de la estabilidad física el estudio se realizó en una zona de alta actividad sísmica zona 3, según el reglamento E-030 del reglamento nacional de construcciones, dando como resultado el factor de seguridad en condición estático 1.527 y pseudo estático 1.031, físicamente estable cumpliendo esto con los parámetros internacionales de factor de seguridad.

De acuerdo al análisis de los resultados obtenido en los diferentes ensayos para determinar las características geotécnicas de la zona en estudio, concluimos que, estos resultados influyen en la determinación más precisa de la incidencia sobre la estabilidad del terreno natural, las condiciones hidrológicas, así como los materiales a utilizar en las distintas capas de la estabilización de la cimentación en terraplenes.

Palabras claves: Evaluación Geotécnica, cimentación de terraplenes.

ABSTRACT

The purpose of this study is to carry out the geotechnical evaluation to improve the design of the embankment foundations on the Yurimaguas - Munichis highway, Alto Amazonas Province, Loreto Department.

From the Diffraction Test we obtained the geodetic profile which includes two strata, the first to a depth of 3m with soft soil, the second from 3m to 10m in depth with very dense soil.

From the surface wave measurement test in MASW multichannel arrangement with wave type "S" $V_s = 30 \text{ m / s}$ Fundamental period 0.33, the classification C was obtained: Very dense soil or soft rock (According to the International IBC Code) and a S2 floor: Intermediate floor (according to Technical Standard E030).

From the Electrical Tomography test (ERT), three resistivity zones were detected: low resistivity, presence of very humid material from a depth of 7 meters. Medium resistivity, presence of fine materials with presence of medium or bale humidity. High resistivity associated with the presence of resistive material, that is, the conductivity is very low.

Regarding the analysis of physical stability, the study was carried out in a zone of high seismic activity zone 3, according to regulation E-030 of the national construction regulations, resulting in the safety factor in static condition 1,527 and pseudo-static 1,031. physically stable complying with the international parameters of factor of safety.

According to the analysis of the results obtained in the different tests to determine the geotechnical characteristics of the area under study, we conclude that these results influence the more precise determination of the incidence on the stability of the natural terrain, the hydrological conditions, as well as the materials to be used in the different layers of the stabilization of the foundation in embankments.

Keywords: Geotechnical evaluation, embankment foundations.

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. TÍTULO

“EVALUACIÓN GEOTÉCNICA PARA MEJORAR EL DISEÑO DE LA CIMENTACION DE TERRAPLENES EN LA CARRETERA YURIMAGUAS – MUNICHIS, DISTRITO DE YURIMAGUAS, PROVINCIA DE ALTO AMAZONAS, DEPARTAMENTO DE LORETO - 2019”

1.2. ÁREA Y LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

Área:

Transportes

Línea:

Carreteras

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El proyecto de Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera Yurimaguas – Munichis, consta de dos tramos bien definidos una la parte urbana del KM 00+00 al KM 01+200 y la parte rural del KM 01+200 al KM 19+000, la problemática se presenta en el tramo de la parte rural, donde podemos apreciar según el Expediente Técnico y la observación directa en campo, problemas relacionados a inundaciones (niveles de inundación), el fenómeno de la dispersión del material fino, asentamientos por la presencia de suelos blandos, lo que genera hundimientos en la vía. El principal agente desencadenante es el agua que se presenta en forma de escorrentía superficial y subsuperficial.

Otro aspecto fundamental que debe ser evaluado en este tipo de suelos blandos es su comportamiento en los eventos sísmicos, y la pérdida de la plataforma por la amplificación sísmica y su alto período de vibración que generalmente se traduce en grandes deformaciones y asentamientos diferenciales.

En campo se observó notoriamente la presencia de pequeñas socavaciones en las estructuras existentes y construidas a lo largo de la vía (alcantarillas por ejemplo) y presencia de surcos en taludes cercanos al eje, junto a varios hundimientos lo que evidencia pérdida de las partículas finas del material de relleno utilizado, esto debido al fenómeno natural de migración de finos y disolución de sus partículas, descartándose el asentamiento por consolidación en razón de no presentar arcillas saturadas ni cargas importantes que pudieran generar este asentamiento.

El fenómeno consiste en que los finos o coloides presentes en el subsuelo son lavados por el paso del agua (fenómeno de dispersión) y algunos componentes que se disuelven (fenómeno de disolución), dejando vacíos y generándose asentamientos por el peso del propio suelo y/o por las cargas vehiculares.

1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.4.1. *Problema general*

¿Cómo se determinará la evaluación geotécnica para mejorar el diseño de la cimentación de terraplenes en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto - 2019?

1.4.2. *Problemas específicos*

- ¿Cómo influye la evaluación geotécnica en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto - 2019?
- ¿Cuál será la variación en el diseño de la cimentación de terraplenes en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto - 2019?

1.5. OBJETIVOS

1.5.1. *Objetivo General*

Realizar la evaluación geotécnica para mejorar el diseño de la cimentación de terraplenes en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto – 2019.

1.5.2. *Objetivos específicos*

- Determinar la influencia de la evaluación geotécnica en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto – 2019.
- Determinar la variación en el diseño de la cimentación de terraplenes en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto – 2019.

1.6. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

ANTECEDENTES INTERNACIONALES:

Con referencia a nuestro tema de investigación, tenemos una publicación de la Universidad Central de Ecuador, de la tesis con su Autor: **Carlos Geovanny Almeida Ávila**, Titulada “Uso de Bloques de Poliestireno Expandido en Terraplenes, 2014”, que llegan a las siguientes conclusiones:

- Se concluye que los bloques de poliestireno expandido (GEOFOAM), pueden ser por sus características aplicadas a una variedad de problemas de ingeniería, en particular sobre terrenos blandos.
- Las pruebas realizadas a los GEOFOAM bajo las normas ASTM, dan resultado que avalan su uso, sin embargo, es conveniente que, al incluir el uso de este material en obras de ingeniería, se establezcan normas nacionales a través del Mtop (Ministerio de transporte y obras públicas).
- Los procesos de construcción utilizando los GEOFOAM son menos
- complicados, más rápidos y causan menor impacto.
- Por su costo es importante evaluar su uso en la construcción de terraplenes, analizando las facilidades constructivas, tiempos, y comportamiento a largo plazo.

En nuestra aplicación analizada en la ciudad de Loja se obtiene el siguiente cuadro con rubros de mayor porcentaje económico que influyen para el presupuesto para la ejecución del terraplén con GEOFOAM y que además se consideran de base comparativa con un sistema de construcción diferente.

Monto total de la obra con GEOFOAM: 1 266 284.06 \$

Además, tenemos conocimiento de la Tesis de Doctorado de la autora: *Milena Mesa Lavista*, titulada “Empleo de la Modelación para el Diseño de Terraplenes Altos de Carretera”, de la Universidad Central Marta Abreu de las Villas – La Habana – Cuba - 2017, presenta las siguientes conclusiones:

- Mediante el empleo de la modelación numérica, se proponen diferentes especificaciones a tener en cuenta en el diseño de terraplenes de carretera, a partir de la evaluación del comportamiento del estado tenso – deformacional:
 - a) Pendientes de taludes estables para cada altura del terraplén y resistencia del cimiento.
 - b) Limitaciones en la calidad del cimiento dependiendo de la altura del terraplén.
 - c) Limitaciones en el empleo de los métodos analíticos con modelo constitutivo lineal-elástico.
- Referentes a las especificaciones de análisis y diseño de los terraplenes de carretera se resumieron los siguientes aspectos:
 - a) Recomendaciones con respecto a las pendientes de taludes para las diferentes alturas analizadas, teniendo en cuenta el comportamiento del estado tenso-deformacional.
 - b) Se obtuvo un dominio de aplicación del método analítico con el empleo de un modelo constitutivo lineal-elástico, teniendo en cuenta el valor numérico de las tensiones obtenidas con el surgimiento de deformaciones plásticas.
 - c) Se presentó un estudio de la construcción por etapas de terraplenes, y limitaciones del método analítico en cuanto al cálculo de las tensiones resultantes según altura del terraplén.
- Se formularon a lo largo del trabajo dos metodologías fundamentales: el proceso de calibración matemática simultánea y la simulación del estado tenso-deformacional de terraplenes mediante el empleo de la modelación numérica.

ANTECEDENTES NACIONALES:

Tenemos conocimiento de la Tesis del autor: *Peché Zegarra, Edwin Roberto*, titulada “Evaluación de Espesores de Mejoramiento del Suelo de la Subrasante en la Carretera Lima- Canta”, de la Universidad Nacional de Cajamarca – Cajamarca – Perú - 2013, presenta las siguientes conclusiones:

- De acuerdo a los resultados obtenidos los espesores calculados no coinciden con los espesores de mejoramiento proporcionados en obra, en ambos tramos los espesores con las que se ejecutó el mejoramiento son deficientes.
- Se realizaron ensayos de deflectometría antes y después en los tramos de mejoramiento, en el ensayo realizado después de haber ejecutado el mejoramiento se observó que aun las deflexiones son mayores a la máxima admisible.
- Los espesores de mejoramiento fueron calculados aplicando el modelo de Boussinesq para cada tramo, teniendo como resultados los lo siguiente.

Tabla 1: Progresiva de Tramos Estudiado

Tramo (km)		Espesor Calculado
Inicio	Fin	(m)
78+113	78+213	0.90
77+785	77+825	0.90

Fuente: Peché Zegarra, Edwin Roberto, Cajamarca – Perú - 2013

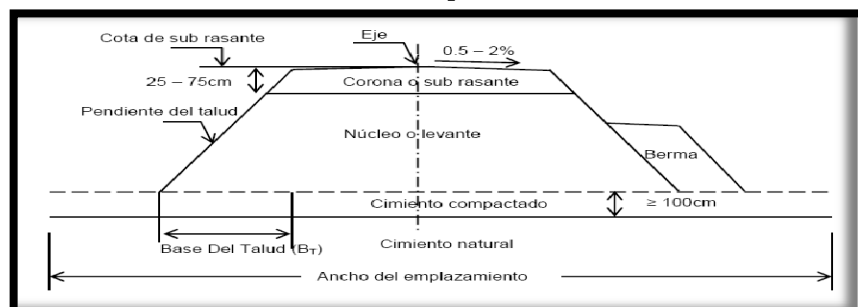
1.7. BASES TEÓRICAS

GENERALIDADES SOBRE TERRAPLENES DE CARRETERA

Los terraplenes son estructuras de tierra con una geometría definida sobre las cuales se construyen carreteras, vías férreas y aeropuertos, con el fin de servir como base a las mismas. Están compuestos por suelo, que se compactan con el fin de reducir su índice de poros, aumentar su peso específico y por consecuencia aumentar la capacidad de resistencia a las cargas de la superestructura y el tráfico. En los terraplenes se distinguen tres zonas principales que se definen a continuación:

- **Corona:** Zona del terraplén más próxima a la superficie, sobre ella descansa la superestructura. Su espesor debe estar comprendido entre 25 y 75cm, dependiendo de las cargas que soporte (tipo de pavimento y tráfico). Los materiales empleados tienen que ser de buena calidad.
- **Núcleo o levante:** Zona central del terraplén donde se define las pendientes de los taludes, su altura está en función de la cota a salvar. El suelo no requiere muy buena calidad si la altura no sobrepasa los 10m, pero su compactación tiene que ser excelente, ya que las deformaciones y asentamientos producidos en su interior pueden provocar pérdida de estabilidad interna.
- **Cimiento:** Zona donde descansa el terraplén, está conformado por el terreno natural en la mayoría de los casos, pero deben cumplir ciertos requisitos que se verán más adelante, de lo contrario se excavará y sustituirá por material compactado, que siendo el caso deberá tener un espesor como mínimo de 100cm

Ilustración 1: Terraplenes



Fuente: Determinación de las dimensiones del dominio en la modelación numérica de terraplenes (Lavista, 2017)

PROBLEMÁTICAS DE DISEÑO

Según Jiménez-Salas, se considera terraplén de gran altura aquel que su altura sea superior a los 10m y según Torres Vila, aquel que su altura sea superior a 10m – 12m, así como otros consideran grandes terraplenes aquellos que superen los 15m de altura. Sin embargo, el factor de terraplén alto debe estar condicionado en la fase de diseño en función de sus propiedades físico – mecánicas y la geometría del terraplén y su cimentación, o si este será construido sobre suelos pobres, compresibles o incompresibles, con grandes o pocos cambios de volumen. Por lo que la altura del terraplén estará condicionada a las características físico – mecánicas de la cimentación entre otros factores.

Para que el tráfico que circula por la carretera no experimente interrupción vehicular, conserve cierto grado de confort, y transite con una buena seguridad durante su período de explotación, el terraplén que la sustenta debe cumplir condiciones de estabilidad y resistencia, al actuar sobre él su propio peso y las solicitaciones que le llegan.

Un terraplén de carreteras que presente un buen diseño es aquel que posea adecuada estabilidad y le brinde una base segura al pavimento, procurando que no se produzcan asientos diferenciales en el tiempo de ocurrencia del fenómeno de la consolidación.

FALLAS EN UN TERRAPLÉN

Debido a que en la construcción de un terraplén influyen una gran cantidad de factores, éstos pueden comportarse de diversas maneras. Los factores de mayor relevancia que influyen en su comportamiento son: su geometría, el tipo de terreno de fundación, el material con el que se construye y los procedimientos para llevar a cabo la obra, y sin las debidas precauciones pueden dar origen a un amplio espectro de fallas (**Asociación Técnica De Carreteras, 1994**).

A continuación, se resumen los problemas más recurrentes en relación a la estabilidad de terraplenes.

Erosión y deslizamientos locales

Su principal causa es la infiltración del agua superficial en el material de relleno, provocando: la disminución de la resistencia del suelo, un aumento del peso total del relleno, aparición de presión hidrostática y fuerzas de flujo, socavaciones en los bordes producto del debilitamiento de la superficie resistente al corte o por las escorrentías superficiales **(Muelas, 2007)**.

Corrimientos en laderas.

Corresponden a deslizamientos de masa del suelo de relleno, estas fallas ocurren cuando un terraplén se construye sobre planos inclinados, debido a que durante la construcción se produce un debilitamiento en el plano de contacto entre el suelo natural y el terraplén, empeorado por la acción del agua, debido al bloqueo del paso natural del agua de cerro. Para estos casos se recomienda realizar un escalonamiento previo del plano inclinado donde se apoyará el terraplén **(Muelas, 2007)**.

Densificación de los rellenos

Esta falla se origina por una mala compactación del terraplén, provocando que queden muchos huecos, los cuales permitirán el acomodo de las partículas sólidas a medida que transcurra el tiempo (años), esto se traducirá en una deformación superficial debido a los asentamientos diferenciales y agrietamientos **(Muelas, 2007)**.

Asentamientos por consolidaciones

Se produce cuando una masa del suelo base, compresible y completamente saturado es sometido a una carga permanente (peso terraplén), entonces se produce una disminución de su volumen, debido a la eliminación del agua contenida en sus vacíos y a una reacomodación

de las partículas del suelo base, lo cual puede ocasionar asentamientos diferenciales **(Muelas, 2007)**.

Flujo plástico y/o falla por corte

Falla característica de suelos blandos de baja plasticidad, que provocan una deformación continua ocasionada por un esfuerzo de corte constante. Esta falla ocurre por una concentración de esfuerzos en un punto de la fundación del terraplén, los cuales superan el esfuerzo máximo de resistencia al corte del suelo, provocando el hundimiento del terraplén acompañado de un solevantamiento del terreno adyacente **(Muelas, 2007)**.

Asentamientos dinámicos y licuación

Algunos suelos al ser sometidos a sollicitaciones dinámicas como vibraciones o sismos, tienden a densificarse provocando que disminuyan su volumen, lo cual sumado a una baja permeabilidad provocan un aumento de presión de la fase fluida, que puede aumentar hasta un punto en que iguale la presión total, anulando la presión efectiva o presión de contacto entre los granos del suelo. Bajo estas condiciones un suelo granular pierde totalmente su capacidad de soporte **(Muelas, 2007)**.

Para las arenas finas y limos sueltos saturados, el suelo no alcanza a drenar durante el corto tiempo que dura una carga trasciende, provocando un aumento de presión en la fase fluida, llevando transitoriamente al suelo, al estado de licuación, ocasionando el hundimiento de las estructuras apoyadas en él **(Muelas, 2007)**.

Cimentación de terraplenes en suelos inestables

Falla que se produce por construir el terraplén sobre un terreno natural inadecuado para soportar un terraplén, estos terrenos son principalmente suelos pantanosos, blandos, sueltos y con alto contenido de material orgánico, para poder construir el terraplén se debe realizar

un mejoramiento del suelo de cimentación, mediante geotextil y material granular, o definitivamente reemplazando todo el material de cimentación hasta encontrar firmeza (Muelas, 2007).

Flujo hidráulico transversal

Falla que ocurre principalmente cuando una alcantarilla es superada en su flujo máximo, provocando que el nivel del agua sobrepase el tubo. Para que no ocurra esto el diámetro de los tubos de alcantarilla debe ser acorde al flujo máximo de agua que va a pasar. Otra falla que puede ocurrir es que debido a la suciedad que arrastran las aguas (ramas, basura, troncos, etc.) se tape la boca del tubo, provocando que el agua se estanque (Muelas, 2007).

CARGAS EN EL TERRAPLÉN

El terraplén puede ser cargado en una sola etapa o en multi-etapas.

Una etapa de carga

Esto causará un incremento inmediato en los esfuerzos totales y si el relleno es colocado demasiado rápido no se desarrollará la disipación de presión de poro o está será insignificante, por lo tanto la estabilidad del terraplén in situ estará relacionada con la resistencia no drenada del suelo (s_u).

Multi-etapas de carga

La ventaja de cargar el terraplén en multi-etapas es que se le permite al suelo incrementar la resistencia mientras que la consolidación toma lugar bajo el terraplén cargado. Sin embargo, la razón del incremento de cargas necesita ser limitada de acuerdo a la proporción de la carga y a la resistencia disponible del suelo con un factor de seguridad aceptable. Este método requiere etapas de construcción prolongadas.

CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN TERRAPLENES

La determinación de los hundimientos y presiones de contacto entre el terraplén desplantado en un suelo compresible, requiere que se tenga en cuenta las propiedades carga-deformación verticales del terraplén y el suelo (figura 2).

La transferencia de cargas de un terraplén al suelo que le proporciona soporte, produce un asentamiento de la superficie del terreno debajo y adyacente a dicha estructura, por lo que cuando un estrato de suelo saturado y compresible se somete a un cambio en el estado de esfuerzos, la presión de poro aumenta repentinamente. En suelos finos saturados la disipación puede tomar un tiempo considerable, donde independientemente de la velocidad con la que se lleve a cabo, la disipación de la presión de poro, se puede originar un cambio de volumen y por tanto, el asentamiento correspondiente.

Ilustración 2: Configuración típica de estratos de suelo bajo un terraplén



*Fuente: Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres,
Tania Cruz González 2014*

ASENTAMIENTOS PERMISIBLES

La experiencia de autores internacionales a lo largo de los años sugiere asientos tolerables residuales como máximo entre 100 – 160mm en 40 años y los asientos diferenciales en la sección transversal y longitudinal no deben ser mayores del 1% y menores del 0.3% en un período de 40 años.

Según otros autores, se sugiere que los asientos secundarios no sean mayores de 350mm y los diferenciales menores de 50mm después de 25 años de explotación.

Cuando se construye un terraplén, se deben tener en cuenta los asentamientos inmediatos o instantáneos ocurridos en el suelo de la cimentación, los de consolidación primaria y los de consolidación secundaria, así como los asentamientos ocurridos dentro del terraplén principalmente en la etapa constructiva, al determinar la variación de su estado tenso – deformacional principalmente en la zona del núcleo que es la que mayor volumen de suelo posee y los materiales empleados generalmente tienden a tener mayor contenido de finos.

CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga se refiere al valor de esfuerzo el cual una cimentación puede soportar con seguridad sin que ocurran asentamientos catastróficos repentinos del terraplén debido a la falla por cortante.

El análisis de capacidad de carga de suelos bajo un terraplén es particularmente importante cuando el suelo de cimentación es un suelo cohesivo blando y el cálculo del mismo no es igual a la capacidad de carga bajo una zapata. La diferencia entre ellas es que la zapata es un cuerpo rígido y este se desplaza hacia abajo simultáneamente con el suelo. Pero en el caso de un terraplén el material de relleno es desplazado hacia abajo junto con el suelo de cimentación y por lo tanto el desplazamiento ocurre como un solo cuerpo rígido. Cuando el suelo de cimentación es débil, la carga del terraplén empuja al suelo de cimentación lateralmente y el material de relleno también sigue esta trayectoria. La componente horizontal empuja afectando la estabilidad del terraplén. La capacidad de carga de un suelo blando que sirve de cimentación en un terraplén puede ser calculada por la ecuación desarrollada por Radoslaw (1992) con los supuestos de estratos de suelo de espesor limitado bajo el terraplén cargado:

$$\bar{q} = \gamma_f H_c \left(1 - \frac{H_c}{b \tan \beta} \right)$$

$$H_c = b \tan \beta \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\bar{q}}{b\gamma_f \tan \beta}} \right)$$

En donde, a la altura crítica H_c , está dada por

Donde es $\bar{q}$ la componente promedio vertical del esfuerzo límite

H_c : La altura crítica del terraplén y puede ser definida como la altura en la cual la falla ocurre debida al colapso del suelo de cimentación

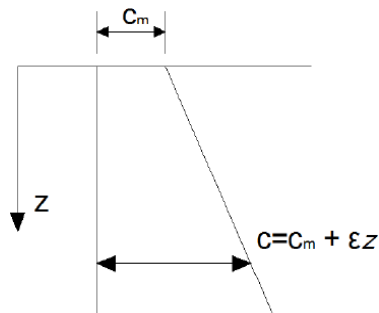
β : Ángulo del talud del terraplén

c : Es la cohesión o la resistencia al corte no drenado y que va de acuerdo con la profundidad (z) para suelos no homogéneos y la variación lineal está dada por la siguiente ecuación.

$$C = C_m + \epsilon_z$$

Donde ϵ_z es el gradiente de resistencia al corte con la profundidad y c_m valor mínimo de la cohesión

Ilustración 3: Variación del cortante con la profundidad



Fuente: Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres, Tania Cruz González 2014

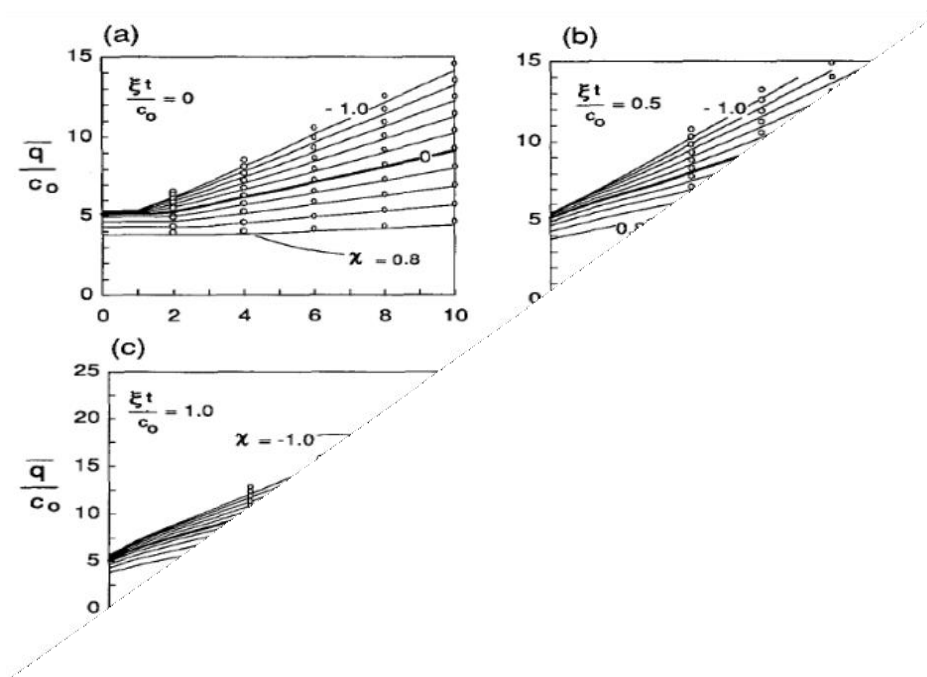
χ Es el coeficiente y está definido como el factor de esfuerzo cortante y está expresado como

$$\chi = \frac{\bar{\tau}}{c} = \frac{\gamma_f H^2 k}{2 b c}$$

Donde $\bar{\tau}$ es la componente tangencial del esfuerzo, γf es el peso volumétrico del material de relleno, H es la altura del terraplén, b es el ancho medio del terraplén a su altura media, k es el coeficiente lateral de empuje y $k \geq \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ y ϕ es el ángulo de fricción interna de los materiales de relleno.

La distribución de falla debido a la carga q , resulta del método de la línea de deslizamiento, como una función de la distancia para diferentes gradientes de resistencia del suelo. La figura 3 muestra el porcentaje de carga límite vertical en capas bajo el terraplén con un ancho $2b$ en función de la relación adimensional ancho medio-espesor (b/t).

Ilustración 4: Promedio de carga límite $\frac{q}{c_0}$ en función de la relación ancho medio y espesor
(Radoslaw y Michalowski, 1995)



Fuente: Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres,
Tania Cruz González 2014

ESTABILIDAD DE TALUDES EN TERRAPLENES

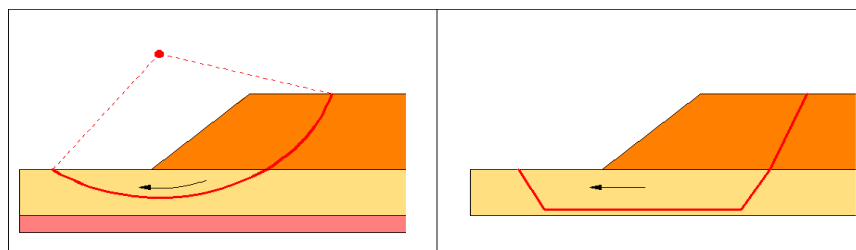
Los análisis de la estabilidad de taludes se basan en determinar las pendientes que permitan construirlos de una manera estable y segura, evitando las fallas por deslizamientos, vuelco, desprendimientos, etc.

El problema puede ser abordado con diferentes enfoques. Cuando se habla de estabilidad, se trata de encontrar la altura crítica del talud o la carga de colapso aplicada sobre una porción del talud, para una geometría y características de suelo dados. Evaluar la estabilidad de un talud implica un estudio en el cual se debe, entre otros eventos: caracterizar la resistencia del suelo, establecer el perfil del talud, así como las condiciones de filtración y agua subterránea, seleccionar una superficie de deslizamiento o falla y calcular su factor de seguridad, finalmente, a partir de este factor de seguridad (el cual se elige en base al destino del talud) se deberá determinar la superficie de falla crítica.

El método de los elementos finitos puede usarse para estudiar la estabilidad de taludes usando una definición de falla similar a la de los métodos de equilibrio límite, éstos proponen en principio una superficie de deslizamiento para luego examinar el valor del coeficiente de seguridad de la misma, el cual se define como la relación entre la resistencia al corte disponible y la resistencia a la corte movilizadora a lo largo de la superficie.

El análisis de estabilidad permite determinar si existe suficiente resistencia en los suelos del talud y el cimiento para soportar los esfuerzos que pueden causar la falla por cortante y deslizamiento.

Ilustración 5: Superficies de falla circulares y no circulares



Fuente: Aplicaciones de la Mecánica de Suelos en las Vías Terrestres, Tania Cruz González 2014

MÉTODOS DE MEJORAMIENTO DE ESTABILIDAD

Cuando el suelo de cimentación de un terraplén es insuficiente en términos de resistencia para soportar el terraplén, pueden ser usados diferentes métodos para fortalecer la cimentación. El reforzamiento puede ser usado

para mejorar la estabilidad de un terraplén, haciendo posible construir terraplenes por etapas y más rígidos que de otra manera no podría ser posible.

Uso de Refuerzo

El reforzamiento bajo un terraplén puede ser usado para reducir el desplazamiento vertical y horizontal, pero en general es más efectivo en la reducción de desplazamientos horizontales. La reducción de desplazamientos obtenidos es una función de la resistencia al esfuerzo cortante y la profundidad del estrato de suelo. Típicamente, las deformaciones y valores máximos de esfuerzo cortante se desarrollan en el centro y hombro del terraplén. El terraplén de relleno proporciona carga vertical al suelo de cimentación igual a su peso y está asociado al desarrollo de esfuerzos cortantes exteriores. Estos esfuerzos cortantes exteriores son esfuerzos actuantes en el suelo que se manifiestan del centro con dirección al pie del terraplén. Este esfuerzo cortante es la causa de la reducción de la capacidad de carga del suelo de cimentación. El refuerzo mejora la resistencia al esfuerzo cortante y por lo tanto mejora la estabilidad del terraplén. Existen geosintéticos que son de particular utilidad en el incremento de la capacidad de carga del suelo de cimentación. Además, estas pueden reducir los asentamientos excesivos y diferenciales, así como la deformación lateral.

Rowe (1984) desarrolló un método de diseño de terraplenes sobre suelos blandos usando reforzamiento. En su estudio el desarrolló algunas cartas en las cuales las características del refuerzo pueden ser seleccionadas basadas en la geometría del terraplén y las propiedades del material de cimentación.

Tipos de Reforzamiento

Los principales tipos de materiales de reforzamiento que son usados en terraplenes son los geotextiles, geomallas, tiras de acero, mallas de acero, tendones de alta resistencia de acero. Los geotextiles son

fabricados por fibras de polimérico entretejidas en una fábrica o por fibras juntas para formar un producto sin tejer. Los geotextiles tejidos son más rígidos y fuertes que los geotextiles sin tejer y muchos son útiles en el reforzamiento de taludes. Las geomallas son fabricadas por láminas elásticas de polímero plástico en una o ambas direcciones para formar una malla de alta resistencia. La lámina de materiales polímeros la hace rígida y fuerte. Las tiras galvanizadas o cubiertas de acero epóxico han sido usadas para reforzar taludes y por tanto aumentar la resistencia

La capacidad del refuerzo al largo plazo, se denota como T_{lim} y depende de los siguientes factores:

- Fuerza de tensión
- Daños en la instalación
- Durabilidad
- Rigidez del refuerzo y deformación tolerable con el talud

Los valores a largo plazo de T_{lim} deben satisfacer los siguientes criterios:

- $T_{lim} \leq$ Capacidad determinada por la resistencia a la tensión a corto plazo, daño por instalación y deterioro de las propiedades con el tiempo.
- $T_{lim} \leq$ Capacidad determinada por la resistencia al arranque
- $T_{lim} \leq$ Capacidad determinada por la rigidez y deformaciones tolerables.

Cada uno de los métodos de reforzamiento mencionados anteriormente requieren criterios especiales citados por algunos autores (**Duncan, 2005**).

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Con el objeto de poder dividir los suelos en grupos que posean características semejantes y con propiedades geotécnicas similares, han

surgido un gran número de clasificaciones del suelo, las cuales generalmente se basan en la distribución granulométrica, los límites de Atterberg y el contenido de materia orgánica entre otros. En la actualidad los dos principales sistemas de clasificación son el sistema AASHTO y el USCS (Bañón et al. 2000).

COMPACTACIÓN DE SUELOS

La compactación es uno de los procedimientos existentes para mejorar las propiedades de los suelos en la construcción. Es un método mecánico basado en la expulsión del aire que ocupa los poros del suelo y en la reducción rápida del índice de vacíos. El conocimiento de las propiedades mecánicas de los materiales compactados y de las condiciones de trabajo de los mismos en la estructura que se construye son indispensables para dimensionarla y asegurar su estabilidad, ocurriendo deformaciones permanentes que modifican sus propiedades originales causando densificación del suelo (aumento de la densidad), aumento de la resistencia mecánica, aumento de la rigidez, reducción de la permeabilidad, y reducción de la erosionabilidad.

El parámetro fundamental que gobierna la respuesta del suelo cuando se compacta es el contenido de agua de compactación (w). Un contenido de agua alto (grado de saturación creciente) implica que los poros contienen bastante agua como para que la deformabilidad no drenada del suelo sea baja, puesto que en este caso las presiones aplicadas son soportadas principalmente por la mezcla aire-agua. Se supone que el fenómeno de la compactación es casi instantáneo y que todos los procesos de deformación que se desarrollan son no drenados. En el límite, cuando el suelo está completamente saturado las deformaciones volumétricas son nulas

Para cada tipo de suelo, nivel y tipo de energía de compactación existe una curva de compactación. En cada caso, la curva pasa por un máximo absoluto que es la masa volumétrica seca máxima (γ_{dmax}) para un contenido de agua conocido como óptimo w_{op} . Los puntos de la curva que corresponden a un contenido de agua menor que la óptima forma la llamada rama seca de

ésta y los que tienen una humedad mayor que la óptima forman la rama húmeda. Además, en el plano ($\gamma d, w$) se pueden dibujar las curvas que correspondan a distintos grados de saturación.

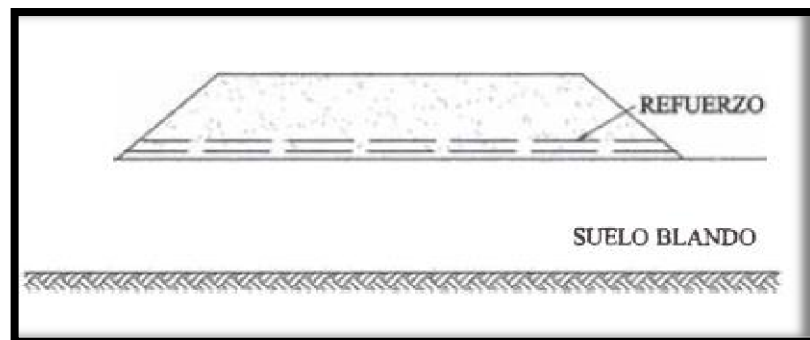
APLICACIONES DE SUELO REFORZADO

En las estructuras de suelo reforzado, los elementos colocados en el suelo para reforzar y aumentar su resistencia también presentan ventajas en cuanto a los costos.

Las aplicaciones de la técnica de suelo reforzado son múltiples, se pueden encontrar en muros reforzados, taludes reforzados y terraplenes reforzados sobre suelos blandos.

El terraplén reforzado es un sistema compuesto de tres componentes: el suelo de cimentación (arcillas blandas). El refuerzo y el terraplén. En un terraplén o para alcanzar alturas mayores abarcando todo el cuerpo de terraplén.

Ilustración 6: Estructura típica de una estructura reforzada



Fuente://facingyconst.blogspot.com/2009/09/muros-taludes-y-terraplenes-de-suelo.html

GEOTECNIA

Es la rama de la geología y a su vez, recibe aportes de la ingeniería civil (con la que se entrelaza) que se ocupa de la aplicación de los principios geológicos en la investigación de materiales naturales -como rocas- que forman la corteza terrestre que participan en el diseño, construcción y

operación de proyectos de ingeniería civil, como carreteras, ferrocarriles, puentes, presas, oleoductos, acueductos, unidades de vivienda, sitios de confinamiento y edificios en general.

Historia

Karl von Terzaghi es señalado como el precursor de la ingeniería geotécnica, ya que a lo largo de su trayectoria profesional se dedicó a estudiar e investigar las problemáticas que se encontraban vinculadas con las cimentaciones, los suelos y los diversos componentes de la corteza terrestre, esto dio paso a que volcara su trabajo y lo plasmara en hojas que hoy en día son textos básicos para la geotecnia.

Otras cosas que dieron origen a la geotecnia fueron las siguientes:

- El desarrollo de ciencias afines como la mecánica de suelos.
- La necesidad de estudiar geológicamente el terreno como base para cualquier tipo de obra civil.
- Solucionar problemas de inestabilidad según la localidad que se requiera.
- Conocer la relación existente entre factores geológicos y los materiales como rocas y suelos.

1.7.1. Definición de términos básicos

- **ESTABILIDAD DE SUELOS:**

La estabilidad del suelo depende de su resistencia al esfuerzo cortante, de su compresibilidad y de su tendencia a absorber agua.

- **RESISTENCIA DEL TERRENO:**

La Resistencia del Terreno es de fundamental importancia en un estudio geotécnico, por ello, la capacidad mecánica del subsuelo se analiza en forma empírica o por formulación analítica.

- **CONSOLIDACIÓN DEL SUELO:**

Se denomina consolidación de un suelo a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por la actuación de solicitaciones (cargas) sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente largo. Producen asentamientos, es decir, hundimientos verticales, en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen con gran amplitud.

- **EROSION DEL SUELO:**

Erosión o degradación de los suelos. Es la pérdida del mismo, principalmente por factores como las corrientes de agua y de aire, en particular en terrenos secos y sin vegetación, además el hielo y otros factores. La erosión del suelo reduce su fertilidad porque provoca la pérdida de minerales y materia orgánica.

- **PLASTICIDAD DEL SUELO:**

La plasticidad es la propiedad que expresa la magnitud de las fuerzas de las partículas de agua dentro del suelo ya que éstas permiten que el suelo sea moldeado sin romperse hasta un determinado punto. Es el efecto resultante de una presión y una deformación.

- **PERMEABILIDAD:**

Permeabilidad es la propiedad que tiene el suelo de transmitir el agua y el aire y es una de las cualidades más importantes que han de considerarse para la piscicultura. Un estanque construido en suelo impermeable perderá poca agua por filtración.

- **LICUEFACCIÓN DE SUELOS:**

La licuefacción de suelos es un fenómeno en el cual los terrenos, a causa de saturación de agua y particularmente en sedimentos

recientes como arena o grava, pierden su firmeza y fluyen como resultado de los esfuerzos provocados en ellos debido a los temblores. La licuefacción es una causa mayor de destrucción relacionada con terremotos (más aún que por la acción directa de las ondas sobre los edificios).

- **SUELOS FINOS:**

Los suelos finos están constituidos de partículas compuestas de fragmentos diminutos de roca, minerales y minerales de arcilla, con textura granular y en hojuelas. De acuerdo al sistema de clasificación unificado estas partículas tienen un tamaño inferior a 0.075 mm, que corresponden a la categoría del limo y la arcilla, por lo que toda fracción de suelo que pasa el tamiz Nro. 200 es considerado como suelo fino.

- **EROSIONABILIDAD DE SUELO:**

La erosionabilidad de suelo se refiere a la facilidad que presenta el mismo para ser movilizado. Depende de características del suelo tales como composición, textura, permeabilidad, pendiente.

- **ELEMENTOS FINITOS:**

Elementos Finitos es un método numérico de resolución de problemas de Mecánica de Sólidos que resulta de gran importancia por su utilidad práctica. Es una herramienta de cálculo muy potente que permite al ingeniero estructuralista resolver infinidad de problemas.

- **GEOMALLAS:**

Las geomallas son geosintéticos que se emplean con una función de refuerzo y estabilización. Están fabricadas con polímeros resistentes y duraderos, con el objetivo de que, al interactuar con el suelo, complementen su resistencia a la tensión. Gracias a la

aplicación de las geomallas, entonces, un terreno puede recibir cargas mayores y distribuir estas de manera uniforme, lo que minimiza riesgos y optimiza la energía que se utiliza para transporte.

- **CIMENTACIÓN:**

La cimentación es la parte estructural del edificio, encargada de transmitir las cargas al terreno, éste es el único elemento que no podemos elegir, por lo que la cimentación la realizaremos en función del mismo. Por otro lado, el terreno no se encuentra todo a la misma profundidad, otra circunstancia que influye en la elección de la cimentación adecuada.

1.8. HIPÓTESIS

HIPÓTESIS GENERAL

Hi La evaluación geotécnica permitirá mejorar el diseño de la cimentación de terraplenes altos en la carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto – 2019.

1.9. VARIABLES

1.9.1. Variable Independiente

Evaluación geotécnica.

1.9.2. Variable Dependiente

Cimentación de terraplenes altos.

CAPÍTULO II: MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

2.1.1. Tipo de Investigación

La investigación es de tipo descriptivo - experimental.

2.1.2. Diseño de Investigación

El diseño de la investigación corresponde a un estudio descriptivo - experimental cuyo esquema está dedicado a la evaluación geotécnica para mejorar los niveles de cimentación de taludes altos de la carretera Yurimaguas - Munichis.

2.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

2.2.1. Población:

El conjunto de todas las carreteras de la provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto.

2.2.2. Muestra:

Se tomará el tramo comprendido entre las progresivas 14+650 – 14+760 del proyecto “Mejoramiento y Rehabilitación de la Carretera Yurimaguas – Munichis, provincia de Alto Amazonas, departamento de Loreto”.

2.3. TÉCNICAS, INSTRUMENTOS, PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

2.3.1. Técnicas de Recolección de Datos

Conocimiento del proceso de construcción de carreteras con terraplenes altos.

2.3.2. Instrumentos de Recolección de Datos

Equipos de laboratorio de suelos, formatos, reglamentos y normas que se utilizan para la construcción de carreteras.

2.3.3. Procedimientos de Recolección de Datos

Nos basamos en las normas emitidas por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

2.4. PROCESAMIENTO, ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS.

El recojo de los datos de campo se hará en forma manual, con equipos y luego se hará un procedimiento computarizado.

El análisis e interpretación de datos se realizará de acuerdo a la Normas Técnicas del MTC.

CAPÍTULO III: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. EXPLORACIONES GEOTÉCNICAS

La exploración de campo se realizó en el tramo que se encuentra entre las progresivas 14+650 – 14+760.

3.1.1. Registro de Excavaciones

Los registros de los diferentes materiales encontrados se realizó de acuerdo a la norma ASTM D 2488 (Práctica Estándar para la descripción e identificación de Suelos - Procedimiento Visual Manual), se describe el tipo de material encontrado en toda la profundidad de acuerdo: al sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), a su compacidad o consistencia, a la plasticidad del material fino, a la forma del material granular, a su humedad natural y color, al porcentaje estimado de cantos rodados, al porcentaje estimado de bolos o bolones, al porcentaje estimado de bloques y su tamaño máximo, a la presencia o no de material orgánico u óxidos, a la evidencia de material cementante, a la estabilidad de las paredes de la calicata, al grado de dificultad al excavar, etcétera.

3.1.2. ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINAMICA LIGERA (DPL)

Con el objeto de evaluar la resistencia del suelo, se han ejecutado ensayos de penetración dinámica ligera (DPL) que fueron distribuidos convenientemente en el área de estudio. El ensayo DPL (DIN 4094) consiste en el hincado continuo de varillas de acero de 7/8" de diámetro, con una punta cónica de 60° en tramos de 10 cm., utilizando la energía de un martillo de 10 Kg. de peso, el cual cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo permite obtener el registro continuo de la resistencia del terreno a la penetración. El número de golpes DPL (Ndpl) será correlacionado para obtener el número de

golpes del SPT (Nspt), estimándose así los parámetros de resistencia del suelo y es realizado hasta encontrar el rechazo. Es importante indicar que el DPL usado la siguiente investigación no es el determinado en la Norma E-050, la misma que indica el uso de una punta cónica de 90° y es más gruesa al DPL nuestro; esto debido a que el DPL propuesto por la Norma presenta un rechazo a poca profundidad y no se llega obtener un registro de la resistencia al suelo a profundidades deseadas.

Los reportes de los ensayos se muestran en el Anexo A “Ensayos de DPL”.

3.1.3. ENSAYOS DE REFRACCIÓN SÍSMICA

El ensayo de refracción sísmica es un método indirecto, con el cual se determina perfiles sísmicos en función de las velocidades de onda compresionales tipo “P”, este ensayo tiene los siguientes objetivos:

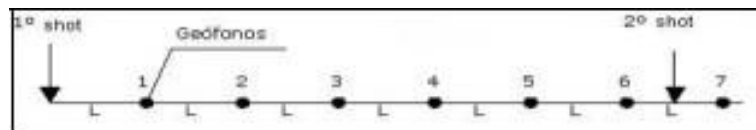
- Determinar los perfiles sísmicos del suelo en función de sus características dinámicas.
- Determinar las características dinámicas de los estratos en función de las velocidades compresionales de las ondas P.
- Determinar los parámetros de deformación dinámica de los suelos con ayuda de los datos de la onda S obtenidos de los ensayos de MASW.

Método de ensayo

El ensayo de refracción sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales tipo P generadas por un golpe de impacto producido con una comba de 25 lb; los impactos fueron localizados a diferentes distancias a lo largo de un eje sobre la superficie del suelo. La energía fue detectada y registrada de tal manera que puede determinarse el tiempo de arribo en cada punto. El inicio de la grabación fue dado a partir de un dispositivo o SWITCH

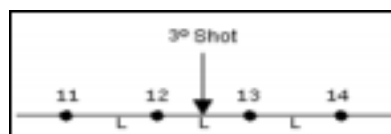
que nos da el tiempo cero para evaluar el tiempo de recorrido. Estos datos, tiempo y distancia, para diferentes puntos de aplicación de la energía, nos permiten evaluar las velocidades de propagación de ondas P para los diferentes tipos de suelos, cuya estructura, geometría y continuidad son investigadas. Se utilizó el método de “Delete Time” para el análisis de los resultados. En el análisis, la reflexión y refracción de ondas P están basadas en la Ley de Snell y a través del espesor y velocidad de propagación de las ondas P pueden ser correlacionadas las características geotécnicas como compacidad y densidad. Para este estudio se utilizó la Estación Portátil de Prospección Sísmica Geode con 24 canales de registro, cables con espaciamiento de 2m, geófonos magnéticos y una computadora para almacenar los registros. Se consideraron 5 puntos de impacto distintos para iniciar el ensayo, las cuales se muestran en las siguientes figuras:

Ilustración 7: Distribución del 1° y 2° golpe



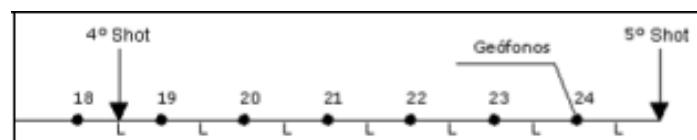
Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009.

Ilustración 8: Distribución del 3° golpe



Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009.

Ilustración 9: Distribución del 4° y 5° golpe



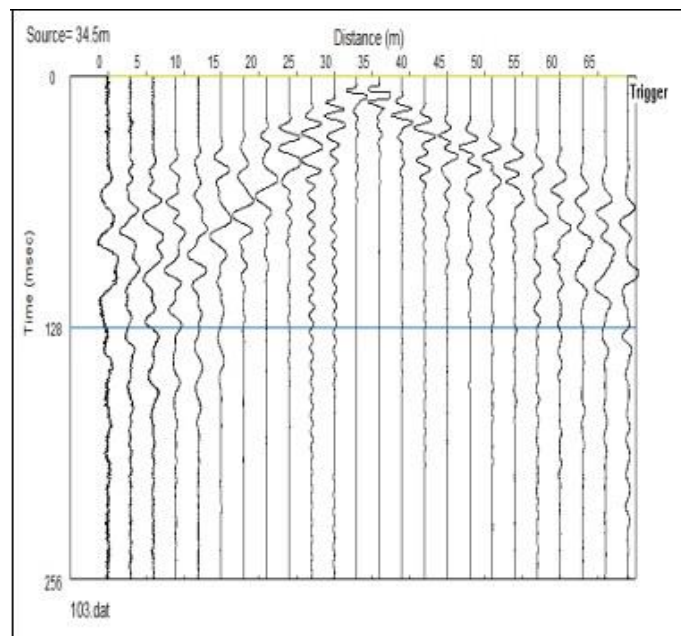
Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009

La ilustración 7, muestra la distribución del primero shot o golpe, el cual se ejecuta antes del 1er geófono y a una distancia igual a la separación entre geófonos, el segundo shot se realiza en el medio de 6to y 7mo geófono. Ilustración 8, muestra el tercer shot que se realiza entre 12vo y 13vo geófono. La Ilustración 9, muestra los últimos dos shots con una simetría de los mismos dos primeros; el cuarto shot se ubica entre el 18vo y 19vo geófono y el último se ubica después del 24vo geófono a una distancia igual a la separación entre geófonos.

Procesamiento

Para realizar la interpretación de los perfiles sísmicos se usó como ayuda el grupo de programas de refracción sísmica como son el PickWin y PlotRefa. El primer programa permite realizar las lecturas de los sismogramas y además de ello nos permite obtener la llegada, es decir ubicar el tiempo de llegada de la primera onda, esto se realiza para los 5 shots efectuados en el ensayo de campo.

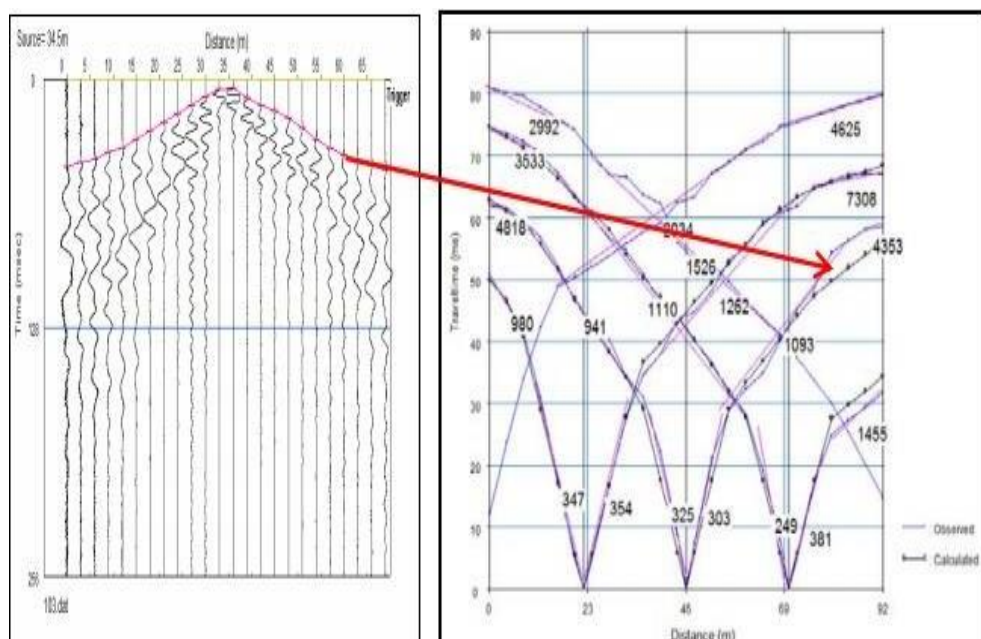
Ilustración 10: Registros de ondas compresionales



Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009.

El segundo programa produce un modelo de profundidad desde el archivo de datos de entrada preparado por el programa anterior, creando para ello el gráfico de las dromocrónicas el cual ayuda a distinguir los diferentes cambios de pendientes que vendría a representar el cambio de velocidad en el suelo en estudio. Así mismo el programa PlotRefa calcula las velocidades de los estratos mediante técnicas de mínimos cuadrados, luego usa el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades, el programa ajusta las profundidades de cada estrato por efecto de la superficie topográfica; este proceso se hace en forma iterativa hasta encontrar el modelo que se ajuste a la geología superficial del terreno investigado.

Ilustración 11: Ondas compresionales, distancia vs tiempo

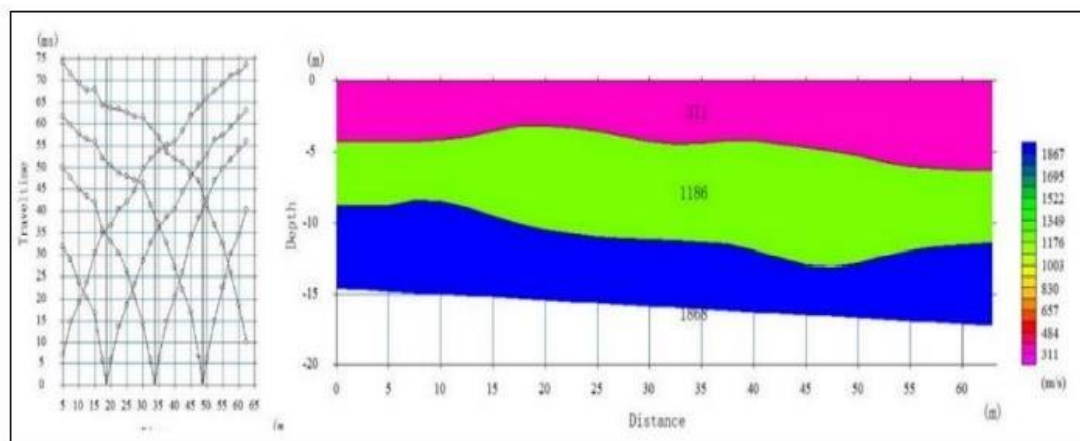


Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009.

La figura 5, muestra, a la izquierda el picado de la llegada de la onda de compresión, a la derecha los respectivos puntos que forma la dromocrónica, la cual muestra los cambios de velocidades en el terreno de la zona de estudio. Así mismo el programa "PlotRefa" se realiza un modelo inicial a partir de las capas ya seleccionadas; a partir de este modelo inicial se procede a realizar una inversión de

datos mediante técnicas de mínimos cuadrados, con el fin de ajustar y obtener los valores verdaderos de velocidad de la onda P de cada capa o estrato. Luego usa el método de tiempo de retardo para estimar las profundidades, el programa ajusta las profundidades de cada estrato por efecto de la superficie topográfica; este proceso se hace en forma iterativa hasta encontrar el modelo que se ajuste a la geología superficial del terreno investigado.

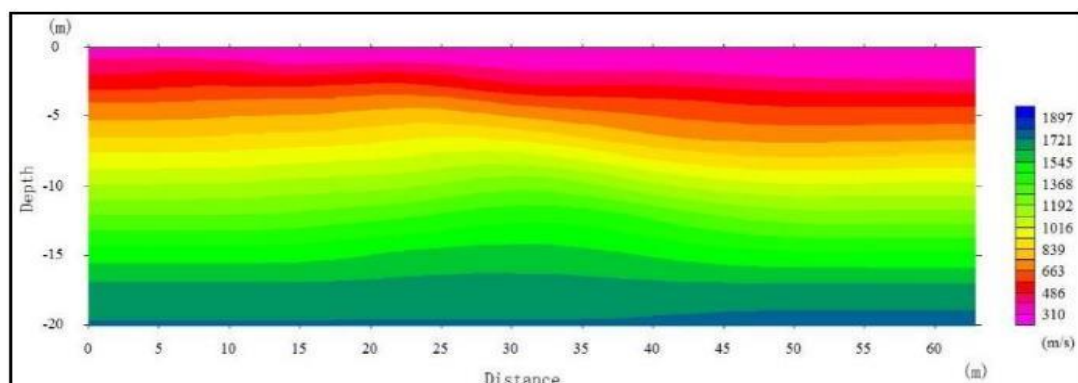
Ilustración 12: Perfil del terreno según la domocrona



Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009.

A través del perfil generado del terreno se puede obtener la tomografía mediante el proceso de inversión de ondas, este resultado nos ofrece valores de la velocidad P vs profundidad en rangos más discretizados, en el cual se observa el perfil del suelo de acuerdo al relieve de los estratos.

Ilustración 13: Perfil geosísmico del terreno según la velocidad de la onda P



Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009.

Equipo utilizado El equipo sismógrafo utilizado para realizar el ensayo de refracción sísmica posee un sistema de adquisición de datos, los cuales son almacenados y procesados por una computadora; este equipo tiene las siguientes características técnicas:

Tabla 2: Características del Sismógrafo

Características	Valor nominal
Nº de canales	24
Resistencia de salida	> 600 Ω
Rango de frecuencia	10 - 400 Hz
Filtro de frecuencias	10, 15, 25, 35, 50, 70, 100, 140, 200, 280, 400 Hz.
Ganancia	63X(36 dB) 2%
Tiempo de registro	64, 128, 256, 512, 1024
Tiempo de retardo de registro	0-999 ms
Tiempo de pre-arranque	90% duración general
Sistema de mando	Computadora IBM AT-80386sx
Tensión de alimentación	12 V
Potencia de consumo	48 W

Fuente: Especificaciones Técnicas del GEODE, 2014.

Trabajo de campo

Como parte del estudio geofísico se realizaron las siguientes líneas de refracción sísmica:

Tabla 3: Ubicación Línea de Refracción

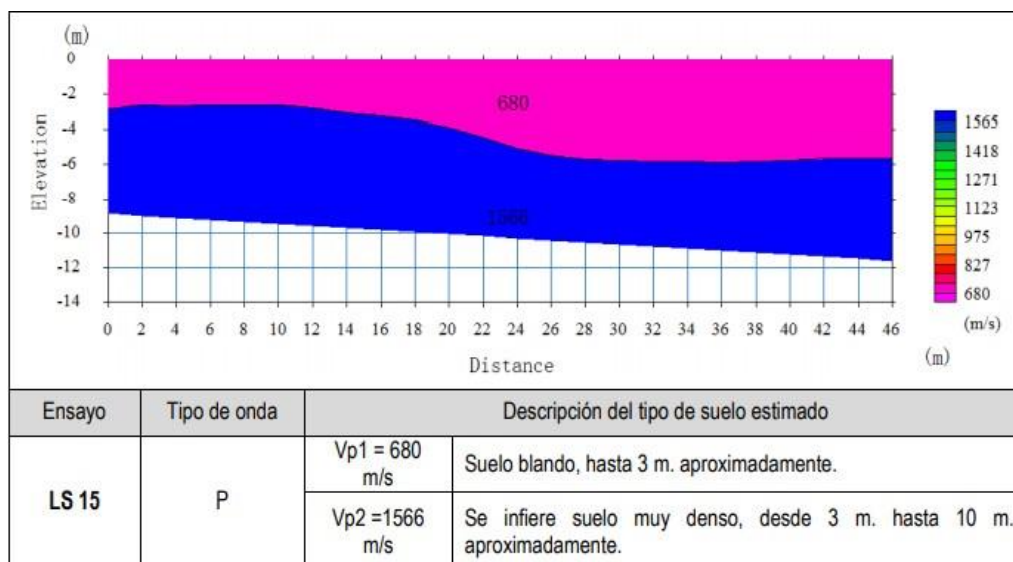
Progres.	Líneas Sísmica	Long. (m)	Coordenadas UTM en WGS 84			
			Inicio		Final	
			Este	Norte	Este	Norte
14+650	LS 015	35	359833	9348569	359788	9348582

Fuente: Elaboración Propia

Perfiles Geo sísmicos obtenidos

La evaluación de la refracción sísmica ha consistido en graficar líneas de la superficie basándose en la topografía superficial, indicando los puntos de localización de geófonos y los puntos de impacto. Para la línea sísmica se estableció un perfil estratigráfico con valores de velocidad de propagación de ondas longitudinales (ondas P), basándose en las dromocrónicas que son gráficas que relacionan tiempo de llegada con distancias. En el Anexo A2: “Ensayos de Refracción Sísmica”, se adjunta los registros y resultados de los ensayos de Refracción Sísmicas.

Tabla 4: Resultados de los ensayos de refracción sísmica LS Prog. 14+650



Fuente: Elaboración Propia

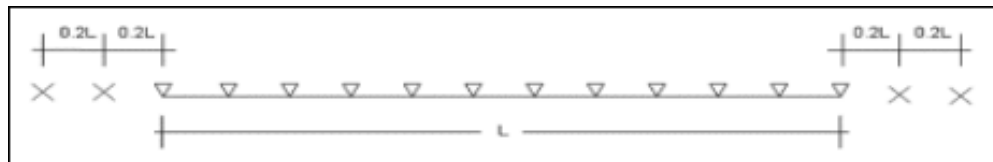
3.1.4. ENSAYOS DE MEDICIÓN DE ONDAS DE SUPERFICIE EN ARREGLO MULTICANAL – MASW

Se realizaron ensayos de MASW en toda la zona de estudio. Los objetivos principales de la utilización de este método son los siguientes:

- Determinar el perfil unidimensional de velocidades de ondas de corte Vs.

- Determinar las características dinámicas de los estratos en función a las velocidades de las ondas de corte V_s .
- Determinar los parámetros de deformación dinámica de los suelos como es el módulo de corte (G), módulo elástico dinámico (E).

Ilustración 14: Distribución de puntos de disparo del ensayo MASW

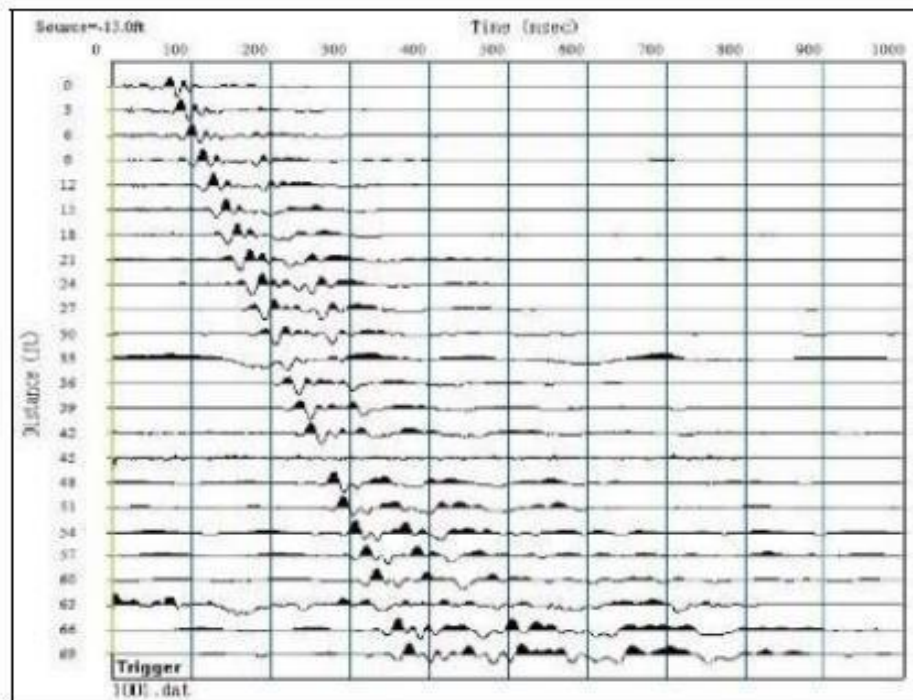


Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009.

Procesamiento

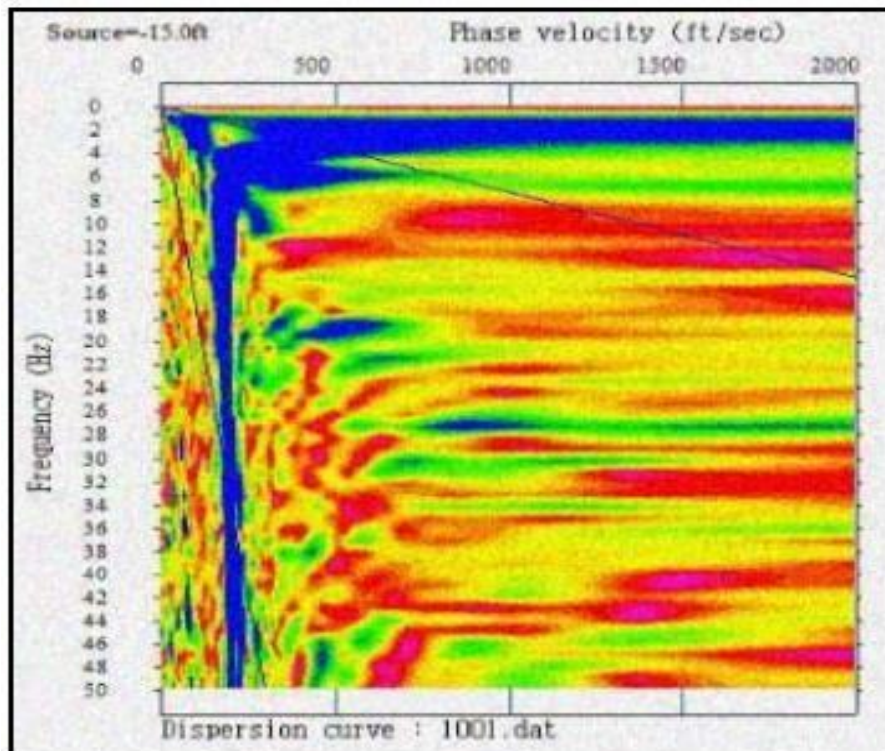
Para el procesamiento de los registros de campo, se realiza la inversión de velocidades de ondas S mediante el análisis de dispersión de las ondas de superficie. Esto se debe a que éstas cuentan con un 98% de componente de onda S y menos del 2% de onda P. Las ondas de superficie pierden velocidad de fase de manera significativa mientras la frecuencia de las mismas aumenta. Por esto, la dispersión de la onda de superficie (o Rayleigh) ocurre por lo general entre 5 Hz y 30 Hz. Se hizo el procesamiento haciendo uso para ello de los programas Surface Wave Analysis Wizard y Wave Eq (Surface Wave Analysis). El primer programa (Surface Wave Analysis Wizard) nos muestra el gráfico de distancia versus tiempo que luego mediante las transformadas de Fourier se obtiene las curvas de velocidad de fase versus frecuencia en donde se puede ver la tendencia de la onda de fase que define la velocidad de la onda S que nos permite obtener la curva de dispersión en el modo fundamental generada en el ensayo.

Ilustración 15: Tiempo de llegada de la onda de corte para diferentes distancias.



Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009

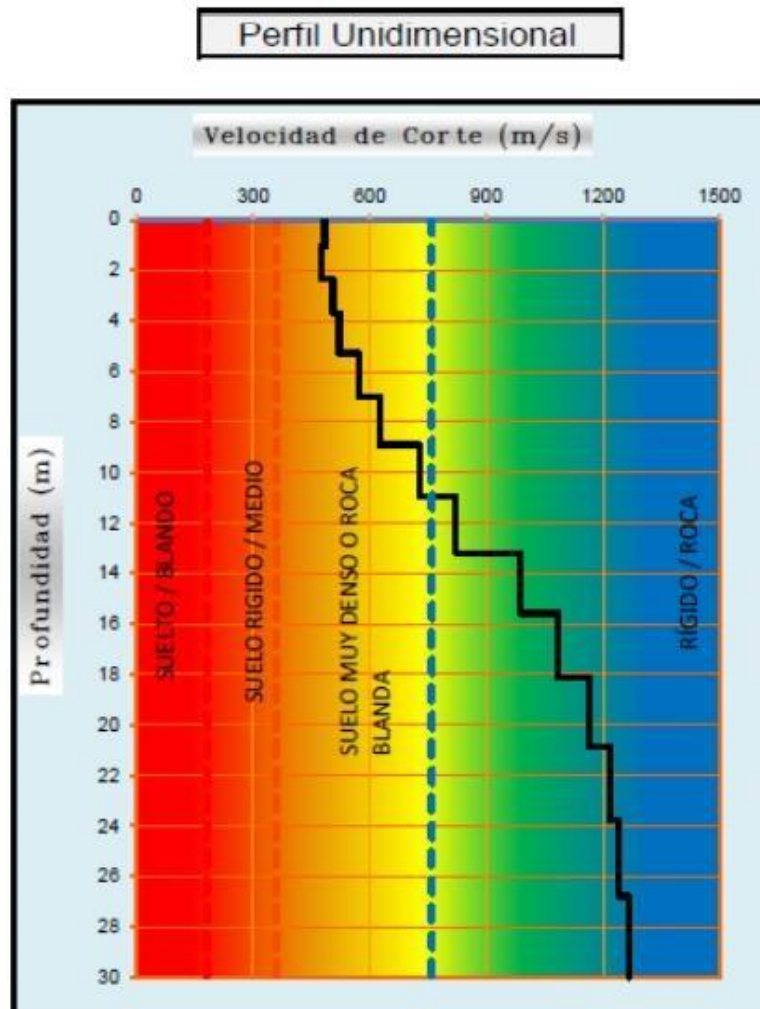
Ilustración 16: Curva de la velocidad fundamental



Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009

El segundo programa (Wave Eq - Surface Wave Analysis) permite obtener la variación de las velocidades de onda S con la profundidad mediante el proceso de inversión de ondas lo cual se desarrolla por procesos iterativos.

Ilustración 17: Velocidad de ondas de corte Vs Profundidad



Fuente: Manual Seisimager 2D, 2009.

Equipo utilizado

El equipo utilizado para realizar los ensayos MASW es el mismo que se usó para el ensayo de refracción sísmica con la diferencia que los geófonos empleados son de 4.5 Hz de frecuencia y además se cambió la configuración de los periodos de registro y los intervalos de muestreo.

Trabajos de campo

En la tabla 6, se muestra la ubicación y coordenadas de los ensayos MASW ejecutados en campo, de la misma manera se muestra la caracterización del suelo en función al Vs30 de los ensayos MASW realizados en el proyecto. Para clasificar sísmicamente el suelo se aplicó el código internacional IBC del 2009 (International Building Code) que define el tipo y nombre de suelo de acuerdo a la velocidad promedio de los 30m más superficiales (Vs 30), tal como se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla 5: Caracterización sísmica del suelo

Tipo de Suelo	Clasificación del Suelo	Propiedades Promedio en los primeros 30 metros (Vs30*)		
		Velocidad Vs (m/s)	Resistencia a la Penetración estándar, NSTP	Resistencia al corte no drenado S(psf)
A	Roca muy dura	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy denso o roca blanda	$360 < V_s \leq 760$	NSPT >50	$S_u \geq 2000$
D	Suelo Rígido	$180 \leq V_s \leq 360$	$15 \leq \text{NSPT} \leq 50$	$1\,000 \leq S_u \leq 2000$
E	Suelo blando	$V_s < 180$	NSPT <15	$S_u < 1000$

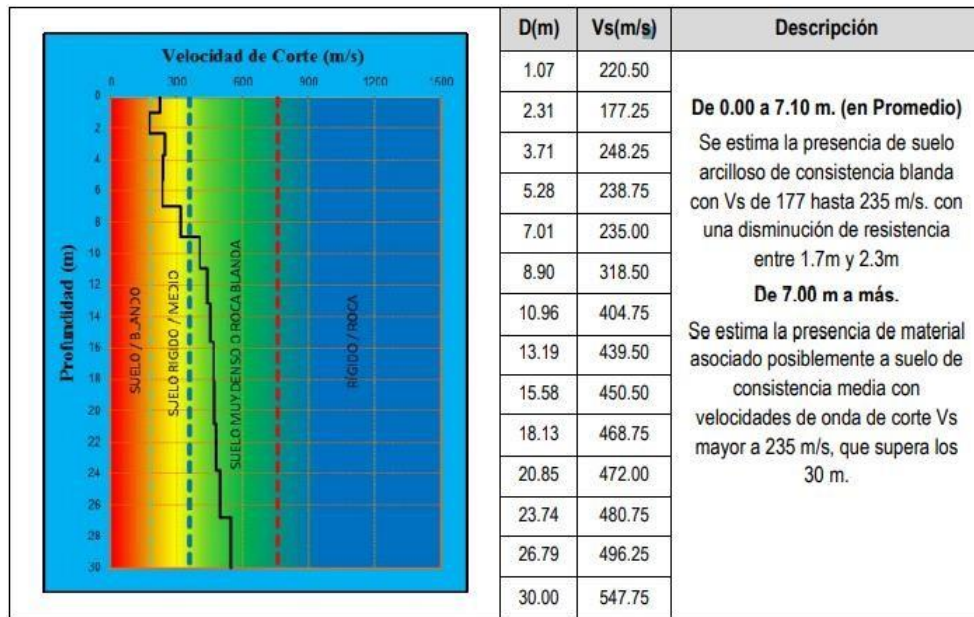
Fuente: Código internacional IBC-2015

Tabla 6: Resumen de ensayos MASW (Profundidad de alcance de cada ensayo es 30m)

Prog.	MASW	Tipo de onda	Coordenadas UTM en WGS84		Vs 30 (m/s)	Periodo Fundam. (Ts)	Clasificación	
			Este	Norte			Código Internacional IBC	Norma Técnica E030
14+650	MASH 15	S	359811	9348576	361	0.33	C: Suelo Muy denso o Roca Blanda	S2: Suelo Intermedio

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 7: Velocidades de corte, MASW-15 Prog. KM 14+650



Fuente: Elaboración Propia

3.1.5. ENSAYO DE TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA (ERT)

El ensayo de Tomografía de Resistividad eléctrica (ERT) es un método indirecto, con el cual se determinan perfiles geo eléctricos o secciones de resistividad en función de las características eléctricas del terreno, este ensayo persigue los siguientes objetivos:

- Determinar los perfiles geo eléctricos o secciones de resistividad en función de las características eléctricas del terreno.
- Determinar la napa freática si existiese.

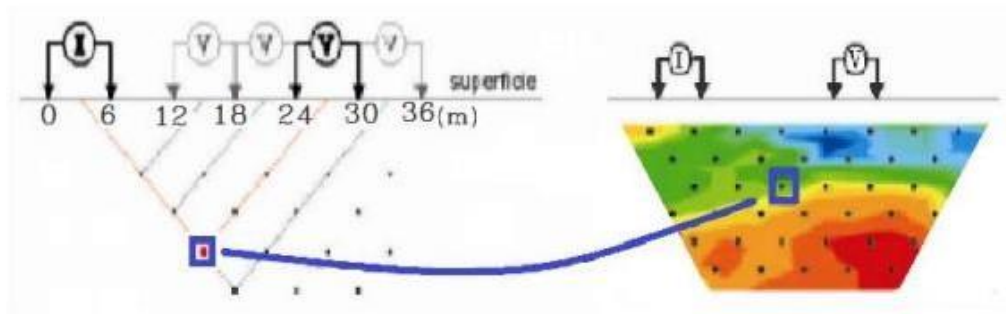
Método de ensayo

La tomografía eléctrica de superficie permite la construcción de un modelo eléctrico bidimensional o tridimensional del subsuelo efectuando medidas de potencial eléctrico en consecuencia de la introducción de corriente eléctrica en el subsuelo. El principio físico sobre que se basan las medidas de resistividad eléctrica es la ley de Ohm, que gobierna el flujo de corriente en un medio. Las medidas de campo eléctrico son conducidas sobre medios no ideales, y por lo

tanto son heterogéneos; la resistividad además varía en un espacio tridimensional ya que con la corriente (I) y la diferencia de potencial (ΔV) se calcula el valor de resistividad aparente.

Tal resistividad es un valor aparente, es decir a la resistividad que un medio espació homogéneo proveería en la misma configuración de los electrodos. La ejecución de medidas de resistividad conseguidas trasladando lateralmente las diferentes configuraciones de electrodos, permite conseguir informaciones relativas a variaciones laterales de resistividad. Si se aumenta en cambio el espaciado entre los electrodos de corriente y tensión, aumenta la profundidad de investigación y se consiguen informaciones mayores sobre las variaciones verticales. La instrumentación típica de las técnicas de Tomografía Eléctrica permite de efectuar las dos operaciones de modo automático, y de asociar a cada línea de medida, una distribución bidimensional de resistividad aparente, que se llama pseudo sección. Para efectuar las medidas ERT se utilizan un cierto número de electrodos (48-72 en las configuraciones más recientes) dispuestos a lo largo de un perfil, con paso dependiente de la resolución y de la profundidad de investigación solicitada. Éste es conectado con un cable multipolar al resistivímetro, que consiste en una unidad switching que puede ser externa o interna, mandada por un microprocesador. Tal unidad tiene la función de seleccionar, por cada lectura, los electrodos activos, de corriente y de tensión. La configuración utilizada para este ensayo es el de dipolo – dipolo, el cual permite una mejor calidad de datos, como se muestra en la siguiente figura.

Tabla 8: Esquema de adquisición mediante tomografía Geoeléctrica



Fuente: Modificada de Chávez et al., 2011.

Equipo utilizado

- Resistímetro Syscal Pro Swicht 48 de 10 canales
- 15 cables de corriente #14
- 19 varillas de cobre
- Batería externa de 12 V, con su respectiva conexión al Resistímetro
- 2 combas de 4 libras
- GPS
- 1 cámara fotográfica
- Un bidón de agua
- Papel aluminio

Ilustración 18: Syscal Pro Swicht 48



Fuente: <http://www.iris-instruments.com/syscal-prosw.html>

Trabajo de campo

Se llevaron a cabo investigaciones de Prospección Geofísica, empleando el método de tomografía Eléctrica 2D en el “Dominio de Tiempo”, para la caracterización geofísica correspondiente.

Tabla 9: Coordenadas UTM en WGS 84, de las líneas de Tomografía Eléctrica.

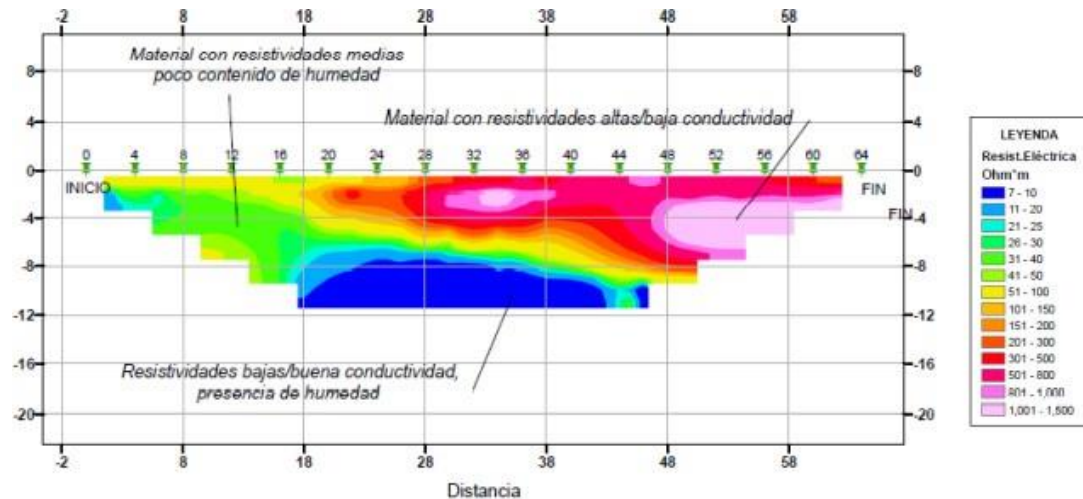
Ensayo	Longitud (m)	Prof. De investigación (m)	Config.	Coord. Pto. Inicial		Coord. Pto. Final	
				Este	Norte	Este	Norte
ERT 1	72	10	Dipolo-Dipolo	372361	9347878	372331	9347810

Fuente: Elaboración Propia

Los estudios de tomografía geoeléctrica tuvieron un alcance de hasta entre 10 y 11 m de profundidad aproximadamente. La adquisición de los datos se realizó con la configuración dipolo - dipolo. Como podemos observar en los gráficos las características geoeléctricas del subsuelo son irregulares; en este caso se detectó la presencia de humedad y a su vez materiales con diferentes grados de compactación. Las zonas de color naranja-rojo representan valores considerablemente altos de resistividad que oscilan entre 100 – 1500 Ohm.m, que podrían estar asociados a suelos resistivos, medianamente compactos. Las zonas de color azul-celeste representan valores muy bajos de resistividad que oscilan entre 5 - 25 Ohm.m, que se manifiestan en superficie y en profundidad, asociados a la presencia de materiales con contenido de presencia de agua o arcillas muy húmedas, zona donde probablemente el agua discurre en el sector de fallas o grietas existentes. La coloración verde representaría material medianamente resistivo, posiblemente material con grado de compactación regular con presencia de poca cantidad de humedad, con resistividades que varían entre 25 - 100 Ohm.m A continuación, se presenta los perfiles geoeléctricos.

En el Anexo A3: “Ensayos de Tomografía Eléctrica”, se adjunta los registros y resultados de los ensayos de Tomografía Eléctrica

Tabla 10: Cuadro Perfil Geoeléctrico ERT-1



Ensayo	Zonas de resistividad	Resistividad Ohm.m	Descripción de perfil geoeléctrico
ERT 09	resistividad baja	5 - 25	Se asocia a filtraciones de agua o presencia de material muy húmedas, estas anomalías se presentan superficialmente como en profundidad
	resistividad media	25- 100	Se asocia a la presencia de materiales finos con presencia de media a poca humedad con distintos grados de compactación
	resistividad alta	100 - 1500	Se asocia a la presencia de material resistivo. es decir la conductividad es muy baja. Estas anomalías se presentan desde superficie como en profundidad.

Fuente: Elaboración Propia

3.1.6. ENSAYOS DE LABORATORIO

Durante el desarrollo de las exploraciones geotécnicas de campo se obtuvieron muestras representativas en la zona de interés, para llevar a cabo ensayos de Mecánica de Suelos con el objetivo de determinar los parámetros geotécnicos del suelo. Los ensayos de caracterización física y mecánica fueron realizados siguiendo los procedimientos recomendados según las versiones actualizadas de los métodos de ensayo de la Sociedad Norteamericana de Ensayos y Materiales

3.1.7. ENSAYOS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Se realizaron ensayos estándar de clasificación de suelos y de propiedades físicas consistentes en: análisis granulométrico por tamizado y contenido de humedad. Las normas para estos ensayos son las siguientes:

- Análisis granulométrico por tamizado ASTM D-422
- Límites de Atterberg ASTM D-4318
- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Clasificación SUCS ASTM D-2487 El resumen de los ensayos de clasificación de las muestras extraídas de las calicatas, se muestra en el siguiente Cuadro.

Tabla 11: Resultados de ensayos de clasificación-Exploraciones a cielo abierto

Kilometraje e (km)	Sondaje	Muestra	Prof (m)	Granulometría			IP (%)	CH (%)	Clasificación SUCS	
				Finos	Arena	Grava				
14+650	C-01	M-1	0.30-2.10	99.1	0.8	0.0	27.9		CH	Arcilla de alta plasticidad
	C-01	M-2	2.10-3.70	99.2	0.8	0.0	28.1		CH	Arcilla de alta plasticidad
	C-01	M-3	3.70-4.50	99.3	0.7	0.0	29.0	45.2	CH	Arcilla de alta plasticidad

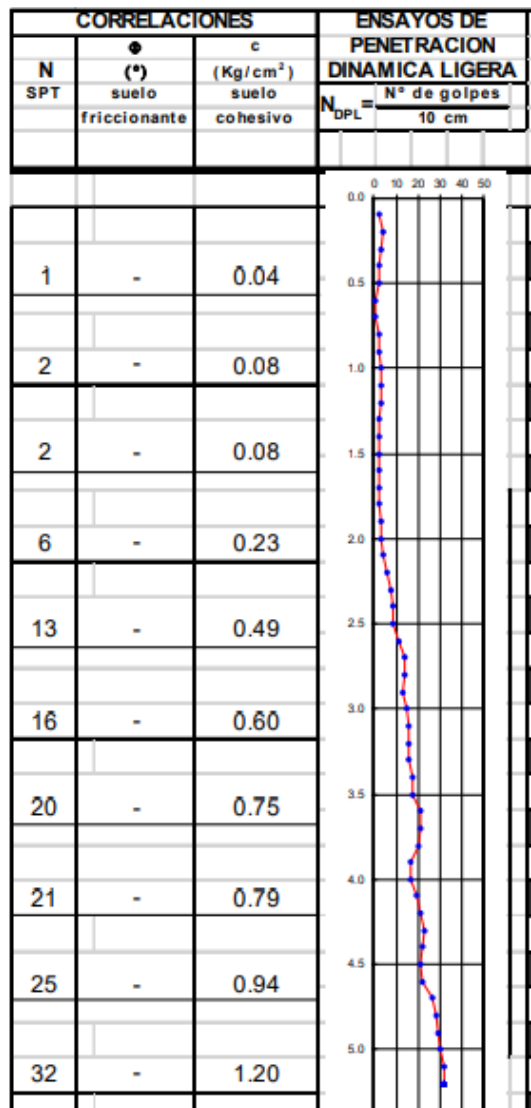
Fuente: Elaboración Propia

L.L.: Límite líquido, L.P.: Límite plástico, I.P.: Índice de plasticidad,
C.H.: Contenido de humedad

3.1.8. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS GEOTECNICOS

En el presente capitulo se determina los parámetros de resistencia cortante de Mohr Coulomb. Estos parámetros fueron determinados a partir de la resistencia a la penetración de los ensayos de DPL.

Tabla 12: Parámetros de resistencia cortante de Mohr Coulomb para el DPL



Fuente: Elaboración Propia

3.1.9. METODOLOGÍA DEL ENSAYO DPL

El ensayo de DPL permite obtener un registro continuo de la resistencia del suelo a la penetración. Los valores determinados con este ensayo fueron correlacionados con el valor N del ensayo SPT, estimándose así los parámetros físicos mecánicos del suelo.

El valor de N (SPT) es determinado a partir de la relación planteada por el Ing. A. Martínez V. en el XIII Congreso de Ingeniería Civil (Puno, 1990) el cual permite determinar el valor N cuando se usa penetrómetros de dimensiones y energía distinta.

$$N_{SPT} = N_{DPL} \frac{W_1 H_1 A_2 e_2}{W_2 H_2 A_1 e_1}$$

Dónde:

N_{SPT} = Número de golpes por 30 cm. del SPT.

N_{DPL} = Número de golpes por 10 cm. del DPL.

W_1, W_2 = Peso del martillo.

H_1, H_2 = Altura de caída.

A_1, A_2 = Área de Sección Transversal de la Punta.

e_1, e_2 = Distancia de Penetración.

Sobre la base de esta relación y una serie de registros recopilados de ensayos DPL ejecutados en diferentes proyectos, se ha obtenido que el promedio del número de golpes para tres tramos de 10cm de penetración del ensayo DPL equivale al número de golpes para 30cm de penetración del ensayo SPT, es decir el $N_{dpl} \approx N_{spt}$. El ángulo de fricción determinado en suelos granulares fue determinada con la correlación propuesta por Osaki, 1959, y formulada como sigue:

$$\phi = 15 + \sqrt{20(N_{spt})}$$

3.2. METODOLOGÍA DE CAPACIDAD ADMISIBLE EN SUELO

3.2.1. Capacidad Admisible Por Resistencia

La capacidad de carga se ha analizado usando la fórmula de Terzaghi y Peck (1967) con los parámetros de Vesic (1973).

$$q_u = S_c C N_c + S_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + S_q \gamma D_f N_q$$

Dónde:

q_u	=	capacidad última de carga
$q_{ad(1)}$	=	capacidad admisible de carga
FS	=	factor de seguridad = 3
γ	=	peso unitario del suelo

B	=	Ancho de la cimentación
L	=	Longitud de la cimentación
C	=	Cohesión
D_f	=	profundidad de cimentación
N_c, N_γ, N_q	=	parámetros de capacidad portante en función de ϕ
S_c, S_γ, S_q	=	factores de forma (Vesic, 1979),
ϕ	=	ángulo de fricción

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right); \quad S_q = 1 + \tan \phi \left(\frac{B}{L} \right); \quad S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \times \left(\frac{B}{L} \right)$$

Los valores de capacidad admisible obtenidos por resistencia, son posteriormente verificados por el asentamiento permisible.

3.2.2. Capacidad Admisible Por Asentamiento

Se adopta el criterio de limitar el asentamiento de la cimentación a 2.5 cm para el caso de zapatas aisladas y 5.0 cm para losas de cimentación. Para determinar el asentamiento de la cimentación sobre material granular se ha utilizado el método elástico mediante la siguiente relación:

$$S_i = \frac{q_{ad} B (1 - u^2)}{E_s} I_f \qquad I_f = \frac{\sqrt{L}}{Bz}$$

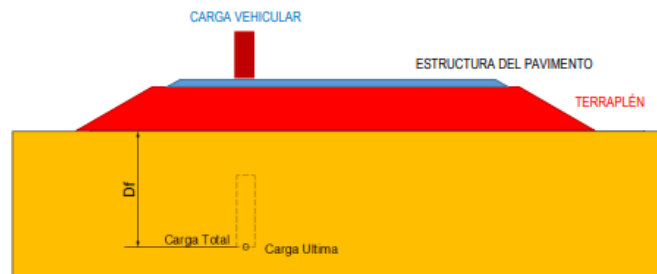
Dónde:

- S_i : Asentamiento producido en cm (cimentación cuadrada 2.50cm y pla
cimentación 5cm)
 u : Coeficiente de Poisson
 I_f : Factor de forma (cm/m)
 E_s : Módulo de elasticidad (t/m²)
 $q_{ad(2)}$: Capacidad admisible por asentamiento (t/m²)
 B : Ancho de la cimentación
 L : Longitud de la cimentación
 Bz : Parámetro en función de las dimensiones de la cimentación
 D_f : Profundidad de cimentación.

3.3. MEJORAMIENTO DE SUELO EN ZONAS DE RELLENO

En el presente capítulo se determina la profundidad de mejoramiento de suelo para la conformación de los terraplenes en las zonas de relleno. El criterio consiste en comparar la capacidad última del terreno de fundación con la carga total (debido al peso vehicular, estructura del pavimento y el terraplén).

Ilustración 19: Esquema del criterio de capacidad de soporte



Fuente: Elaboración Propia

La carga total, consiste en:

Carga total = (Esfuerzo total vertical) + (Incremento de esfuerzo vertical de Boussinesq)

Donde:

- Esfuerzo total: Peso del pavimento + Peso del terreno natural a una profundidad D_f determinada,

- Incremento de esfuerzo Vertical: Debido a la carga vehicular de diseño, el cual se distribuye y disipa en el suelo, llegando un cierto porcentaje a la profundidad D_f (Según la metodología de Boussinesq).

La Carga Ultima, se determina con el criterio de Terzaghi y Peck (1967), utilizando factores establecidos por Vesic (1973):

$$q_u = S_c C N_c + S_r \frac{1}{2} \gamma B N_r + S_q \gamma D_f N_q \quad q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Donde:

q_u : Capacidad última de carga

q_{adm} : Capacidad admisible de carga

FS : Factor de seguridad = 3

γ : Peso específico del suelo

B : Ancho de la cimentación

C : Cohesión

D_f : Profundidad de cimentación

L : Longitud de la cimentación

N_c, N_r y N_q : Factores de capacidad portante en función del ángulo de fricción (ϕ)

S_c, S_r y S_q : Factores de forma (Vesic, 1979)

Siendo:

$$S_c = 1 + \left(\frac{N_c}{N_q} \right) \left(\frac{B}{L} \right); \quad S_r = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right); \quad S_q = 1 + \tan \phi \left(\frac{B}{L} \right)$$

En los cuadros siguientes se muestra la profundidad de mejoramiento, calculado en función de los ensayos de DPL Para el Sector de Terraplén y el sector de Suelo Reforzado.

Tabla 13: Resumen de la profundidad de mejoramiento Zona de Terraplen 14+650

Tramo (km)	Ensayo de DPL Próximos	Altura del Terraplén	Base del Terraplén Profundidad de Mejoramiento	Calicatas Cercanas (km)
14+650 – 14+760	DPL -1	1.1	1.4	14+650

Fuente: Elaboración Propia

En el Anexo C.1 “Análisis de Mejoramiento de Suelo”, se muestra las hojas de cálculo.

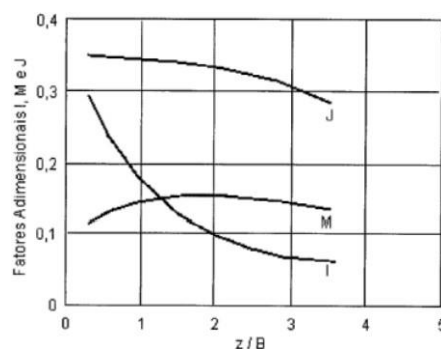
3.3.1. Cimentación con Geomallas para Tramos de Suelo Reforzado

De acuerdo al análisis realizado algunos sectores el sector en estudio no resistirán la altura de terraplén, utilizando el método anterior se obtienen profundidades de mejoramiento mayor a 2.0 metros ya que no cumplen los factores debidos de seguridad. Es por ello que se hace necesaria la utilización de geomallas para ayudar a mejorar la capacidad portante y reducir los asentamientos producidos. La zona combinada resultante (suelo reforzado) mejorará la capacidad portante de la cimentación y proporcionará una mejor distribución de presiones bajo la zona del suelo reforzado. Las Geomallas son elementos planos y poliméricos que tienen la estructura de malla abierta, tienen elementos de resistencia intersectados llamados costillas, en el proceso de fabricación las costillas pueden estar unidas ya sea por extrusión, soldadura o entrelazado de sus hilos, de acuerdo a esto las geomallas se denominan como: extruidas, soldadas o tejidas. Para realizar estos cálculos existen innumerables estudios nosotros nos basaremos sobre todo en las fórmulas propuestas por Binquet y Lee. 1975 por ser un pionero en el tema de suelo reforzado. Utilizaremos como base la capacidad de suelo resultante de la zona y las características técnicas propuestas para la Geomalla. De dichas fórmulas para nuestro caso para N capas de refuerzo necesarias la fuerza en cada refuerzo es:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[q_0 \left(\frac{q_c}{q_0} - 1 \right) (JB - I\Delta H) \right]$$

Donde los valores J e I se pueden obtener del siguiente gráfico:

Ilustración 20: Grafico para determinar el J



Fuente: Binquet y Lee 1975

Así mismo de la fórmula determinamos la resistencia al arrancamiento del refuerzo

Así mismo de la fórmula determinamos la resistencia al arrancamiento del refuerzo

$$F_B = 2 \tan \phi_a LDR \left[MBq_0 \left(\frac{q_r}{q_0} \right) + \gamma(L_0 - X_0)(z + D_f) \right]$$

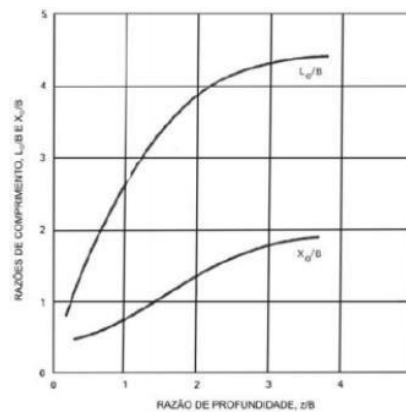
Donde:

LDR : Razón de densidad lineal (geotextiles es 1.0 y geomallas 0.08 – 0.47).

ϕ_u : Ángulo de interacción suelo-refuerzo.

Df : Profundidad de la cimentación

Ilustración 21: Gráfico para determinar LO y XO



Fuente: Binquet y Lee 1975

El Factor de seguridad al arrancamiento seria:

$$FS_a = \frac{F_B}{T_{(N)}}$$

En la tabla 14 se muestran los resultados finales del análisis, debiéndose tener en consideración también que habrá un mejoramiento y una profundidad de cimentación Df.

Tabla 14: Resumen de la profundidad de mejoramiento y resfuerzo-zonas de suelo Reforzado

Tramo km	Altura Relleno	Espesor mejoramiento	Nº Capas	Sentido	Espaciamiento	Tensión 5% (KN)	Geomalla
14+650	4.4	1.8	8	En ambos sentidos	0.5	90	Uniaxial

Fuente: Elaboración Propia

En el Anexo C.2 “Diseño de Refuerzo con Geomalla”, se muestra las hojas de cálculo.

3.4. SOLUCIÓN PROPUESTA PARA RELLENO DE SUELO REFORZADO

De acuerdo a nuestro análisis el diseño anterior del expediente técnico anterior para el suelo reforzado superficial, este puede ser mejorado, en aspectos constructivos (mejorando facilidad constructiva), notándose algunos errores de cálculo en su diseño u omitiéndose el caso más crítico en algunos sectores. Es por ello que se propone la utilización del sistema Terramesh Verde, sistema probado de manera nacional. El elemento Terramesh Verde está Compuesto por refuerzos en malla hexagonal a doble torsión asociado a un paramento frontal formado por la unión de la misma malla a una geomanta o biomanta tridimensional y reforzado por una malla electro soldada acoplada a triángulos de acero, que definirán la inclinación del paramento. Este sistema es ideal para la construcción de taludes reforzados.

Las características indispensables que deberá tener el tipo de paño de acero a utilizar para fabricar el elemento Terramesh son las siguientes:

- No ser fácil de destejer o desmallar.
- Poseer una elevada resistencia mecánica y contra fenómenos de corrosión.
- Facilidad de colocación. El paño de malla que conforma el Elemento Terramesh será de malla hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrelazando los alambres por tres medios giros. De esta manera se impedirá que la malla se desteja por rotura accidental de los alambres que la conforman. La abertura de la malla será de 10 x 12 cm para los Terramesh System.

El relleno compactado en la parte posterior del muro de suelo reforzado, denominado también “relleno estructural”, es el elemento principal de la estructura de un muro e influye directamente a su estabilidad, (debe ser evaluado para descartar la posibilidad de migración de finos y presencia de materiales solubles como son los carbonatos) Los manuales de diseño

recomiendan el uso de un relleno estructural (AASHTO), con la granulometría Condición Tamaño máx. Exigencia 100mm, Condición % Máxima de piedra exigencia 30% Condición <11%.

Es importante evaluar descartar la utilización de materiales propios del lugar, por el fenómeno que presenta. La adopción de prácticas adecuadas en la ejecución de rellenos garantizará que las características y el comportamiento esperados para el macizo reforzado sean aquellos estimados en la fase de diseño; de forma general la constitución del relleno debe contemplar las siguientes etapas:

- Limpieza del terreno en la preparación de la fundación removiendo la vegetación y sus raíces, grumos, suelos orgánicos, escombros y/o cualquier tipo de basura.
- Acumulación del suelo superficial y del suelo orgánico para utilización posterior, en la fase final de la construcción del relleno, de tal forma que se utilice para el cierre, el relleno más fértil y menos susceptible a erosiones superficiales.
- Ejecución del relleno, compactándose el suelo en capas de espesor compatible con el equipo utilizado (sapos, planchas, rodillos compactadores, etc.) generalmente no superiores a 25cm y esparcidas a lo largo de toda la superficie.

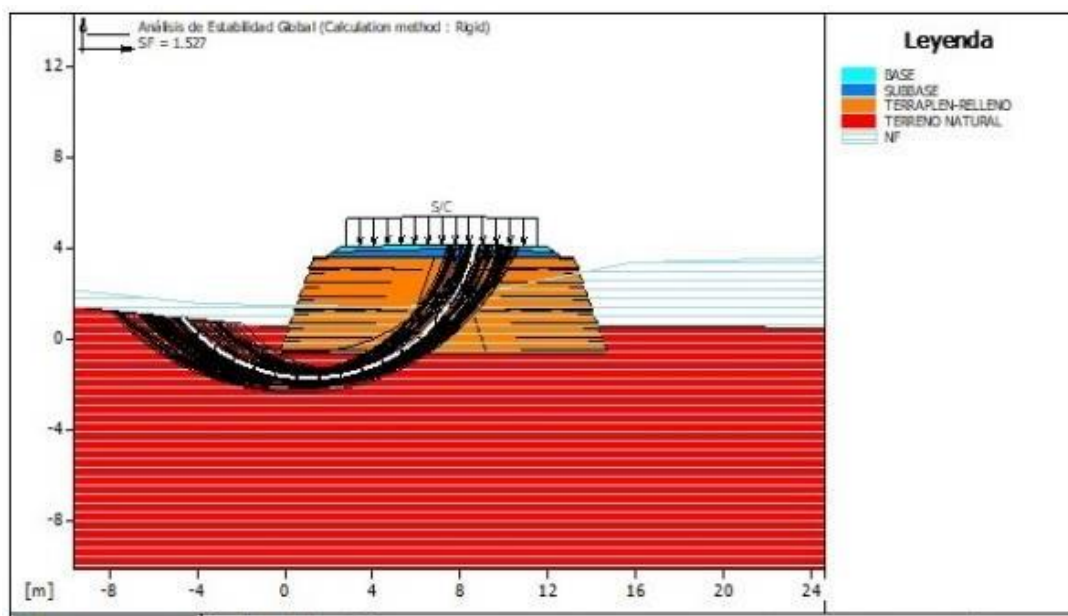
3.4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO: (H=4.2 m)

Tabla 15: Factores y coeficientes para los Refuerzos del Maccaferri - Green Terramesh - 70° -

Resistencia a la Tracción [kN/m]	41.30
Tasa de deformación plástica	2.00
Coeficiente de deformación elástica [m³/kN]	1.10e-04
Rigidez del refuerzo [kN/m]	420.00
Largo de anclaje Mínimo [m]	0.15
Factor de seg. contra la rotura (grava)	1.44
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	1.00
Factor de seg. contra la rotura (arena)	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	1.00
Factor de seg. contra la rotura (arena limosa)	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	1.00
Factor de seg. contra la rotura (arcilla arenosa)	1.30
Factor de seg. contra el arrancamiento (Pull-out)	1.00
Factor de interacción refuerzo/refuerzo	0.30
Coeficiente de interacción refuerzo-grava	0.90
Coeficiente de interacción refuerzo-arena	0.65
Coeficiente de interacción refuerzo-limo	0.50
Coeficiente de interacción refuerzo-arcilla	0.30

Fuente: Maccaferri

Ilustración 22: Análisis de Estabilidad Global, análisis Estático para H=4.2m

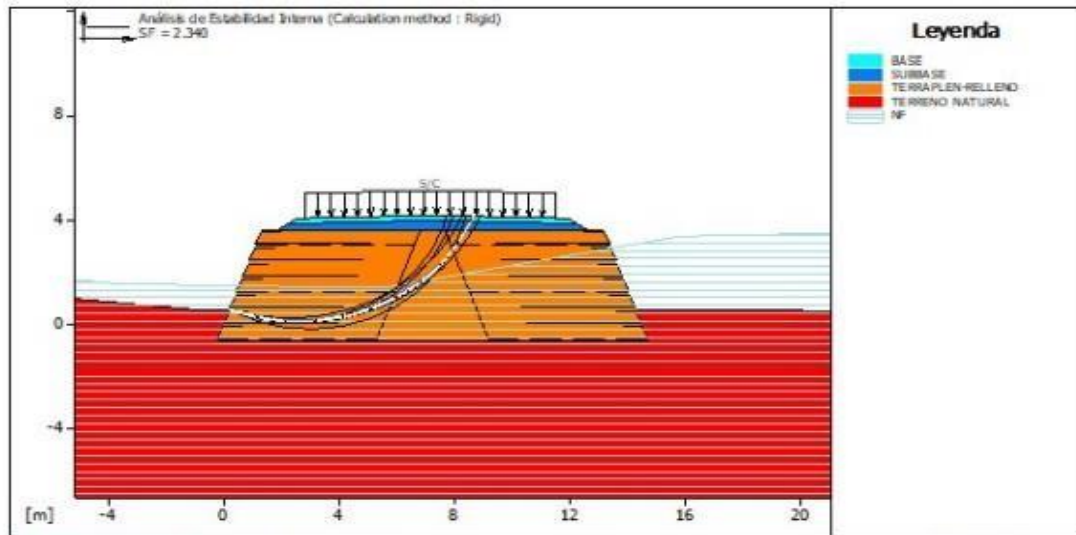


Fuente: Elaboración Propia

3.4.2. Verificación de la estabilidad Global:

Fuerza actuante en los Refuerzos de acuerdo con el Método Rígido
Análisis de estabilidad con superficies circulares de acuerdo con el
Método de Bishop Factor de Seguridad Calculado: 1.527 (CUMPLE)

Ilustración 23: Análisis de Estabilidad Interna, análisis Estático para H=4.2m

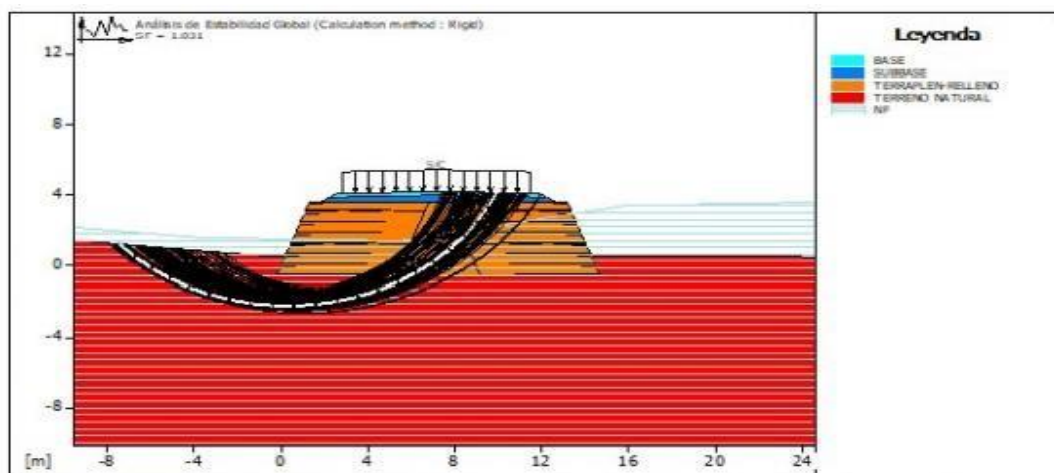


Fuente: Elaboración Propia

Estabilidad Interna: Fuerza actuante en los Refuerzos de acuerdo con el Método Rígido Análisis de estabilidad con superficies circulares de acuerdo con el Método de Bishop Factor de Seguridad Calculado: 2.340 (Cumple).

3.4.3. Análisis Pseudoestático: (H=4.2 m)

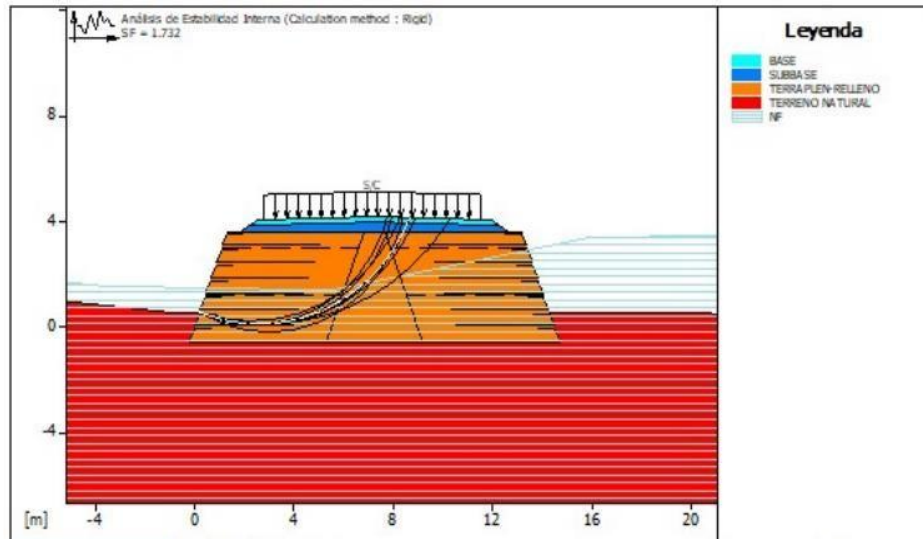
Ilustración 24: Análisis de Estabilidad Global, análisis Pseudoestático para H=4.2m



Fuente: Elaboración Propia

Verificación de la estabilidad Global: Fuerza actuante en los Refuerzos de acuerdo con el Método Rígido Análisis de estabilidad con superficies circulares de acuerdo con el Método de Bishop Factor de Seguridad Calculado: 1.031 (**CUMPLE**).

Ilustración 25: Análisis de Estabilidad Global, análisis Pseudoestático para $H=4.2m$



Fuente: Elaboración Propia

Estabilidad Interna: Fuerza actuante en los Refuerzos de acuerdo con el Método Rígido Análisis de estabilidad con superficies circulares de acuerdo con el Método de Bishop Factor de Seguridad Calculado: 1.732 (**CUMPLE**).

CAPITULO IV: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- En cuanto a las características geotécnicas del tramo en investigación de acuerdo a los resultados de las exploraciones geotécnicas concluimos:

Del Ensayo de Difracción obtuvimos el perfil geodésico el cual contempla dos estratos, el primero hasta una profundidad de 3m con suelo blando, el segundo desde los 3m hasta los 10m de profundidad suelo muy denso.

Del Ensayo de medición de ondas de superficie en arreglo multicanal MASW con tipo de ondas "S" $V_s=30$ m/s Periodo fundamental 0.33, se obtuvo la clasificación C: Suelo muy denso o Roca blanda (Según el Código Internacional IBC) y un Suelo S2: suelo Intermedio (según la Norma Técnica E030).

Del ensayo de Tomografía Eléctrica (ERT), se detectó tres zonas de resistividad: resistividad baja presencia de material muy húmedo a partir de los 7 metros de profundidad. Resistividad media, presencia de materiales finos con presencia de media o poca humedad. Resistividad alta asociada a presencia de material resistivo, es decir la conductividad es muy baja.

En cuanto al análisis de la estabilidad física el estudio se realizó en una zona de alta actividad sísmica zona 3, según el reglamento E-030 del reglamento nacional de construcciones, dando como resultado el factor de seguridad en condición estático 1.527 y se pudo estático 1.031, físicamente estable cumpliendo esto con los parámetros internacionales de factor de seguridad.

- De acuerdo al análisis de los resultados obtenido en los diferentes ensayos para determinar las características geotécnica de la zona en estudio, concluimos que, estos resultados influyen en la determinación más precisa

de la incidencia sobre la estabilidad del terreno natural, las condiciones hidrológicas, así como los materiales a utilizar en las distintas capas de la estabilización de la cimentación en terraplenes.

- De la zona en estudio se evidencia presencia de suelos blandos con NDPL < 3, posiblemente arcilla CH debiéndose definir el sector crítico y recalcular según se encuentre otros materiales como Arena o Limo, el MASW - 15 realizado en el sector indica que suelos de baja compacidad podrían llegar desde los 3.50 a 4.50 metros donde las velocidades empiezan a subir. Además de los DPL podemos concluir que la capacidad de soporte del terreno al peso del Suelo Reforzado propuesto sería insuficiente sin el adecuado control del mismo, incluso utilizando fórmulas de correlación para dichos suelos reforzados el Factor de Seguridad indica que se realicen mejoramientos mayores a 2.0 metros. Por lo mismo se plantea la utilización de cimentación utilizando Geomallas para este sector, según el detalle:

Tabla 16: Resumen de la profundidad de mejoramiento

Tramo km	Tipo de Estructura	Altura Relleno	Espesor mejoramiento	N° Capas	Espaciamiento	Tensión 5% (KN)	GEOMALLA
14+650-14+760	Suelo Reforzado con Geomalla	4.4	1.8	8	0.5	90	Uniaxial / 2 Sentidos

Fuente: Elaboración Propia

4.2. RECOMENDACIONES:

- Efectuar un adecuado drenaje en la zona de estudio, para asegurar el funcionamiento en el tiempo del terraplén.
- De acuerdo a las evidencias existentes de procesos de geodinámica externa en el entorno al tramo estudiado consideramos se evalúe la susceptibilidad geodinámica a lo largo de la carretera.
- Considerar la consolidación producida durante la construcción para obtener resultados más próximos a los resultados reales de los estudios de terraplenes.
- Cuando se advierte la presencia de humedad o suelo saturado cerca a los 4m (o un poco más lejano) al momento de realizar el ensayo, debiéndose comprobar con más calicatas en el sector u otros ensayos.

CAPITULO V: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Carlos Geovanny Almeida Ávila. Uso de Bloques de Poliestireno expandido en Terraplenes. Tesis de la Universidad Central de Ecuador –Quito – Ecuador – 2014.

Fuertes Milagros V. Estudio Número de Terraplenes sobre suelos Blandos Reforzados con Geo sintético y una capa Superficial de Arena. Tesis de la universidad de Ingeniería. Lima – Perú – 2016

Balñón, L. (2012). Manual de mantenimiento de carreteras volumen I y II, tratamientos superficiales.

Evaluación de Pavimentos Flexibles y Rígidos. Boletín informativo de Concreto convencional CELMEX.

Manual de Diseño de Carreteras no Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito. MTC. Lima - 2008.

Manual de Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito. MTC. Lima - 2008.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2013). Manual de carreteras conservación vial (vol. I). Dirección general de caminos y ferrocarriles Lima, Perú: Tarea asociación grafica educativa.

Overby, c. (1999). Diseño, Construcción y Mantenimiento de Sellado Otta. Noruega Departamento de tecnología vial, Manual norwegian public roads administration.

Mesa, Milena. EMPLEO DE LA MODELACIÓN PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES ALTOS DE CARRETERA. Tesis Doctorado UNIVERSIDAD CENTRAL “MARTA ABREU” DE LAS VILLAS – La Habana – Cuba – 2017.

ANEXOS

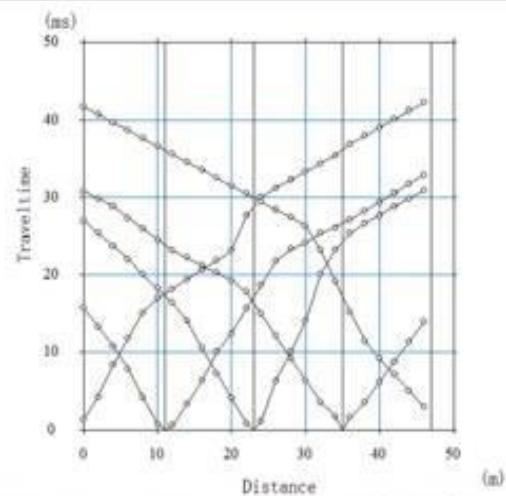
ANEXO A1 ENSAYOS DE DPL

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
			N SPT	ϕ ángulo friccionante	c (kg/cm ²) suelo cohesivo	Nº de golpes N ₆₀ / 10 cm	
0.00			1	-	0.04	0	
1.00			2	-	0.08	10	
2.00			2	-	0.08	15	
3.00			3	-	0.11	20	
4.00			5	-	0.19	25	
5.00			9	-	0.34	30	
6.00			13	-	0.49	35	
7.00			20	-	0.75	40	
8.00			27	-	1.01	45	
9.00						50	
10.00						55	
11.00						60	
12.00						65	
13.00						70	
14.00						75	
15.00						80	
16.00						85	
17.00						90	
18.00						95	
19.00						100	
20.00						105	
21.00						110	
22.00						115	
23.00						120	
24.00						125	
25.00						130	
26.00						135	
27.00						140	
28.00						145	
29.00						150	
30.00						155	
31.00						160	
32.00						165	
33.00						170	
34.00						175	
35.00						180	
36.00						185	
37.00						190	
38.00						195	
39.00						200	
40.00						205	
41.00						210	
42.00						215	
43.00						220	
44.00						225	
45.00						230	
46.00						235	
47.00						240	
48.00						245	
49.00						250	
50.00						255	
51.00						260	
52.00						265	
53.00						270	
54.00						275	
55.00						280	
56.00						285	
57.00						290	
58.00						295	
59.00						300	
60.00						305	
61.00						310	
62.00						315	
63.00						320	
64.00						325	
65.00						330	
66.00						335	
67.00						340	
68.00						345	
69.00						350	
70.00						355	
71.00						360	
72.00						365	
73.00						370	
74.00						375	
75.00						380	
76.00						385	
77.00						390	
78.00						395	
79.00						400	
80.00						405	
81.00						410	
82.00						415	
83.00						420	
84.00						425	
85.00						430	
86.00						435	
87.00						440	
88.00						445	
89.00						450	
90.00						455	
91.00						460	
92.00						465	
93.00						470	
94.00						475	
95.00						480	
96.00						485	
97.00						490	
98.00						495	
99.00						500	
100.00						505	

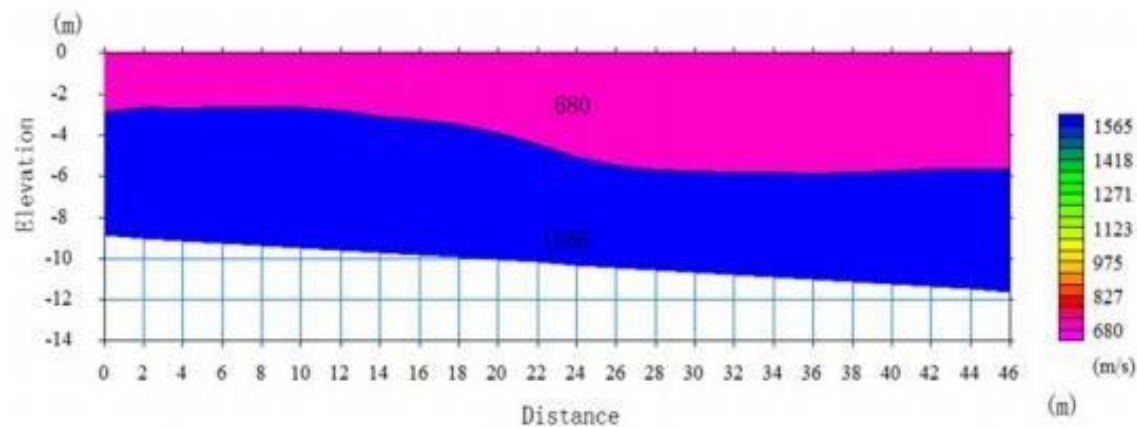
Observación:

ANEXO A2

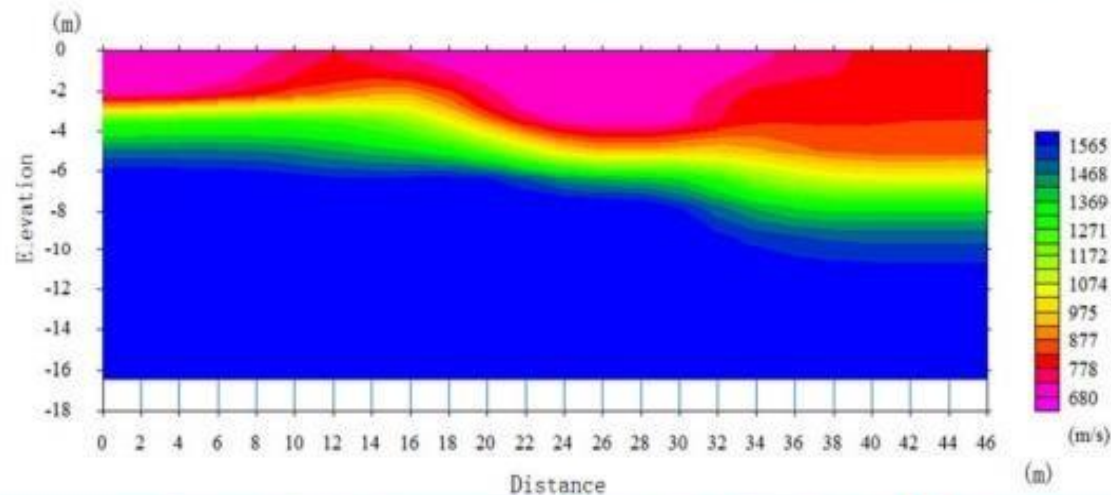
ENSAYO DE REFRACCIÓN SÍSMICA



Dromocronas correspondientes **LS-01**

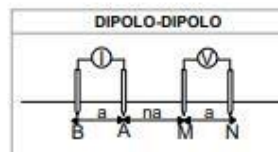
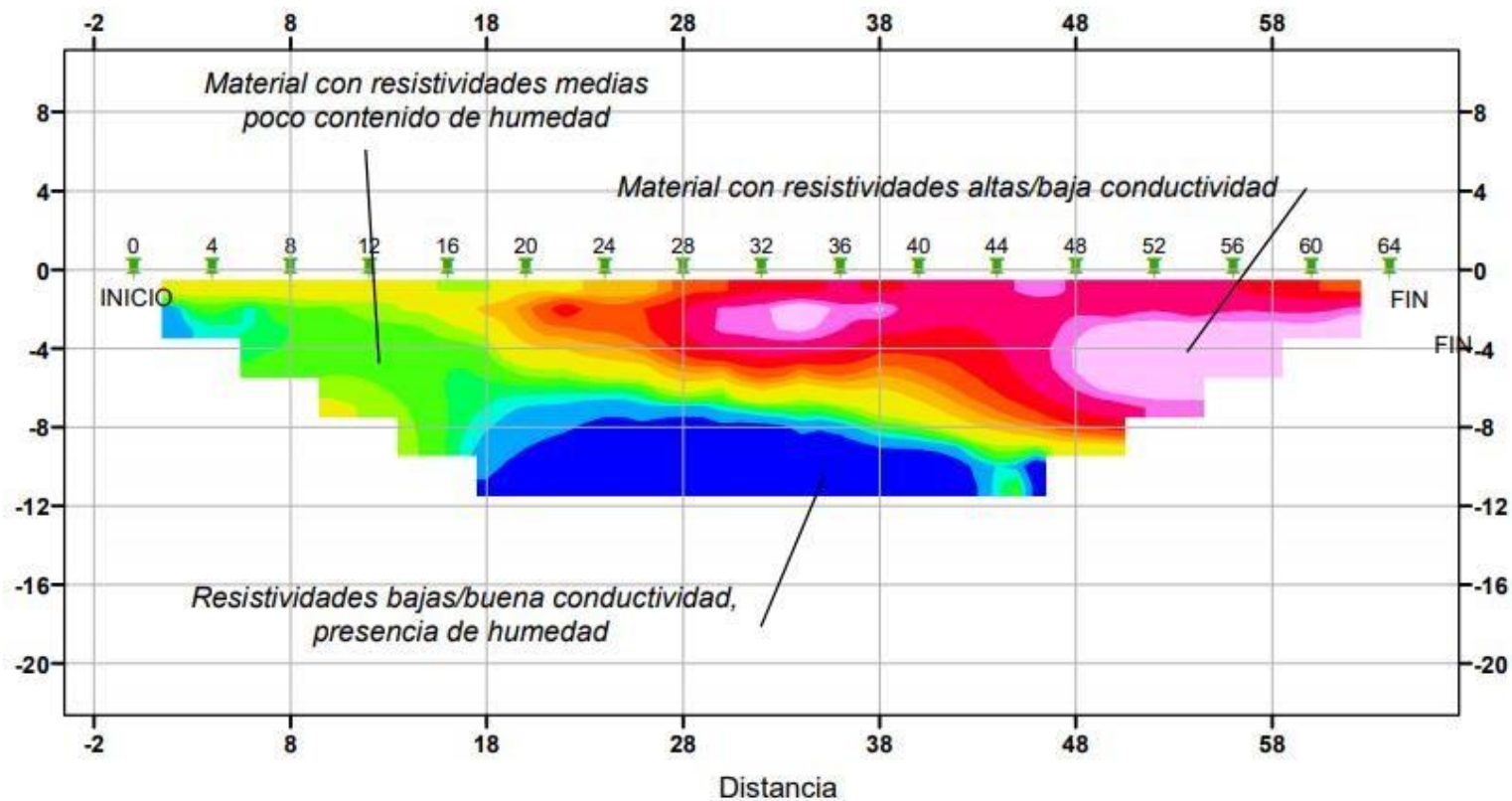


Perfil geosísmico correspondiente a la **línea sísmica LS-01**

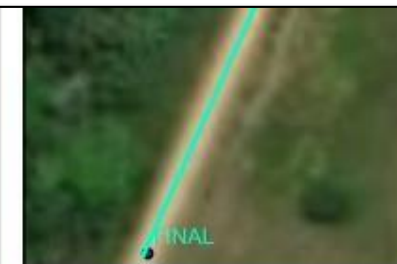


Tomografía sísmica generada a partir de la **línea sísmica LS-01**

ANEXO A3
ENSAYO DE TOMOGRAFÍA ELÉCTRICA



PARAMETROS DE ADQUISICION (TOMOGRAFIA ELECTRICA)	
DISPOSITIVO	DIPOLO-DIPOLO
ESPACIAMIENTO ENTRE ELECTRODOS	5m
STACKS MIN/MAX	4 Y 50
READING	Promedio
NUMERO DE MEDICIONES POR LECTURA	2
FORMATO DE GRABACION	Archivo*.bin



LEYENDA	
	Estación/electrodo
Resistividad eléctrica	
Ohm*m	
	7 - 10
	11 - 20
	21 - 25
	26 - 30
	31 - 40
	41 - 50
	51 - 100
	101 - 150
	151 - 200
	201 - 300
	301 - 500
	501 - 800
	801 - 1,000
	1,001 - 1,500

ANEXO C1
ANÁLISIS DE MEJORAMIENTO DE SUELO

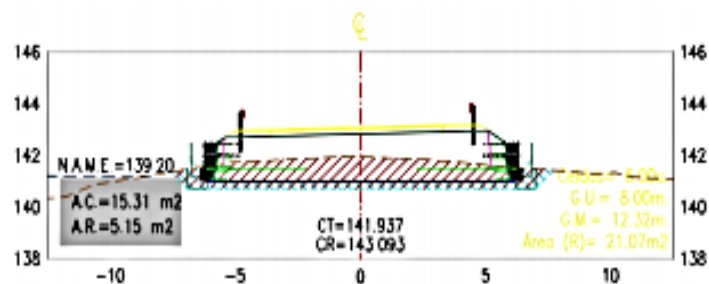
profundidad	N _{60L}	N ₆₀₍₁₅₎	Material	ϕ	c	ϕ (falta local)	E(Kg/cm ²)	γ (g/cm ³) Seco	humedad (%)	γ (g/cm ³) natural
0.1	3	3	CH	-	0.23	-	-	1.56	8.0	1.68
0.2	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
0.3	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
0.4	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
0.5	2	2	CH	-	0.15	-	-	1.48	8.0	1.60
0.6	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
0.7	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
0.8	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
0.9	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.0	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.1	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
1.2	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
1.3	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.70	8.0	1.84
1.4	4	4	CH	-	0.30	-	-	1.63	8.0	1.76
1.5	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.6	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.7	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.8	5	5	CH	-	0.38	-	-	1.67	8.0	1.80
1.9	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.70	8.0	1.84
2.0	6	6	CH	-	0.45	-	-	1.70	8.0	1.84

Carga de diseño vehicular: 5.6 Kg/cm²
 Espesor del Relleno y pavimento: 220 cm
 Densidad del Relleno y Pavimento: 1.9 g/cm³

profundidad (m)	Material	N(SPT)	Carga aplicada (kg/cm ²)	Esfuerzo efectivo (kg/cm ²)
0.0	CH	-	0.000	-
0.1	CH	3	0.000	-
0.2	CH	4	0.000	-
0.3	CH	2	0.000	-
0.4	CH	4	0.000	-
0.5	CH	2	0.000	-
0.6	CH	4	0.000	-
0.7	CH	4	0.000	-
0.8	CH	5	0.000	-
0.9	CH	5	0.000	-
1.0	CH	5	0.000	-
1.1	CH	4	0.000	-
1.2	CH	4	0.000	-
1.3	CH	6	0.000	-
1.4	CH	4	0.000	-
1.5	CH	5	0.000	-
1.6	CH	5	0.000	-
1.7	CH	5	0.000	-
1.8	CH	5	0.000	-
1.9	CH	6	0.000	-
2.0	CH	6	0.000	-

Esfuerzo total (kg/cm ²)	Carga total (kg/cm ²)	q _{adm} (kg/cm ²)	F.S.	Zona de Mejoramiento
0.418	-	-	-	-
0.435	0.435	0.47	1.07	-
0.452	0.452	0.63	1.38	-
0.468	0.468	0.32	0.69	Escarf y Recomp
0.486	0.486	0.64	1.31	-
0.502	0.502	0.33	0.66	Mejoramiento
0.520	0.520	0.65	1.25	-
0.537	0.537	0.66	1.22	-
0.555	0.555	0.82	1.47	-
0.573	0.573	0.82	1.43	-
0.591	0.591	0.83	1.40	-
0.609	0.609	0.68	1.11	-
0.626	0.626	0.68	1.09	-
0.645	0.645	1.00	1.55	-
0.662	0.662	0.70	1.05	-
0.680	0.680	0.86	1.26	-
0.698	0.698	0.86	1.24	-
0.716	0.716	0.87	1.21	-
0.734	0.734	0.88	1.19	-
0.753	0.753	1.04	1.38	-
0.771	0.771	1.04	1.35	-

Donde:
 N_{60L} = N determinado en el ensayo DPL
 N₆₀₍₁₅₎ = N correlacionado al ensayo SPT
 ϕ = Angulo de fricción
 c = cohesión
 E = Módulo de Elasticidad
 γ = Densidad del suelo
 q_u = Capacidad última del suelo de fundación
 F.S. = Factor de Seguridad (3.0)



ANEXO C2
DISEÑO DE REFORZAMIENTO GEOMALLA

Capacidad Admisible del Suelo Natural	q_{adm}	=	0.88 Kg/cm ²
Ancho de la cimentación	B	=	10.00 m
Profundidad de la cimentación	D_f	=	0.80 m
Peso unitario del suelo bajo el nivel de fundación	γ_m	=	1.60 g/cm ³

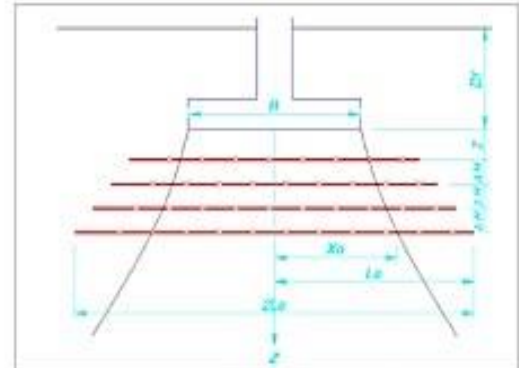
DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN EN SUELO REFORZADO

Geomalla de Refuerzo

Presión por carga sobre suelo reforzado	q_R	=	1.15 Kg/cm ²
Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo	d	<	6.67 m
	d	=	0.25 m
Separación vertical entre centros de refuerzos	ΔH	=	0.5 m
Número de capas de refuerzo	N	=	4

Cálculo de la fuerza en la geomalla:

$$T_{(N)} = \frac{1}{N} \left[q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H) \right] \quad (\text{kN/m})$$



N° Capa	$(q_R/N)(q_R/q_0 - 1)$	z (m)	z/B	A_1	A_2	$A_1 B - A_2 \Delta H$	$T_{(N)}$
1	0.068	0.3	0.03	0.345	0.289	3.301	22.28
2	0.068	0.8	0.08	0.345	0.289	3.301	22.28
3	0.068	1.3	0.13	0.345	0.289	3.301	22.28
4	0.068	1.8	0.18	0.345	0.289	3.301	22.28
5	-	-	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-	-	-
8	-	-	-	-	-	-	-
9	-	-	-	-	-	-	-
10	-	-	-	-	-	-	-

Cálculo de la resistencia por fricción de la geomalla:

$$F_R = 2 \tan \phi_u \left(LDR \left[A_2 B q_0 \left(\frac{q_R}{q_0} \right) + \gamma (L_u - X_u) (z + D_f) \right] \right) \quad (\text{kN/m})$$

Ángulo de fricción tirante - suelo	ϕ_u	=	21.08°
Razón de densidad lineal	LDR	=	0.75
Factor de seguridad contra zafadura del tirante	FS_{ϕ}	=	2.0

Cantidad	Número de Capas									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$2 \tan \Phi_u$ (LDR)	0.578	0.578	0.578	0.578	-	-	-	-	-	-
A_2	0.110	0.110	0.110	0.110	-	-	-	-	-	-
$A_2 B q_0 (q_R/q_0)$	126.0	126.0	126.0	126.0	-	-	-	-	-	-
z (m)	0.3	0.8	1.3	1.8	-	-	-	-	-	-
z / B	0.03	0.08	0.13	0.18	-	-	-	-	-	-
L_u (m)	8.03	8.03	8.03	8.03	-	-	-	-	-	-
X_u (m)	6.04	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-
$L_u - X_u$ (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	-	-	-	-	-	-
z + D_f (m)	1.1	1.6	2.1	2.6	-	-	-	-	-	-
$\gamma (z + D_f)$	16.8	24.8	32.8	40.8	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_u - X_u) (z + D_f)$	33.5	49.5	65.4	81.4	-	-	-	-	-	-
F_R (kN/m)	92.2	101.4	110.7	119.9	-	-	-	-	-	-
$FS_{\phi} = F_R / T_{(N)}$	4.14	4.55	4.97	5.38	-	-	-	-	-	-
	OK!	OK!	OK!	OK!	-	-	-	-	-	-
L_u (m) (FS determinado)	3.13	4.07	4.55	4.84	-	-	-	-	-	-
L_u (m) (mínimo)	6.04	6.04	6.04	6.04	-	-	-	-	-	-
$\gamma (L_u - X_u) (z + D_f)$	0.0	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	-	-
F_R (kN/m)	72.8	72.8	72.8	72.8	-	-	-	-	-	-
$FS_{\phi} = F_R / T_{(N)}$	3.27	3.27	3.27	3.27	-	-	-	-	-	-

ALTURA DE RELLENO: 4.40 m

Cálculo de la resistencia por rotura de la geomalla:

$$F_{S(B)} = \frac{(LDR)(T_{adm})}{T_{(N)}} \quad (\text{mm})$$

Resistencia al 5% deformación de la geomalla

Factor de reducción por daños de instalación

Factor de reducción por fluencia

Factor de reducción por degradación química y biológica

Resistencia a la tracción disponible de la geomalla

T_{uk}	=	90	kN/m
FR_D	=	1.2	
FR_R	=	2.00	
FR_{OQ}	=	1.10	
T_{adm}	=	34.09	kN/m

Nº Capa	$T_{(N)}$	$FS_{(B)}$	
1	22.28	1.15	OK!
2	22.28	1.15	OK!
3	22.28	1.15	OK!
4	22.28	1.15	OK!
5	-	-	-
6	-	-	-
7	-	-	-
8	-	-	-
9	-	-	-
10	-	-	-

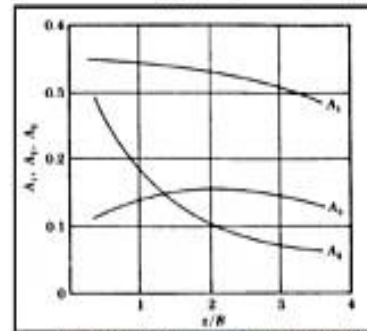
Resumen del diseño

Se recomienda el siguiente diseño:

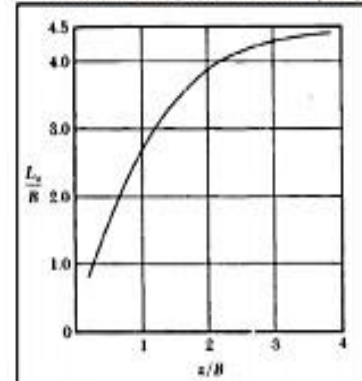
Nº Capa	Longitud mínima del refuerzo, 2L _o (m)	
	Cálculo	Ajustado
1	16.1	12.1
2	16.1	12.1
3	16.1	12.1
4	16.1	12.1
5	-	-
6	-	-
7	-	-
8	-	-
9	-	-
10	-	-

- Espesor de mejoramiento e = 1.8 m
- Longitud mínima del refuerzo a instalar $2L_o$ = 12.1 m
- Longitud máxima del refuerzo a instalar $2L_o$ = 16.1 m
- Longitud Asumida del refuerzo a instalar $2L_o$ = 13.0 m
- Profundidad desde el fondo de cimentación a la primera capa de refuerzo : d = 0.25 m
- Separación vertical entre centros de refuerzos : ΔH = 0.50 m
- Tipo de Geomalla : $\phi u = 21.075^\circ$; T5% = 90 kN/m

Variación de A_1 , A_2 y A_3 con z/B (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de L_o/B con z/B (Binquet y Lee, 1975b)



Variación de X_o/B con z/B (Binquet y Lee, 1975b)

