

República de Cuba



Tesis de Doctorado

EMPLEO DE LA MODELACIÓN PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES ALTOS DE CARRETERA

Milena Mesa Lavista

Milena Mesa Lavista

Empleo de la modelación para el diseño de terraplenes altos de carretera (Tesis de Doctorado) / . – La Habana : Editorial Universitaria, 2017 – e-ISBN 978-959-16-3400-9.

© **Autor:** Milena Mesa Lavista.

Digitalización: Editorial Universitaria del Ministerio de Educación Superior de la República de Cuba.

Calle 23 entre F y G, No. 564. El Vedado, La Habana, CP 10400, Cuba.

Email: eduniv@mes.edu.cu

Página web: <http://eduniv.mes.edu.cu>



UNIVERSIDAD CENTRAL “MARTA ABREU” DE LAS VILLAS

FACULTAD DE CONSTRUCCIONES
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



UCLV

**“Empleo de la modelación para el diseño de
terraplenes altos de carretera”**

Tesis presentada en opción al grado científico de doctor en ciencias técnicas

MILENA MESA LAVISTA

La Habana, Cuba
2017

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LA HABANA JOSÉ
ANTONIO ECHEVERRÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE VIALES



cujae

**“Empleo de la modelación para el diseño de
terraplenes altos de carretera”**

Tesis presentada en opción al grado científico de doctor en ciencias técnicas

MILENA MESA LAVISTA

La Habana, Cuba
2017

UNIVERSIDAD CENTRAL “MARTA ABREU” DE LAS VILLAS

FACULTAD DE CONSTRUCCIONES
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



UCLV

**“Empleo de la modelación para el diseño de
terraplenes altos de carretera”**

Tesis presentada en opción al grado científico de doctor en ciencias técnicas

Autora: Ing. MILENA MESA LAVISTA

Tutores:

Dr. Ing. Eduardo Tejeda Piusseaut (CUJAE)

Dr. Ing. Carlos Alexander Recarey Morfa (UCLV)

Asesor:

Dr. Ing. Francisco Lamas Fernández (Universidad de Granada)

La Habana, Cuba
2017

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE LA HABANA JOSÉ
ANTONIO ECHEVERRÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE VIALES



cujae

**“Empleo de la modelación para el diseño de
terraplenes altos de carretera”**

Tesis presentada en opción al grado científico de doctor en ciencias técnicas

Autora: Ing. MILENA MESA LAVISTA

Tutores:

Dr. Ing. Eduardo Tejeda Piusseaut (CUJAE)

Dr. Ing. Carlos Alexander Recarey Morfa (UCLV)

Asesor:

Dr. Ing. Francisco Lamas Fernández (Universidad de Granada)

**La Habana, Cuba
2017**

Dedicatoria

“a mi ángel de la guarda”

Agradecimientos

Primeramente agradecer al profesor Ángel Emilio Castañeda Hevia y a la dirección de la facultad de ingeniería civil en el año 2009 del Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, que nos permitieron a tres de nosotros siendo estudiantes ingresar en el doctorado curricular de métodos numéricos y mecánica computacional en la Universidad Central Marta Abreu de las Villas (UCLV).

A todos los profesores de la UCLV que nos formaron e instruyeron en el período de formación curricular 2009-2010.

A José Álvarez Pérez, mi esposo, que siempre me ha apoyado en todos los sentidos desde que nos aventuramos en el año 2009 al estudio y preparación en la grandiosa UCLV.

A mi familia, especialmente a mis padres: Martha L. Lavista González y Bruno C. Mesa López, y a mi padrastro Nicolás A. Alba Núñez que me han apoyado siempre ante las dificultades; también agradezco a mis suegros que siempre me aportaron a través de mi esposo.

A mis tutores Eduardo Tejeda Piusseaut, Carlos A. Recarey Morfa, y Francisco Lamas Fernández, por guiarme a través de la investigación y en la confección del trabajo final.

Al profesor y gran profesional Gilberto Julio Quevedo Sotolongo por su gran apoyo brindado.

A todos mis diplomantes, que contribuyeron con sus trabajos a alcanzar un resultado.

A todos muchas gracias

Síntesis

En el presente trabajo se emplea la modelación numérica como herramientas para la obtención de especificaciones de diseño de terraplenes de carretera cuyas alturas alcancen los 30m. A partir de la obtención de un modelo numérico calibrado, empleando el método de elementos finitos (MEF), fueron obtenidas pendientes de taludes estables teniendo en cuenta varios análisis. El modelo obtenido refleja el comportamiento del estado tenso-deformacional del terraplén en estado de deformación plana, mediante el cual se obtuvo un dominio de aplicación del método analítico clásico de sumatoria de capas en cuanto a la altura del terraplén y el modelo constitutivo. Otros aportes realizados que se reflejan a lo largo del trabajo lo constituyen la metodología para la calibración matemática de un modelo numérico MEF de forma simultánea y la metodología para la evaluación del estado tenso-deformacional del terraplén empleando una herramienta computacional; así como la clasificación de ‘terraplén alto’ de carretera en función de las propiedades físico-mecánicas del suelo del cimiento y el procedimiento de diseño para el terraplén de carretera con los nuevos aportes obtenidos en la presente investigación.

ÍNDICE

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	9
PROBLEMA CIENTÍFICO	10
OBJETO DE INVESTIGACIÓN	10
CAMPO DE LA INVESTIGACIÓN.....	10
HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	11
OBJETIVO GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN	11
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	11
TAREAS CIENTÍFICAS	11
NOVEDAD CIENTÍFICA.....	12
ALCANCE	12
RESULTADOS ESPERADOS	12
APORTES	13
VALIDACIÓN Y PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	13
ESTRUCTURA DE LA TESIS.....	15
CAPÍTULO I MÉTODOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES	18
1. INTRODUCCIÓN.....	18
1.1. GENERALIDADES SOBRE TERRAPLENES DE CARRETERA	18
1.2. PROBLEMÁTICAS DE DISEÑO.....	19
1.2.1. <i>ASENTAMIENTOS PERMISIBLES.....</i>	<i>21</i>
1.2.2. <i>EVALUACIÓN DE NORMAS TÉCNICAS Y EXIGENCIAS DE CONSTRUCCIÓN EN LAS DISTINTAS ZONAS DEL TERRAPLÉN.....</i>	<i>22</i>
1.2.3. <i>PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO Y MÉTODOS ANALÍTICOS EMPLEADOS PARA LA OBTENCIÓN DEL ESTADO TENSO – DEFORMACIONAL EN TERRAPLENES.....</i>	<i>25</i>
1.2.4. <i>ESTABILIDAD DE TALUDES EN TERRAPLENES</i>	<i>30</i>
1.2.5. <i>COMPACTACIÓN DE SUELOS.....</i>	<i>33</i>
1.3. MÉTODOS NUMÉRICOS. FUNDAMENTACIÓN DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	35
1.3.1. <i>EMPLEO DEL SOFTWARE GEO-STUDIO 2007 PARA LA MODELACIÓN DE TERRAPLENES.....</i>	<i>38</i>
1.3.2. <i>MODELOS CONSTITUTIVOS IMPLEMENTADOS EN EL SUB-MÓDULO SIGMA/W.....</i>	<i>38</i>
1.4. CONSIDERACIONES FINALES DEL CAPÍTULO	42

CAPÍTULO II OBTENCIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO QUE CARACTERIZA EL ESTADO TENSO-DEFORMACIONAL DEL TERRAPLÉN.....	45
2. INTRODUCCIÓN.....	45
2.1. CONCEPCIÓN DEL MODELO FÍSICO	46
2.2. CONCEPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO. CALIBRACIÓN MATEMÁTICA.....	47
2.3. OBTENCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO.....	48
2.3.1. DEFINICIÓN DEL DOMINIO GEOMÉTRICO EN EL MODELO NUMÉRICO Y LA INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DE BORDE O DE FRONTERA.....	53
2.4. VALIDACIÓN FÍSICO MATEMÁTICA DEL MODELO NUMÉRICO	58
2.4.1. MODELACIÓN NUMÉRICA DE LOS ENSAYOS DE CARGA EN LOS TERRAPLENES DE PRUEBA DE CIENFUEGOS.....	59
2.5. METODOLOGÍA PARA LA MODELACIÓN NUMÉRICA DE TERRAPLENES EMPLEANDO EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS CON EL SOFTWARE GEO-STUDIO	61
2.6. CONSIDERACIONES FINALES DEL CAPÍTULO	67
CAPÍTULO III PROPUESTA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES DE CARRETERA.....	70
3. INTRODUCCIÓN.....	70
3.1. DISEÑO DE EXPERIMENTO PARA EL ANÁLISIS TENSO-DEFORMACIONAL Y DE ESTABILIDAD DE TALUDES	70
3.1.1. TERRAPLENES HASTA 6M DE ALTURA.....	72
3.1.2. TERRAPLENES HASTA 12M DE ALTURA.....	76
3.1.3. TERRAPLENES HASTA 18M DE ALTURA.....	78
3.1.4. TERRAPLENES HASTA 24M DE ALTURA.....	80
3.1.5. TERRAPLENES HASTA 30M DE ALTURA.....	81
3.2. RESUMEN DEL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES Y COMPORTAMIENTO TENSO-DEFORMACIONAL	82
3.3. SIMULACIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO DEL TERRAPLÉN SOBRE EL CIMIENTO NATURAL.....	83
3.4. LIMITACIONES DEL MÉTODO ANALÍTICO PARA EL CÁLCULO DEL ESTADO TENSIONAL CON UN MODELO CONSTITUTIVO LINEAL-ELÁSTICO	91
3.5. DEFINICIÓN DE TERRAPLÉN ALTO EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DEL SUELO DEL CIMIENTO.....	95
3.6. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE TERRAPLENES DE CARRETERA	96

3.7. CONSIDERACIONES FINALES DEL CAPÍTULO	98
CONCLUSIONES.....	101
RECOMENDACIONES	102
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	104
A. ANEXOS	113
ANEXO 1. RESULTADOS DEL POST-PROCESO DE LA CALIBRACIÓN MATEMÁTICA EN UN PUNTO Y POR EJES	113
ANEXO 2. DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS REALIZADOS EN LOS TERRAPLENES DE PRUEBA DE LA PROVINCIA DE CIENFUEGOS.....	117
ANEXO 3. OBTENCIÓN DEL ESPESOR MÍNIMO DE CIMIENTO CON CBR > 5% PARA TERRAPLENES DE 8M	120

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Desde la antigüedad, los hombres se vieron necesitados de establecer comunicaciones entre ellos por diversos motivos, fue por esto que se vio obligado a unir las urbanizaciones y/o poblados existentes en aquel entonces, dando paso, entre otras cosas, a la construcción de caminos, que más tarde se convirtieron en carreteras sustentadas por terraplenes, siendo sometidos a las solicitaciones del tráfico, clima, carga impuesta, humedad, etc.

La técnica de construcción de los terraplenes ha pasado por muchas transformaciones, pues, al ser el suelo su material de construcción, en los principios, la mayoría de ellos se construían con un simple vertido del material disponible, o con un apisonado nominal para luego dejarse consolidar con el tiempo [1]. Se conoce que para lograr que las deformaciones en el cuerpo del terraplén sean aceptables debe exigirse un nivel mínimo de peso específico seco, que garantice la reducción del índice de poros y el aumento de su resistencia ante la influencia de cargas externas y el peso del propio terraplén.

Internacionalmente las especificaciones de diseño para terraplenes, establecen principalmente las exigencias de los suelos empleados en el cuerpo del terraplén, y se dan escasas recomendaciones con respecto a las pendientes de los taludes. Sin embargo, cuando se refiere a terraplenes altos, se recomienda realizar un proyecto individual según las condiciones específicas que se presenten.

Para definir los terraplenes altos existen diversos criterios, como el de Jiménez Salas [2], Torres Vila [3], Carlos Kraemer [4], quienes los describen solo teniendo en cuenta la altura del terraplén, no existiendo además unicidad en cuanto a sus dimensiones.

Actualmente en Cuba, los métodos empleados para la obtención de los estados tenso – deformacionales en el suelo debido a la carga impuesta del terraplén lo consideran como una carga rígida sin importar la altura crítica del terraplén que puede generar un estado tensional excesivo [5, 6]. Tampoco se tiene en cuenta en el análisis y diseño, el proceso constructivo del terraplén.

En nuestro país además, se han presentado casos de terraplenes que han sufrido asentamientos excesivos en su período de explotación, como el terraplén de aproche del puente del río Damují en Cienfuegos [7] o el terraplén del aeropuerto de Santiago de Cuba [8]. También, han surgido fallas o deslizamiento de taludes producto de las malas condiciones en que se encuentran los taludes de las laderas naturales o por la gran variedad de suelos que se emplean en la construcción de terraplenes. Este último fenómeno también se debe a las insuficientes recomendaciones existentes y normadas para terraplenes que su altura supere los 12m.

Teniendo en cuenta el auge que han tenido los métodos numéricos en los últimos años y por la rapidez que se obtiene en la determinación de los estados tenso-deformacionales en diferentes estructuras, así como su potencialidad en la resolución de ecuaciones, se plantea que puede ser una eficiente herramienta para la obtención de las especificaciones de diseño en los terraplenes de gran altura.

Por todo lo planteado con anterioridad se plantea el siguiente problema científico:

Problema científico

No existe un criterio definido que establezca cuándo puede ser considerado alto un terraplén de carreteras, que tenga en cuenta no solo su altura, sino además su emplazamiento, y por ende, cuáles son las especificaciones especiales para garantizar su estabilidad, en las pendientes de sus taludes y para el cimientado.

Objeto de investigación

Estado tenso-deformacional en terraplenes de carreteras.

Campo de la investigación

Especificaciones de diseño para terraplenes altos de carreteras.

Hipótesis de la investigación

Con el empleo de la modelación numérica, es posible establecer los límites donde los terraplenes de carreteras pueden ser considerados altos, aunque tengan alturas inferiores de 12m, cuando sus condiciones de emplazamiento sean en suelos de resistencia inferiores a 3% de CBR.

Objetivo General de la investigación

Proponer especificaciones de diseño para terraplenes de hasta 30m de altura, teniendo en cuenta la evaluación de su comportamiento tenso-deformacional a partir del empleo de métodos numéricos.

Objetivos específicos

- ♣ Analizar a partir de las tendencias actuales los métodos de diseño tradicionales empleados para la determinación del comportamiento de los terraplenes de carretera.
- ♣ Caracterizar el estado tenso – deformacional de los terraplenes, empleando la modelación numérica.
- ♣ Elaborar una metodología de diseño para terraplenes de carretera a partir del empleo de la modelación numérica como herramienta de solución.
- ♣ Establecer recomendaciones de diseño para diferentes alturas de terraplenes de carretera y condiciones de emplazamiento.

Tareas científicas

1. Análisis de las tendencias actuales y nuevos aportes de la ciencia
 - 1.1. Precisión de conceptos básicos
 - 1.2. Evaluación de normas técnicas (Nacionales e Internacionales)
 - 1.3. Análisis sobre los procedimientos de diseño clásico y la aplicación del método de los elementos finitos (MEF) implementado en programas comerciales que se emplean para el cálculo de terraplenes
 - 1.4. Análisis de las características físico-mecánicas principales de los suelos utilizados en Cuba en los terraplenes de carretera
 - 1.5. Análisis de la estabilidad de taludes de terraplenes

2. Obtención de un modelo numérico calibrado que modele el estado tenso-deformacional de terraplenes de carretera
 - 2.1. Calibración matemática del modelo numérico
 - 2.2. Obtención del dominio geométrico del modelo numérico
 - 2.3. Validación físico-matemática del modelo numérico
3. Elaboración de la metodología para la simulación de terraplenes de carreteras con el empleo de métodos numéricos
4. Elaboración de un diseño de experimento para el análisis del estado tenso-deformacional y de estabilidad de taludes de los terraplenes de carretera
5. Obtención de pendientes de taludes estables para terraplenes de carretera hasta 30m de altura
6. Establecimiento de especificaciones para el diseño de terraplenes de carreteras

Novedad científica

Elaboración de un método de calibración matemática de forma simultánea para problemas donde se aplique el método de elementos finitos para terraplenes de carreteras.

Construcción de un modelo numérico que simula el comportamiento tenso-deformacional y la construcción por etapas de los terraplenes de carreteras.

Propuesta de recomendaciones de diseño para terraplenes de carretera hasta 30m de altura, en cuanto a pendientes de taludes y recomendaciones geotécnicas para el suelo de la cimentación.

Alcance

El alcance de la investigación es la propuesta de recomendaciones para el diseño de terraplenes de carretera hasta 30m de altura mediante el empleo de la modelación numérica, a través de un modelo que responda a su comportamiento.

Resultados esperados

- Nuevos criterios para definir cuando son altos los terraplenes de carreteras.
- Requerimientos para el diseño de terraplenes de carretera hasta 30m de altura.

Aportes

Se asume que los principales aportes de la investigación son de carácter práctico, metodológico y de investigación.

- ⇒ Metodología para la calibración matemática de forma simultánea.
- ⇒ Metodología para la modelación de terraplenes de carretera empleando la herramienta numérica en el diseño.
- ⇒ Recomendaciones prácticas para las pendientes de taludes de terraplenes de carretera hasta 30m de altura.
- ⇒ Recomendaciones geotécnicas para el suelo de la cimentación de terraplenes de carretera.

Validación y presentación de los resultados

Los resultados obtenidos en la presente investigación han sido presentados y publicados en revistas especializadas y eventos científicos tanto del ámbito nacional como internacional:

Publicaciones

- “Determination of the domain dimensions in embankment numerical modeling” *DYNA* Medellin, Colombia Vol. 83 N°198 Sep. 2016.
- “Calibración numérica de un problema de ingeniería vial” *Revista de la construcción* Vol. 10 N°3 dic. 2011.
- “Aplicación de la TIC al diseño y construcción de terraplenes” *Memorias de XI Conferencia Científico – técnica de la construcción*. La Habana. Cuba, 2016. ISBN-978-959-247-146-7.
- “Métodos empírico – mecanicista empleados para el cálculo del factor de seguridad para la estabilidad de taludes” *Monografía*. ISBN: 978-9-592-61431-4. Cuba, 2013
- “Validación de un modelo numérico” *Memorias de 10mo Simposio internacional de estructuras, geotecnia y materiales de la construcción*. Santa Clara, Cuba, 2013. ISBN 978-959-250-929-0
- “Métodos analíticos empleados para el cálculo de asiento en suelo y terraplenes” *Monografía*. ISBN: 978-9-592-61406-2. Cuba, 2012

- “Proceso de algoritmo para calibración matemática” *Memorias de 16 Convención científica de Ingeniería y Arquitectura (16CCIA)*. La Habana. Cuba, 2012. ISSN-978-959-261-405-5.

Eventos científico – técnicos

- XI Encuentro Iberoamericano de Ingenieras, Arquitectas y Agrimensoras EIMIAA. República Dominicana (2012). “Técnicas de calibración para problemas de ingeniería vial”
- XXXIII Convención Panamericana de Ingenierías (UPADI). Cuba (2012). “Técnicas de calibración y validación numérica para problemas de ingeniería”
- 16 Convención científica de Ingeniería y Arquitectura (16CCIA). Cuba (2012). “Proceso de algoritmo para calibración matemática”
- 10mo Simposio internacional de estructuras, geotecnia y materiales de la construcción. Cuba (2013) “Validación de un modelo numérico”
- X Conferencia Científico-Técnica de la Construcción. Cuba (2014). “Modelación computacional de terraplenes elevados viales”
- III Convención Internacional de la Ingeniería en Cuba. (IIICIC). Cuba (2014) “Obtención del estado tenso-deformacional de terraplenes viales con el empleo del PLAXIS 2D”
- 17 Convención científica de Ingeniería y Arquitectura (17CCIA). Cuba (2014). “Estudio geotécnico y experimental de suelos para terraplenes”
- XII Convención de Agrimensura. Cuba, (2015) “Modelación de los parámetros geotécnicos del terreno”
- XI Conferencia Científico – técnica de la construcción. Cuba (2016) “Aplicación de las TIC en el diseño y construcción de terraplenes”.
- 18 Convención científica de Ingeniería y Arquitectura (18CCIA). Cuba (2016). “Simulación de la construcción de terraplenes con técnicas numéricas”

Premios

- Premio al resultado que refleja el avance científico de mayor trascendencia y originalidad. Centro de Estudios de Construcciones y Arquitectura Tropical (CECAT).

Estructura de la tesis

Para darle cumplimiento al objetivo general, y a las tareas científicas que responden al desglose de los objetivos específicos, la estructura de la tesis es la siguiente:

⇒ **Resumen**

⇒ **Introducción**

⇒ **Capítulo I: MÉTODOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES**

Para la elaboración del capítulo se realizó un estudio del estado del conocimiento actual de la temática, adquiriendo información, tanto de fuentes primarias, como secundarias. Para eso se realizó una revisión de la bibliografía existente en soporte papel, habidas en las diferentes bibliotecas y centros de documentación; además se emplearon técnicas avanzadas para la búsqueda de accesos remotos a bases de datos de la web visible e invisible, revistas *on-line*, motores de búsqueda de metadatos, *etc.* Se recopiló la mayor información posible sobre lo que se ha investigado a nivel nacional e internacional acerca de las obras de tierra, así como los tipos de suelos que se utilizan, grado de compactación, métodos de cálculos, *etc.*

⇒ **Capítulo II: OBTENCIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO QUE CARACTERIZA EL ESTADO TENSO-DEFORMACIONAL DEL TERRAPLÉN**

Los modelos de comportamiento de los fenómenos físicos son caracterizados a través de un modelo físico y un modelo matemático. Cuando se emplean métodos numéricos (MEF, diferencia finita, *etc.*) en la resolución del modelo matemático se hace necesario minimizar los errores relativos a la convergencia de la solución, estabilidad de la solución, aproximación numérica de la solución, uniformidad de la solución, *etc.* La minimización de las fuentes de errores anteriores otorga el grado de fiabilidad que presenta un modelo numérico ante la resolución de un problema determinado.

En el capítulo II se realiza la aplicación de un nuevo método de calibración matemática, denominado: calibración matemática de manera simultánea a un modelo numérico bidimensional en estado deformacional plana. Dicho modelo numérico es

utilizado para la obtención del estado tenso – deformacional de los terraplenes de carretera, brindando las recomendaciones pertinentes si se desea emplear la herramienta de la modelación numérica como vía de solución del modelo matemático.

En el capítulo se plantea una metodología general para la modelación numérica de terraplenes de carretera utilizando el método de elementos finitos como herramienta de solución del modelo matemático, así como los pasos a seguir para la concepción del modelo numérico.

⇒ **Capítulo III: PROPUESTA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES DE CARRETERA**

En el capítulo se realiza un diseño de experimento donde se varían los suelos del terraplén según clasificación AASHTO y los suelos del cimiento de acuerdo al CBR de diseño. Son obtenidas pendientes estables para la estabilidad de taludes de terraplenes de carretera hasta 30m de altura teniendo en cuenta la evaluación del estado tenso-deformacional y la obtención del factor de seguridad mediante el método de elementos finitos.

Se obtienen limitaciones del método analítico con el empleo de modelos constitutivos lineales-elásticos, y se realiza la simulación de las etapas constructivas del terraplén, definiendo el intervalo de clasificación de terraplén alto. Se presenta además un procedimiento de análisis y diseño de terraplenes con los resultados alcanzados en la investigación.

⇒ **Conclusiones**

⇒ **Recomendaciones**

⇒ **Referencias bibliográficas**

⇒ **Anexos**

CAPÍTULO I

MÉTODOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES

Capítulo I MÉTODOS ANALÍTICOS Y NUMÉRICOS PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES

1. Introducción

Para el diseño y construcción de terraplenes de carreteras, es necesario tener en cuenta tres aspectos fundamentales que este debe cumplir a lo largo de su vida útil: estabilidad volumétrica, resistencia mecánica e inalterabilidad frente a agentes externos.

La estabilidad volumétrica se logra alcanzando en obra una compactación superior al 98% de la energía del Próctor modificado [9] y logrando que el terraplén presente pendiente de taludes estables. La resistencia mecánica se alcanza, al emplear en el terraplén suelos que cumplan determinadas características [10]. Por su parte la inalterabilidad frente a agentes externos se evidencia cuando al paso de eventos climáticos o desastres naturales el terraplén continuo siendo funcional para el objetivo con el que fue construido.

La presente investigación se sustenta en la necesidad del estudio de la estabilidad volumétrica y la resistencia mecánica del terraplén de carretera cuando este presenta alturas superiores a los 12m de altura. Por lo que el capítulo en cuestión presenta una panorámica de los métodos empleados en la actualidad para la obtención de los estados tenso-deformacionales en los terraplenes teniendo en cuenta las especificaciones de diseño de varias normativas en el ámbito mundial

1.1. 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 [11]. 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 [12-16] (Figura I-1):

- ✓ 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 (Tabla I-2).

✓ 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.

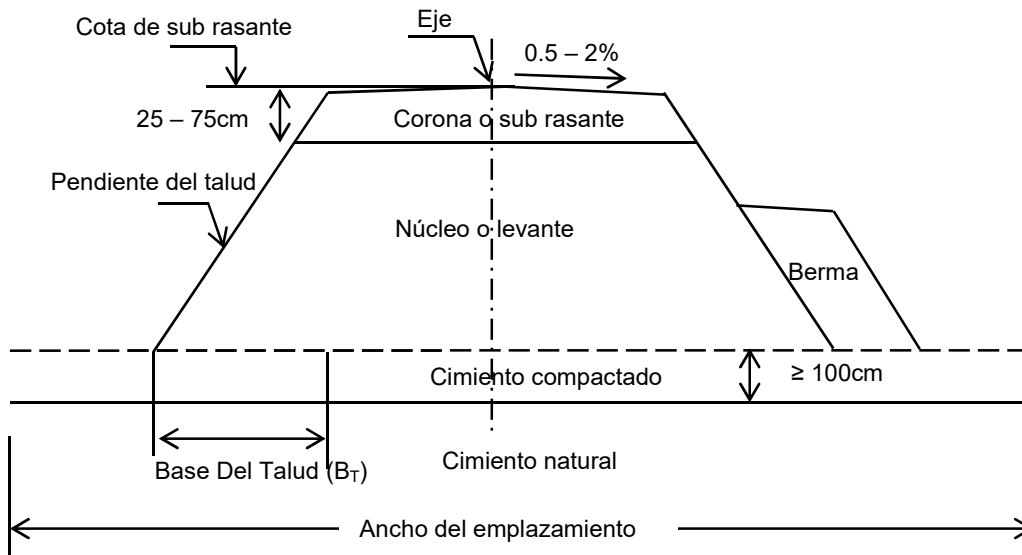


Figura I-1. Sección transversal de la carretera en terraplén

1.2. Problemáticas de diseño

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 solicitudes que le llegan [17]

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 [18, 19].

La experiencia de los años en la construcción de las explanaciones [3] ha permitido elaborar estructuras firmes en condiciones geológicas favorables, no obstante, en condiciones perjudiciales, así como en la construcción de los terraplenes altos es necesario tomar medidas especiales de aseguramiento, requiriendo para esto la elaboración de un proyecto independiente como lo han demostrado así numerosos autores [20-28].

Se considera terraplén de gran altura según Jiménez-Salas [29] aquel que su altura sea superior a los 9m y según Torres Vila [3], aquel que su altura sea superior a 10m – 12m, así como otros consideran grandes terraplenes aquellos que superen los 15m de altura [4]. 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.

Otra problemática que se evidencia en el diseño de los terraplenes, es que al finalizar su proceso de construcción, el mismo ha adquirido desplazamientos mayores de los que se esperaban y es necesario recurrir a la colocación de capas de suelo adicional incrementándose considerablemente el presupuesto de la obra.

Este problema se debe principalmente entre otros aspectos, a que en la concepción preliminar de la obra y posteriormente en el diseño se emplean métodos que tienen en cuenta un modelo constitutivo elástico y lineal como primera aproximación y luego no se realiza un estudio detallado para el cálculo de los asientos, empleando por ejemplo, otro modelo constitutivo que simule mejor el comportamiento del suelo luego de la compactación. Casos como el del terraplén de aproche del puente del río Damují en el que ocurrieron asentamientos de hasta 1.20m luego de la construcción (Figura I-2) [30] y los

asientos ocurridos en el aeropuerto de Santiago de Cuba [8], evidencian casos de grandes asentamientos en obras nacionales de terraplenes proyectados para carreteras.



Figura I-2. Asentamientos ocurridos en el terraplén de acceso del puente del río Damují en 2009

1.2.1. Asentamientos permisibles

La experiencia de autores internacionales [31] 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 [32] se sugiere que los asientos secundarios no sean mayores de 350mm y los diferenciales menores de 50mm después de 25 años de explotación.

Según Bhattacharyya, [18] si el terraplén es bien compactado (según especificaciones normativas cubanas $> 95\%$ del Próctor de referencia [33]) y construido con materiales no compresibles, el asentamiento interno del terraplén no debe ser superior al 0.2% de su altura total $[0.002H_T]$; siempre y cuando el suelo de la cimentación haya alcanzado el asiento total por consolidación.

Según otras bibliografía consultadas [17, 34], no deben existir asientos diferenciales en secciones continuas de 20m que difieran en un 5% para evitar la presencia de hundimientos que posteriormente puedan ser perjudiciales para la superestructura

En el análisis de terraplenes de presas de tierra, se plantea que los asientos luego del proceso constructivo deben oscilar entre 0.7 y 1.2% de la altura total de la presa [35].

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 [36], 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.

Los asientos se calculan primeramente en el suelo de la cimentación, teniendo marcada influencia la determinación previa de las tensiones producto de la carga impuesta del terraplén. Los métodos analíticos (método de sumatoria de capas) solo consideran la carga impuesta del terraplén como bloque rígido encima de la cimentación sin tener en cuenta las tensiones introducidas por la colocación sucesiva de cada capa en el proceso constructivo, siendo este uno de los aspectos que se pretende incorporar en el diseño de terraplenes con la culminación de la investigación.

Hasta el presente es escaso el estudio de la influencia del proceso constructivo en el estado tenso-deformacional de terraplenes de carretera, aunque otros autores [35, 37] han trabajado la simulación del proceso constructivo para el diseño de cortinas de presas con diferentes enfoques, tomando en cuenta que en la colocación de capas sucesivas surgen tensiones iniciales en las capas previamente colocadas, teniendo esto marcada influencia en el estado deformacional, demostrado en los trabajos de los autores citados.

1.2.2. Evaluación de normas técnicas y exigencias de construcción en las distintas zonas del terraplén

Cada país, con sus normas vigentes (Tabla I-1), tiene exigencias para cada una de las partes componentes de los terraplenes. En la práctica se ha comprobado que al emplear los materiales locales procedentes de las excavaciones, se disminuyen cuantiosamente los costos y gastos de proyectos siempre que estos materiales sean apropiados para su uso, a pesar de que se empleen en menor cuantía los materiales de préstamos o de canteras, lo que compromete en cierto grado la estabilidad y aparición de las posibles patologías durante la explotación en la vida útil del terraplén.

Según Torres Vila [3], los suelos para la coronación deben ser lo más granulares posibles y de mejor comportamiento mecánico, ya que presentan mayor resistencia y trae como consecuencia menores espesores de pavimento, además de que necesitan menores gastos de conservación durante su período de explotación.

De forma general, los suelos deben cumplir ciertas condiciones para su empleo en cada zona del terraplén, en la Tabla I-2 se muestra un resumen de las propiedades físico-mecánicas que deben cumplir dichos suelos según diferentes normas nacionales e internacionales. Se muestran también las especificaciones de resistencia a CBR (Índice Portante de California) determinado mediante el ensayo normalizado de CBR [38], que es el procedimiento más empleado para estimar la capacidad de soporte de los suelos y materiales no aglomerados en carreteras, relacionándola con la de un material patrón.

Tabla I-1. Tabla resumen de las exigencias de los suelos para la construcción de terraplenes según normas nacionales e internacionales

País	Norma Vigente	Tipos de suelo para la conformación del terraplén	Porcentaje de compactación
Estados Unidos	American Association of States Highway and Transportation Officials (AASHTO)	A-1, A-3, A-2-4 y A-2-5	No menor del 95%
Francia	“Serviced’ Etudes Techniques des Routes et Autoroutes” y “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées”	Suelos granulares	---
España	Pliego de Prescripciones Técnicas Generales, PG-3 de la Dirección General de Carreteras, 2004	Suelos seleccionados o adecuados con especificaciones de LL, IP y CBR	No inferior al 95%.
Alemania	-	Suelos gruesos y finos con diferente grado de compactación en función de la profundidad de la corona	
Perú	<u>EG/CBT, 2008</u>	A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-6 y A-3, (según clasificación de AASHTO)	No será inferior al 95% en la corona; ni al 90% en el resto del terraplén
Cuba	NC 052 – 042 de 1978, NC – 334 del 2004 RC – 3013 de 1981	A-1, A-2, A-3 y A-4. (según clasificación de AASHTO) con especificaciones de LL, IP y CBR	No inferior al 95%

El índice CBR ha sido correlacionado con otras medidas de resistencia [39-41]. En los métodos analíticos en que el suelos se considera como un macizo elástico, isótropo, homogéneo y estacionario, caracterizado por un módulo de elasticidad (E) o módulo de deformación (E_d), se han propuesto fórmulas empíricas para estimar dichos parámetros a partir de correlaciones con el CBR (Tabla I-3) [4]

Tabla I-2. Propiedades de los suelos para terraplenes [9, 14, 42-45]

	Corona	Núcleo	Cimiento
Materia orgánica	< 1%	< 2%	< 1%
Tamaño máximo de la partícula	50mm	< 2/3 del espesor de la capa a compactar	< 2/3 del espesor de la capa a compactar
Hinchamiento libre	< 2%	< 3% , pero el deseable es < 2%	< 2%
Material que pasa por el tamiz # 200	< 20%.	No está limitado	< 35%
Peso específico	< 17,5 kN/m ³	> 14,5 kN/m ³	< 17,5 kN/m ³
Límite líquido e índice plástico	LL < 25% e IP ≤ 6% o que se cumpla simultáneamente 30 < LL < 40%; IP ≥ 0,73 (LL – 20)	LL < 35 % o que se cumpla simultáneamente que LL < 65 % y el IP < 0,6 (LL – 9)	30 < LL < 40%; en el caso de que LL < 30% entonces: IP < 10%
Densidad mínima exigida	>98% de la Máxima del Próctor Modificado	>95% de la Máxima del Próctor Modificado	>95% de la Máxima del Próctor Modificado
CBR	≥ 5%	> 3%, pero el deseable es 5%	≥10% Compactado ≥3% Natural

Tabla I-3. Relaciones empíricas para estimar algunos parámetros a partir del índice CBR

Correlación		Fuente
Módulo de deformación (carga estática)	$E_d = 6.5(CBR)^{0.65} (MPa)$	[4]
Módulo de deformación elástico (carga dinámica)	$E = 10CBR (MPa)$	
Módulo resiliente (carga cíclica)	$M_R = 1500(CBR) (psi)$	[46]
Módulo resiliente (carga cíclica)	$M_R = 10.35(CBR) (MPa)$	[47]
Módulo de reacción de la subrasante para CBR<10%	$k = 2.55 + 52.5 \log CBR (MPa/m)$	
Módulo de reacción de la subrasante para CBR>10%	$k = 46 + 9.08 \log CBR^{4.34} (MPa/m)$	

En relación con los aspectos geométricos, la Norma cubana de diseño geométrico de carreteras [48] solo realiza acotaciones en los terraplenes de carreteras especificando las pendientes de los taludes en función del tipo de suelo y la categoría de la vía, por debajo y por encima de los 3m de altura.

Por otra parte la Norma cubana de explanaciones para vías férreas [49] plantea ciertas especificaciones en las pendientes de los taludes hasta los 12m de altura según tipo de suelo (Figura I-3), estableciendo un cambio necesario en la pendiente y la colocación de bermas cada 6m de altura para asegurar la estabilidad del talud.

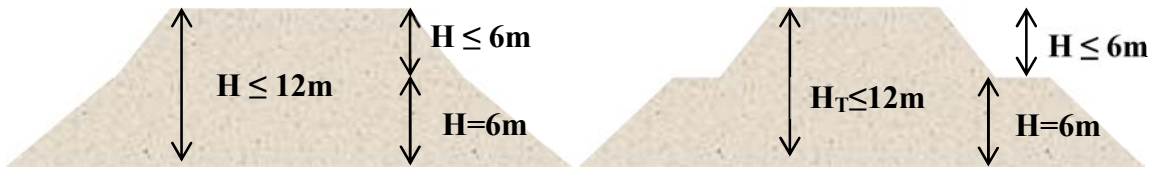


Figura I-3. Diferentes geometrías que especifican las normas cubanas para la conformación del terraplén y el aseguramiento de la estabilidad de los taludes

La Norma cubana Carreteras-Explanaciones-Requisitos de diseño [45] plantea igualmente pendiente de taludes hasta 12m, pero en este caso el cambio de pendiente se especifica realizarlo de 0m a 3m y de 3m a 12m con la posible inclusión de bermas entre los 6 y 12m de altura según cuestiones tecnológicas.

El aspecto geométrico es de vital importancia en la simulación numérica y en la determinación del estado tenso-deformacional por lo que será necesario establecer acotaciones geométricas en función de los suelos empleados y las pendientes de los taludes siempre que se cumpla con la estabilidad según altura de los mismos.

1.2.3. Procedimientos de diseño y métodos analíticos empleados para la obtención del estado tenso – deformacional en terraplenes

Por largos años, los métodos más utilizados para el cálculo de los asentamientos en suelos han sido los basados en modelos lineales. Esto responde el comportamiento lineal del suelo garantizando que la tensión actuante sea menor que la tensión límite de linealidad para las cargas de servicio [50-53]. El cálculo de los asentamientos por métodos lineales es lo más aplicado por la generalidad de los ingenieros geotécnicos.

Entre los métodos lineales de mayor aplicación se encuentran: el método de la capa equivalente definido por Tsitovish en 1934 , el método de potencia limitada de Skepmton – Bjerrum (1957), el Método de Sumatoria de Capas, entre otros, este último el más difundido y empleado en la actualidad por los ingenieros proyectistas; aunque durante mucho tiempo se emplearon otros métodos como el Edométrico, el de Trayectoria de Tensiones, el de Cambridge y el Método Elástico [54, 55]. Todos ellos especialmente empleados para el cálculo de los asientos sobre arcillas [56].

Para el cálculo de asiento en las arenas con porcentajes menores al 5% o a nivel de trazas en el contenido de arcilla, los métodos analíticos expresados no son efectivos, por lo que se suele acudir a los métodos basados en los ensayos in-situ como son el ensayo de carga de placa, el ensayo de penetración normal o el ensayo del cono holandés [4, 43, 57-61]. No obstante, en los últimos años, se ha empleado con éxito para el cálculo de asientos en suelos friccionales métodos analíticos no lineales (Ecuación I-1) proponiendo que el suelo trabaje entre el estado de la no linealidad y el límite de rotura [50, 62].

$$S_{No\ Lineal} = S_{Lineal} \frac{\sigma_{act}(q_{br} - R) - (\sigma_{act} - R)R}{R(q_{br} - R)}$$

Ecuación I-1. Expresión para el cálculo de asientos no lineales en suelos friccionales para cimentaciones, empleada por la Dra. Ana Virginia González Cueto a partir de recomendaciones de Malishev, M. V y Nikitina, N.S (1982) [50, 62] , donde: $R \rightarrow$ Tensión límite de linealidad; $q_{br} \rightarrow$ Capacidad resistente del suelo; $\sigma_{act} \rightarrow$ tensión actuante en el punto; $S_{Lineal} \rightarrow$ asiento lineal calculado por cualquiera de los métodos mencionados anteriormente.

Otros métodos enunciados en la literatura estudian el mecanismos de disipación de la energía dentro del esqueleto del suelo, el comportamiento macroscópico y microscópico de los materiales, el comportamiento cíclico, los fenómenos reológicos [63] y los ligados a la anisotropía, dentro de los que se pueden citar: los modelos de estado crítico, el modelo de Prender, el modelo de Sandler, entre otros [58, 64-67].

Los métodos enunciados, están basados en la teoría de la mecánica de suelos saturados, empleando la teoría de la elasticidad al obtener las tensiones a partir de la ley de presiones efectivas de Terzaghi [52]: $[\sigma' = \sigma_T - u]$ y se emplean fundamentalmente para el cálculo de los desplazamientos en una masa de suelo sin compactar.

En el caso de la determinación de los asientos en los terraplenes, el método más empleado en la actualidad es el método de sumatoria de capas, que no es más que la división de la masa de suelo en pequeños espesores para determinar el estado deformacional y luego con las suma de cada uno de ellos se obtiene el estado tenso-deformacional final. Para la obtención del asiento final, se emplea el método de Simpson como solución a la integración numérica de las deformaciones del macizo (Ecuación I-2).

$$\int S dy \Rightarrow S = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{6} (\varepsilon_{y_{in_i}} + 4\varepsilon_{y_{c_i}} + \varepsilon_{y_{f_i}}) \text{ siendo } \begin{matrix} h \rightarrow \text{altura de la capa} \\ \varepsilon_{y_{in}} \rightarrow \text{deformación en el inicio de la capa} \\ \varepsilon_{y_c} \rightarrow \text{deformación en el centro de la capa} \\ \varepsilon_{y_f} \rightarrow \text{deformación en el final de la capa} \end{matrix}$$

Ecuación I-2. Método de Sumatoria de capas para el cálculo de asentamiento, utilizando Simpson para la solución de la integral.

El método de suma por capas es de los métodos más generales de cálculo de los asientos en construcciones, y considera las hipótesis siguientes [68]:

- 1) El suelo en condiciones de compresión unidimensional donde se considera que el efecto del coeficiente de Poisson es nulo y las deformaciones se calculan según el planteamiento de la ley de Hooke Unidimensional (Ecuación I-3, a) considerando las tensiones en las otras dos direcciones nulas.
- 2) El suelo en condiciones de compresión unidimensional donde se considera el efecto del coeficiente de Poisson distinto de cero y las deformaciones se calculan según el planteamiento de la ley de Hooke Unidimensional (Ecuación I-3, b), considerando las tensiones en las otras dos direcciones constantes.
- 3) El suelo en condiciones de compresión bidimensional (Ecuación I-3, c) considerando las tensiones del plano x-y.
- 4) El suelo en condiciones de compresión tridimensional (Ecuación I-3, d).

$$\underbrace{\varepsilon = \frac{\sigma_y}{E}}_a; \underbrace{\varepsilon = \frac{\sigma_y}{E} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right)}_b; \underbrace{\varepsilon = \frac{1}{E} [(1-\mu^2)\sigma_y - \mu(1+\mu)\sigma_x]}_c; \underbrace{\varepsilon = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_z))}_d$$

Ecuación I-3. Obtención de la deformación para diferentes casos en la teoría de la elasticidad. a) Deformación unidimensional sin considerar Poisson, b) Deformación unidimensional considerando Poisson, c) Deformación bidimensional, d) Deformación tridimensional [68]

Para la obtención de las deformaciones en el interior del terraplén es necesario obtener el estado tensional producto de las cargas originadas por el peso propio (Ecuación I-4) teniendo en cuenta el peso específico húmedo del suelo empleado y la carga impuesta, en este caso la del pavimento en forma rectangular (Ecuación I-5) en función de la posición del punto según esquema de análisis mostrado en la Figura I-4.

$$\sigma_{PP} = \gamma_H h_i$$

Ecuación I-4. Expresión para el cálculo de las tensiones por peso propio, siendo γ_H el peso específico húmedo del material y “ h_i ” el espesor de cada capa

$$\sigma_{Cl_x} = \frac{P}{\pi} \left[\arctg \left(\frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} \right) + \frac{n(m^2 - n^2 - \frac{1}{4})}{(m^2 - n^2 - \frac{1}{4})^2 + 4m^2 n^2} \right]; \sigma_{Cl_y} = \frac{P}{\pi} \left[\arctg \left(\frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} \right) - \frac{n(m^2 - n^2 - \frac{1}{4})}{(m^2 - n^2 - \frac{1}{4})^2 + 4m^2 n^2} \right]$$

Ecuación I-5. Expresión para el cálculo de las tensiones por carga impuesta rectangular, teniendo en cuenta la posición del punto en el sistema de coordenadas cartesianas, donde $n=y/b$ y $m=x/b$, siendo b el ancho de la corona y P la presión que ejerce la carga impuesta [68]

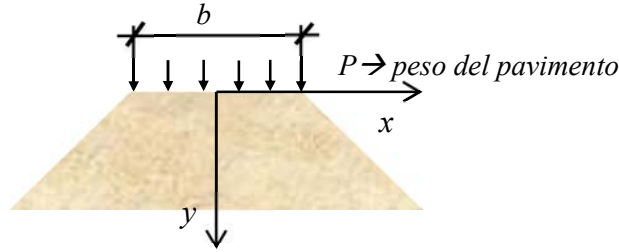


Figura I-4. Esquema de análisis para el cálculo de las tensiones dentro del terraplén

En el caso de la determinación del estado tensional dentro del cimiento del terraplén, primeramente se obtienen las tensiones por peso propio (Ecuación I-4) y luego las tensiones producto de la carga impuesta del terraplén. En este caso es usual dividir el terraplén en figuras geométricas conocidas (rectángulo y triángulos) para las que se determina un coeficiente de influencia según posición del punto que se desee analizar dentro del cimiento.

En la Ecuación I-5 se muestra el coeficiente de influencia para carga rectangular, que se emplea para la determinación de las tensiones tanto dentro del cimiento como dentro del terraplén y en la Ecuación I-6, se muestra la expresión para el cálculo del coeficiente de influencia dentro del cimiento considerando una carga triangular según esquema de análisis mostrado en la Figura I-5.

$$\sigma_{Cl_x} = \frac{P}{2\pi} \left\{ \left(\frac{2x}{B_t} \right) \left[\arctg \left(\frac{x}{y} \right) - \arctg \left(\frac{x-B_t}{y} \right) \right] - \frac{2y}{B_t} \ln \left[\frac{y^2 + x^2}{y^2 + x^2 + B_t^2 - 2B_t \sqrt{(y^2 + x^2)} \cos \left(90 - \arctg \left(\frac{x}{y} \right) \right)} \right] + \text{sen} \left[2 \arctg \left(\frac{x-B_t}{y} \right) \right] \right\}$$

$$\sigma_{Cl_y} = \frac{P}{2\pi} \left\{ \left(\frac{2x}{B_t} \right) \left[\arctg \left(\frac{x}{y} \right) - \arctg \left(\frac{x-B_t}{y} \right) \right] - \text{sen} \left[2 \arctg \left(\frac{x-B_t}{y} \right) \right] \right\}$$

Ecuación I-6. Expresión para el cálculo de las tensiones por carga impuesta triangular, teniendo en cuenta la posición del punto en el sistema de coordenadas cartesianas, donde $B_t \rightarrow$ base del talud, y $P \rightarrow$ presión que ejerce la carga impuesta del terraplén [56]

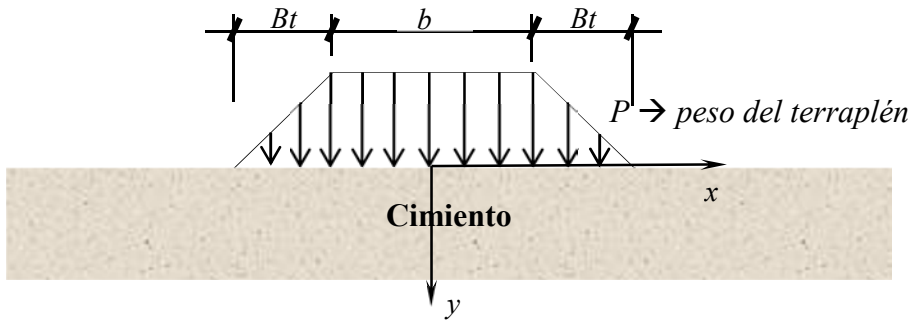


Figura I-5. Esquema de análisis para el cálculo de las tensiones dentro del cimiento

Para la evaluación de la estabilidad interna del terraplén de carretera, Torres Vila [3] plantea la necesidad de evaluar las deformaciones de la explanación sobre suelos compresibles. Esto fue caracterizado en tres fases fundamentales:

- En la primera fase ocurre la compresión del suelo debajo del terraplén y se encuentra el límite de linealidad entre la carga aplicada y las deformaciones ocurridas, en esta fase, para los puntos situados sobre el eje de terraplén las tensiones tangenciales máximas ($\tau_{MÁX}$) varían dentro de los límites de $0,27P \sim 0,33P$ (siendo $[P = \gamma H_T]$ la presión que el terraplén ejerce sobre el suelo de la cimentación), y se puede considerar que el terraplén es estable contra el surgimiento de desplazamientos en la cimentación si se cumple la condición que $P \leq 3\tau_{MÁX}$.
- En la segunda fase, aumenta la carga en determinados puntos del suelo subyacente y las tensiones tangenciales comienzan a superar la resistencia cortante del suelo del cimiento, por lo que comienzan a surgir deformaciones plásticas. En este caso la presión P que el terraplén ejerce sobre el suelo de la cimentación es la mostrada en la Ecuación I-7.
- En la tercera fase, el asentamiento del terraplén crece y surgen desplazamientos laterales del suelo de la cimentación provocando hundimientos en el cuerpo del terraplén. En esta fase la presión límite que ejerce el terraplén y con la cual surgen los desplazamientos laterales del suelo de la cimentación se calcula mediante la fórmula de Prandtl, con la corrección de Taylor (Ecuación I-8).

$$P_{2da Fase} = \left(\frac{B}{4} + \frac{C \cot \phi}{\gamma} \right) \frac{\pi \gamma}{\left(\cot \phi - \phi - \frac{\pi}{2} \right)}$$

Ecuación I-7. Presión que ejerce el terraplén sobre el suelo de la cimentación cuando comienzan a surgir deformaciones plásticas, donde: $B \rightarrow$ base del terraplén que apoya en el cimiento; $C \rightarrow$ cohesión del suelo del cimiento; $\phi \rightarrow$ ángulo de fricción del suelo del cimiento; $\gamma \rightarrow$ peso específico del suelo del terraplén (tomado de [3])

$$P_{3ra Fase} = (\gamma \Delta + C \cot \phi) \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \tan \phi - C \cot \phi}$$

Ecuación I-8. Presión que ejerce el terraplén sobre el suelo de la cimentación cuando comienzan a aparecer desplazamientos laterales en el suelo de la cimentación, donde: $C \rightarrow$ cohesión del suelo del cimiento; $\phi \rightarrow$ ángulo de fricción del suelo del cimiento; $\gamma \rightarrow$ peso específico del suelo del terraplén; $\Delta \rightarrow$ valor del asentamiento del terraplén en el suelo de la cimentación (tomado de [3])

Por otra parte, con el auge de los Métodos Numéricos el estado tenso – deformacional del suelo se obtiene de forma simultánea en todo el macizo dependiendo de la discretización del medio y de la correcta concepción del modelo, además de la posibilidad de la simulación de la construcción por etapas permitiendo obtener los estados de tensiones y deformaciones iniciales al incrementarse la altura del terraplén. El método de elementos finitos es uno de los métodos actuales empleados más potentes para el diseño de estructuras.

1.2.4. 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 [69-73]. 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 [74, 75].

Los métodos para evaluar la estabilidad de los taludes son diversos. Los de equilibrio límite están basados en el método de las dovelas, dividiendo la masa de suelo en dovelas o rebanadas. Un análisis de equilibrio límite permite obtener un factor de seguridad teniendo en cuenta los valores de la resistencia al cortante en el momento de la falla. Una vez que se han determinado las propiedades de resistencia a cortante de los suelos y las propiedades geométricas del talud, se puede proceder a calcular el factor de seguridad (FS) [71].

Los Métodos de Equilibrio Límite (MEL) [76, 77], suponen un factor de seguridad constante a lo largo de la línea de deslizamiento. Por otro lado, actualmente se utilizan métodos numéricos como el método de elementos finitos (MEF) [78, 79].

Los problemas en la estabilidad de taludes resueltos usando el MEF tienen dos importantes distinciones con el MEL.

- La ecuación de la estabilidad del talud por elementos finitos es determinada; por lo tanto, no es necesario que se hagan suposiciones para poder completar los cálculos.
- La ecuación del factor de seguridad es lineal, porque la tensión normal en la base es conocida.

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 al corte movilizadora a lo largo de la superficie [80].

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. Se asumen condiciones de equilibrio estático para una superficie de deslizamiento supuesta y se determina en esta el FS (definido como la relación entre fuerzas o momentos resistentes, y fuerzas o momentos motores). Repitiendo este procedimiento en diferentes superficies supuestas, se ubica aquella en la que el FS es mínimo. La diferencia entre los distintos métodos de cálculo del FS (Fellenius, Bishop,

Janbú, Morgestern – Price, Sarma, Spencer, Newmark, etc.) radica en las simplificaciones para reducir la indeterminación de las fuerzas entre las dovelas [81].

Es así como surgen métodos para suelos granulares y para suelos cohesivos, aquellos que utilizan una superficie de falla circular, el de las dovelas (Fellenius y Bishop) y fallas no circulares (Janbú). También se pueden dividir los métodos de equilibrio límite de acuerdo a las ecuaciones de equilibrio que satisfagan [71].

El método de Bishop satisface ecuaciones de equilibrio estático. Los métodos como el de Morgenstern - Price y el de Spencer [82, 83] satisfacen todas las ecuaciones de equilibrio. Éstos últimos son referidos como métodos de equilibrio completo. Aun así estos métodos llamados completos o de solución rigurosa no pueden ser vistos como rigurosos en el sentido estrictamente mecánico, ya que las ecuaciones de equilibrio no se satisfacen para cada punto de la masa de suelo.

También existen otros métodos para la determinación del factor de seguridad, como son: el método de Newmark, (1965), Markdisi y Seed, (1978); Jansen, (1990) y Sarma, (1979), que estiman la deformación de la superficie de falla bajo la acción sísmica, [74]. En el método de Newmark se calcula la aceleración de rotura en función de un factor de seguridad estático y la geometría del talud. Cuando las aceleraciones de la onda sísmica exceden el valor de rotura, la superficie de falla se mueve en forma de bloque, el resto del tiempo permanece en reposo, pudiéndose calcular las deformaciones acumuladas durante todo el movimiento sísmico [84].

En el caso de los terraplenes de carretera se define un factor de seguridad mínimo según categoría de la vía, [3, 10] aunque de forma global es usual tomar 1.5 como factor de seguridad mínimo para que se considere que el talud es estable y seguro, de ahí que se debe analizar en todo caso que el talud de las explanaciones sea estable para que se garantice un tránsito seguro del flujo vehicular [72, 78, 85].

En caso de que el factor de seguridad sea menor que el permisible, se deberá entonces tomar decisiones en cuanto al cambio en las pendientes de los taludes, construcción de bermas como factor estabilizador o análisis de los suelos a emplear para la construcción.

1.2.5. 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 [86-88].

En 1933, Próctor estableció las bases de la compactación económica ideando la prueba de compactación dinámica en laboratorio, llamada Próctor Normal o Próctor Estándar con un número de golpes y una energía específica, que más tarde fue perfeccionada y normada por la ASTM (D-1557) y por la AASHTO (T-180) para carreteras y aeropuertos, aumentando la energía y el número de golpes, tomando el nombre de Próctor Modificado [89].

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 [88].

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 (γ_d , w) se pueden dibujar las curvas que correspondan a distintos grados de saturación.

Cada tipo de compactación, dará lugar a una diferente relación humedad – densidad seca para cada tipo de suelo. Kraemer [4], realizó ensayos de laboratorio Próctor Normal para los diferentes tipos de suelos según clasificación AASHTO (Tabla I-4), de ahí que se pueda asumir valores aproximados de densidad seca y humedad óptima para los suelos según esta clasificación.

Tabla I-4. Características generales de compactación de los distintos tipos de suelos [4]

Clasificación AASHTO	Ensayo Próctor Normal	
	Densidad seca máxima (kg/dm ³)	Humedad óptima (%)
A – 1	1,85 – 2,25	7 – 15
A – 2	1,75 – 2,15	9 – 18
A – 3	1,75 – 1,85	9 – 15
A – 4	1,50 – 2,10	10 – 20
A – 5	1,35 – 1,60	20 – 35
A – 6	1,50 – 1,90	10 – 30
A – 7 – 5	1,35 – 1,60	20 – 35
A – 7 – 6	1,45 – 1,85	15 – 30

La Norma Cubana de terraplenes de prueba [90] según tipo de compactador y tipo de suelo define espesores mínimos de capas a compactar (Tabla I-5) para alcanzar la densidad necesaria que exige la norma de construcción de terraplenes [14].

Tabla I-5. Espesores mínimos de capa suelta utilizados según tipo y peso del compactador [90]

Tipo de compactador	Neumáticos				Vibratorios				Lisos metálicos			Pata de cabra			
Peso bruto (ton)	20	30	40	50	4	8	12	16	6	10	14	4	8	12	16
Tipo de suelo utilizado	Espesores mínimos de capa suelta de suelo (cm)														
Arcillas	12	15	18	20	No se utiliza				10	12	15	15	18	20	25
Arcillas arenosas con gravas	17	20	24	28					12	15	18	17	20	24	28
Arenas	12	15	18	20	15	20	25	30	12	15	18	No se utiliza			
Gravas con suelo fino	17	20	24	28	20	25	30	40	15	18	21				
Gravas	15	18	21	25	20	30	40	50	12	15	18				

1.3. Métodos numéricos. Fundamentación del Método de Elementos Finitos

Por su parte los métodos numéricos (Elementos de contornos, volúmenes finitos, diferencias finitas, Método de Elementos Finitos, etc.) son implementados para darle solución a diversos problemas de ingeniería [27, 67, 70, 91-96], brindando una respuesta aproximada mediante el empleo de polinomios interpoladores.

El Método de Elementos Finitos (MEF), es implementado hoy en día, en los distintos códigos comerciales de software, como son el ABACUS, ANSYS, PLAXIS, GEO – STUDIO, etc; los dos últimos los más empleados en los problemas con estructuras de tierra producto de la especialización del software.

A nivel conceptual, el MEF consiste en la descomposición de un medio físico continuo en un número discreto de partes o elementos que se hallan conectados entre sí por un número discreto de puntos denominados nodos. Los movimientos de estos constituyen las incógnitas fundamentales de cada problema. Dentro de cada elemento caracterizado por la región de Gauss (nodo Gaussiano), los movimientos de cualquier punto se obtienen a partir de los movimientos de los nodos del elemento.

Conocido el movimiento de un punto dentro del elemento se establecen las condiciones de equilibrio y compatibilidad, y dadas las relaciones constitutivas de los materiales, pueden obtenerse las variables de respuesta en cualquier punto del elemento.

Al emplear el MEF en la solución de los problemas de determinación de los desplazamientos, tensiones y deformaciones de un suelo, se pueden emplear diversos modelos constitutivos, ya sean elásticos, plásticos, elasto-plásticos, anisotrópicos, hiperbólicos, de estado crítico, etc., así como también pueden emplearse modelos con suelos homogéneos y heterogéneos.

Además, el MEF, es muy factible para el estudio de determinados fenómenos como la succión, expansión, colapso o hinchamiento de los suelos en diferentes etapas, así como su empleo en la determinación del factor de seguridad en la estabilidad de los taludes.

Como es sabido al considerar el estudio de un terraplén, se realiza un análisis bidimensional de deformación plana, ya que, al ser los desplazamientos longitudinales constantes, la variación de las deformaciones con respecto a su longitud resulta nula, y el análisis se simplifica desde el punto de vista matemático y computacional.

La ventaja fundamental que se presenta al emplear los métodos numéricos es la rapidez con que se obtienen las soluciones una vez que el modelo se ha representado correctamente.

Para la solución de los problemas ingenieriles donde se emplea la modelación numérica como herramienta de solución, varios autores recomiendan el empleo de elementos finitos según su forma, tipo y tamaño que mejor brindan la solución [80, 97-105].

- Es recomendable, siempre que sea posible, que las dimensiones de los lados de los elementos estén en relación 1:1 y nunca superar la relación 4:1. Los elementos de mayor tamaño son generalmente colocados en las zonas menos solicitadas, cerca de las fronteras exteriores.
- Los elementos individuales no deberán ser distorsionados. Los ángulos entre dos lados de elementos adyacentes no deberán exceder por mucho a los 90^0 y nunca sobrepasar los 180^0 . Esto implica que los triángulos tendrán similitud, en lo posible, a los equiláteros; los cuadriláteros a los cuadrados y los hexaedros a los cubos.
- En zonas de mayor concentración de tensiones y cercanas a ellas o puntos donde es de mayor interés observar el comportamiento de la estructura, el mallado debe ser más denso que en otras zonas. La generación de malla debe ser progresiva, aumentando la densidad hacia las zonas de mayor interés.
- Siempre que la simetría en la geometría, propiedades físicas, cargas y condiciones de borde lo permitan se debe recurrir a simplificaciones para reducir el tamaño del modelo.

Otro aspecto a tener en cuenta, es la selección del Tipo de Elemento Finito (TEF), que define los siguientes aspectos fundamentalmente:

- El dominio de trabajo, a través de la discretización del medio.
- Las funciones de forma, que no son más que el polinomio interpolador empleado (Lagrange, Hermite, Newton, etc.), asociado a su formulación débil.
- La técnica de integración empleada (híbrida, reducida, etc.)

Un aspecto importante en la selección del TEF, es la biblioteca implementada en cada software cuya selección está en función del problema real. Existen recomendaciones para la selección del TEF, las que están en función del modelo geométrico empleado, así como en la física del problema real. A continuación, se presentan algunas:

- La utilización del elemento de 8 nodos o hexaedro con integración de primer orden tiene la peculiaridad, de que su mallado genera menor cantidad de ecuaciones (nodos) para un mismo volumen, lo que se traduce en menor costo computacional.
- El elemento tridimensional de 4 nodos o tetraedro tiene la ventaja indiscutible de poder adaptarse a cualquier geometría, no importa lo irregular que ésta sea [106].

Por lo tanto, la selección del TEF, debe cumplir con la aproximación numérica, así como con el criterio de selección. Para la selección correcta del TEF y la discretización del medio, es necesario realizar una calibración físico-matemática del modelo numérico que será empleado para dar solución a los problemas reales.

En diferentes trabajos con el enfoque de modelación numérica [101, 102, 107-109], se comienza realizando un estudio sobre el grado de refinamiento necesario cumpliendo con los aspectos tratados anteriormente y posteriormente es simulado el problema con diferentes grados de refinamiento, utilizando en todos los grados, elementos tetraédricos. Esas simulaciones son contractadas contra un Patrón, el cual puede ser experimental (respuesta física del problema) o no experimental.

En el capítulo 2 de la presente investigación, se profundiza sobre la calibración físico-matemática y se plantea un método para la calibración matemática de forma simultánea en la determinación de un modelo numérico para problemas de terraplenes de carreteras.

1.3.1. Empleo del software Geo-Studio 2007 para la modelación de terraplenes

El software Geo-Studio es una herramienta de propósito específico, que tiene implementada en su programación la solución del método de los elementos finitos para la resolución de las ecuaciones en la obtención de los estados tenso-deformacionales de obras de tierra.

El software presenta ocho sub-módulos: SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W, CTRAN/W, AIR/W y VADOSE/W, cada uno con propósito específico para analizar en cada caso un fenómeno diferente en las obras de tierra.

La aplicación más común del sub-módulo SIGMA/W, es la obtención del estado tenso-deformacional causado por obras de tierra como cimientos, terraplenes, excavaciones, túneles, etc. Este sub-módulo presenta la posibilidad de simular la construcción o excavación por etapas, conectando o desconectando los análisis en diferentes intervalos de tiempo así como la simulación de diferentes condiciones de contorno en un intervalo de tiempo [110].

El sub-módulo SLOPE/W, es empleado para la determinación del factor de seguridad del talud, para ello tiene implementado los métodos de equilibrio límite, de acuerdo a sus hipótesis y un método basado en las tensiones obtenidas por el método de elementos finitos. Para ello se obtiene el estado tenso-deformacional a partir del sub-módulo SIGMA/W, importando las tensiones σ_x , σ_y y τ_{xy} en el análisis del método de equilibrio límite convencional al introducir el estado tensional conocido de cada elemento en el punto medio de la base de cada dovela [111]

1.3.2. Modelos constitutivos implementados en el sub-módulo SIGMA/W

El sub-módulo SIGMA/W tiene implementado cinco modelos constitutivos diferentes y una opción adicional que permite al usuario definir algún otro modelo. Los modelos implementados son: lineal elástico (Figura I-6. a), anisotrópico lineal elástico (Figura I-6. b), no lineal elástico (hiperbólico) (Figura I-6. c), elasto-plástico (Mohr Coulomb o Tresca) (Figura I-6. d) y Soft Clay- Cam Clay modificado (estado crítico) (Figura I-6. e).

La obtención de los parámetros necesarios para aplicar el modelo constitutivo elasto-plástico bilineal de Mohr Coulomb, son de fácil obtención en la práctica ingenieril. En la

Figura I-7 aparece la curva constitutiva elasto-plástica bilineal de Mohr Coulomb, donde se puede observar una zona de comportamiento elástico en la que se emplea la ecuación constitutiva elástica en estado de deformación plana, por las características de la estructura y en forma de la ecuación de Hooke (Ecuación I-9), ya que las deformaciones se calculan en función del estado tensional.

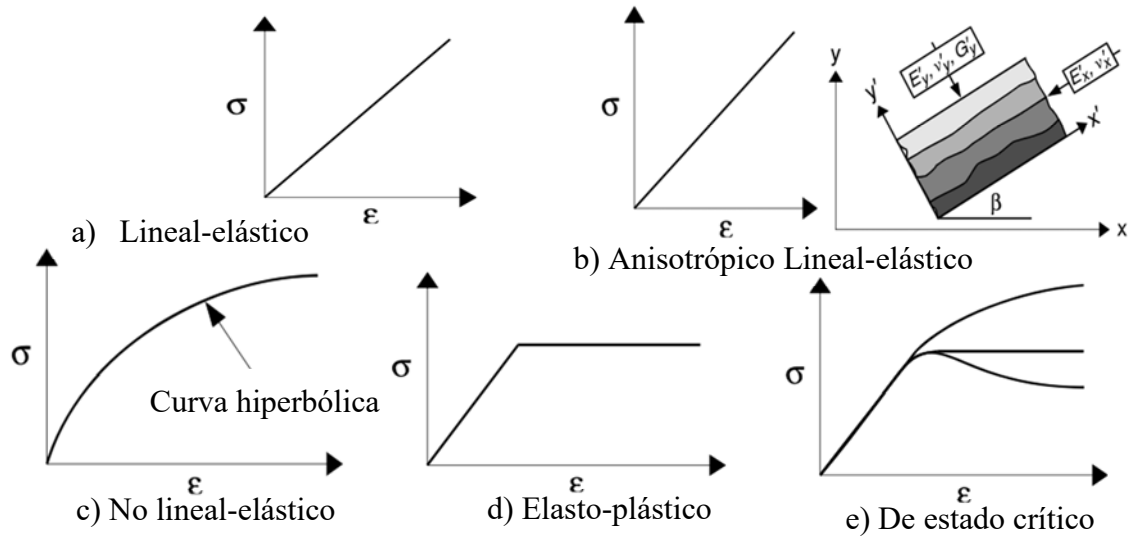


Figura I-6. Modelos constitutivos implementados en el sub-módulo SIGMA/W

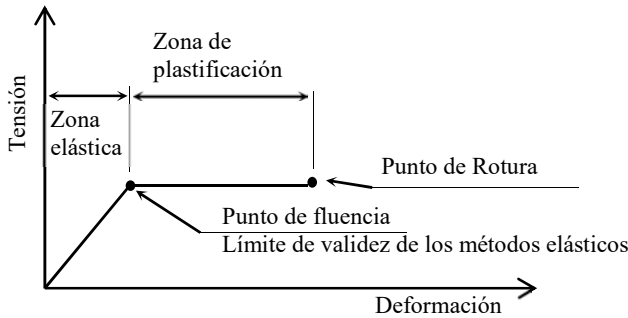


Figura I-7. Curva constitutiva elasto – plástica bilineal tipo Mohr – Coulomb de un punto.

$$\underbrace{u(x, y) = \int \varepsilon(x, y) dy}_{\text{Ec. Geométrica}} \leftarrow \underbrace{\varepsilon(x, y) = \tilde{\mathbf{C}} \sigma(x, y)}_{\substack{\text{Ec. Física o constitutiva} \\ \text{en forma de Hooke}}} \leftarrow \underbrace{\sigma(x, y) = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix}}_{\substack{\text{Campo de tensiones en} \\ \text{estado deformacional plano}}}$$

Matriz constitutiva

Ecuación I-9. Obtención de los desplazamientos mediante el planteamiento de la solución en tensiones.

Una vez alcanzado el punto de fluencia, el criterio de plasticidad de Mohr [112], parte de la obtención de una función de fluencia a partir de la primera invariante del tensor de

tensiones y la segunda y tercera invariante del desviador de tensiones (Ecuación I-10), si dicha función tiene valores menores que cero, significa que el punto analizado se encuentra en la zona elástica, si la función es igual a cero el punto se encuentra en el contorno del dominio elástico (sobre la superficie de fluencia) y el punto puede haber plastificado o no, entonces es necesario el criterio de diferencial en el punto para determinar su condición (Figura I-8).

$$F = \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \sin\phi - \frac{I_1}{3} \sin\phi - C \cdot \cos\phi$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right); \quad I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \mu(\sigma_x + \sigma_y);$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left\{ (\sigma_x - \sigma_y)^2 + [\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_y)]^2 + [\mu(\sigma_x + \sigma_y) - \sigma_x]^2 \right\} + \tau_{xy}^2$$

$$J_3 = \left(\sigma_x - \frac{I_1}{3} \right) \left(\sigma_y - \frac{I_1}{3} \right) \left[\mu(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{I_1}{3} \right] - \left[\mu(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{I_1}{3} \right] \tau_{xy}^2$$

$F < 0 \rightarrow$ deformaciones elásticas

$F = 0 \rightarrow$ contorno del dominio elástico, deformaciones plásticas

$F > 0 \rightarrow$ material irrestistible

$I_1 \rightarrow$ Primera invariante del tensor de tensiones para el estado plano; $J_2 \rightarrow$ Segunda invariante del desviador de tensiones para el estado plano; $J_3 \rightarrow$ Tercera invariante del desviador de tensiones para el estado plano; $\theta \rightarrow$ Ángulo de Lode; $\sigma_x \rightarrow$ Tensión actuante en la dirección horizontal; $\sigma_y \rightarrow$ Tensión actuante en la dirección vertical; $\tau_{xy} \rightarrow$ Tensión actuante de corte; $\mu \rightarrow$ Coeficiente de Poisson; $C \rightarrow$ coeficiente de cohesión; $\phi \rightarrow$ Ángulo de fricción interna del suelo.

Ecuación I-10. Función de fluencia del criterio de Mohr Coulomb

Cuando el punto alcanza valores de fluencia igual a cero, pueden existir puntos que plastifiquen, por lo que no se podrá emplear la matriz constitutiva elástica, ya que aparecerán deformaciones plásticas siendo necesario modificar los parámetros del material.

Teniendo en cuenta que el objeto que se investiga (terraplén de obra vial) se analiza en el estado de deformación plana, donde una de las tensiones (σ_z) está en función de las otras dos [$\sigma_z = \mu(\sigma_x + \sigma_y)$], se plantea la primera invariante del tensor de tensiones y la segunda y tercera invariante del desviador de tensiones con la introducción de esta simplificación.

Para la obtención de la matriz constitutiva elasto-plástica es necesario definir la dirección y sentido de las deformaciones plásticas, para ello se definió en la teoría plástica de Hill una función denominada potencial plástico (G) que describe una función parecida a la función de fluencia del criterio de Mohr, en función del ángulo de dilatancia del material (Ecuación I-11) [112, 113] El ángulo de dilatancia del material representa la resistencia residual del

suelo una vez que ha llegado al límite de rotura, y ha sido correlacionado con el ángulo de fricción interna. Su relación se encuentra entre el 7%Ø y el 25%Ø [114].

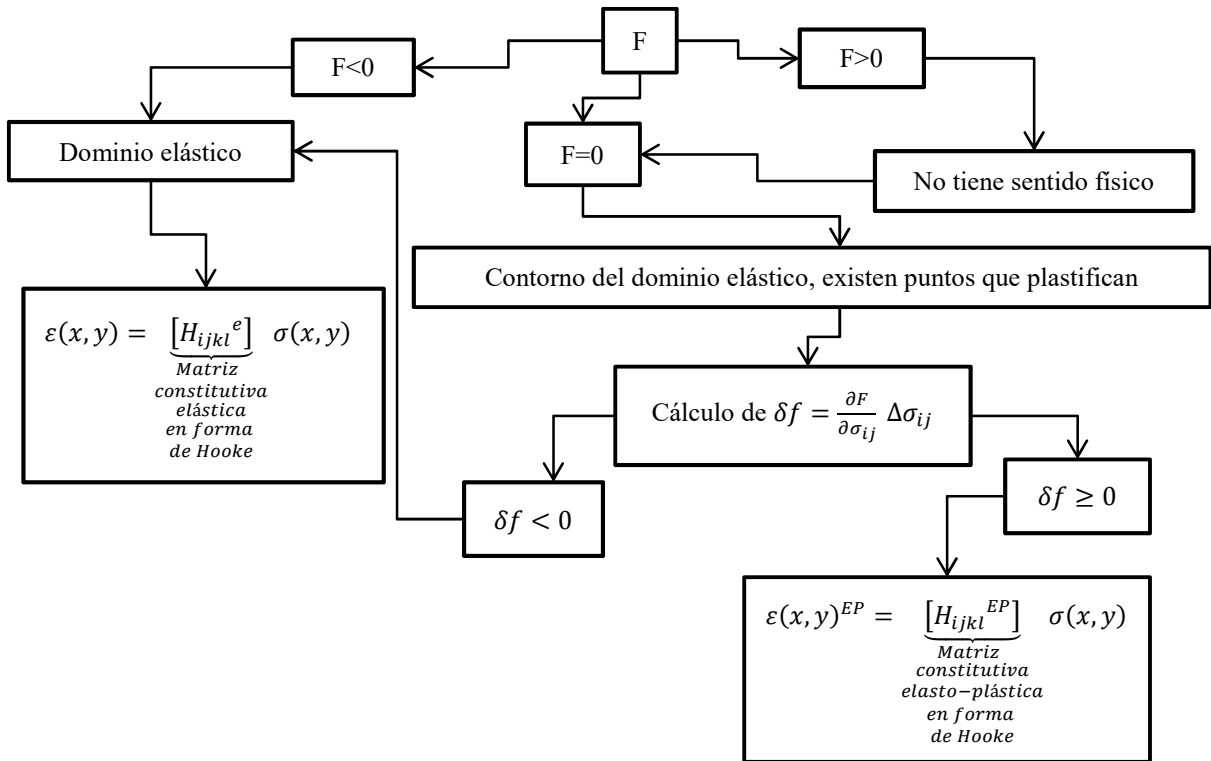


Figura I-8. Diagrama de flujo para la determinación del cálculo de las deformaciones según la función de fluencia de Mohr

$$G = \sqrt{J_2} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) - \sqrt{\frac{J_2}{3}} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \sin\psi - \frac{I_1}{3} \sin\psi - C \cdot \cos\psi$$

$G \rightarrow$ Potencial plástico; $\psi \rightarrow$ ángulo de dilatación

Ecuación I-11. Potencial plástico del criterio de Mohr –Coulomb

Las Principales hipótesis empleadas al asumir un modelo constitutivo elasto-plástico Mohr-Coulomb son las siguientes:

- El material es homogéneo e isótropo
- No se consideran los efectos en el tiempo (fenómenos reológicos)
- No se consideran fenómenos de histéresis en la curva tensión-deformación (no se considera la historia tensiones a la que ha sido sometido el suelo)
- No se consideran efectos de temperatura
- Se asume que cuando el material llegó al punto de fluencia, surgieron deformaciones plásticas.

1.4. Consideraciones finales del capítulo

El estudio bibliográfico realizado hasta el presente sobre el diseño y construcción de terraplenes de carretera, dio cumplimiento al primer objetivo propuesto de la investigación, llegándose a las siguientes consideraciones finales:

- No se han encontrado desde el punto de vista numérico, los parámetros físico – mecánicos, condiciones de contorno, geométricas y de carga, para la modelación computacional de los terraplenes de obras viales como una alternativa válida de modelo físico de un problema real.
- Las normas técnicas vigentes, tanto de carreteras como de ferrocarriles en el ámbito nacional e internacional, solo refieren especificaciones para terraplenes que su altura sea inferior a los 12m, recomendando realizar proyectos especiales para tales caso; por lo que se hace necesario un estudio de los parámetros geométricos del terraplén para delimitar su influencia en el estado tenso-deformacional en el diseño.
- Los métodos especificados en la literatura para el cálculo de los asientos tienen en cuenta el terraplén como estructura rígida de carga impuesta al suelo de la cimentación, obviando las tensiones originadas por cada capa colocada durante el proceso constructivo.
- Existe divergencia de criterios en la literatura consultada respecto a la definición de los terraplenes altos en carreteras y en ningún caso se establecen especificaciones que lo relacionen con las condiciones de emplazamiento o características del cimiento del terraplén.
- Se ha trabajado poco en el análisis del estado tenso-deformacional para el diseño y construcción de terraplenes de carreteras; los antecedentes en el tema de modelación de terraplenes se han encontrado vinculados al diseño y construcción de presas de tierra.

- Las normas consultadas no establecen cual debe ser la profundidad del cimientto del terraplén en la que debe garantizarse una resistencia mínima mediante la sustitución del suelo natural o su estabilización, para reducir el asentamiento.
- La herramienta computacional para el cálculo del factor de seguridad en taludes mediante el método de los elementos finitos, a diferencia de los métodos de equilibrio límite, permite conocer el estado tenso-deformacional

CAPÍTULO II

OBTENCIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO QUE CARACTERIZA EL ESTADO TENSO-DEFORMACIONAL DEL TERRAPLÉN

Capítulo II OBTENCIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO QUE CARACTERIZA EL ESTADO TENSO-DEFORMACIONAL DEL TERRAPLÉN

2. Introducción

La modelación de un problema real, se caracteriza a través de un modelo físico y un modelo matemático entre los que existe un vínculo que interrelaciona los aspectos de cada uno de ellos (modelo geométrico, constitutivo, de cargas, vínculos o apoyos, ecuaciones de gobierno, condiciones iniciales y definición del dominio de trabajo) (Figura II-1). Cuando empleamos métodos numéricos en la solución de los modelos matemáticos de los diversos problemas de ingeniería, la solución que se obtiene es aproximada y para que un modelo numérico, presente cierto grado de fiabilidad, debe ser sometido a un proceso de calibración numérica, la cual, suele separarse en dos procesos, la calibración matemática y la calibración física o constitutiva.

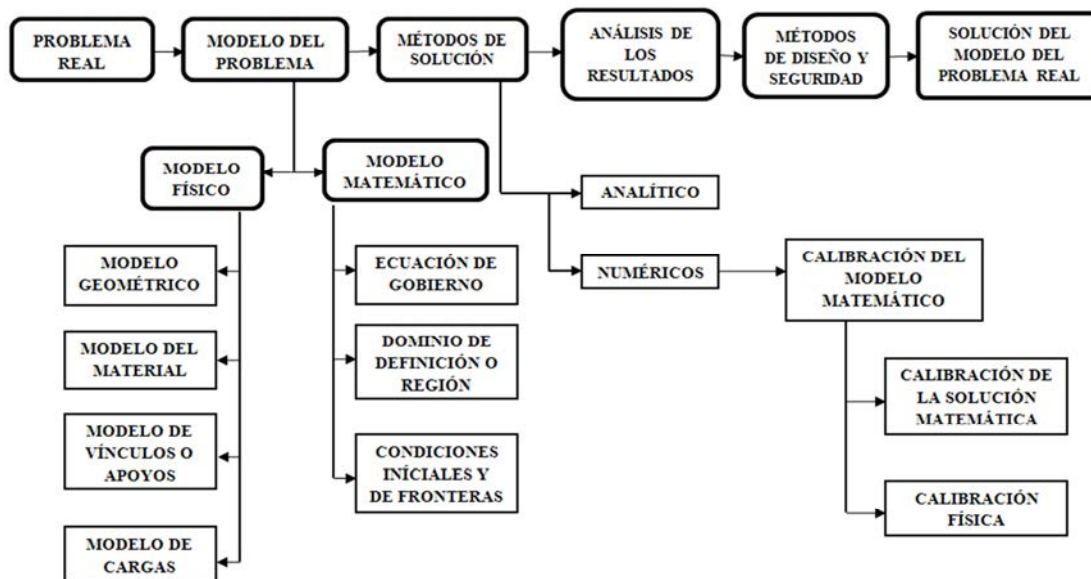


Figura II-1. Flujo metodológico de cálculo para la solución a un problema real

El problema real a modelar en la presente investigación son los terraplenes, que en la práctica sostienen carreteras, ferrocarriles o aeropuertos en los que su forma geométrica varía y los suelos sobre los que estos se construyen presentan una gran variedad de

propiedades físicas-mecánicas, de forma tal que siempre haya que efectuar un estudio ingeniero geológico para conocer las características de los suelos de la cimentación donde será construida la obra de tierra.

En el presente capítulo es obtenido un modelo físico-matemático más exigente para el análisis, diseño y construcción de los terraplenes, que los modelos operacionales clásicos derivados de la teoría de la elasticidad unidimensional y bidimensional [3, 35, 56], definiéndose las especificaciones para la concepción del modelo físico teniendo en cuenta que es necesario conocer de antemano las características litológicas del suelo de la cimentación que soportará al terraplén.

2.1. Concepción del modelo físico

Para la confección del modelo físico del objeto de estudio se tienen en cuenta las invariantes del proceso de modelación mecánica: modelo de forma (geometría), modelo de cargas, modelo de los materiales y modelo de vínculos o de apoyo (condiciones de borde) las que deberán reflejar las condiciones del problema real (Figura II-2). La concepción del modelo es bidimensional por ser un problema típico de deformación plana, a continuación, se exponen las consideraciones generales que se deben tener en cuenta para la confección del modelo físico:

- Modelo geométrico → En el modelo geométrico se definen los espesores de la corona (30 ~ 75cm) según sea el tipo de pavimento y tráfico que circulará (Ligero, Medio o Pesado) [33] y el cimientado (≥ 100 cm) siempre que cumpla con las propiedades establecidas, según lo indican las normas técnicas de la construcción y normativas de diseño [9, 43, 45]. Así como la altura del núcleo que estará en función de la cota de proyecto, y es donde se definirán las pendientes de los taludes y bermas. En el caso del suelo de la cimentación se tendrá en cuenta la profundidad de cada uno de los estratos según indique el informe geológico hasta la profundidad activa.
- Modelo de vínculos o apoyos (condiciones de frontera) → Las condiciones de frontera o vínculos de apoyo están en función de los grados de libertad que el especialista

considere en las fronteras del dominio numérico de trabajo. En el caso tratado se consideró ligaduras lineales.

- Modelo del material o constitutivo → Los materiales escogidos para las zonas del terraplén deberán cumplir con las características recomendadas por las normativas de diseño empleando un modelo constitutivo homogéneo, estacionario y de preferencia elasto-plástico, ya que simula los lugares geométricos donde pudieran aparecer zonas de fluencia.

De ser modelado el suelo de la cimentación natural, deberán definirse como primer paso las tensiones iniciales debido al estado natural del suelo antes de la construcción del terraplén, con las características obtenidas del laboratorio.

- Modelo de cargas → El modelo de cargas vendrá dado de diferentes formas:

La primera, es la modelación del terraplén como una masa de suelo rígida que actúa sobre la cimentación según enfoque tradicionalista [3], como primera aproximación en la determinación del estado tenso – deformacional.

La segunda variante consiste en la simulación del proceso constructivo del terraplén introduciendo las tensiones iniciales de cada capa al indicar dependencia en cada colocación de capas constructivas, ya que el estado tenso-deformacional varía al imponer el peso de una capa encima de la otra [35].

La tercera, consiste en la imposición de una carga distribuida como condición de frontera simulando la presión que ejerce el pavimento al terraplén [3].

2.2. Concepción del modelo matemático. Calibración matemática.

Cuando se emplean métodos numéricos (Elementos de contornos, volúmenes finitos, diferencias finitas, método de los elementos finitos, etc.), en la solución del modelo matemático de diversos problemas de ingeniería, la solución que se obtiene es aproximada y discreta. Por este motivo para que los modelos numéricos presenten cierto grado de fiabilidad tienen que ser sometidos a un proceso de calibración numérica, que suelen dividirse en dos subprocesos, uno matemático y otro físico.

La calibración matemática, básicamente es el proceso de selección del tipo de elemento finito (TEF) y la densidad de malla óptima (DMO) de un modelo numérico. Garantizando

que las variables de respuesta (campo de desplazamiento, campo de deformaciones, campo de tensiones, etc.) que se obtengan a partir del modelo numérico calibrado, respondan a una aproximación numérica deseada, además de contar con la estabilidad del modelo numérico [97, 104, 115, 116]. Esto puede lograrse ya sea con el empleo de resultados experimentales (patrón experimental) o sin ellos (patrón de alto costo computacional) y con el uso correcto de las normas de errores (teoría de errores) como medida de la dispersión de los resultados[99].

Una vez calibrado matemáticamente el modelo, la calibración física tiene como objetivo determinar el modelo físico o constitutivo que mejor responda a los resultados experimentales que se disponen. Debido al carácter estocástico que presentan los parámetros que caracterizan al modelo constitutivo, se hace necesaria la construcción de una superficie de respuesta para cada variable independiente que se desea calibrar.

Para la caracterización de la aleatoriedad del material se emplea generalmente una distribución de probabilidades del tipo Normal o Gaussiana, caracterizada por su media $\bar{\mu}$ y desviación típica o estándar σ [97].

Si el modelo constitutivo es caracterizado por un dominio elástico y otro plástico se hace necesario la separación del proceso de calibración en dos etapas. La zona elástica y la plástica. En el caso de la calibración elástica (zona elástica del dominio) se definen los intervalos de confianza del módulo de elasticidad (E) y del coeficiente de Poisson (ν). En el caso de la calibración plástica es necesario tener en cuenta la zona de fluencia del material (criterio de fluencia), y son definidos los intervalos de confianza del coeficiente de cohesión (C) y el ángulo de fricción (ϕ) como parámetros constitutivos que caracterizan la zona plástica del material.

2.3. Obtención del modelo numérico

Para la obtención del modelo numérico (Figura II-2), se aplicó la metodología para la calibración matemática de manera simultánea [97] con el objetivo de determinar el tipo de elemento finito (TEF) y la densidad de malla óptima (DMO) para la solución en problemas de deformación plana.

Para ello se determinaron las zonas de interés (N) y la definición de dos nodos en cada zona (Figura II-3) teniendo en cuenta los lugares de cambio de geometría del problema y el cambio de las propiedades físico-mecánico de los materiales. Para efectuar la calibración matemática del modelo en la variable de respuesta desplazamiento, se obtuvo el resultado en varios puntos (m) y en distintas zonas de interés (N), empleándose las normas de error que cuantifican la medida de dispersión para uno y varios puntos (Tabla II-1).



Figura II-2. Modelo numérico

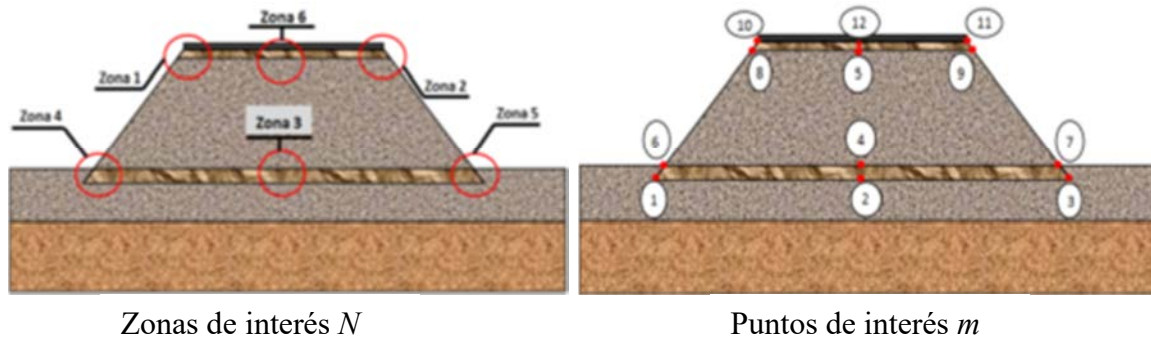


Figura II-3. Zonas de interés (N) y puntos escogidos (m) para la calibración matemática de manera simultánea

Tabla II-1. Normas para el cálculo del error en uno y varios puntos [99]

Error cometido en un punto	
Error Absoluto (EA)	$E_A = Q_{e(i)} - Q_{n(i)} $
Error Relativo (ER)	$E_R = \frac{ Q_{e(i)} - Q_{n(i)} }{Q_{e(i)}}$
Error cometido en varios puntos	
Error según la norma de espacio euclidiano (ENE)	$E_{ENE} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (Q_{e(i)} - Q_{n(i)})^2}$
Error medio cuadrático (EMC)	$E_{MC} = \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{e(i)} - Q_{n(i)})^2}{n_p}$
Porcentaje de error medio absoluto (PEMA)	$E_{PEMA} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_{e(i)} - Q_{n(i)}}{Q_{e(i)}} \right)}{n_p}$

Dónde:

$Q_{e(i)}$: Es el resultado patrón.

$Q_{n(i)}$: Es el resultado obtenido en el modelo numérico.

n_p : Es el total de puntos analizados

Para la selección de la DMO y el TEF se realizó un diseño de experimento 3^2 (Figura II-4), en donde cada factor se varió a tres niveles, obteniéndose resultados con tres grados de refinamiento del dominio numérico (50cm, 100cm y 125cm) para cada tipo de elemento finito (cuadrilátero de cuatro nodos, cuadrilátero de ocho nodos y triangular de tres nodos); a los cuales se les aplicó las normas de error absoluto y error relativo, tomando como patrón no experimental los resultados del post proceso de la discretización del dominio con un tamaño de los elemento finito de 40cm.

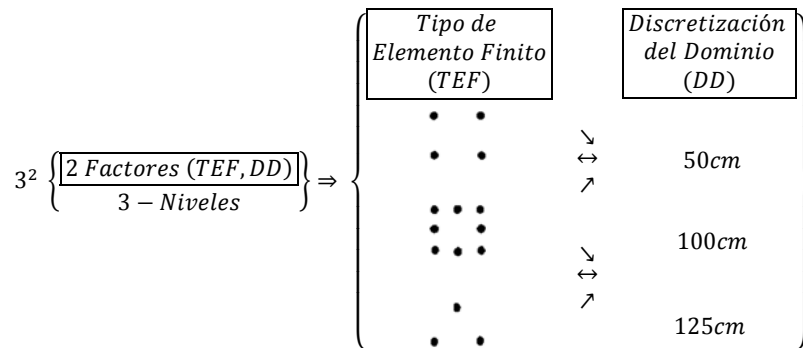


Figura II-4. Diseño de experimento 3^2 para la calibración matemática de manera simultánea

Para la obtención de la discretización patrón del elemento finito no experimental de 40cm, se modeló un terraplén de 12m de altura con un peso específico de 19kN/m^3 , siendo conocido que, en la base del terraplén las tensiones por peso propio debían dar 228kPa. Con una discretización del dominio de 40cm, las tensiones resultantes por peso propio resultaron ser de 217kPa, siendo el error relativo de 4.8%, además que, con discretización del dominio menores, el costo computacional se elevó notablemente, ya que aumentó el número de elementos finitos y los errores alcanzados con respecto a la discretización de 40cm no fueron significativos.

Por tal motivo se decidió escoger la discretización del dominio como patrón no experimental 40cm. Se consideró como criterio de aproximación deseado el centímetro, obteniéndose de esta forma los gráficos de refinamiento o densidad de la malla (@) vs Normas de error en un punto para cada TEF.

Posteriormente se aplicó el diseño experimental (Figura II-4) en varios puntos, por lo que se separaron zonas por ejes, quedando definido un eje izquierdo, uno central y uno derecho (Figura II-5). Teniendo en cuenta que el problema es simétrico, y el material es homogéneo en la zona del núcleo, se comprobó que los resultados de los ejes derecho e izquierdo condujeron a los mismos resultados, reflejando la coherencia de los resultados numéricos.

El procedimiento seguido para la calibración en varios puntos fue el mismo que para la calibración en un punto [97, 115, 116], construyéndose gráficos de normas de errores para la cuantificación del error en varios puntos (error medio cuadrático, error medio absoluto, error medio relativo) vs refinamiento del dominio para cada TEF (Anexo 1) .Lo anterior tiene el objetivo de controlar el proceso no solo en los puntos notables definidos con anterioridad, sino también de calibrar matemáticamente el dominio numérico a lo largo del eje z.

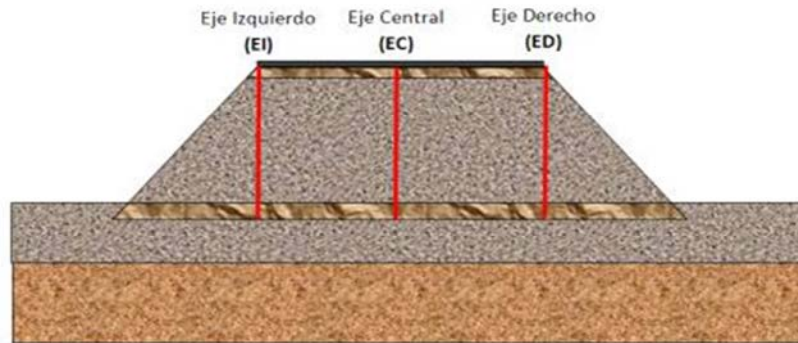


Figura II-5. Ejes definidos para la calibración en varios puntos

Una vez analizados los resultados del post proceso y teniendo en cuenta la variable del tiempo de computación (costo computacional) empleado en las simulaciones numéricas (Figura II-6), se realizó un proceso de homogenización del modelo, en donde, a partir de un análisis global de los resultados alcanzados (Tabla II-2) al aplicar la teoría de errores, se llegó a la conclusión que el refinamiento adecuado del dominio para el problema en cuestión es de 50cm.

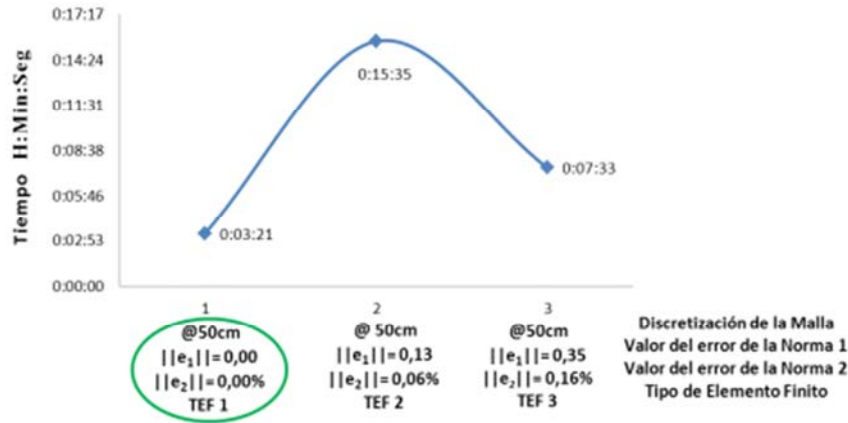


Figura II-6. Determinación del TEF teniendo en cuenta el costo computacional (variable tiempo)

En la Tabla II-2, se presentan los resultados de los menores errores numéricos Absoluto ($\|e_1\|$) y relativo ($\|e_2\|$) obtenidos en cada nodo de interés (m) con la discretización del dominio, el tiempo computacional y el tipo de elemento finito asociado, siendo TEF 1, el elemento cuadrilátero de 4 nodos, el TEF 2, el elemento cuadrilátero de 8 nodos y el TEF 3 el elemento triangular de 3 nodos.

Tabla II-2. Homogenización del modelo para los menores valores de las normas de error absoluto y error relativo calculados para un punto

Nodos	Malla	TEF	Error Absoluto (Norma 1)	Error Relativo (Norma 2)	Tiempo
1	@50cm	TEF 1	$\ e_1\ = 0,001$	$\ e_2\ = 0,01\%$	0:03:21
2	@50cm	TEF 1	$\ e_1\ = 0,000$	$\ e_2\ = 0,00\%$	0:03:21
3	@50cm	TEF 1	$\ e_1\ = 0,001$	$\ e_2\ = 0,01\%$	0:03:21
4	@50cm	TEF 1	$\ e_1\ = 0,000$	$\ e_2\ = 0,00\%$	0:03:21
5	@100cm	TEF 1	$\ e_1\ = 0,160$	$\ e_2\ = 0,69\%$	0:00:32
6	@50cm	TEF 1	$\ e_1\ = 0,000$	$\ e_2\ = 0,01\%$	0:03:21
7	@50cm	TEF 1	$\ e_1\ = 0,000$	$\ e_2\ = 0,01\%$	0:03:21
8	@50cm	TEF 3	$\ e_1\ = 0,290$	$\ e_2\ = 0,87\%$	0:07:33
9	@50cm	TEF 3	$\ e_1\ = 0,310$	$\ e_2\ = 0,94\%$	0:07:33
10	@50cm	TEF 1	$\ e_1\ = 1,430$	$\ e_2\ = 3,04\%$	0:03:21
11	@50cm	TEF 1	$\ e_1\ = 1,240$	$\ e_2\ = 2,65\%$	0:03:21
12	@50cm	TEF 1	$\ e_1\ = 0,660$	$\ e_2\ = 1,52\%$	0:03:21

Del análisis de los resultados se observa que con la discretización del dominio de 50cm y el Tipo de Elemento Finito cuadrilátero de 4 nodos se obtienen los menores errores absolutos y relativos de todos los nodos analizados exceptuando los nodos 5, 8 y 9 que coinciden con la línea de interface del núcleo y la corona.

Con el análisis del proceso de homogenización se escogió para el modelo numérico el elemento finito cuadrilátero de cuatro nodos con una discretización del dominio de 50cm en el proceso de calibración matemática de manera simultánea.

Para la obtención del factor de seguridad en la evaluación de la pendiente del talud, se empleará en mismo modelo numérico, ya que, del estado tenso-deformacional obtenido en el sub-módulo SIGMA/W, son determinadas las tensiones que toma el sub-módulo SLOPE/W, para la determinación de la superficie de falla y el factor de seguridad.

2.3.1. Definición del dominio geométrico en el modelo numérico y la influencia de las condiciones de borde o de frontera

En el diseño de cimentaciones es necesario determinar la profundidad de la potencia activa de la masa de suelo, siendo conveniente calcular las tensiones que surgen en la misma producto de la carga impuesta, donde la razón entre las tensiones producidas por el peso propio de la masa de suelo y las producidas por la carga impuesta deben estar entre 0.1 y 0.2 [29].

Para la optimización del costo computacional, mientras menor sea el dominio del modelo numérico del problema en cuestión, menores serán los costos computacionales. Al igual que la profundidad del suelo, el subdominio lateral del mismo es infinito, por lo que deben ser definidas en el modelo geométrico ambas direcciones.

En la determinación de la profundidad del cimient natural se realizó un estudio en el que se modeló un terraplén con diferentes profundidades del cimient natural (H_{CIM}) hasta que el cociente entre las tensiones por carga impuesta (CI_T) y peso propio (PP) fueran menores de 0.2. En la Figura II-7 se muestra el nodo escogido para realizar el análisis y en la Tabla II-3 los resultados, donde se puede observar que con valores de profundidad activa de 0.60B la relación de tensiones por carga impuesta y peso propio comienzan a ser menores de 0.2. Este valor (0.60B) se tomará de forma aproximada para la profundidad del cimient natural en este trabajo para la confección del modelo numérico, pues es necesario comprobar que para otros casos se cumpla que la relación entre la tensión por carga impuesta y la tensión por peso propio sea menor o igual que 0.2.

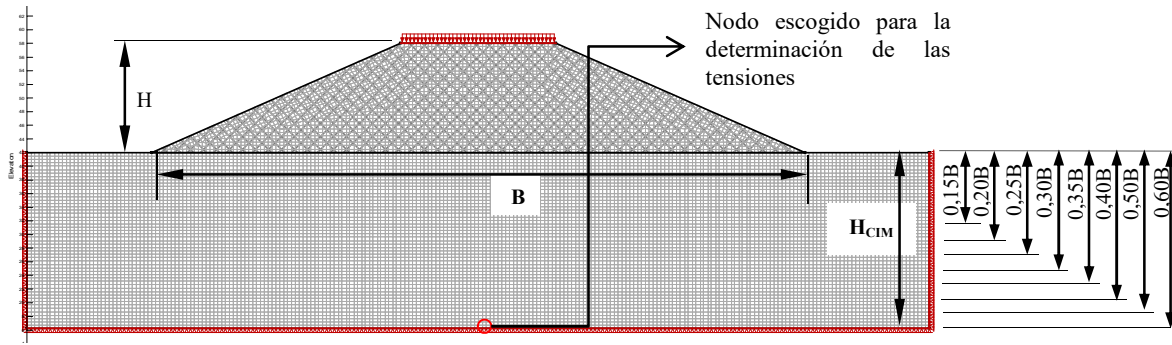


Figura II-7. Variación de la profundidad del cimiento del terraplén para la definición del tamaño del modelo geométrico

Tabla II-3. Valores de las variables de respuesta tensión vertical debidas carga impuesta y peso propio al variar la profundidad del cimiento natural (H_{CIM})

	H_{CIM}									
	0,15B	0,20B	0,25B	0,30B	0,35B	0,40B	0,45B	0,50B	0,55B	0,60B
Tensión por Peso Propio en el Cimiento (kPa) (PP)	232	308	384	459	524	600	675	751	818	893
Tensión por Carga Impuesta del Terraplén (kPa) (CI_T)	397	239	233	225	217	207	197	187	179	170
CI_T/PP	1,71	0,78	0,61	0,49	0,41	0,35	0,29	0,25	0,22	0,19

Una vez definida la profundidad del cimiento natural en el modelo numérico, se obtuvo la dimensión del sub-dominio en función de las condiciones de bordes o de frontera implementadas en el SIGMA/W.

Para la modelación de las condiciones de frontera es necesario tener en cuenta las condiciones de contorno o condiciones de borde implementadas en la herramienta computacional, en el caso que ocupa se implementaron tres condiciones de borde: apoyos con ligaduras lineales verticales y horizontales, apoyos sobre infinitos soportes elásticos más conocido como modelo de Winkler y apoyos con elemento infinitos [117].

- Los apoyos con ligaduras lineales se utilizan para impedir los desplazamientos en los ejes **X** e **Y** como se usa en la literatura clásica universal [103], restringiendo en los laterales los desplazamientos lineales en **X** y en la profundidad los desplazamientos lineales en **Y**, o sea imponiendo los desplazamientos lineales nulos en los extremos del problema (Figura II-8 a). Cuando se desea emplear estos elementos como restricciones de frontera el modelo constitutivo del material no tiene restricciones.

- Los apoyos sobre infinitos soportes elásticos (modelo de Winkler) (Figura II-8. b) son elementos equivalentes a un número infinito de resortes elásticos cuya rigidez es el cociente entre la presión de contacto y el desplazamiento. Para la representación del mismo se considera el coeficiente de balasto de la teoría de Winkler. Estos elementos son muy empleados en los problemas de cimentaciones y de interacción suelo-estructura. Cuando se emplean estas condiciones de contorno, el modelo constitutivo del material debe ser elástico, ya que el punto de partida de la teoría de Winkler fue el carácter homogéneo, isotrópico, lineal y estacionario del modelo constituido [118-121].
- Los elementos infinitos (Figura II-8. c), son elementos especiales que usan una función de forma o polinomio interpolador de forma tal que la función de interpolación describe una asíntota que, a medida que aumenta el tamaño del medio, la función amortigua el resultado haciendo trabajar el medio como continuo dentro del enfoque de la mecánica del sólido deformable. De esta forma si empleamos un modelo numérico de gran geometría, los elementos infinitos aseguran la continuidad del medio logrando reducir el modelo a un menor tamaño. Cuando se requiere emplear estas condiciones en el modelo numérico, el modelo físico o constitutivo tiene que ser lineal y elástico, tal y como ocurre en la teoría de la elasticidad bidimensional.



Figura II-8. Representación de las condiciones de frontera

Para la obtención de las dimensiones laterales del modelo numérico se definió un diseño de experimento multifactorial (Tabla II-4), donde se variaron las condiciones de frontera antes mencionadas (en tres niveles), pendiente del talud (en cuatro niveles) y los valores desde el pie de talud hasta la condición de frontera (dimensiones del subdominio en ocho niveles).

Para el análisis de los resultados se escogió un punto en la una zona de interés del terraplén en el cimiento del mismo (Figura II-9) midiendo como variable de respuesta las tensiones y deformaciones horizontales.

Tabla II-4. Diseño de experimento multifactorial

Condiciones de frontera	Pendiente del talud	Valores de las dimensiones del subdominio
Ligaduras Lineales	1,5:1	2B/H
		4B/H
		6B/H
Infinitos Soportes Elástico	2:1	8B/H
		10B/H
		12B/H
Elementos Infinito	3:1	14B/H
		16B/H
		18B/H

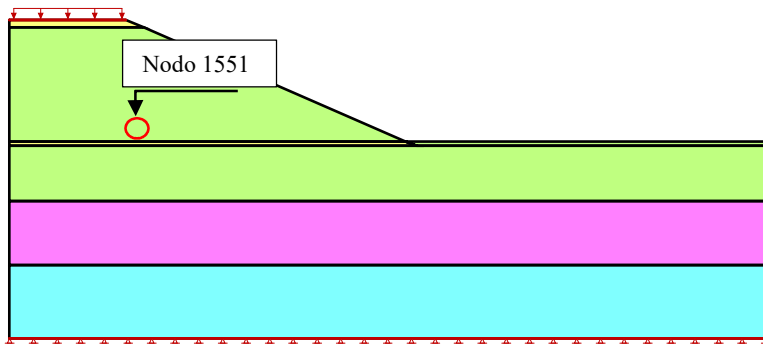


Figura II-9. Modelo del terraplén

Del análisis del post-proceso con taludes 1,5:1 y 2:1, se determinó que al emplear apoyos con ligaduras lineales y apoyos sobre infinitos soportes elásticos (modelo de Winkler); los error relativos brindaban porcentajes por debajo del 5% con dimensiones del subdominio de 8veces B/H a 16veces B/H; Sin embargo con elementos infinitos los errores se mantuvieron por debajo del 5% para todos los valores del subdominio (Figura II-10).

Con taludes 3:1 y 4:1, y condiciones de frontera con ligaduras lineales y apoyos sobre infinitos soportes elásticos los errores comenzaron a ser mayores del 5% cuando las dimensiones fueron menores de 4veces B/H; y cuando se emplearon condiciones de borde con elementos infinitos los errores siempre se mantuvieron por debajo de 5%, de lo que se concluyó que al aplicar este tipo de condición de frontera se puede emplear cualquier tipo de relación geométrica en el sub-dominio lateral.

Teniendo en cuenta los resultados alcanzados en la determinación del dominio geométrico en el modelo numérico, y la influencia de las condiciones de frontera en el estado tenso – deformacional, se presenta una tabla resumen (Tabla II-5, Figura II-11) con los valores recomendados en ese sentido, cuando se desee emplear la modelación numérica como

herramienta de análisis y diseño para terraplenes.

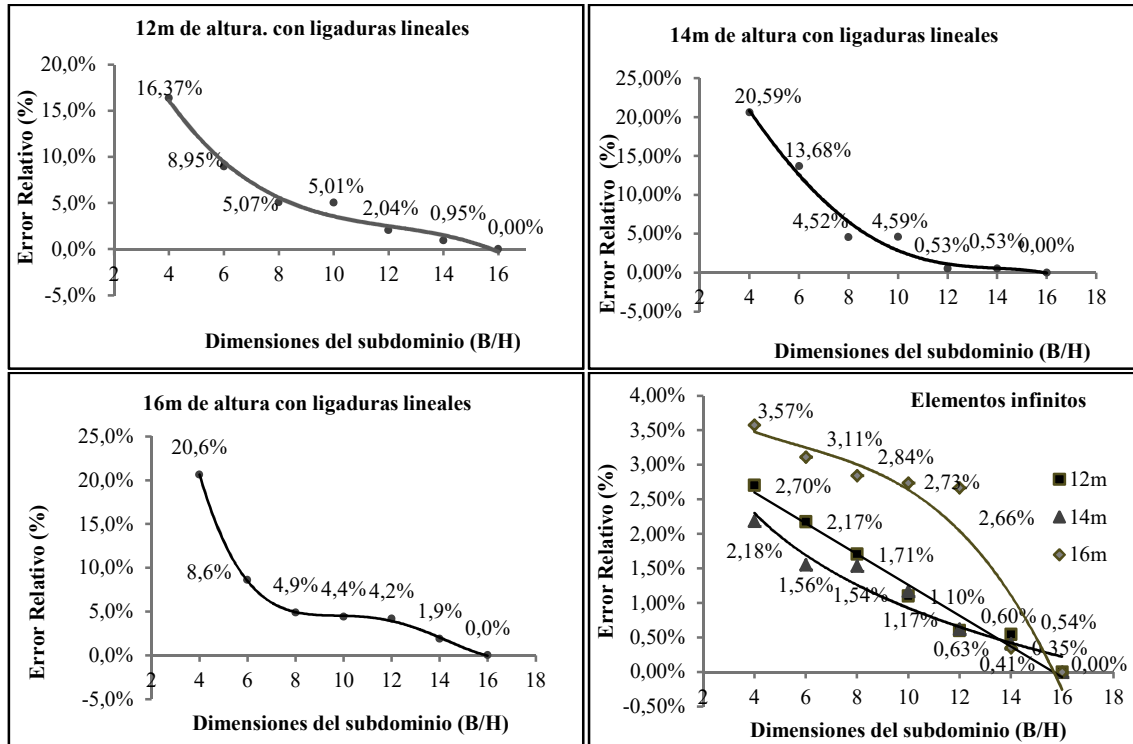


Figura II-10. Errores Relativos obtenidos de las dimensiones del sub-dominio con talud 2:1 para apoyos con ligaduras lineales y elementos infinitos

Tabla II-5. Valores recomendados para el dominio del modelo geométrico en el diseño de terraplenes cuando se desee emplear la modelación numérica y computacional en el diseño de los mismos. Ver Figura II-11.

Condición de frontera	Pendiente del talud	Valor de C	Modelo constitutivo	Profundidad del cimiento natural H_{CIM}
Ligaduras lineales	1,5:1	$8 \frac{B_T}{H}$	Lineal – elástico Elásto – plástico	0.6B
	2:1			
	3:1	$4 \frac{B_T}{H}$		
	4:1			
Apoyos sobre infinitos soportes elásticos (modelo de Winkler)	1,5:1	$8 \frac{B_T}{H}$	Elástico	
	2:1			
	3:1	$4 \frac{B_T}{H}$		
	4:1			
Apoyos con elementos infinitos	1,5:1	$2 \frac{B_T}{H}$	Lineal – elástico	
	2:1			
	3:1	$\frac{B_T}{H}$		
	4:1			

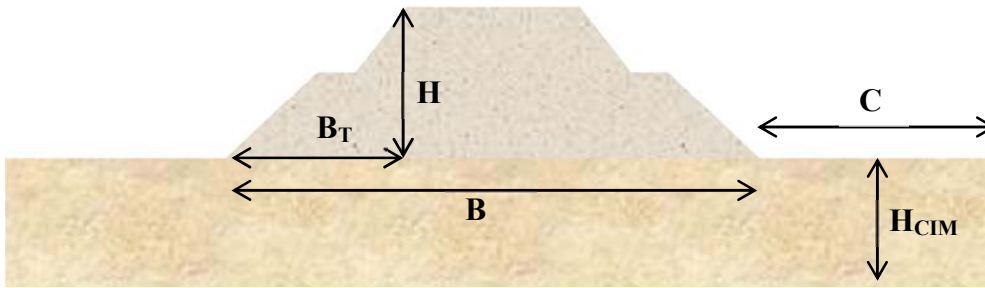


Figura II-11. Parámetros geométricos del modelo del terraplén

De los resultados obtenidos en este epígrafe se pudo concluir que para la modelación de terraplenes con elementos finitos, son más confiables las ligaduras lineales como condición de frontera, ya que con estas, se puede emplear un modelo constitutivo elasto – plástico y con las dimensiones del sub-dominio obtenidas, el tamaño del modelo no genera altos costos computacionales.

2.4. Validación físico matemática del modelo numérico

En el proceso de validación matemática se verifica que los resultados numéricos obtenidos en el proceso de calibración (DMO y TEF) generan las mismas aproximaciones numéricas en todo el dominio de estudio.

Para validar los resultados es necesario resolver el problema con los parámetros obtenidos en el proceso de calibración; y contrastar los resultados con otros puntos y zonas de interés, no utilizados en el proceso de calibración [115].

En este apartado se realiza una simulación de los ensayos de carga con placa realizados a los terraplenes de prueba de la provincia de Cienfuegos (Anexo 2). Teniendo en cuenta la aleatoriedad de las variables de entrada y las variables de salida, a través de la modelación y la regresión múltiple, obteniéndose una superficie de respuesta (caracterizada para un intervalo de confianza), dentro del cual se encuentran los resultados obtenidos en los ensayos experimentales.

2.4.1. Modelación numérica de los ensayos de carga en los terraplenes de prueba de Cienfuegos

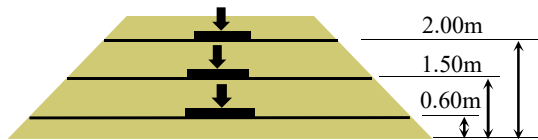
La empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) de la provincia de Cienfuegos, realizó un estudio de Factibilidad en las áreas que ocupan las instalaciones de la Refinería de Petróleo. En la zona se le realizaron diferentes ensayos a tres polígonos y un terraplén de pruebas con altura no mayor de tres metros, construidos con capas de 50cm aproximadamente, ancho de coronación de 5.50m y taludes de 3:1.

Teniendo en cuenta las condiciones del proyecto y los datos ingeniero geológico que se especifican en el Anexo 2, se confeccionó el modelo numérico para la simulación de los ensayos realizados al polígono 1, teniendo en cuenta la densidad correspondiente a la humedad óptima y densidad seca máxima del Próctor modificado correspondiente a cada ensayo de carga con placa realizado.

En el modelo se empleó un modelo constitutivo lineal-elástico por lo que se trabajó con los resultados de la rama de carga y los resultados mostrados en la Tabla II-6.

Tabla II-6. Resultados de los ensayos de carga con placa en la rama de carga realizados al polígono 1, a diferentes profundidades en la provincia de Cienfuegos

Rama de carga	Ensayo 26 a 0.60cm	Ensayo 19 a 1.50cm	Ensayo 1 a 2.00cm
Esfuerzo (kPa)	Desplazamiento (mm)		
30	0,52	0,45	0,36
50	0,94	0,50	0,70
150	2,56	2,31	2,09
250	3,94	4,15	4,30
350	5,33	5,75	5,68
450	6,83	7,80	6,26



Teniendo en cuenta las características de los ensayos, y según informe de la ENIA, se calculó el módulo de deformación mediante la Norma Cubana [122] y la Norma Occidental [7] (Ecuación II-1).

$$E_d = (1 - \mu^2) w d k \frac{P}{s} \rightarrow \begin{bmatrix} 14468(kPa) \text{ Ensayo 1} \\ 12192(kPa) \text{ Ensayo 19} \\ 15036(kPa) \text{ Ensayo 26} \end{bmatrix}$$

$$E_d = 0.95d(1 - \mu^2) \frac{P}{s} \rightarrow \begin{bmatrix} 17572(kPa) \text{ Ensayo 1} \\ 14807(kPa) \text{ Ensayo 19} \\ 18268(kPa) \text{ Ensayo 26} \end{bmatrix} [7]$$

Ecuación II-1. Módulo de deformación calculados por la ENIA, a partir de los ensayos de carga con placa. Dónde: $P \rightarrow$ esfuerzo aplicado por la placa (kPa); $s \rightarrow$ desplazamiento promedio calculado a partir de la divisiones del anillo (mm); $d \rightarrow$ diámetro de la placa (30cm); $w \rightarrow$ coeficiente de forma de la placa (0.79); $k \rightarrow$ coeficiente de corrección por sobrecarga (0.99); $\mu \rightarrow$ coeficiente de poisson (0.25).

A partir de los resultados de los ensayos, se calculó una media del módulo edométrico de cada ensayo (Tabla II-7), y variando el módulo de deformación y la presión aplicada al terraplén según intervalos mostrados en la Tabla II-6, se realizaron las modelaciones correspondientes (18 modelaciones para cada ensayo). Fue obtenida una superficie de respuesta para cada ensayo, a partir de implementar en el asistente matemático Mathcad 14.0, un modelo de regresión múltiple (Figura II-12).

Tabla II-7. Módulos de deformación empleados para la modelación del ensayo de carga

Módulo de deformación (kPa)	Ensayo 1	Ensayo 19	Ensayo 26
Media – desviación	14468	12192	15036
Media	16020	13500	16652
Media + desviación	17572	14807	18268

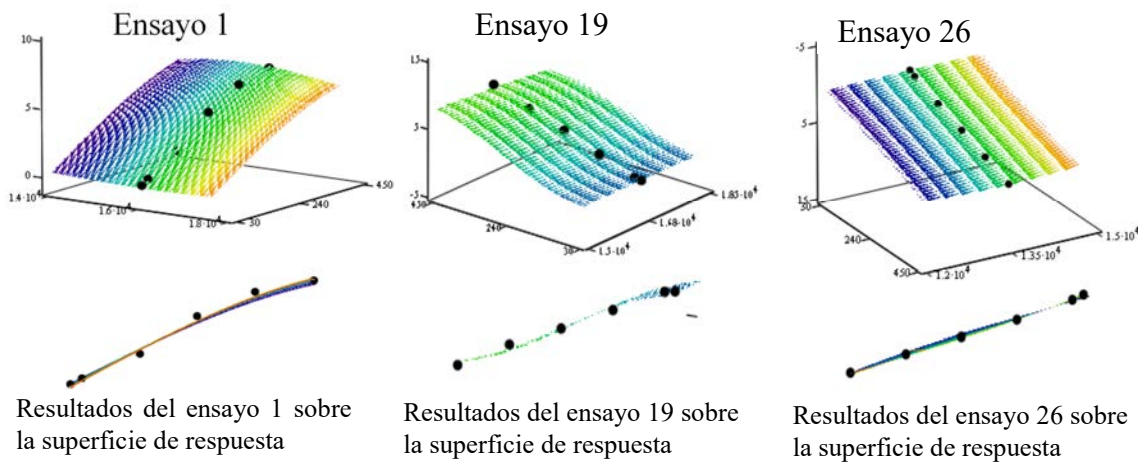


Figura II-12. Superficies de respuesta obtenidas a partir de la modelación numérica para la calibración física del modelo numérico

En la Figura II-12 se muestra el intervalo de respuestas obtenido a partir de la modelación numérica, dentro del cual se integran los resultados de los ensayos en cada caso de estudio, lo que expresa la capacidad integradora del modelo numérico y su total coherencia con el problema físico en cuestión.

Aunque la modelación del ensayo de carga con placa no represente la totalidad del modelo del terraplén más el cimient, y no sea posible contrastar los resultados contra parámetros reales experimentales, se pudo comprobar que el modelo numérico obtenido responde a un fenómeno físico determinado. En el presente caso a los resultados de los ensayos de carga con placa.

2.5. Metodología para la modelación numérica de terraplenes empleando el método de elementos finitos con el software Geo-Studio

1. Cuando se desee emplear la modelación numérica como herramienta de solución el proyectista primeramente debe conocer las características de la obra. A continuación, se realiza una descripción del caso de estudio seleccionado para exponer la metodología para la modelación numérica

En el año 2009 la Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) de la provincia de Cienfuegos, realizó investigaciones ingeniero-geológicas para la evaluación del terraplén occidental del puente sobre el río Damují en el vial carretera Refinería – Calicito – CEN [30]. El lugar estudiado es el terraplén occidental del puente sobre el río Damují desde su aproche occidental (pila 10) hasta 420m más hacia la curva que marca la confluencia con la carretera a Calicito – CEN y la continuación de la propuesta Autopista Nacional Sur, los materiales empleados para la construcción del terraplén fueron abastecidos del préstamo La Ceiba (Figura II-13) [30].

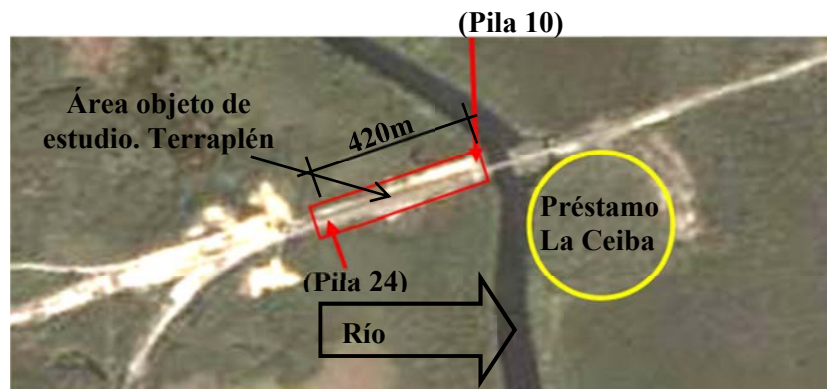


Figura II-13. Imagen satelital desde el Google Earth 2007. Tomada de [30]

En la zona prevista para la realización de la investigación se perforaron un total de 8 calas (Figura II-14) de muestreo a profundidades del orden de los 6 a 28m para estudio del

terraplén y los materiales incompetentes. Las calas se perforaron utilizando una máquina de procedencia rusa UGB-50 adaptada en Cuba para hacer también percusión; aplicando la técnica adecuada para el caso de suelos (percusión e hincados los muestreadores Shelby y simple tubo CS – 108) [30].



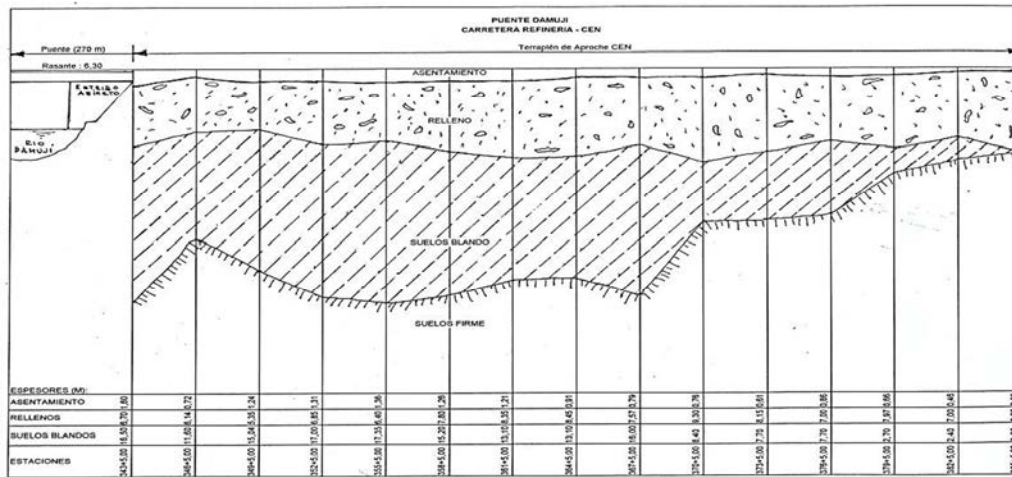
Figura II-14. Vista de Oeste a Este. Ubicación de las calas para el estudio del terraplén

Las muestras obtenidas para los ensayos fueron adecuadamente parafinadas, protegidas y enviadas al Laboratorio, en donde se realizó la caracterización de los materiales de la sección del vial (Figura II-15):

Capa 1: Terraplén o Relleno. Presenta en su parte superior un espesor de mezcla asfáltica, a continuación el material de relleno compactado del terraplén es un suelo areno – arcilloso a arcillo – arenoso con abundantes gravas y fracción limosa, poco plástico a medianamente plástico, composición calcárea, medio denso a poco denso en profundidad, colores carmelitas amarillentos a blanco – rosáceos con espesores de 3,50m (cala 1008) y 12,85m (cala 1004) [30].

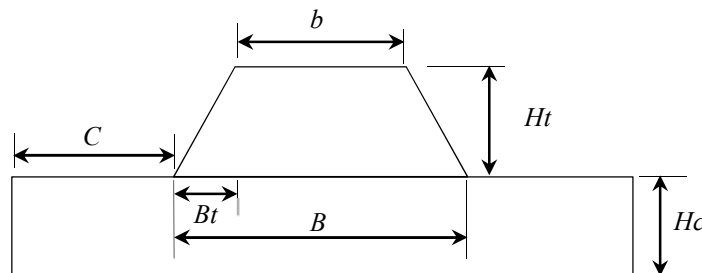
Capa 2. Materiales incompetentes. Cienos y Turbas. Suelo limo – arcillo – arenoso, plástico, con contenido de materia orgánica en descomposición, que tiene abundantes intercalaciones laminares de material turboso de características fibrosas y amorfo, en espesores muy variables y a todo lo profundo del corte, consistencia muy blanda, olor fétido a marisma, de color gris oscuro a carmelita oscuro a negro. La fracción areno – limosa es calcárea, inter-estratificadas y mezclada en la fracción granulométrica aparecen capillas milimétricas de fragmentos de conchas de moluscos, braquiópodos, crustáceos, etc., sin apenas fosilización. Material altamente incompetente y muy

Capa 3. Estrato resistente. Roca a semirocoso, tobas zeolitizadas, colores verdes, meteorizados en sus partes más altas a suelo arcillo – areno – limoso con presencia de algunas gravas de tobas zeolitizadas, plasticidad media a alta, calcáreo zeolitizado, consistencia media y de color verde – azulado [30].



2. De lo anterior descrito se seleccionan los parámetros de entrada al software

- Estación 385+5,00
- Altura del terraplén $H_t = 7.00\text{m}$
- Pendiente de los taludes 3:1
- Ancho de la corona $b = 6.00\text{m}$



- Base del terraplén: $B = \underbrace{6.00}_b + \underbrace{(7.00 * 3)}_{\text{Base del talud}} * 2 = 48.00m$
- Profundidad de la potencia activa: $H_c = 0.60B = 28.80m$

- Dimensión del subdominio: $C = 4 \frac{B_t}{H_t} = 12m$

2.2. Modelo constitutivo y condiciones de frontera

Las características del material del terraplén y el cimient ingeniero geológicas se muestran en la Tabla II-8, y en la Tabla II-9, se presentan las propiedades físico – mecánicas obtenidas del ensayo rápido de corte directo con las que se empleó un modelo constitutivo elasto – plástico Mohr – Coulomb y a partir de los resultados del epígrafe 2.3.1, se emplearon ligaduras lineales.

Tabla II-8. Propiedades físicas de las capas naturales ingeniero geológicas [30]

Capa	SUCS [HRB]	Clasificación					Condiciones naturales					
		Granulometría % pasado Tamiz		Plasticidad (%)			W _{NAT} %	γ_f kN/m ³	γ_d kN/m ³	Gs adm	e adm	S %
		Nº4	Nº200	LI	Lp	Ip						
1 Terraplén	CL	80	50	26	15	11	14	20,75	18,20	27,20	0,49	79
2 Cimiento. Suelo Blando	OH	91	48	114	49	65	63	15,92	9,77	26,62	1,72	98
3 Cimiento. Suelo firme	-	-	-	-	-	-	-	22,90	-	-	-	-

Tabla II-9. Propiedades Mecánicas de los Materiales [30]

Capa	Resistencia		Deformación		Permeabilidad
	C _R (kPa)	Φ_R (°)	E _o (kPa)	v (adm)	Kf (cm/s)
Terraplén	10	25	420000	0.33	1x10 ⁻⁵
Cimiento Suelo blando	100	5	30000 a 60000	0.45	-
Cimiento Suelo firme	4	40	500000	0.25	-

3. Confección del modelo en el software definiendo las propiedades físico-mecánicas de los suelos del terraplén y el cimiento, las condiciones de frontera y los parámetros geométricos calculados en el paso 2. Asignación del tipo de elemento finito (TEF) y la discretización del dominio (DD) (TEF → cuadriláteros de 4nodos y triangulares de 3 nodos para las zonas del talud; DD→ 50cm) (Figura II-16)

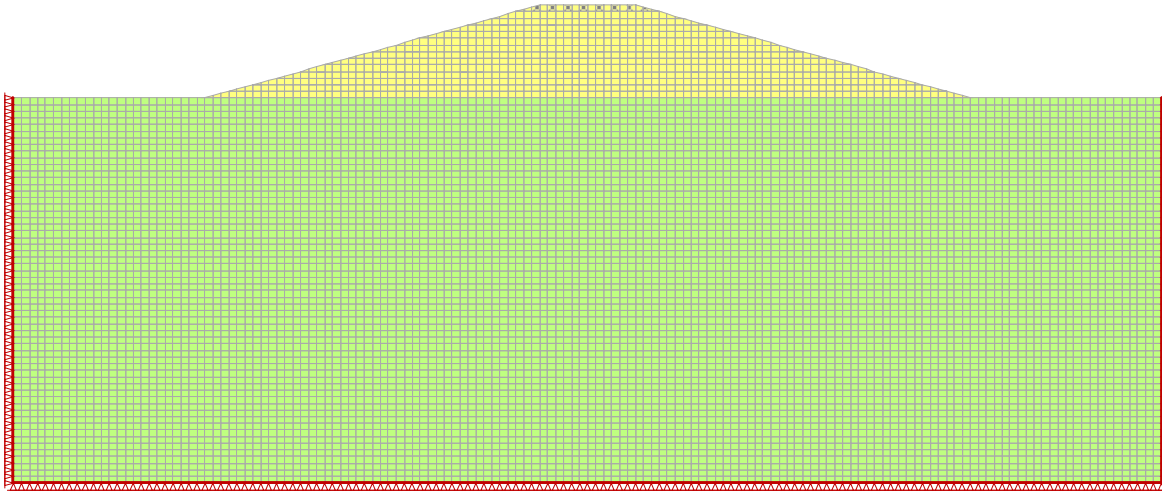


Figura II-16. Modelo numérico confeccionado en el Geo-Studio para las características de la sección transversal de la estación 385+5,00 del terraplén de aproche del Río Damují.

4. Cálculo del factor de seguridad (Figura II-7)

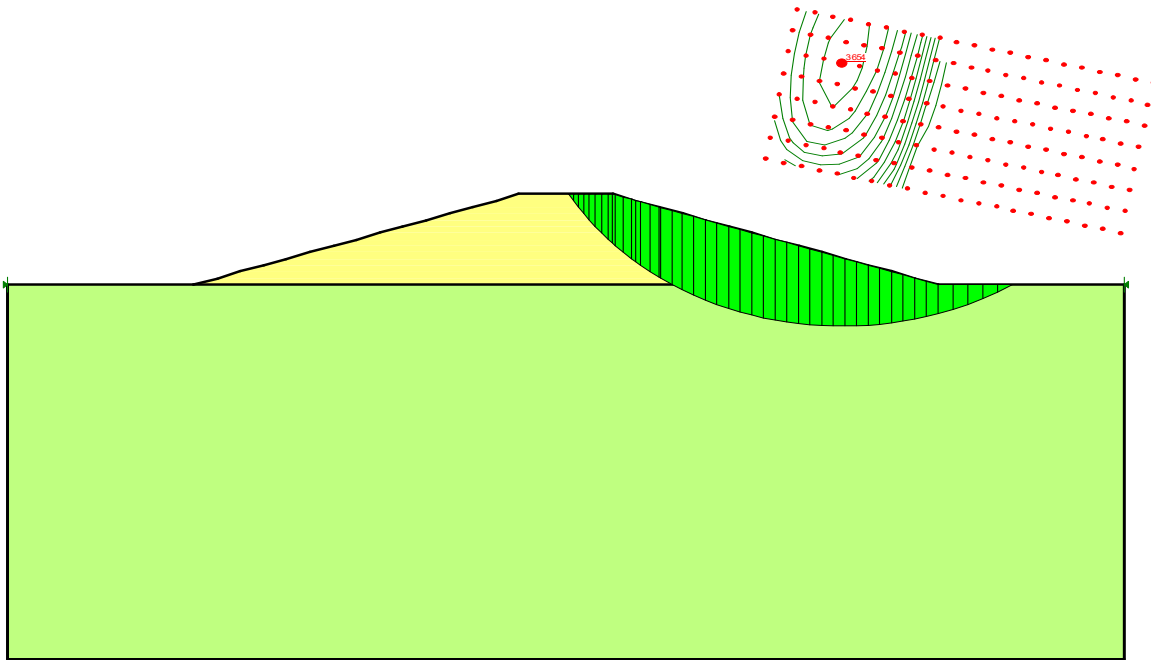


Figura II-17. Resultados obtenidos del factor de seguridad con el sub-módulo SLOPE/W, a partir de la modelación del estado tenso – deformacional con el sub-módulo SIGMA/W. $FS = 3.645$.

5. Otros resultados obtenidos

Otros resultados obtenidos fueron las isobaras del estado tensional vertical resultante y las isobaras de los desplazamientos (Figura II-18, Figura II-19).

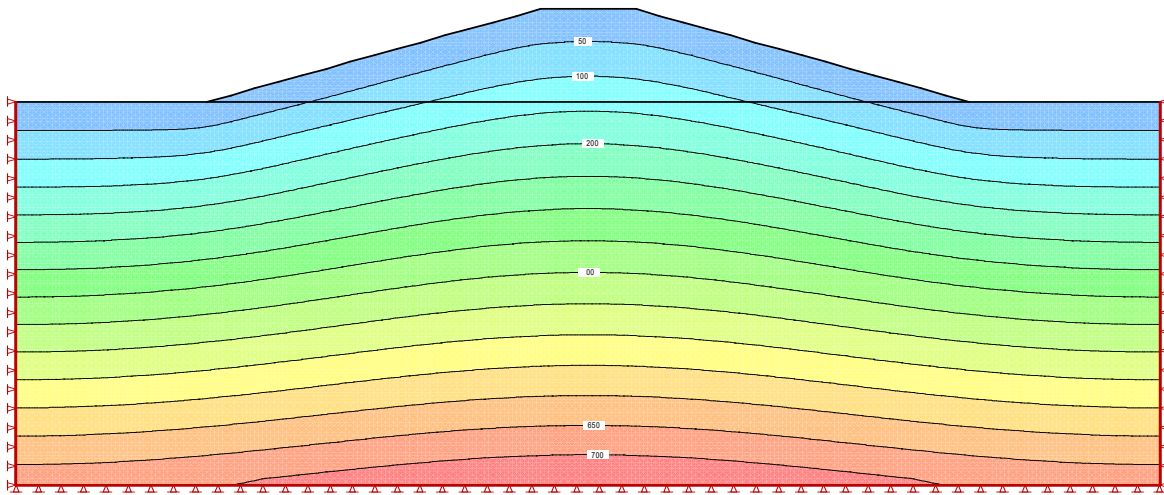


Figura II-18. Isobaras de tensiones verticales finales

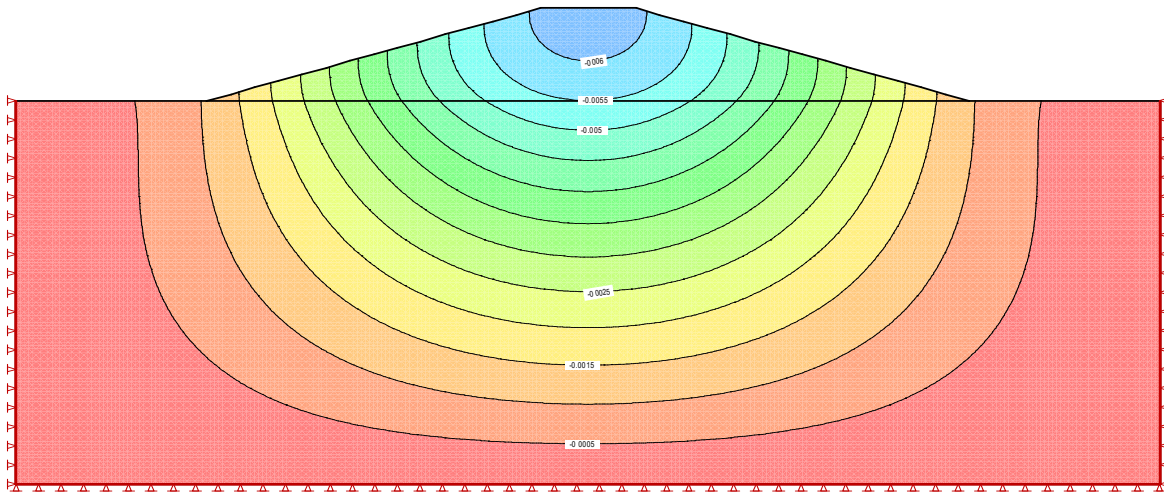


Figura II-19. Isobaras de desplazamiento

Aunque no se pueden comparar los resultados de las mediciones reales con los de la modelación, por los años que han pasado de su construcción y los procesos que ha sufrido el terraplén durante su período de explotación, se puede decir que el modelo obtenido para la simulación del estado tenso – deformacional de terraplenes de carreteras responde a un modelo físico determinado, pudiéndose emplear para la obtención de las variables de respuesta necesarias en su diseño.

2.6. Consideraciones finales del capítulo

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos en el presente capítulo, se dio cumplimiento al segundo y tercer objetivo planteados en la investigación, obteniéndose las siguientes consideraciones finales en cuanto al empleo de la modelación numérica como herramienta de solución del modelo matemático:

- El tipo de elemento finito cuadrilátero de 4nodos combinado con el triangular de 3nodos con una discretización del dominio de 50cm, es el modelo matemático que mejor aproxima la solución en la obtención del estado tenso-deformacional de terraplenes de carretera.
- La profundidad activa obtenida para terraplenes de carretera luego del estudio realizado fue de $0.60B$, siendo B la base del terraplén que apoya sobre el suelo de la cimentación.
- Con ligaduras lineales como condición de frontera, la dimensión de subdominio será de $C = 8 \frac{B_T}{H}$ con pendiente de taludes 1,5:1 y 2:1, pudiendo emplearse un modelo constitutivo elasto-plástico o lineal elástico.
- Con ligaduras lineales como condición de frontera, la dimensión de subdominio será de $C = 4 \frac{B_T}{H}$ con pendiente de taludes 3:1 y 4:1, pudiendo emplearse un modelo constitutivo elasto-plástico o lineal elástico.
- Con modelo de Winkler como condición de frontera, la dimensión de subdominio será de $C = 8 \frac{B_T}{H}$ con pendiente de taludes 1,5:1 y 2:1, pudiendo emplearse un modelo constitutivo elástico.
- Con modelo de Winkler como condición de frontera, la dimensión de subdominio será de $C = 4 \frac{B_T}{H}$ con pendiente de taludes 3:1 y 4:1 pudiendo emplearse un modelo constitutivo elástico.

- Con apoyos con elementos infinitos como condición de frontera, la dimensión de subdominio será de $C = 2 \frac{B_T}{H}$ con pendiente de taludes 1,5:1 y 2:1 pudiendo emplear un modelo constitutivo lineal – elástico.
- Con apoyos con elementos infinitos como condición de frontera, la dimensión de subdominio será de $C = \frac{B_T}{H}$ con pendiente de taludes 3:1 y 4:1 pudiendo emplear un modelo constitutivo lineal – elástico.
- Se realizó una validación físico-matemática del modelo numérico con ensayos experimentales de carga con placa realizados en la provincia de Cienfuegos, expresando coherencia entre el modelo numérico y el problema físico en cuestión.
- Fue presentada una metodología para la obtención de los estados tenso-deformacionales de terraplenes de carretera mediante el empleo del software Geo-Studio, a través de un caso de estudio.

CAPÍTULO III

PROPUESTA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES DE CARRETERA

Capítulo III PROPUESTA DE ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE TERRAPLENES DE CARRETERA

3. Introducción

Las variables a considerar en el diseño de terraplenes de carretera, son aquellas que tengan en cuenta los aspectos fundamentales que la estructura debe cumplir en su período de explotación, tales como: estabilidad volumétrica, referida a que los terraplenes presenten taludes estables a lo largo de su vida útil; resistencia mecánica, logrando que las propiedades físico-mecánicas de los materiales empleados en su construcción aseguren que el terraplén no sufra deformaciones inadmisibles para la estructura que sustenta; e inalterabilidad frente a agentes externos como son las condiciones climáticas y los desastres naturales.

La necesidad de obtener parámetros de diseño para terraplenes cuya altura supere los 12m fue reflejada en el capítulo 1, pues la falta de recomendaciones de pendientes estables y seguras para terraplenes altos de carretera es evidente. Para lograr que los resultados y recomendaciones propuestas a partir de la presente investigación sean confiables, se realizó un diseño de experimento multifactorial, donde se varió las propiedades físico-mecánicas de los suelos y la geometría del terraplén, y a partir de la evaluación de su comportamiento tenso-deformacional y el factor de seguridad obtenido, son brindadas recomendaciones a tener en cuenta para la proyección de estas obras.

3.1. Diseño de experimento para el análisis tenso-deformacional y de estabilidad de taludes

Como se abordó en el capítulo I (1.2.3), las normas nacionales e internacionales [14, 33, 45, 49], solo realizan especificaciones de pendientes en taludes para terraplenes cuya altura no supera los 12m. Es por ello que es necesario comprobar que, con las pendientes recomendadas en las normativas de diseño, se cumple con el factor de seguridad permisible (1.5 para carreteras) y que al superar esta altura las pendientes que se empleen garanticen la estabilidad y seguridad.

Para la obtención de las pendientes permisibles de los taludes, y evaluación del estado tenso-deformacional, se concibieron cinco variantes en la altura de los terraplenes, las dos primeras para revisar las recomendaciones incluidas en las normas en cuanto a las pendientes de los taludes, y los demás casos para taludes cuya altura superen los 12m, teniendo en cuenta la posibilidad del empleo de bermas:

- Variante A: Terraplenes de 6m de altura
- Variante B: Terraplenes de 12m de altura
- Variante C: Terraplenes de 18m de altura
- Variante D: Terraplenes de 24m de altura
- Variante E: Terraplenes de 30m de altura

Para el análisis, en cada variante se empleó un diseño de experimento multifactorial donde se varió, el tipo de suelo del terraplén en 9 niveles (Tabla III-1), siendo V1, V2 y V3 los parámetros menores, medios y superiores respectivamente, de los suelos clasificados como A-1, A-2 y A-3 según [123, 124]. El tipo de suelo del cimiento se varió en tres niveles (Tabla III-2), que representan las propiedades físico-mecánicas de suelos que responden a CBR de 3%, 5% y 15%. El parámetro de dilatancia de los suelos más granulares fue tomado como un 15% del ángulo de fricción interna, ya que Simancas [114] plantea que la relación puede ser entre 7% ϕ y 25% ϕ .

Se emplearon en el análisis 3 pendientes para la altura de 6m, seis pendientes para la altura de 12m, nueve pendientes para la altura de 18m, cuatro pendientes para la altura de 24m y tres pendientes para la altura de 30m. Obteniendo un total de 675 simulaciones numéricas para evaluar la estabilidad del talud y el comportamiento del estado tenso-deformacional del terraplén.

Tabla III-1. Parámetros físico-mecánicos de los suelos en el terraplén para cada variante de estudio

Clasificación de la AASHTO	A-1			A-2			A-3		
Variantes	V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3
$\gamma(\text{kN/m}^3)$ Peso específico	21	22	23	20	21,5	23	20	20	20
$w(\%)$ Humedad	15	11	7	18	13,5	9	9	13,5	18
$E(\text{MPa})$ Módulo de deformación	30	40	50	28	36	38	11	18	28
$C(\text{kPa})$ Cohesión	1	2	3	2	4	6	2	4	6
$\phi(^{\circ})$ Ángulo de fricción	35	38	40	32	36	38	26	30	34
$\mu(\text{adim})$ Coeficiente de Poisson	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,30	0,30	0,30
$\theta(^{\circ})$ Ángulo de dilatancia	5,25	5,70	6,00	4,80	5,40	5,70	3,90	4,50	5,10

Tabla III-2. Propiedades físico-mecánicas del suelo del cimiento para cada variante de estudio

Capacidad portante	Módulo de deformación (kPa)	Peso específico	Poisson	Cohesión	Fricción	Dilatancia
CBR (%)	$E_d = 6.5CBR^{0.65}$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\mu(\text{adim})$	$C(\text{kPa})$	$\theta(^{\circ})$	$\theta(^{\circ})$
15%	38000	22.00	0.30	10	40	6.0
5%	18500	20.00		20	30	4.5
3%	13275	18.00		30	20	-

Mediante el empleo de la modelación numérica de cada variante, se calculó el factor de seguridad (FS) a partir de la obtención del estado tenso-deformacional empleando el método de elementos finitos; tomando como factor de seguridad permisible para carreteras 1.5 [5, 56, 125]. De igual forma se evaluó el comportamiento del estado tensional, a partir de un análisis mayoritariamente cualitativo.

3.1.1. Terraplenes hasta 6m de altura

Para el análisis de taludes de terraplenes con altura hasta 6m, se variaron las pendientes del talud en tres niveles: 2:1, 1.5:1 y 1:1, como lo recomiendan las normativas cubanas de diseño de terraplenes [45, 72]. En cada uno de los casos, además del factor de seguridad se obtuvo el comportamiento del estado tenso-deformacional, evaluándose las isobaras del estado tensional, los desplazamientos y la deformación. En la Tabla III-3 se presentan los resultados de los factores de seguridad obtenidos en cada caso analizado, con un análisis deformacional y de las zonas de fluencia.

Tabla III-3. Factores de seguridad obtenidos para una altura de terraplén de 6m

H=6m		Suelo								
		A-1			A-2			A-3		
		V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3
1:1	3%	1.094	1.448	1.691	1.106	1.714	2.172	1.115	1.399	2.168
	5%	1.076	1.384	1.881	1.200	1.798	2.226	1.017	1.406	2.077
	15%	1.648	1.558	1.975	1.077	1.645	2.066	1.025	1.377	1.940
1.5:1	3%	1.604	2.126	2.466	1.765	2.409	2.472	2.061	2.066	2.463
	5%	1.508	1.949	2.335	1.627	2.362	2.529	1.330	2.021	2.518
	15%	1.533	1.721	2.051	1.510	2.291	2.611	1.324	2.024	2.585
2:1	3%	2.414	2.631	2.804	2.462	2.661	2.839	2.521	2.772	3.032
	5%	2.467	2.681	2.889	2.503	2.713	2.940	2.566	2.824	3.094
	15%	2.528	2.752	2.975	2.563	2.788	3.027	2.634	2.895	3.164
Leyenda:		Existen zonas de fluencia en el cimiento			Existen afectaciones en el estado tenso-deformacional			Factor de seguridad menor que el permisible		

Se puede observar que los factores de seguridad fueron menores que el permisible en la mayoría de los casos de pendiente 1:1, donde además hubo afectaciones del estado tenso-deformacional. En el caso de la pendiente 1:5, con suelo A-3, el factor de seguridad fue menor que el permisible en los valores mínimos (V1) y en el cimientito con CBR de 5% y 15%, donde la superficie de falla que brindó el menor factor de seguridad fue en el talud, ya que, el suelo del cimientito es mucho más resistente que el suelo del terraplén, sin embargo la superficie de falla con el CBR de 3% en ese mismo caso, fue en el talud y la base, por lo que el factor de seguridad fue de mayor valor numérico. Con pendiente 2:1, todos los factores de seguridad fueron mayores que el permisible, y las zonas de fluencia con CBR de 3%, no introdujeron afectaciones inadmisibles en el estado tenso-deformacional.

Conjuntamente con el factor de seguridad, se evaluó el estado tensional, el comportamiento de las isobaras de los desplazamientos y la deformada del modelo (Figura III-1, Figura III-2, Figura III-3, Figura III-4, Figura III-5 y Figura III-6), notando en ocasiones, como en el caso de la Figura III-3, que los mayores desplazamientos no se producen en la zona central del terraplén.

Desde el punto de vista cuantitativo, se notó que en los modelos, donde las deformaciones superaron el valor de 0,005 en el suelo del cimientito, surgieron zonas de fluencia, (Figura III-6) y producto de esto, deformaciones en el cuerpo del terraplén, que pudieran ser admisibles o no, en función del comportamiento tensional y los desplazamientos alcanzados. Las deformaciones introducidas al terraplén pueden ser producto además, de la interacción ‘suelo del terraplén – suelo del cimientito’, ya que presentan rigideces diferentes al estar uno compactado y el otro en estado natural y la geometría del propio terraplén causada por las pendientes.

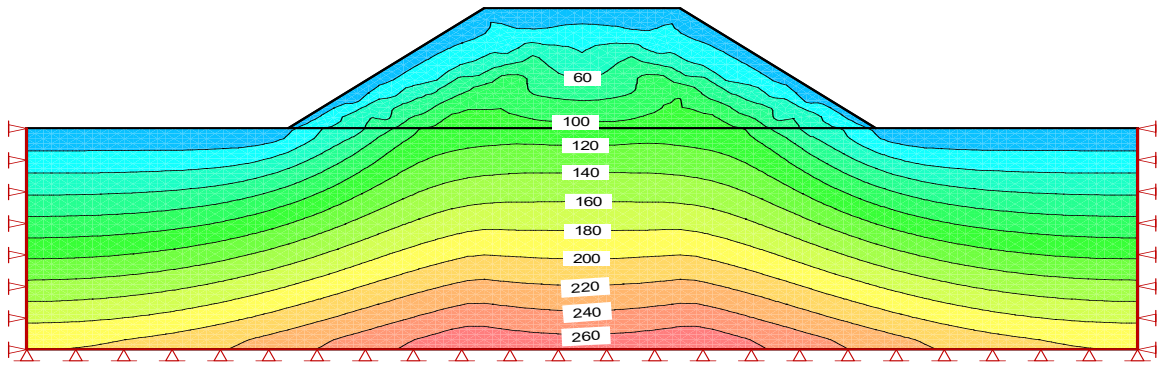


Figura III-1. Isobaras del estado tensional (tensión normal vertical) para el modelo de 6m de altura con pendiente 1:1, suelo en el cimientó correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-1.V.1 ($FS=1.094$)

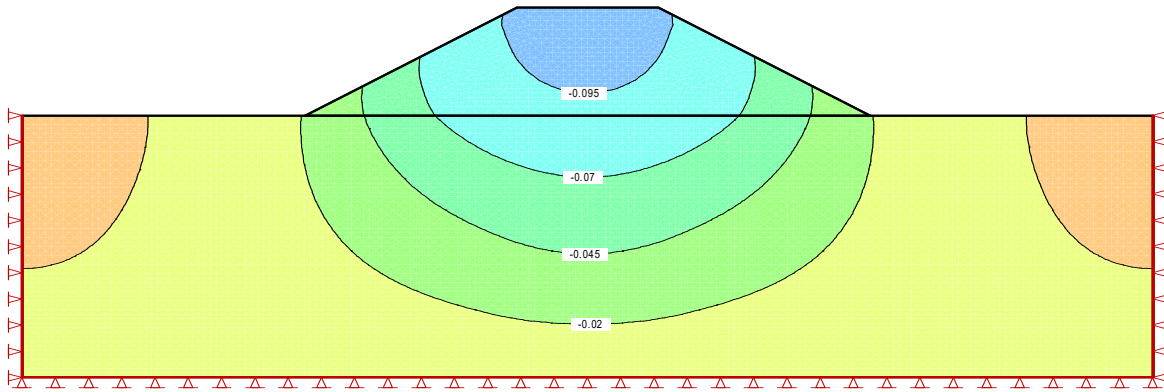


Figura III-2. Isobaras de los desplazamientos para el modelo de 6m de altura con pendiente 1.5:1, suelo en el cimientó correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-1.V.1 ($FS=1.604$)

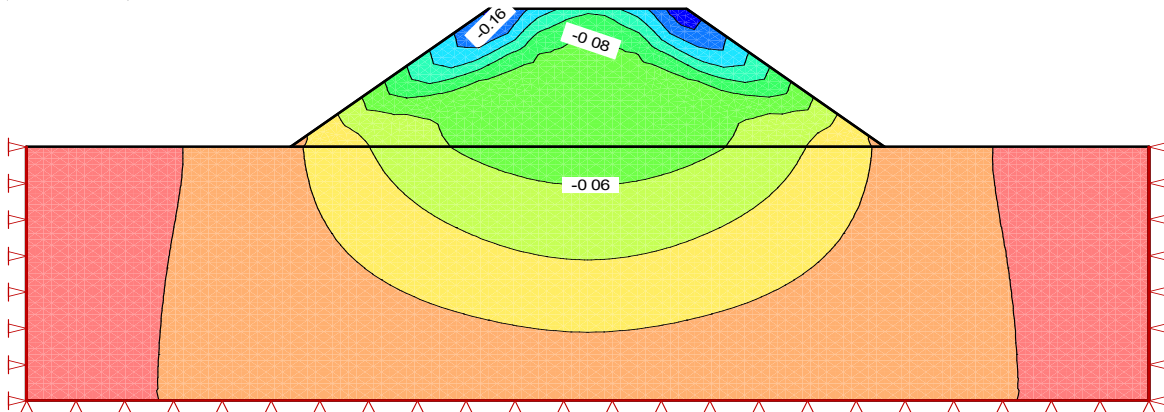


Figura III-3. Isobaras de los desplazamientos para el modelo de 6m de altura con pendiente 1:1, suelo en el cimientó correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-1.V.1 ($FS=1.094$)

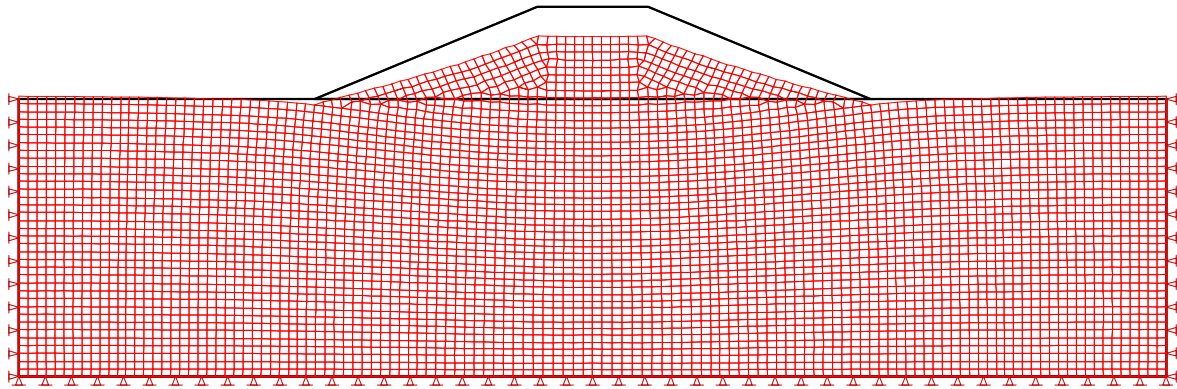


Figura III-4. Deformada del modelo de 6m de altura con pendiente 2:1, suelo en el cimient correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-1.V.2 ($FS=2.631$)

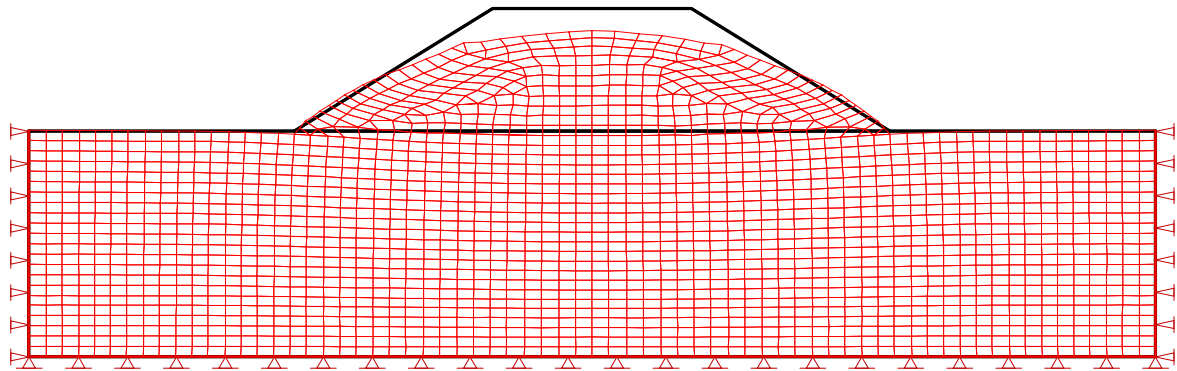


Figura III-5. Deformada del modelo de 6m de altura con pendiente 1:1, suelo en el cimient correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-1.V.1 ($FS=1.094$)

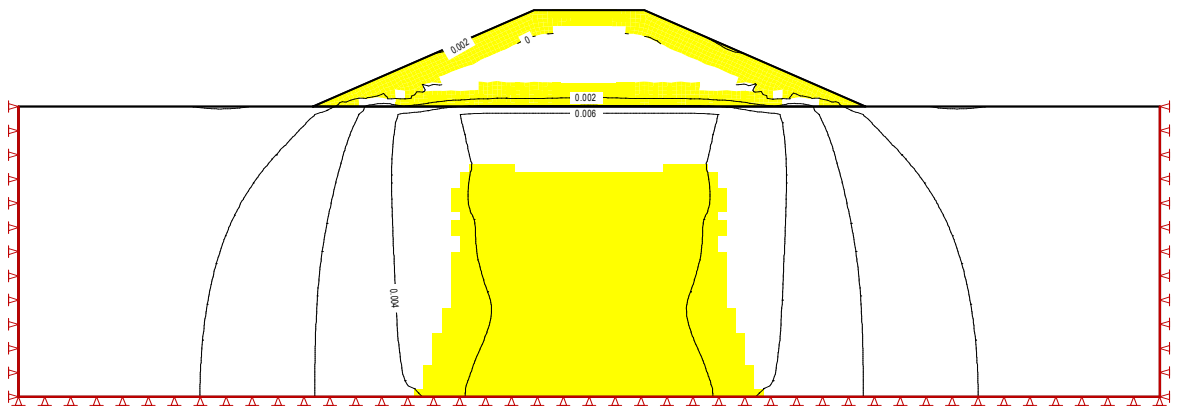


Figura III-6. Isobaras de las deformaciones y zonas de fluencia del modelo de 6m de altura con pendiente 2:1, suelo en el cimient correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-1.V.2. Deformación máxima en el cimient 0.0068 ($FS=2.631$)

3.1.2. Terraplenes hasta 12m de altura

En el análisis de terraplenes con 12m de altura, las pendientes se variaron en 2:1, 1.5:1, la combinación de ambas con una división en 6m; 2:1-berma-2:1; 1.5:1-berma-1.5:1 y 2:1-berma-1.5:1, modelando las bermas a 6m de altura con un ancho de 2m debido a cuestiones tecnológicas ($\geq 2m$) y económicas ($\leq 2m$) [126].

Para el procesamiento de los resultados, se evaluó, al igual que el caso anterior de los modelos de 6m de altura, además del factor de seguridad obtenido, el comportamiento tenso-deformacional teniendo en cuenta el análisis cualitativo y cuantitativo de las isobaras de tensiones verticales resultantes, deformaciones y zonas de fluencia. En la Tabla III-4, se presentan los resultados de los factores de seguridad obtenidos en cada caso analizado; donde se puede apreciar que los factores de seguridad menores que el permisible al igual que las afectaciones del estado tenso-deformacional, se alcanzaron mayoritariamente en los casos donde el CBR del cimientó fue considerado de 3%.

Tabla III-4. Factores de seguridad obtenidos para una altura de terraplén de 12m

H=12m		Suelo								
		A-1			A-2			A-3		
		V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3
1,5:1	3%	1.685	1.796	1.115	1.391	2.237	1.741	1.587	1.752	2.037
	5%	1.653	1.918	2.154	1.656	1.924	2.171	1.695	1.959	2.227
	15%	1.393	1.941	2.190	1.391	1.961	2.216	1.354	2.009	2.282
2:1	3%	1.340	1.396	1.469	0.960	1.795	1.932	1.775	1.817	1.925
	5%	1.965	2.217	2.470	1.977	2.235	2.492	2.012	2.235	2.583
	15%	2.062	2.320	2.602	2.074	2.346	2.633	2.124	2.346	2.714
2:1-1.5:1	3%	1.552	1.062	1.106	1.605	1.599	1.383	1.887	1.833	1.944
	5%	2.746	2.840	2.933	2.816	2.870	2.942	2.838	2.985	2.945
	15%	2.780	2.863	2.954	2.835	2.894	2.968	2.868	3.002	2.974
2:1-berma-2:1	3%	0.937	1.503	1.804	1.056	1.621	1.970	1.546	1.756	1.874
	5%	2.722	2.922	3.117	2.727	2.919	3.122	2.749	2.991	3.114
	15%	2.565	2.750	2.961	2.578	2.766	2.978	2.614	2.835	2.971
1.5:1-berma-1,5:1	3%	0.929	1.182	1.633	1.411	1.596	2.232	1.560	1.653	1.905
	5%	1.285	1.782	1.969	1.336	1.533	1.831	1.023	1.115	1.804
	15%	1.376	1.558	1.646	1.406	1.531	1.783	1.130	1.588	1.715
2:1-berma-1,5:1	3%	1.340	1.469	1.730	0.963	1.710	1.923	1.775	1.817	1.925
	5%	2.448	2.646	2.874	2.452	2.662	2.886	2.474	2.723	2.876
	15%	2.271	2.479	2.718	2.269	2.503	2.744	2.333	2.571	2.738
Leyenda		Existen zonas de fluencia en el cimientó			Existen afectaciones en el estado tenso-deformacional			Factor de seguridad menor que el permisible		

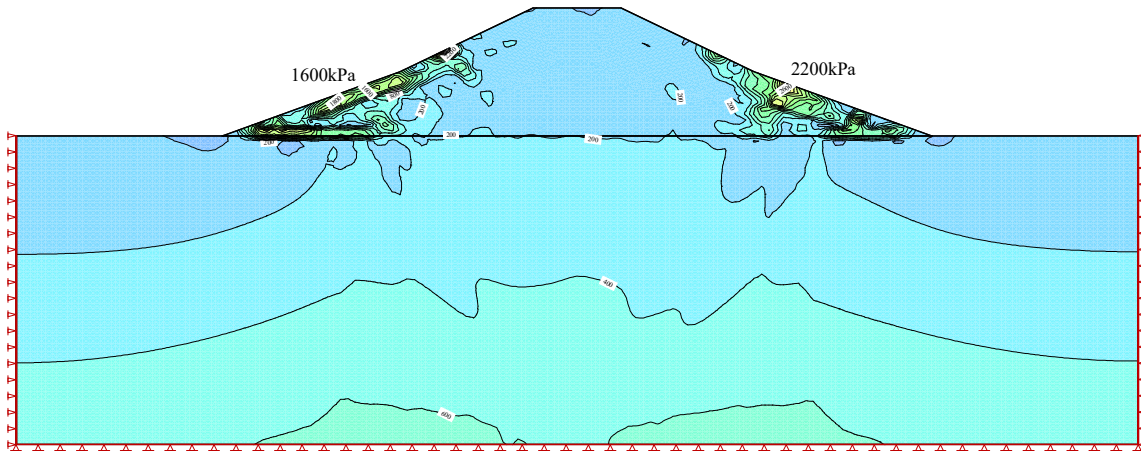


Figura III-7. Isobaras del estado tensional (tensión vertical resultante) para el modelo de 12m de altura con pendiente 2:1-1.5:1, suelo en el cimient correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-1.V.1 ($FS=1.552$)

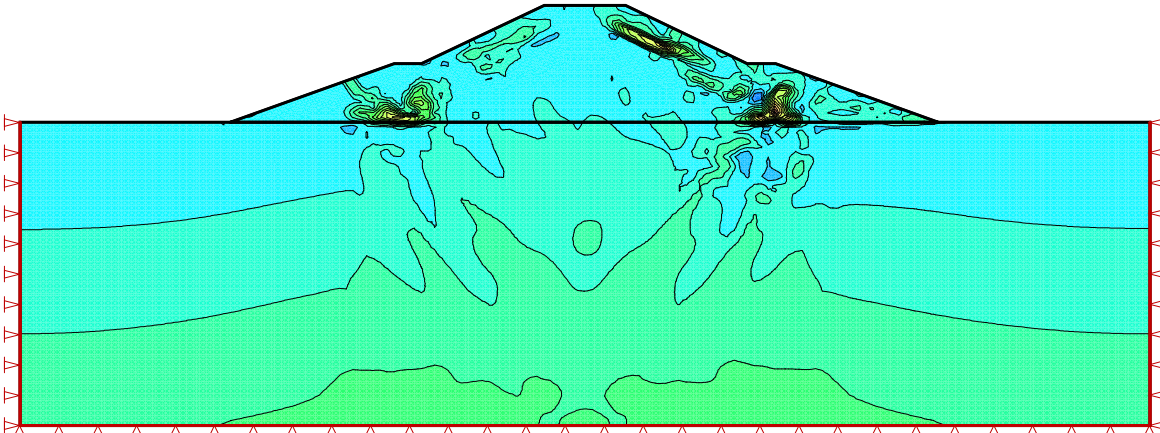


Figura III-8. Isobaras del estado tensional (tensión vertical resultante) para el modelo de 12m de altura con pendiente 2:1-berma-1.5:1, suelo en el cimient correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-2.V.1 ($FS=0.963$)

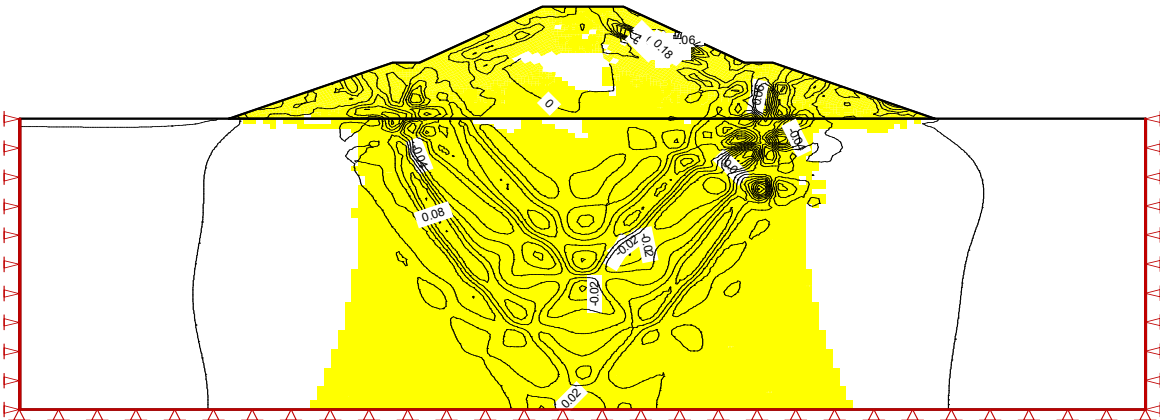


Figura III-9. Isobaras de las deformaciones y zonas de fluencia del modelo de 12m de altura con pendiente 2:1-berma-1.5:1, suelo en el cimient correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-2.V.1. Deformación máxima en el cimient 0.08 ($FS=0.963$)

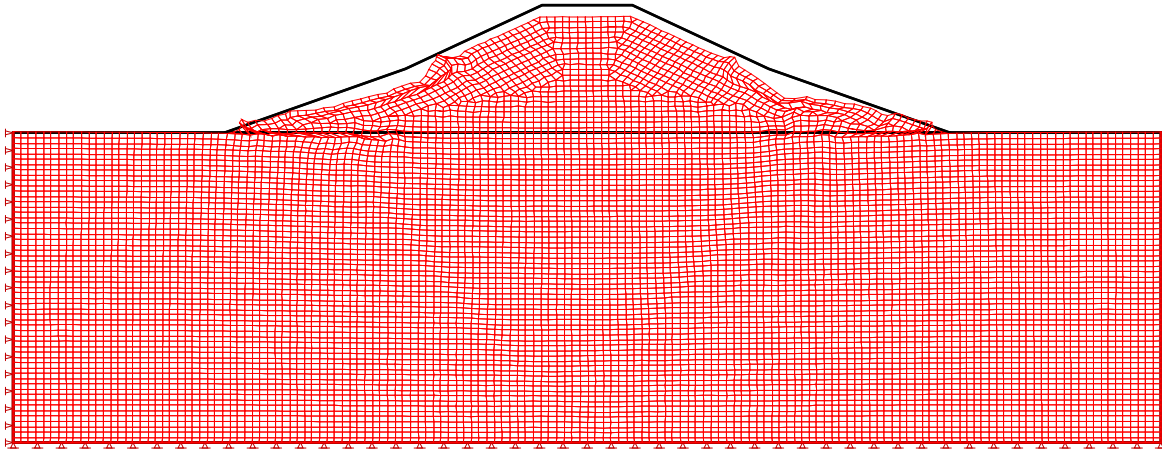


Figura III-10. Deformada del modelo de 12m de altura con pendiente 2:1-1.5:1, suelo en el cimientó correspondiente al CBR de 3% y suelo en el terraplén variante A-1.V.1 ($FS=1.552$)

Del análisis de los resultados del comportamiento tenso-deformacional se resumió que con el cimientó de 3% de CBR en todos los casos analizados se observó discontinuidades en las isobaras del estado tensional tanto desde el punto de vista cualitativo como cuantitativo (Figura II-7, Figura III-8), ya que se observaron lugares geométricos del terraplén con valores de tensiones absurdos (entre 1600kPa y 2200kPa) provocados por deformaciones inadmisibles al ser el suelo del cimientó poco resistente ante el terraplén de 12m de altura (Figura III-9, Figura III-10).

3.1.3. Terraplenes hasta 18m de altura

Para la obtención de pendientes estables en terraplenes de 18m de altura en función de los suelos del terraplén y el cimientó, se realizó una variación en 1.5:1; 2:1; 2:1-1.5:1; 2:1-berma-2:1; 1.5:1-berma-1.5:1; 2:1-berma-1.5:1; 1.5:1-berma-1.5:1-berma-1.5:1; 2:1-berma-2:1-berma-2:1; 2:1-berma-2:1-1.5:1 (Figura II-11).

Al igual que en los casos anteriores de 6m y 12m de altura, se evaluó el factor de seguridad del terraplén y el comportamiento tenso-deformacional, teniendo en cuenta de forma cualitativa las isobaras de las tensiones, el desplazamiento, la deformación y las zonas de fluencia. En la Tabla III-5 se presentan los resultados de los factores de seguridad obtenidos para cada variante analizada, notándose que ya para esta altura los factores de seguridad fueron menores que el permisible cuando el CBR del cimientó fue de 3%, y en la pendiente de 1.5:1 con otros suelos en el cimientó.

Tabla III-5. Factores de seguridad obtenidos para una altura de terraplén de 18m

H=18m		Suelo								
		A-1			A-2			A-3		
		V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3
1,5:1	3%	1,165	1,211	1,133	1,633	1,209	1,789	1,331	2,360	1,939
	5%	1,690	1,753	2,060	1,525	1,421	2,105	1,711	1,992	2,188
	15%	2,027	2,097	2,400	1,308	2,113	2,420	1,859	2,171	2,458
2:1	3%	1,319	1,632	1,097	1,563	1,380	1,655	1,327	1,122	1,075
	5%	2,084	2,298	2,413	2,092	2,295	2,444	2,107	2,351	2,548
	15%	2,367	2,583	2,837	2,374	2,607	2,862	2,419	2,677	2,948
2:1-1.5:1	3%	1,323	1,085	1,747	1,669	1,554	1,405	1,342	1,203	1,510
	5%	1,790	1,720	2,163	1,788	1,990	2,170	1,791	2,013	2,245
	15%	1,988	1,185	2,403	1,989	2,199	2,418	2,025	2,245	2,281
2:1-berma-2:1	3%	1,426	0,885	1,403	1,336	1,862	1,337	1,128	1,516	0,952
	5%	2,152	2,331	2,516	2,147	2,344	2,518	2,167	2,395	2,597
	15%	2,327	2,570	2,844	2,352	2,603	2,883	2,418	2,695	2,989
1.5:1-berma-1,5:1	3%	1,280	1,155	1,152	2,204	1,713	1,880	1,974	1,989	1,118
	5%	1,695	1,630	2,110	1,770	1,709	2,136	1,738	1,970	2,199
	15%	1,904	2,131	2,367	1,906	2,137	2,382	1,933	2,175	2,430
2:1-berma-1,5:1	3%	1,634	0,998	1,696	1,407	1,288	2,982	2,008	2,424	1,504
	5%	1,884	2,086	2,244	1,877	2,086	2,256	1,904	2,132	2,351
	15%	2,136	2,340	2,561	2,131	2,341	2,572	2,151	2,385	2,637
2:1-berma-2:1-1,5:1	3%	1,733	1,296	1,839	1,823	1,449	1,637	1,349	1,857	2,389
	5%	1,980	2,163	2,341	1,996	2,176	2,349	1,154	1,525	2,433
	15%	2,257	2,459	2,694	2,254	2,473	2,708	1,731	1,652	2,774
1,5:1-berma-1,5:1-berma-1,5:1	3%	1,192	2,086	0,547	1,491	1,763	1,255	1,022	1,155	1,904
	5%	1,800	1,985	2,167	1,780	1,986	2,179	1,255	1,612	1,970
	15%	2,005	2,194	2,415	2,007	2,210	2,427	1,100	1,655	2,486
2:1-berma-2:1-berma-2:1	3%	1,411	1,578	1,841	1,741	1,116	1,581	2,680	1,689	2,387
	5%	2,192	2,432	2,600	2,189	2,435	2,570	2,227	2,469	2,677
	15%	2,412	2,653	2,930	2,419	2,674	2,958	2,472	2,751	3,067
Leyenda		Existen zonas de fluencia en el cimiento			Existen afectaciones en el estado tenso-deformacional			Factor de seguridad menor que el permisible		

Del análisis del comportamiento tenso-deformacional resultó que no se deben construir terraplenes de 18m de altura sobre suelos con CBR de 3%. Por otra parte, para terraplenes de estas alturas con CBR en el cimiento de 5%, se debe considerar el empleo de bermas para aumentar el área de apoyo en la cimentación y que las deformaciones en el cimiento no introduzcan deformaciones inadmisibles en el cuerpo del terraplén.

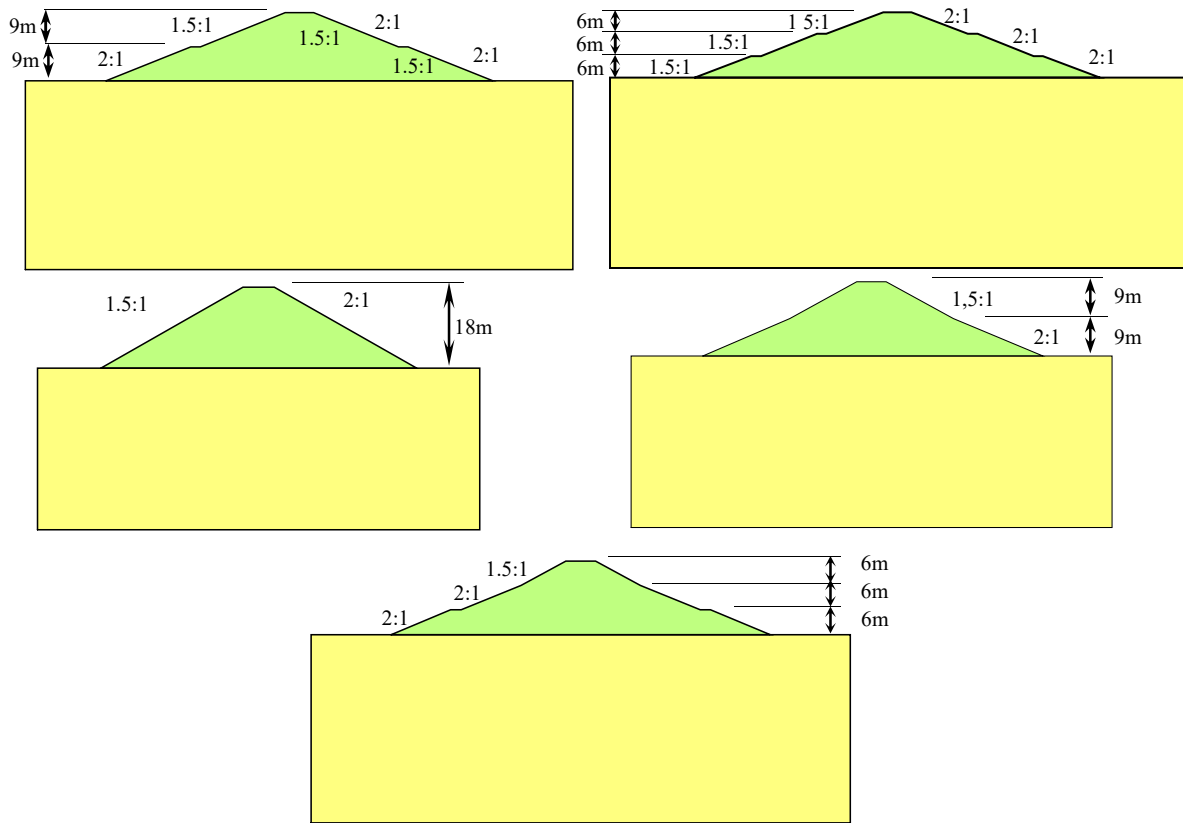


Figura III-11. Modelos empleados para el análisis de las pendientes de la variante C

3.1.4. Terraplenes hasta 24m de altura

Para la obtención de pendientes estables en terraplenes de 24m de altura se excluyó del análisis el suelo del cimiento con CBR de 3%, ya que en los análisis anteriores se determinó que con estas propiedades físico-mecánicas en el cimiento, se producía en estado tensional que provocaba deformaciones inadmisibles en el cuerpo del terraplén. Las pendientes empleadas en el diseño fueron: 2:1; 2:1-berma-2:1; 2:1-1,5:1-berma-2:1-1,5:1; 2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1. Del análisis de los resultados del factor de seguridad (Tabla III-6) y el comportamiento del estado tenso-deformacional, se concluyó que para terraplenes de 24m de altura no se recomienda pendientes de 2:1 en toda la altura del terraplén y en el caso del talud 2:1-1,5:1-berma-2:1-1,5:1 no se recomienda emplear cimientos con suelos cuyo CBR sea de 5%.

Tabla III-6. Factores de seguridad obtenidos para una altura de terraplén de 24m

H=24m		Suelo								
		A-1			A-2			A-3		
		V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3
2:1	5%	1,327	1,688	0,959	1,236	1,346	1,802	2,138	2,293	1,756
	15%	1,401	1,743	1,947	2,675	1,271	1,926	1,290	1,736	1,967
2:1-berma-2:1	5%	1,960	2,109	2,289	1,987	2,136	2,301	1,981	2,166	2,365
	15%	1,960	2,490	2,650	2,379	2,503	2,650	2,387	2,561	2,758
2:1-1,5-berma-2:1-1,5:1	5%	1,066	1,487	1,780	1,152	1,918	2,122	1,398	1,941	2,170
	15%	1,950	2,135	2,330	1,961	2,139	2,346	1,421	1,778	2,410
2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1	5%	2,067	2,259	2,402	2,070	2,262	2,410	2,065	2,269	2,492
	15%	2,464	2,630	2,822	2,478	2,639	2,827	2,495	2,691	2,912
Leyenda:		Existen zonas de fluencia en el cimient			Existen afectaciones en el estado tenso-deformacional			Factor de seguridad menor que el permisible		

3.1.5. Terraplenes hasta 30m de altura

Para la obtención de pendientes estables para terraplenes de 30m de altura, se excluyó del análisis el empleo de CBR del cimient de 3% al igual que en el caso anterior. Las pendientes analizadas fueron: 2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1; 2:1-berma-2:1 y 2:1-berma-2:1-1,5-berma-2:1-1,5:1, en el último caso se excluyó también el CBR del cimient del 5%, ya que para el caso de 24m, se comprobó que esa variante de pendiente no resultó estable con un CBR de 5% en el cimient. Los resultados obtenidos en cuanto al factor de seguridad se presentan en la Tabla III-7. Del análisis realizado se determinó que, no deben emplearse el modelo con pendiente 2:1-berma-2:1 con suelos en el cimient de CBR 5%.

Tabla III-7. Factores de seguridad obtenidos para una altura de terraplén de 30m

H=30m		Suelo								
		A-1			A-2			A-3		
		V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3	V.1	V.2	V.3
2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1	5%	2,006	2,233	2,371	2,031	2,231	2,352	2,011	2,243	2,441
	15%	2,391	2,585	2,823	2,394	2,602	2,825	2,420	2,642	2,885
2:1-berma-2:1	5%	1,907	1,672	1,275	1,876	2,083	2,237	1,897	2,124	2,315
	15%	2,195	2,397	2,650	2,193	2,411	2,643	2,216	2,441	2,688
2:1-berma-2:1-1,5-berma-2:1-1,5:1	15%	2,113	2,268	2,437	1,184	1,940	2,441	1,132	1,528	1,821
Leyenda:		Existen zonas de fluencia en el cimient			Existen afectaciones en el estado tenso-deformacional			Factor de seguridad menor que el permisible		

3.2. Resumen del análisis de estabilidad de taludes y comportamiento tenso-deformacional

De acuerdo a los resultados obtenidos en los análisis previos, se obtuvo el volumen de material en todas las variantes geométricas empleadas. Este volumen se calculó en un metro de profundidad por el área de la sección transversal del terraplén con el objetivo de determinar la variante que menos volumen de material exige en cada altura analizada. A partir de lo planteado se presenta un resumen de las pendientes propuestas para terraplenes de carreteras según su altura, tipo de suelo del cimiento y del terraplén (Tabla III-8).

Tabla III-8. Pendientes recomendadas para terraplenes según altura y tipo de suelo del cimiento y el terraplén.

H _T (m)	CBR del cimiento	Suelo del terraplén según clasificación AASHTO		
		A-1	A-2	A-3
6	≥ 3%	1,5:1		2:1
12	3%	No utilizable		
	≥ 5%	2:1-1,5:1 ó 2:1-berma-1,5:1		
18	3%	No utilizable		
	≥ 5%	2:1-berma-2:1-1,5:1		2:1-berma-2:1
	≥ 15%	1,5:1-berma-1,5:1-berma-1,5:1		
24	3%	No utilizable		
	≥ 5%	2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1		
	≥ 15%	2:1-1,5:1-berma-2:1-1,5:1		2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1
30	3%	No utilizable		
	≥ 5%	2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1		
	≥ 15%	2:1-berma-2:1-1,5:1-berma-2:1-1,5:1		2:1-berma-2:1

Los resultados planteados en la Tabla III-8, presentan las pendientes estables en cada altura a partir de los modelos analizados. Las pendientes propuestas marcan una diferencia cada 6m de altura, así, para las alturas intermedias, se tomará la pendiente que corresponde a la altura superior. Por ejemplo: para proyectar un terraplén de 15m de altura, con un CBR de 5% en el cimiento y suelo A-2 en el terraplén, la pendiente a emplear sería 2:1-berma-2:1-1,5:1 (Figura III-12) tomando como referencia el modelo de 18m de altura.

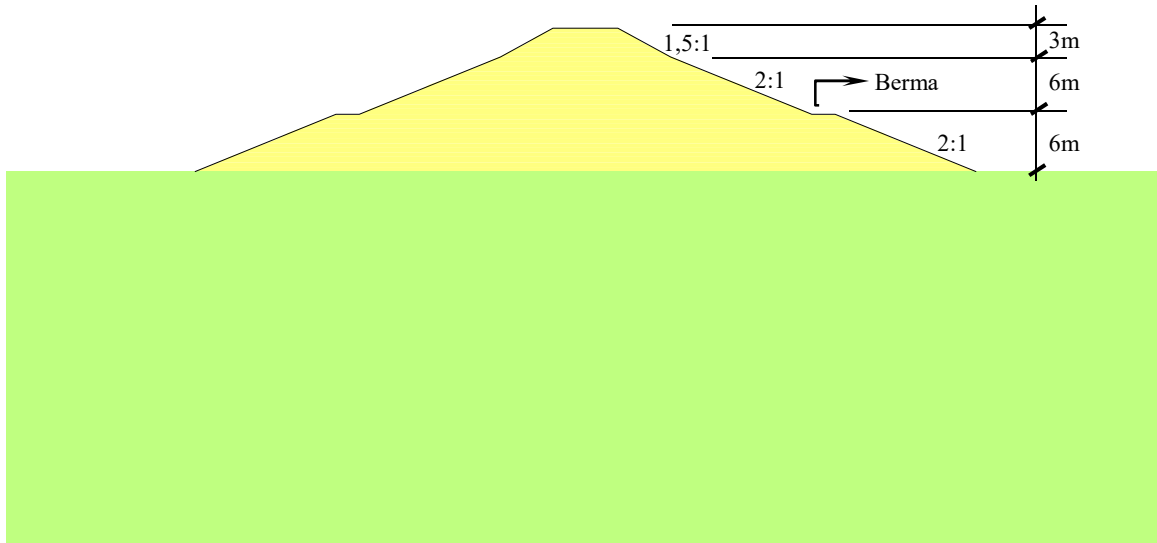


Figura III-12. Pendiente para un terraplén de 15m de altura

3.3. Simulación del proceso constructivo del terraplén sobre el cimiento natural

Para la simulación del proceso constructivo fue empleado un modelo constitutivo lineal-elástico, para estar en coherencia con los métodos analíticos empleados para la obtención de las tensiones, deformaciones y asentamiento. En tal caso se consideró un suelo en el cimiento de 15% de CBR, el que posee propiedades físico-mecánicas de un suelo granular y se puede considerar un asentamiento inmediato al colocar la carga del terraplén encima del cimiento. En el caso del suelo del terraplén al ser suelos granulares (A-1, A-2 y A-3), también se consideró el asiento inmediato en cada capa colocada. De igual forma se comprobó que, con este suelo en el cimiento no surgen zonas de fluencia y por ende el suelo se comporta en el intervalo de tensiones elásticas.

Según autores [35, 37] que han trabajado el tema en terraplenes de presas, es necesario estimar los asientos post-constructivos en la corona del terraplén, ya que si este presenta una altura considerable, se pueden producir asientos excesivos, provocando el surgimiento de asentamientos diferenciales, hundimientos, agrietamiento transversal y por consecuencia pérdida de estabilidad interna del terraplén.

Las formulaciones para el cálculo de los asentamientos a largo plazo, producto del fenómeno de la consolidación del suelo de la cimentación son conocidas [127, 128] , y según Torres Vila [3] se considera que las conclusiones de la teoría de consolidación son

utilizadas completamente en el cálculo del asiento del terraplén, si la amplitud inferior del terraplén es de 3 a 4 veces mayor que el espesor de la capa compresible del suelo de la cimentación.

En tales casos es posible acoplar estos asentamientos producto del fenómeno de consolidación, a los calculados de forma instantánea producto de la construcción del terraplén. En el caso de la presente investigación se realizó la simulación del proceso constructivo, con el objetivo de evaluar y prever el estado tenso-deformacional primario de la sección transversal del terraplén y la cimentación, al acoplar las deformaciones y tensiones de cada capa colocada a las resultantes de la colocación de la capa anterior.

Fue demostrado en estudios precedentes [35] teniendo en cuenta el terraplén de la cortina de presas de tierra como objeto de estudio, que el estado tenso-deformacional puede diferir hasta un 23% cuando se considera la construcción del terraplén por etapas, que si se considera todo el terraplén en una sola capa.

Teniendo en cuenta que la construcción del terraplén se realiza mediante la colocación sucesiva de las capas y la compactación del material en función del tipo de suelo y el equipo compactador; para su simulación es necesario aplicar el peso de la primera capa sobre el suelo de la cimentación que ya tiene un estado de tensiones iniciales in-situ; posteriormente se coloca la segunda capa, que hereda el estado tenso-deformacional del paso anterior; y así sucesivamente hasta alcanzar la cota de la subrasante; donde se evaluarán los asientos inmediatos alcanzados, así como el estado tenso-deformacional en la etapa de post-construcción (Figura III-13). El espesor de las capas colocadas para la simulación de la construcción fue de 50cm.

La simulación se realizó numéricamente con el empleo del sub-módulo SIGMA/W, con el tipo de análisis carga/deformación (load/deformation). Fue variada la altura del terraplén desde 1m hasta 18m de altura con un peso específico en el terraplén de 16kN/m^3 , 18kN/m^3 , 20kN/m^3 y 22kN/m^3 , con las geometrías que se muestran en la Figura III-14.

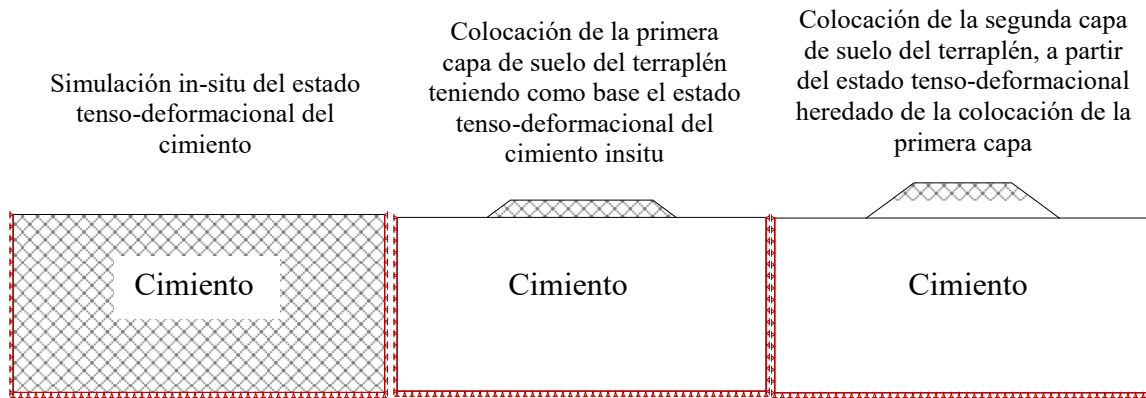


Figura III-13. Representación del proceso constructivo del terraplén a partir de considerar el estado tenso-deformacional previo a la colocación de cada capa

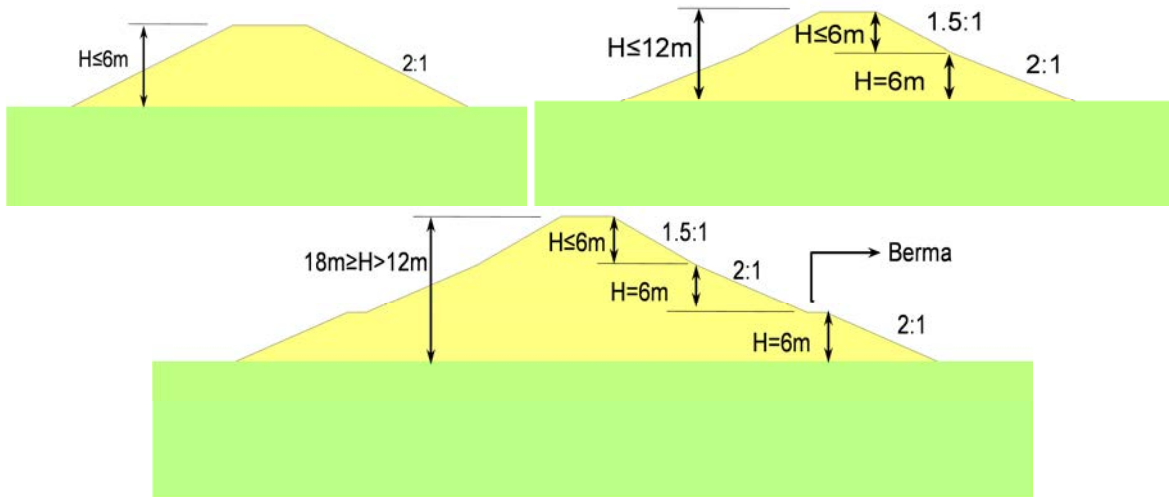


Figura III-14. Geometrías que se emplearon para la simulación del proceso constructivo de terraplenes en función de su altura para el análisis geotécnico del cemento y el terraplén

De igual forma, para las mismas alturas y peso específico en el terraplén, fue simulado en el SIGMA/W, el terraplén en una sola capa, y además, fue programado en el asistente matemático Mathcad 14.0 el cálculo de la suma de tensiones en el cemento por el método analítico descrito en el capítulo 1 ($\sigma_y = \sigma_{CI} + \sigma_{PP}$); calculando las tensiones por carga impuesta del terraplén (σ_{CI}) al dividir este en figuras geométricas conocidas (Ecuación III-1, Ecuación III-2) y las tensiones por peso propio en el cemento ($\sigma_{PP} = \gamma h$) a distintas profundidades ($z = 0, z = \frac{H_C}{8}, z = \frac{H_C}{4}, z = \frac{H_C}{3}, z = \frac{H_C}{2}, z = \frac{3H_C}{2}, z = H_C$), siendo H_C la profundidad de la cimentación hasta la potencia activa obtenida en el capítulo 2, y z el eje coordenado que se muestra en la Figura III-15.

$$\sigma_{cly} = \frac{P}{\pi} \left[\arctg \left(\frac{n}{m^2 + n^2 - \frac{1}{4}} \right) - \frac{n \left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)}{\left(m^2 - n^2 - \frac{1}{4} \right)^2 + 4m^2n^2} \right]$$

Ecuación III-1. Expresión para el cálculo de las tensiones verticales por carga impuesta rectangular, teniendo en cuenta la posición del punto en el sistema de coordenadas cartesianas (y, z) (Figura III-15) donde $n=z/b$ y $m=y/b$, siendo $b \rightarrow$ ancho de la corona y $P \rightarrow$ presión que ejerce la carga impuesta [68].

$$\sigma_{cly} = \frac{P}{2\pi} \left\{ \left(\frac{2y}{B_t} \right) \left[\arctg \left(\frac{y}{z} \right) - \arctg \left(\frac{y - B_t}{z} \right) \right] - \text{sen} \left[2 \arctg \left(\frac{y - B_t}{z} \right) \right] \right\}$$

Ecuación III-2. Expresión para el cálculo de las tensiones verticales por carga impuesta triangular, teniendo en cuenta la posición del punto en el sistema de coordenadas cartesianas (y, z) (Figura III-15), donde $B_t \rightarrow$ base del talud, y $P \rightarrow$ presión que ejerce la carga impuesta del terraplén [56].

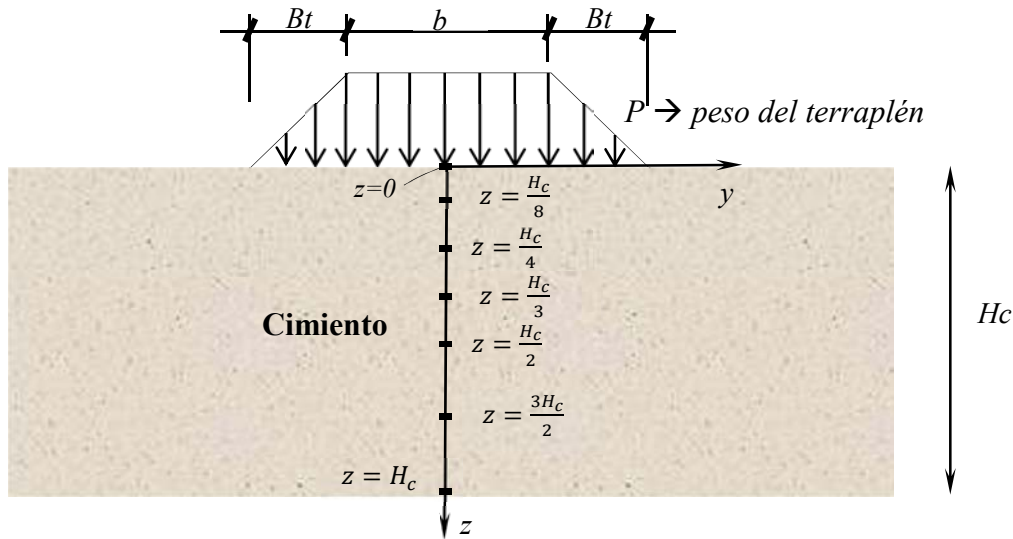


Figura III-15. Esquema de análisis empleado para el cálculo de las tensiones totales en el cimiento

En la Tabla III-9, Tabla III-10, Tabla III-11 y Tabla III-12 se muestran los resultados obtenidos para cada altura del terraplén y a cada profundidad del punto analizada con un módulo de deformación en el cimiento de 38000kPa y terraplén con peso específico de 18kN/m³. Teniendo en cuenta los cálculos realizados por el método analítico que considera el terraplén en una capa, los resultados de la simulación numérica en una sola capa y los resultados de la simulación numérica de la construcción por etapas del terraplén, se obtuvo un error relativo en tensiones. Fue considerado en todos los cálculos un modelo constitutivo lineal-elástico.

En el análisis de los resultados que se presentan en ese caso de estudio, se separó el análisis en: a) MA (método analítico que considera el terraplén en una sola capa); b) MEF 1capa (simulación del terraplén con elementos finitos en una sola capa); y c) MEF Xcapas (simulación del terraplén en la construcción por etapas). Comparando los resultados de a) y b); y de a) y c); se puede comprobar que los errores se incrementan al superar los 8m en más del 10% hasta una profundidad de $\frac{1}{4}H_C$.

En el gráfico de la Figura III-16, se realiza un análisis de los errores en las diferentes profundidades del cimienta para una misma altura, en ese caso los errores disminuyen con la profundidad, pues, a medida que aumenta la profundidad del cimienta las tensiones por carga impuesta disminuyen.

Se comprobó además en cada modelo que la relación de tensiones por carga impuesta y las tensiones por peso propio fueran menores que 0.20 (Tabla III-12), comprobando que se puede tomar como primera aproximación $0.60B$ de profundidad de la potencia activa para el análisis de terraplenes de carretera.

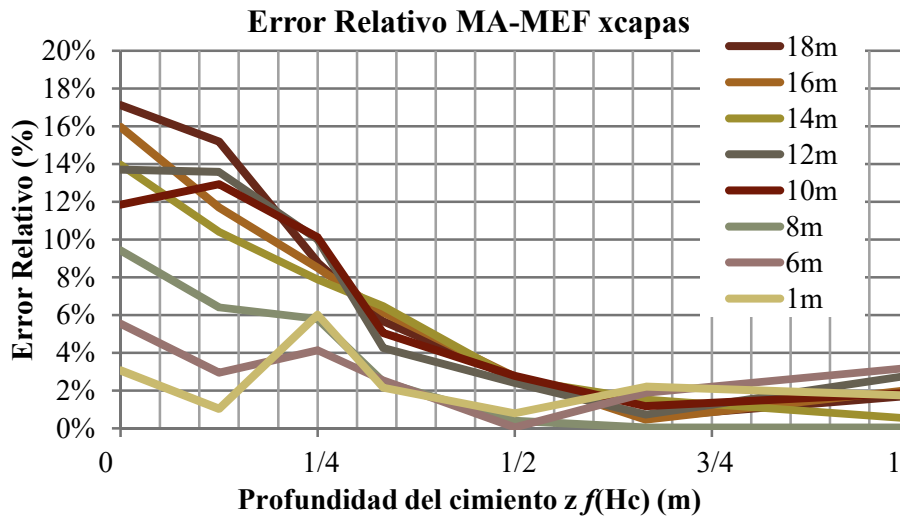


Figura III-16. Representación de la variación de los errores relativos para una misma altura de terraplén en función de la profundidad de la cimentación para el caso analizado. Método analítico vs simulación numérica por capas.

“Empleo de la modelación para el diseño de terraplenes altos de carretera”

Tabla III-9. Resultados de la comparación en tensiones finales del método analítico considerando el terraplén en una sola capa vs el MEF considerando la construcción por etapas. Ejemplo del terraplén con peso específico de 18kN/m³, para alturas desde 1m hasta 18m y a diferentes profundidades del cimientto. Profundidad de cimientto $\frac{z}{H_C} = 0$ y $\frac{z}{H_C} = \frac{1}{8}$

H (m)	Profundidad del cimiento															
	$\frac{z}{H_C} = 0$						$\frac{z}{H_C} = \frac{1}{8}$									
	M-A			Error Relativo			M-A			MEF por capas	MEF 1capa	MEF por capas	Error Relativo			
	CI	PP	T _{FINAL}	MEF 1capa	MEF por capas	MA-MEF 1capas	MA-MEF Xcapas	CI	PP				T _{FINAL}	MA-MEF 1capas	MA-MEF Xcapas	
1m	18,0	0,0	18,00	18,57	18,57	0%	3%	3%	17,9	15,7	33,617	34,966	33,97	3%	4%	1%
2m	36,0	0,0	36,00	35,31	35,82	1%	2%	1%	35,8	22,3	58,075	56,942	57,05	0%	2%	2%
3m	54,0	0,0	54,00	53,06	53,42	1%	2%	1%	53,6	28,9	82,427	77,681	78,16	1%	6%	5%
4m	72,0	0,0	72,00	69,35	70,17	1%	4%	3%	71,2	35,5	106,66	108,70	109,63	1%	2%	3%
5m	90,0	0,0	90,00	85,02	86,40	2%	6%	4%	88,7	42,1	130,77	123,79	125,19	1%	6%	4%
6m	108,0	0,0	108,00	101,23	102,33	1%	7%	6%	106,1	48,7	154,77	146,72	150,35	2%	5%	3%
7m	126,0	0,0	126,00	114,34	116,90	2%	10%	8%	123,5	53,6	177,10	161,71	164,02	1%	10%	8%
8m	144,0	0,0	144,00	128,33	131,60	2%	12%	9%	140,8	58,6	199,35	179,92	187,37	4%	11%	6%
9m	162,0	0,0	162,00	142,48	146,32	3%	14%	11%	158,0	63,5	221,53	193,69	201,58	4%	14%	10%
10m	180,0	0,0	180,00	156,47	160,94	3%	15%	12%	175,2	68,5	243,64	213,64	215,74	1%	14%	13%
11m	198,0	0,0	198,00	170,44	175,50	3%	16%	13%	192,3	73,4	265,68	230,21	239,11	4%	15%	11%
12m	216,0	0,0	216,00	185,93	190,00	2%	16%	14%	209,3	78,4	287,67	254,83	253,29	1%	13%	14%
13m	234,0	0,0	234,00	202,74	207,69	2%	15%	13%	224,9	99,8	324,71	287,61	291,76	1%	13%	11%
14m	252,0	0,0	252,00	215,72	221,12	2%	17%	14%	241,8	104,8	346,55	304,69	313,88	3%	14%	10%
15m	270,0	0,0	270,00	229,02	234,34	2%	18%	15%	258,6	109,7	368,36	317,55	326,98	3%	16%	13%
16m	288,0	0,0	288,00	242,18	248,35	2%	19%	16%	275,5	114,7	390,13	339,64	349,30	3%	15%	12%
17m	306,0	0,0	306,00	258,54	262,74	2%	18%	16%	292,2	119,6	411,87	346,85	353,78	2%	19%	16%
18m	324,0	0,0	324,00	271,14	276,63	2%	19%	17%	309,0	124,6	433,58	368,33	376,44	2%	18%	15%

Tabla III-10. Continuación de la Tabla III-9. Profundidad de cimientto $\frac{z}{H_C} = \frac{1}{4}$ y $\frac{z}{H_C} = \frac{1}{3}$

H (m)	Profundidad del cimiento															
	$\frac{z}{H_C} = \frac{1}{4}$										$\frac{z}{H_C} = \frac{1}{3}$					
	M-A			Error Relativo			M-A			MEF por capas	MEF 1capa	MEF por capas	Error Relativo			
	CI	PP	T _{FINAL}	MEF 1capa	MA-MEF 1capas	MA-MEF Xcapas	CI	PP	T _{FINAL}				MA-MEF 1capas	MA-MEF 1capas	MA-MEF Xcapas	
1m	17,6	31,4	48,951	46,458	46,17	1%	5%	6%	17,2	41,8	58,971	57,242	57,73	1%	3%	2%
2m	34,7	44,6	79,279	82,801	83,56	1%	4%	5%	33,5	59,4	92,914	93,409	93,56	0%	1%	1%
3m	51,4	57,8	109,15	107,17	107,66	0%	2%	1%	49,2	77,0	126,18	121,80	122,27	0%	4%	3%
4m	67,7	71,0	138,62	138,46	139,17	1%	0%	0%	64,3	94,6	158,95	158,23	158,90	0%	0%	0%
5m	83,6	84,2	167,79	162,78	164,03	1%	3%	2%	79,2	112,2	191,36	187,31	193,28	3%	2%	1%
6m	99,4	97,4	196,71	188,37	188,91	0%	4%	4%	93,7	129,8	223,52	217,71	217,99	0%	3%	3%
7m	115,1	107,3	222,38	209,59	211,54	1%	6%	5%	108,4	143,0	251,39	243,47	240,31	1%	3%	5%
8m	130,8	117,2	247,92	232,02	234,36	1%	7%	6%	122,9	156,2	279,11	265,62	272,41	2%	5%	2%
9m	146,3	127,1	273,34	247,26	248,21	0%	11%	10%	137,3	169,4	306,72	288,45	295,50	2%	6%	4%
10m	161,7	137,0	298,67	268,87	271,24	1%	11%	10%	151,6	182,6	334,23	310,82	318,19	2%	8%	5%
11m	177,1	146,9	323,91	295,49	303,59	3%	10%	7%	165,9	195,8	361,67	338,05	341,00	1%	7%	6%
12m	192,3	156,8	349,08	315,93	317,36	0%	10%	10%	180,0	209,0	389,04	367,04	373,18	2%	6%	4%
13m	205,3	199,7	404,91	368,79	376,92	2%	10%	7%	191,7	266,2	457,92	426,73	434,48	2%	7%	5%
14m	220,4	209,6	429,98	394,95	398,55	1%	9%	8%	205,8	279,4	485,22	452,66	455,80	1%	7%	6%
15m	234,6	219,5	454,01	412,02	418,56	2%	10%	8%	219,9	292,6	512,48	474,24	475,58	0%	8%	8%
16m	250,7	229,4	480,01	438,23	442,35	1%	10%	9%	233,9	305,8	539,71	504,98	508,53	1%	7%	6%
17m	265,7	239,3	504,97	458,35	464,80	1%	10%	9%	247,9	319,0	566,91	524,25	530,74	1%	8%	7%
18m	280,8	249,2	529,91	479,65	487,10	2%	10%	9%	261,9	332,2	594,09	564,94	562,27	0%	5%	6%

Tabla III-11. Continuación de la Tabla III-10. Profundidad de cimientto $\frac{z}{H_C} = \frac{1}{2}$ y $\frac{z}{H_C} = \frac{2}{3}$

H (m)	Profundidad del cimiento															
	$\frac{z}{H_C} = \frac{1}{2}$						$\frac{z}{H_C} = \frac{2}{3}$									
	M-A			Error Relativo			M-A			M-A		Error Relativo				
	CI	PP	T _{FINAL}	MEF 1capa	MEF por capas	MA-MEF 1capas	MA-MEF Xcapas	CI	PP	T _{FINAL}	MEF 1capa	MEF por capas	MA-MEF 1capas	MA-MEF Xcapas		
1m	15,9	62,7	78,649	79,242	79,27	0%	1%	1%	14,5	83,6	98,116	101,3	100,33	1%	3%	2%
2m	30,5	89,1	119,55	123,32	124,77	1%	3%	4%	27,2	118,8	146,03	145,14	145,89	1%	1%	0%
3m	44,1	115,5	159,55	156,40	156,81	0%	2%	2%	39,0	154,0	193,03	191,58	191,92	0%	1%	1%
4m	57,1	141,9	199,01	198,18	198,82	0%	0%	0%	50,3	189,2	239,51	244,36	250,04	2%	2%	4%
5m	69,8	168,3	238,13	241,90	242,78	0%	2%	2%	61,3	224,4	285,71	298,10	303,96	2%	4%	6%
6m	82,3	194,7	277,03	277,27	277,14	0%	0%	0%	72,1	259,6	331,72	338,45	338,04	0%	2%	2%
7m	95,0	214,5	309,50	307,42	308,75	0%	1%	0%	83,1	286,0	369,11	373,35	379,55	2%	1%	3%
8m	107,5	234,3	341,83	338,93	340,49	0%	1%	0%	94,0	312,4	406,39	414,78	421,13	2%	2%	4%
9m	120,0	254,1	374,06	361,55	363,35	0%	3%	3%	104,8	338,8	443,58	437,14	443,68	1%	1%	0%
10m	132,3	273,9	406,21	393,24	395,27	1%	3%	3%	115,5	365,2	480,69	478,70	475,19	1%	0%	1%
11m	144,6	293,7	438,29	425,07	427,30	1%	3%	3%	126,2	391,6	517,75	515,26	517,03	0%	0%	0%
12m	156,8	313,5	470,31	458,65	459,26	0%	3%	2%	136,8	418,0	554,76	553,60	558,77	1%	0%	1%
13m	166,6	399,3	565,90	544,86	552,09	1%	4%	3%	145,1	532,4	677,55	666,64	663,32	1%	2%	2%
14m	178,8	419,1	597,90	575,29	582,69	1%	4%	3%	155,7	558,8	714,54	701,87	703,81	0%	2%	2%
15m	191,0	438,9	629,86	601,41	595,96	1%	5%	6%	166,3	585,2	751,51	732,77	730,81	0%	3%	3%
16m	203,1	458,7	661,79	641,49	644,18	0%	3%	3%	176,9	611,6	788,45	782,70	784,85	0%	1%	0%
17m	215,2	478,5	693,69	663,32	665,90	0%	5%	4%	187,4	638,0	825,37	815,50	816,22	0%	1%	1%
18m	227,3	498,3	725,57	710,67	706,90	1%	2%	3%	197,9	664,4	862,28	861,59	857,41	0%	0%	1%

Tabla III-12. Continuación de la Tabla III-10. Profundidad de cimient $\frac{z}{H_C} = 1$. Comprobación de la potencia activa con $H_C = 0,60B$

H (m)	Profundidad del cimiento								Comprobación Potencia activa
	$\frac{z}{H_C} = 1$								
	M-A			MEF 1capa	MEF por capas	Error Relativo			
CI	PP	T _{FINAL}	MEF- MEF			MA- MEF 1capas	MA- MEF Xcapas		
1m	11,8	125,4	137,23	134,87	134,90	0%	2%	2%	0,09
2m	21,7	178,2	199,91	198,07	198,20	0%	1%	1%	0,12
3m	30,8	231,0	261,79	259,41	259,70	0%	1%	1%	0,13
4m	39,5	283,8	323,28	329,75	330,19	0%	2%	2%	0,14
5m	48,0	336,6	384,55	404,75	405,34	0%	5%	5%	0,14
6m	56,3	389,4	445,69	461,01	460,41	0%	3%	3%	0,14
7m	64,8	429,0	493,79	511,59	512,48	0%	3%	4%	0,15
8m	73,2	468,6	541,81	563,58	564,60	0%	4%	4%	0,16
9m	81,6	508,2	589,76	596,27	597,46	0%	1%	1%	0,16
10m	89,8	547,8	637,65	648,38	649,69	0%	2%	2%	0,16
11m	98,1	587,4	685,50	700,65	702,08	0%	2%	2%	0,17
12m	106,3	627,0	733,31	754,60	754,35	0%	3%	3%	0,17
13m	112,7	798,6	911,32	911,52	913,05	0%	0%	0%	0,14
14m	120,9	838,2	959,13	962,48	964,08	0%	0%	1%	0,14
15m	129,1	877,8	1006,92	1003,82	990,50	1%	0%	2%	0,15
16m	137,3	917,4	1054,69	1074,88	1076,60	0%	2%	2%	0,15
17m	145,4	957,0	1102,44	1116,45	1118,41	0%	1%	1%	0,15
18m	153,6	996,6	1150,18	1180,05	1170,24	1%	3%	2%	0,15

Uno de los resultados importantes obtenidos de este análisis es que, de forma general se podrán emplear métodos analíticos con alturas inferiores a 8m, y de 8m en adelante se debe considerar el empleo de métodos numéricos que permite la simulación de la construcción por etapas del terraplén, ya que los errores surgen en los puntos superiores cimient y superan los permisibles desde el punto de vista ingenieril a medida que aumenta la altura del terraplén en más de un 10%.

3.4. Limitaciones del método analítico para el cálculo del estado tensional con un modelo constitutivo lineal-elástico

Aunque se han propuesto métodos para al cálculo de asientos no lineales y con modelos constitutivos hiperbólicos, no-lineales, elasto-plásticos, etc., [35, 50, 129, 130] es necesario delimitar en la etapa de anteproyecto los métodos y modelos que se emplearan para la obtención del comportamiento tenso-deformacional de los terraplenes de carretera.

Para la obtención de las limitaciones de aplicación del método analítico en el cálculo de las tensiones con el empleo de un modelo constitutivo lineal-elástico, fueron simuladas diferentes propiedades constitutivas en el suelo del cimiento. Para ello se empleó un modelo constitutivo elasto-plástico bilineal Mohr-Coulomb, simulando el comportamiento aleatorio del suelo del cimiento al variar las propiedades físico-mecánicas de cohesión y fricción en diferentes condiciones (Tabla III-13).

Tabla III-13. Propiedades de los suelos para la simulación con un modelo constitutivo elasto-plástico [123]

E _d =10200 kPa		E _d =13275 kPa	
γ=17 kN/m³		γ=18 kN/m³	
μ=0.30			
C (kPa)	Ø (°)	C(kPa)	Ø(°)
10	20	8	15
20	30	12	25
30	35	24	30
40	40	30	40

Los resultados obtenidos en las zonas de fluencia fueron comparados con las tensiones obtenidas a partir de las simulaciones del mismo modelo numérico empleando un modelo constitutivo elástico (E_d, μ), obteniendo los valores en el eje central. Para la comparación se simuló un modelo con altura del terraplén de 7m y otro de 14m, con un peso específico en el terraplén de 22 kN/m^3 . Los resultados de las tensiones teniendo en cuenta el modelo constitutivo lineal-elástico en cada caso se muestran en la Tabla III-14.

Tabla III-14. Valores de tensiones obtenidos en cada caso empleando un modelo constitutivo lineal-elástico en el suelo de la cimentación

		7m				14m	
		$E_d = 10200 \text{ kPa}$	$E_d = 13275 \text{ kPa}$			$E_d = 10200 \text{ kPa}$	$E_d = 13275 \text{ kPa}$
Puntos	Z (m)	$\sigma_{L-E} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_{L-E} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	Z (m)	$\sigma_{L-E} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_{L-E} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_{L-E} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	0.00	130,70	132,52	0.00	251,02	249,65	
2	5.00	200,40	206,62	10.00	383,37	396,29	
3	10.00	272,07	282,96	20.00	527,52	549,57	
4	15.00	348,55	364,26	30.00	682,20	703,80	
5	20.00	426,52	446,82	37.50	801,94	820,69	

Una vez obtenidas las tensiones elásticas, fueron realizadas las simulaciones con las propiedades físico-mecánicas de la Tabla III-13, obteniendo en cada caso diferentes zonas de fluencia. En la Figura III-17, Figura III-18 y Figura III-19, se muestran ejemplos de

zonas de fluencia alcanzadas en las simulaciones con diferentes propiedades físico-mecánicas en el suelo de la cimentación.

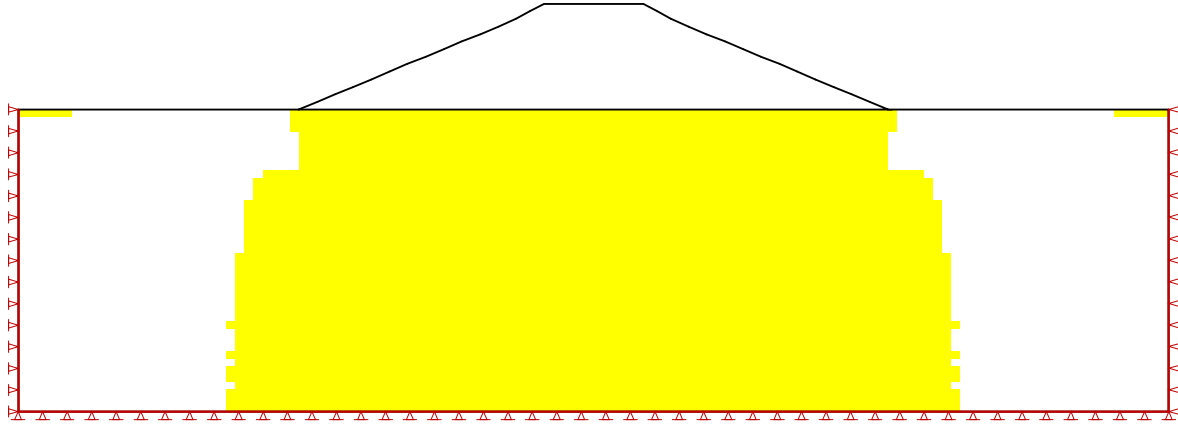


Figura III-17. Suelo en el cemento con $E_d = 13275$ kPa; $\phi = 15^\circ$ y $C = 8$ kPa

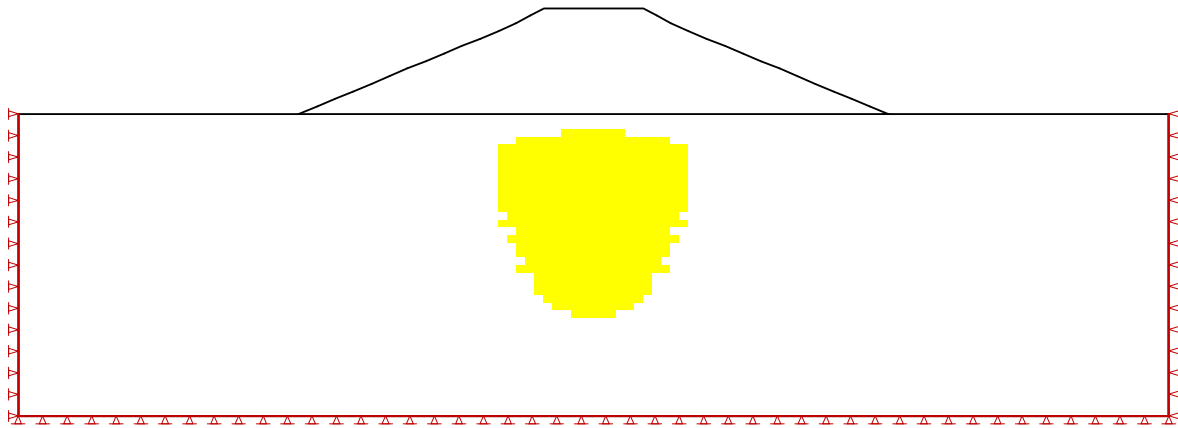


Figura III-18. Suelo en el cemento con $E_d = 13275$ kPa; $\phi = 30^\circ$ y $C = 8$ kPa

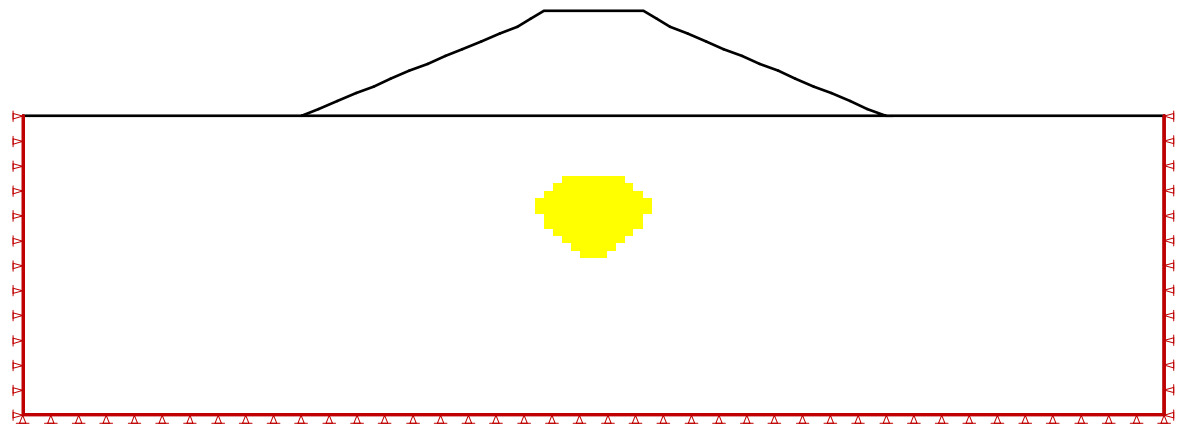


Figura III-19. Suelo en el cemento con $E_d = 13275$ kPa; $\phi = 30^\circ$ y $C = 12$ kPa

En cada caso fueron obtenidas las tensiones verticales finales, mostrando en las tablas (Tabla III-15, Tabla III-16, Tabla III-17 y Tabla III-18) algunos valores correspondientes a las tensiones verticales finales y el cálculo de los errores relativos.

Tabla III-15. Valores de tensiones obtenidas y cálculo del error relativo con módulo de deformación $E_d = 13275$ kPa. Para el modelo de 7m de altura. E-P→ modelo constitutivo Elasto-plástico; L-E→ modelo constitutivo lineal-elástico.

$E_d = 13275$ kPa		$\emptyset = 30^\circ$; $C = 12$ kPa		$\emptyset = 30^\circ$; $C = 8$ kPa		$\emptyset = 15^\circ$; $C = 8$ kPa	
Z (m)	σ_{L-E} (kN/m ²)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)
0.00	132,52	132,27	0,18	128,92	2,72	132,29	0,17
5.00	206,62	205,58	0,50	202,74	1,87	200,56	2,93
10.00	282,96	282,08	0,31	277,41	1,96	270,58	4,37
15.00	364,26	364,09	0,05	360,07	1,15	343,02	5,83
20.00	446,82	446,73	0,02	444,27	0,57	392,26	12,21

Tabla III-16. Valores de tensiones obtenidas y cálculo del error relativo con módulo de deformación $E_d = 10200$ kPa. Para el modelo de 7m de altura. E-P→ modelo constitutivo Elasto-plástico; L-E→ modelo constitutivo lineal-elástico.

$E_d = 10200$ kPa		$\emptyset = 20^\circ$; $C = 10$ kPa		$\emptyset = 20^\circ$; $C = 30$ kPa		$\emptyset = 30^\circ$; $C = 10$ kPa	
Z (m)	σ_{L-E} (kN/m ²)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)
0.00	130,70	123,56	5,46	123,77	5,30	129,19	1,15
5.00	200,40	187,24	6,57	189,10	5,64	198,12	1,14
10.00	272,07	252,71	7,12	255,53	6,08	266,99	1,87
15.00	348,55	320,57	8,03	328,72	5,69	341,20	2,11
20.00	426,52	385,93	9,52	405,23	5,00	419,14	1,73

Tabla III-17. Valores de tensiones obtenidas y cálculo del error relativo con módulo de deformación $E_d = 13275$ kPa. Para el modelo de 14m de altura. E-P→ modelo constitutivo Elasto-plástico; L-E→ modelo constitutivo lineal-elástico.

$E_d = 13275$ kPa		$\emptyset = 30^\circ$; $C = 12$ kPa		$\emptyset = 30^\circ$; $C = 8$ kPa		$\emptyset = 15^\circ$; $C = 8$ kPa	
Z (m)	σ_{L-E} (kN/m ²)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)
0.00	249,65	248,11	0,62	244,51	2,06	233,16	6,61
10.00	396,29	393,08	0,81	389,49	1,72	364,15	8,11
20.00	549,57	546,84	0,50	539,44	1,84	508,29	7,51
30.00	703,80	713,02	0,11	709,63	0,58	660,08	7,53
37.50	820,69	840,10	0,07	837,61	0,37	779,74	7,25

Tabla III-18. Valores de tensiones obtenidas y cálculo del error relativo con módulo de deformación $E_d = 10200$ kPa. Para el modelo de 14m de altura. E-P→ modelo constitutivo Elasto-plástico; L-E→ modelo constitutivo lineal-elástico.

$E_d = 10200$ kPa		$\phi = 20^\circ; C = 10$ kPa		$\phi = 20^\circ; C = 30$ kPa		$\phi = 30^\circ; C = 10$ kPa	
Z (m)	σ_{L-E} (kN/m ²)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)	σ_{E-P} (kN/m ²)	Error Relativo (%)
0.00	251,02	237,04	5,57	242,59	3,98	240,64	4,75
10.00	383,37	357,24	6,81	361,14	5,80	377,65	1,50
20.00	527,52	490,23	7,07	494,31	6,30	518,83	1,65
30.00	682,20	624,31	8,49	633,47	7,14	679,21	0,44
37.50	801,94	734,42	8,42	712,16	11,20	799,70	0,28

En el análisis cuantitativo y cualitativo de los resultados, se pudo concluir que a medida que aumenta el ángulo de fricción del suelo, las zonas de fluencia tienden a desaparecer, y los errores entre el valor de las tensiones en las zonas de fluencia con respecto a las alcanzadas con un modelo constitutivo lineal-elástico, disminuyen. Por lo que se puede establecer que el ángulo de fricción debe ser $\phi \geq 30^\circ$, para que el estado tensional obtenido sea coherente con los análisis clásicos empleados para el cálculo de las tensiones. En el análisis de la cohesión se pudo precisar que, en la mayoría de los casos las grandes zonas de fluencia desaparecen con $C < 10$ kPa. En ese sentido cuando los parámetros del suelo del cimiento no cumple con este requisito, es necesario emplear métodos que empleen modelos constitutivos elasto – plásticos en el cálculo del estado tenso – deformacional.

3.5. Definición de terraplén alto en función de las propiedades físico-mecánicas del suelo del cimiento

Con la conclusión de los epígrafes anteriores y el análisis de los resultados obtenidos se pudo determinar que para terraplenes de hasta 7m de altura el suelo del cimiento puede poseer un CBR de 3%, para terraplenes de 7m a 12m de altura el cimiento puede poseer un CBR de 5%, y para terraplenes mayores de 12m de altura el suelo del cimiento debe poseer un CBR mayor de 5%. Los CBR de la presente investigación fueron relacionados con el módulo de deformación mediante la expresión $E_d = 6.5CBR^{0.65}$ (kPa) tomada de Carlos Kraemer [4], y se relacionaron con las propiedades de resistencia (C y ϕ) a partir de las relaciones que estableció Ábalo [123] para suelos cubanos:

CBR=3% $\rightarrow 13275 \leq E_d \text{ (kPa)} < 18500$; $C \rightarrow (20\sim30) \text{ kPa}$; $\emptyset \rightarrow (30^\circ\sim20^\circ)$

CBR=5% $\rightarrow 18500 \leq E_d \text{ (kPa)} < 38000$; $C \rightarrow (10\sim20) \text{ kPa}$; $\emptyset \rightarrow (40^\circ\sim30^\circ)$

CBR=15% $\rightarrow E_d \text{ (kPa)} \geq 38000$; $C \leq 10 \text{ kPa}$; $\emptyset \geq 40^\circ$

En caso que los suelos de la cimentación no cumplieran los requisitos planteados previamente para las diferentes alturas de los terraplenes, se podrá catalogar el terraplén como alto y será necesario tomar medidas como las que se exponen a continuación para su análisis, diseño y construcción:

- ~ Reconsiderar la altura del terraplén a través del trazado geométrico de la carretera.
- ~ Estabilizar el suelo del cimientto hasta alcanzar resistencias superiores a las del terraplén.
- ~ Emplear drenes verticales para fortalecer el suelo de la cimentación.
- ~ Asegurar que, al menos, el CBR de la cimentación sea como mínimo de 15% en una profundidad igual a la mitad de la altura del terraplén, o al menos de 5% en una profundidad igual a la altura del terraplén (ver Anexo 3).
- ~ Evaluar el estado tenso-deformacional del terraplén considerando la construcción por etapas acoplando el fenómeno de la consolidación del suelo compresible en el análisis.

3.6. Procedimiento para el análisis y diseño de terraplenes de carretera

Con la conclusión de la presente investigación se pudieron realizar los siguientes aportes al procedimiento de análisis y diseño de los terraplenes de carretera:

- i. Definición de la altura del terraplén a partir del perfil longitudinal.
- ii. Concepción del modelo a partir de la sección transversal típica del terraplén definiendo la altura del terraplén.
- iii. Análisis de los suelos procedentes de la excavación y los disponibles en cantera para la construcción del terraplén.
- iv. Determinación de la resistencia de los suelos en términos de CBR.
- v. Cumplimiento de los parámetros de la Tabla I-2 (Capítulo I, epígrafe 1.2.2).
- vi. Definición de las pendientes del talud en función de los parámetros de la Tabla III-19, obtenida en la presente investigación.

- vii. Evaluación del CBR del suelo del cimiento según altura del terraplén (Tabla III-20).
- viii. Si para la altura del terraplén señalada el suelo de la cimentación no cumpliera con las especificaciones de la Tabla III-19, será necesario tomar las medidas definidas en el epígrafe 3.5.
- ix. Verificación de la estabilidad de los taludes. Para las condiciones reales de trabajo del terraplén.
- x. Cálculo del estado tensional, deformacional y asentamiento del suelo del cimiento producto de la carga del terraplén. Teniendo en cuenta las limitaciones establecidas en el epígrafe 3.4.

Tabla III-19. Pendientes recomendadas para terraplenes según altura y tipo de suelo del cimiento y el terraplén.

H _T (m)	CBR del cimiento	Suelo del terraplén según clasificación AASHTO		
		A-1	A-2	A-3
6	≥ 3%	1,5:1		2:1
12	3%	No utilizable		
	≥ 5%	2:1-1,5:1 ó 2:1-berma-1,5:1		
18	3%	No utilizable		
	≥ 5%	2:1-berma-2:1-1,5:1		2:1-berma-2:1
	≥ 15%	1,5:1-berma-1,5:1-berma-1,5:1		
24	3%	No utilizable		
	≥ 5%	2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1		
	≥ 15%	2:1-1,5:1-berma-2:1-1,5:1		2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1 /
30	3%	No utilizable		
	≥ 5%	2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1-berma-2:1		
	≥ 15%	2:1-berma-2:1-1,5:1-berma-2:1-1,5:1	2:1-berma-2:1	

Tabla III-20. Cimiento aceptable para terraplenes altos

Altura	Resistencia en términos de CBR	Características resistentes del suelo según las utilizadas en la presente investigación
Hasta 7m	3%	13275 ≤ Ed (kPa) < 18500; C → (20~30) kPa; Ø → (30°~20°); 18 ≤ γ(kN/m ³) < 20 % del material por el tamiz N° 200 no está limitado; LL < 35 % o LL < 65 % e IP < 0,6 (LL – 9) Materia orgánica < 2% % de hinchamiento < 2%~3%
De 7m a 12m	5%	18500 ≤ Ed (kPa) < 38000; C → (10~20) kPa; Ø → (40°~30°); 20 ≤ γ(kN/m ³) < 22; Menos del 35% pasa el tamiz N° 200 LL < 30% ó 30 < LL = 40 e IP = 0,73(LL-20) Materia orgánica < 2% % de hinchamiento < 2%
Mayor de 12m	> 5%	Ed > 18500 kPa; C > 10kPa; Ø > 30°; γ > 20 kN/m ³ Pasa el tamiz N°. 200 < 25%; Tamiz N° 20 > 70%; Tamiz N° 2 < 80%; LL < 30%; Materia orgánica < 1% % de hinchamiento < 2%

3.7. Consideraciones finales del capítulo

Con la conclusión del capítulo 3, se dio cumplimiento al cuarto objetivo específico propuesto, llegando a la obtención de especificaciones para el diseño de terraplenes de carretera mediante la evaluación del comportamiento del estado tenso-deformacional, dicho resultados se resumen en las siguientes consideraciones finales:

- Para terraplenes hasta 6m de altura es posible emplear pendientes en los taludes de 1,5:1 y 2:1.
- Para terraplenes de hasta 12m de altura se podrán emplear pendientes combinadas 2:1-1,5:1; 2:1-berma-1,5:1 y 2:1-berma-2:1. Con una división a la mitad de la altura, o con una división a partir de los 6m de altura, según considere el proyectista. Siempre teniendo en cuenta que la primera variante es la que menor volumen de tierra necesita para su construcción.
- Para terraplenes de hasta 18m de altura se podrán emplear pendientes 2:1 con el empleo de bermas cada 6m o a la mitad de la altura, o la variante 2:1-berma-2:1-1,5:1, resultando esta última la que menor volumen de tierra necesita para su construcción. En el caso que se desee emplear una pendiente de 1,5:1 con bermas cada 6m en terraplenes de 18m de altura, se debe asegurar que el suelo del cimiento presente un CBR de 15%.
- Para terraplenes de hasta 24m de altura se recomiendan pendientes 2:1 con el empleo de bermas cada 6m con $\text{CBR} \geq 5\%$, o la combinación de pendientes 2:1-1,5:1-berma-2:1-1,5:1 si se asegura que el suelo del cimiento presenta un $\text{CBR} \geq 15\%$.
- Para terraplenes de hasta 30m de altura se recomiendan pendientes de 2:1 con la inclusión de bermas cada 6m o la combinación 2:1-berma-2:1-1,5:1-berma-2:1-1,5:1 asegurando que el CBR del cimiento sea mayor o igual que 15%.

- Del análisis general del estado tenso-deformacional de los terraplenes con los diversos casos de estudio analizados a partir del diseño de experimento, se determinó que para que no se produzcan deformaciones en el cuerpo del terraplén que puedan ser inadmisibles en su período de explotación, no deben surgir deformaciones en el suelo del cimiento superiores a 0.005 , lográndose esto con el aumento de la resistencia del suelo de la cimentación en función de la altura del terraplén fundamentalmente.
- Fueron delimitadas las propiedades físico-mecánicas del suelo de la cimentación en función de la altura del terraplén, siendo necesario un CBR en el cimiento de 3% para 7m de altura en el terraplén; un CBR en el cimiento de 5% de 8m a 12m de altura y un CBR en el cimiento mayor de 5% para terraplenes mayores de 12m.
- Se proponen recomendaciones para el diseño del terraplén cuando el suelo del cimiento no satisface la altura del terraplén.
- De la comparación entre el método analítico, y la simulación del terraplén con métodos numéricos en una sola capa y por etapas de construcción sobre el cimiento natural, se pudo determinar que al ‘final de construcción’ se calcularon errores relativos superiores al 10% delimitando el empleo del método analítico a terraplenes de hasta 8m de altura .
- Fue obtenido un dominio del surgimiento de deformaciones plásticas en el suelo de la cimentación en cuanto a las propiedades físico mecánicas de cohesión y fricción, delimitando el empleo de métodos analíticos cuyo modelo constitutivo es lineal y elástico.
- Se planteó el procedimiento para el análisis y diseño de terraplenes de carretera con los nuevos aportes realizados.

CONCLUSIONES y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Una vez concluida la presente investigación, se formularon las conclusiones, donde se sintetizan de forma general los resultados más significativos alcanzados y que repercuten de forma directa en las novedades científicas:

1. 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 cimientto.
 - b. Limitaciones en la calidad del cimientto dependiendo de la altura del terraplén.
 - c. Limitaciones en el empleo de los métodos analíticos con modelo constitutivo lineal-elástico.
2. Referentes a la herramienta computacional, se obtuvo un modelo numérico que caracteriza el estado tenso-deformacional de terraplenes de carretera en estado de deformación plana, teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones fundamentales:
 - a. Con elementos finitos cuadriláteros de 4 nodos y triangulares de 3 nodos con una discretización del dominio de 50cm, el modelo brinda los grados de aproximación deseados en el cálculo del estado tenso – deformacional de los terraplenes de carretera. Permite simular el comportamiento del terraplén durante su construcción sobre el cimientto natural.
 - b. Se brindan recomendaciones para el empleo de diferentes condiciones de frontera y modelos constitutivos si se desea emplear la modelación computacional como herramienta de solución. Son más confiables las ligaduras lineales horizontales y verticales, ya que no presentan restricciones en cuanto al modelo constitutivo.
 - c. Se definió la potencia activa de $0.60B$ para el diseño de terraplenes.

3. 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.
4. 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.
5. Se propone la actualización del procedimiento de análisis y diseño de terraplenes de carretera con los principales resultados obtenidos en la presente investigación.

RECOMENDACIONES

1. Continuar abordando el tema de los terraplenes altos para carretera mediante la experimentación.
2. Se deben abordar como objeto individual de estudio, los métodos analíticos con modelo constitutivo elasto-plásticos para el cálculo de los asientos en terraplenes.
3. Se deberá abordar en futuros estudios, la disposición de diferentes tipos de suelos en el interior del terraplén, pues no siempre existe disponibilidad para todo el volumen de material en cantera necesario para satisfacer la construcción del terraplén de manera homogénea.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Jiménez Salas, (1981) *Geotecnia y Cimentaciones*
- [2] Jiménez Salas, J. A. e. a., (1981), "Geotecnia Vial," in *Geotecnia y cimientos III*. vol. 1, 2 ed Madrid, España: Editorial Rueda.
- [3] Torres Vila, J. A., (1986), "La estructura de la explanación," in *Diseño y Construcción de Explanaciones*. vol. 1, L. J. L. L. Matamoros, Ed., ed La Habana, Cuba: Avenida del Boque, pp. 168-204
- [4] Kraemer, C., Morilla, I. A., and Rocci Boccaleri, S., (1992) *Explanaciones y Drenaje*, 2 ed. Madrid, España: RUGARTE, S. L. p. 286
- [5] Torres Vila, J. A., (1986) *Diseño y construcción de Explanaciones*
- [6] Tejeda, E., (2008), "Diseño y Construcción de Explanaciones ", ed. Universidad de Manabí. Ecuador,
- [7] ENIA-Cienfuegos, (2010), "Informe Ingeniero Geológico para Fase de Estudio. Expansión de Refinería,"
- [8] Justiz, E., (2013), "Situación del terraplén del aeropuerto de Santiago de Cuba," ed. Comunicación personal,
- [9] PG-3, (2004), "Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de carreteras y puentes," E. LITEAM, Ed., 4ta ed, 84-95596-51-2
- [10] AASHTO, (2016), "Road Standard," en *Section 207. Embankment*, ed: Standard Specifications,
- [11] RC-3013, (1981), "Terraplenes para obras viales".
- [12] Belandria, N., (2010), "Terraplenes," ed. Universidad de Los Andes
- [13] Escario, V., (1993), "Los Materiales para terraplenes. Construcción de terraplenes," in *Kraemer, C., Uriel, R. S., Explanaciones y drenaje I*, ed Universidad Politécnica de Madrid: E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, pp. 43-74
- [14] NC-052-042:, (1978 (en proceso de actualización)), "Terraplenes. Especificaciones Constructivas," C. E. d. l. Construcción, Ed., ed. Ciudad de la Habana, Cuba, p. 8,
- [15] NC-53-125, (1984), "Terraplenes," ed: Comité Estatal de Normalización,
- [16] NC-XX-2011, (2011), "Carreteras. Código de buenas prácticas para la construcción de terraplenes."
- [17] Woods, K. B., Berry, D. S., and Goetz, W. H., (1970), "Highway Engineering Handbook," in *Highway Engineering Handbook*. vol. 1, Woods, Ed., ed
- [18] Bhattacharyya, S. K., (2009), "Highway Embankment Desing in Bangladesh," Thesis submitted for the fulfilment of Master of Philosophy in Civil Engineering, The University of Birmingham, 246.
- [19] Hsi, J. and Martin, J., (2005), "Soft ground treatment and performance, Yelgun to Chinderah Freeway, NSW, Australia", *Elsevier Geo-Engineering Book Series*, vol. 3, pp. 563-599.
- [20] Jie Huang, Jie Han, and Junjie Zheng, (2007), "Analysis of the Influence of Embankment Widening on Soft Ground with Differential Settlements on Pavement Structure," en *Ground Improvement and Geosynthetics (GSP 207)*, p. 9.
- [21] LIU Guan-shi, KONG Ling-wei, CHEN Shan-xiong, and Ming-jian, H., (2004), "Experimental study on control of high embankment construction on soft foundation in Xiang-jing Expressway". CNKI:SUN:YTLX.0.2004-S2-02X

- [22] Stuedlein, A. W., Bailey, M., Doug Lindquist, John Sankey, and William J. Neely, (2010), "Design and Performance of a 46-m-High MSE Wall", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. Vol. 136, p. 10, Junio 2010. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000294](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000294) www.asce.org
- [23] Ulloa, Á. and Vargas., W., (2007), "Metodología simplificada para evaluación de vulnerabilidad geotécnica de terraplenes en carreteras de montaña de Costa Rica", *Revista Infraestructura Vial*, Agosto 2007.
- [24] Wei Shan, Y. G., Hongjun Liu, Lin Yang, and Lin Yang, (2009), "The Compaction for Widening High Embankment and Its Distribution along the Height of Roadbed in Seasonal Frozen Regions," presentado en la International Conference on Transportation Engineering 2009.
- [25] Guo-xiong, W., Jing-sheng, D., Min, W., and Xian-yi, L., (2010), "3D Effect Analysis of Geometrically Complicated High-Filled Slope Stability," en *Transportation Infrastructure Construction and Emerging Technology*, ICCTP 2010: Integrated Transportation Systems-Green - Intelligent - Reliable, pp. 3063-3070.
- [26] Zhang, J.-M., Yang, Z.-Y., Gao, X.-Z., and Tong, Z.-X., (2010), "Lessons from Damages to High Embankment Dams in the May 12, 2008 Wenchuan Earthquake", *TRB (Transportation Research Board)*, pp. 1-31. <http://worldcat.org/isbn/9780784411025>
- [27] Morilla, P. and Melentijevic, S., (2014), "Estabilidad de terraplenes sobre columnas de suelo-cemento", *Boletín de la sociedad española de mecánica del suelo e ingeniería geotécnica*, pp. 22-35.
- [28] Cruz, E., Espinoza, R., Contreras, M., Guzmán, M., Gómez, V., and Ortiz, T., (2013), "Tecnología para la estabilización de terraplenes de carreteras en construcción," I.-C. C. E. Zacatepec, Ed., ed. México, p. 36, 978-607-37-0150-1
- [29] Jiménez-Salas, J. A., De-Justo, J. L., and Serrano, A., (1981) *Geotecnia y Cimientos III*, 2a ed. vol. 1. Madrid, España
- [30] ENIA-Cienfuegos, (2009), "Informe Técnico de Investigaciones Ingeniero Geológicas," Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas. INVESCONS. Unidad de Investigaciones para la construcción Cienfuegos, CienfuegosSeptiembre 20/2009.
- [31] Hsi, J. and Martin, J., (2005), "Chapter 20 Soft ground treatment and performance, Yelgun to Chinderah Freeway, NSW, Australia," in *Elsevier Geo-Engineering Book Series*. vol. Volume 3, I. Buddhima and C. Jian, Eds., ed: Elsevier, pp. 563-599
- [32] Long, M. M. and O'Riordan, N. J., (2001), "Field Behaviour of Very Soft Clays at the Athlone Embankments", *Geotechnique*, vol. 51. N° 4, pp. 293 - 309.
- [33] NC-334/2004, (2004), "Carreteras-Pavimentos flexibles-Método de cálculo," 1 ed: Ofinicina Nacional de Normalización,
- [34] *RC - 3013. Movimiento de Tierra. Terraplenes para obras viales*, Regulaciones de la construcción, 1981.
- [35] Álvarez, L., (1998), "La Estabilidad de Cortinas de Presas de Tierra Mediante la Solucion de los Estados Tenso-Deformacionales y La Aplicación de la Teoría de Seguridad," Tesis Doctoral, Santa Clara, UCLV, Ingeniería Civil.

- [36] Pérez, J., (2015), "Tensiones y asientos: Métodos elásticos y plásticos," Master en rehabilitación arquitectónica. Inspección y recalce de cimentaciones, E.T.S Arquitectura de La Coruña Departamento de tecnología de la construcción.
- [37] Romero, U., (1993), "Diseño estático y dinámico. Riesgo de fisuración", *Simposio sobre Geotecnia de Presas de Materiales Suelos*. Zaragoza, pp. 161-176.
- [38] NC-157, (2002), "Geotecnia. Determinación del índice CBR in situ," ed. Ciudad Habana,
- [39] Del Águila Rodríguez, P., (2007), "Determinación del módulo resiliente del suelo de fundación mediante Método Mecanístico-Empirista. Método Hogg Simplificado."
- [40] Rodríguez, P. d. A., (2007), "Determinación del módulo resiliente del suelo de fundación mediante método mecanístico - empiricista. Método Hogg simplificado.," presentado en la XIV Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto., La Habana, Cuba.
- [41] IMT, (2001), "Módulos de resiliencia en suelos finos y materiales granulares," Instituto-Mexicano-del-transporte, Ed., ed: UPC,
- [42] EG/CBT, (2008), "Manual de Especificaciones Técnicas Generales para construcción de carreteras no Pavimentadas de bajo volumen de Tránsito," vol. 1, M. d. T. y. Comunicaciones, Ed., ed. Lima-Perú: Dirección general de caminos y ferrocarriles, p. 285,
- [43] Eurocódigo-7, (2002), "Proyecto geotécnico," en *Parte 3: Proyecto asistido por ensayos de campo*, N. europea, Ed., ed. AENOR,
- [44] ESP.TEC.PCE, (2012), "Manual de especificaciones técnicas," ed. Madrid,
- [45] NC-822, (2010), "Carreteras — Explanaciones — Requisitos de diseño," ed: Oficina Nacional de Normalización,
- [46] Huang, Y., (2004) *Pavement analysis and design*, 2da ed. Kentucky
- [47] Becerra, M., (2012) *Tópicos de Pavimentos de Concreto. Diseño, Construcción y Supervisión* Ciudad de Lima
- [48] NC-53-02, (1986), "Elaboración de Proyectos de construcción. Carreteras Rurales. Caracterización técnica y características geométricas del trazado directo. ," MICONS, Ed., ed: Comité Estatal de Normalización
- [49] NC-53-172, (1987), "Explanación de Vías férreas," en *Norma cubana*, MICONS, Ed., ed. La Habana,
- [50] González, A. V. and Quevedo, G., (2007), "Cálculo de asentamientos no lineales", *BIT*, vol. 54, pp. 94-97.
- [51] Juarez-Badillo, E. and Rico, A., (1972) *Mecánica de Suelos* vol. 1. Ciudad Habana, Cuba: Pueblo y Educación. pp. 20-443
- [52] Sowers, G. B. and Sowers, G. F., (1987) *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones* vol. 1. Habana
- [53] Knappett, J. and Craig, R. F., (2012) *Craig's Soil Mechanics*: Spon Press
- [54] Cuenca, A., (2009), "Aplicaciones del ensayo triaxial," en *Trayectoria de Tensiones. Modelo Hiperbólico*, ed. Laboratorio de carreteras. Alicante, p. 31,
- [55] Jimenez Salas, J. A., De Justo, J. L., and Serrano, A., (1980) *Geotecnia y Cimientos I*, 2 ed. vol. I. Madrid
- [56] Jimenez Salas, J. A., De Justo, J. L., and Serrano, A., (1980) *Geotecnia y Cimientos II*, 2 ed. vol. II. Madrid

- [57] Sutherland, H. B., (1975), "Granular materials. Settlement of Structures," ed. Pentech, Londre,
- [58] Mesa, M., Tejeda, E., and Lamas, F., (2011), "Métodos analíticos empleados para el cálculo de asiento en terraplenes. Monografía," ed, 978-9-592-61406-2
- [59] Escolano-Sánchez, F., Bueno-Aguado, M., and Fernández-Ordóñez, D., (2015), "The Finite Elements Method (FEM) versus traditional Methods (TM), in the estimation of settlement and modulus of soil reaction for foundation slabs design on soils with natural or man-made cavities", *Informes de la Construcción*, vol. 67, pp. 2-7. doi: <http://dx.doi.org/10.3989/ic.13.060>
- [60] Cruz, E., Marín, C., and Reyes, L., (2014), "Pruebas de placa dinámica para el control de calidad en terraplenes", *XXVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*.
- [61] Valencia, Y., Camapum de Carvalho, J., and Lara, L., (2012), "Aplicaciones adicionales de los resultados de pruebas de carga estática en el diseño geotécnico de cimentaciones", *DYNA*, vol. 175, pp. 182-190, Octubre.
- [62] González, A. V., (2000), "Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales en Arenas," Tesis presentada para optar por el grado de Doctor en Ciencias Técnicas, Villa Clara, Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas Ingeniería Civil.
- [63] Wang, Z.-c., Luo, Y.-s., and Tang, S.-h., (2008), "Mechanism and calculation method of rheological settlement of high-filled embankment", *J. Cent. South Univ. Technol.*, vol. 15, pp. 381-385. <http://10.1007/s11771-008-384-1>
- [64] Rojas, E. and Romo, M. P., (2005), "Modelos Constitutivos utilizados en Geotecnia", *Instituto de ingeniería UNAM*.
- [65] Schofield, A. and Wroth, P., (1960) *Critical State Soil Mechanics*, McGraw Hill. Reino Unido
- [66] Mendoza, C., Farias, M., and da Cunha, R., (2014), "Validación de modelos constitutivos avanzados de comportamiento mecánico para la arcilla estructurada de Brasilia", *Obras y Proyectos*, vol. 15, pp. 52-70.
- [67] Waterman, D. and Álvarez, A., (2012), "Análisis numérico y la importancia de los modelos constitutivos", *Memorias de XVII Reunión Nacional de Profesores de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*.
- [68] Dashko, R. E. and Kagán, A. A., (1980) *Mecánica de los Suelos en la Práctica de la Geología Aplicada a la Ingeniería*. Moscú. p. 257
- [69] Cuanalo, O. A., Oliva, A. O., and Gallardo, R., (2011), "Inestabilidad de laderas. Influencia de la actividad humana", *Elementos*, vol. 84, pp. 39-46.
- [70] Álvarez, M., Martínez, J. E., and Álvarez, L., (2015), "Simulación físico-numérica para evaluar el comportamiento sísmico resistente en presas de tierra", *Memorias del XII Congreso Cubano de Informática y Geociencias (GEOINFO). Modelación matemática y Software aplicados a la Explotación Minera*.
- [71] Mesa, M. and Guada, P., (2013), "Métodos empírico-mecanista empleados para el cálculo del factor de seguridad en la estabilidad de taludes. Monografía," ed. La Habana, 978-9-592-61431-4
- [72] NC-856:2011, (2011), "Carreteras - Protección de Taludes - Requisitos de Diseño. ," ed: Oficina Nacional de Normalización,
- [73] Zenghui, Z., Weiming, W., and Jixing, Y., (2014), "Quantitative analysis of parameters' influence on the stability of coal roadway clamped by upper and lower

- soft rock with extra thickness", *International Journal of Modeling, Simulation, and Scientific Computing*, vol. 5, p. 15. <http://dx.doi.org/10.1142/S1793962313500232>
- [74] Ortiz, W. F., (2014), "Estudio de estabilidad de los taludes de las presas del proyecto Pacalori, teniendo en cuenta la acción sísmica," Cuenca, Ecuador, Universidad de Cuenca, Escuela de Ingeniería Civil.
- [75] Gallego, G., Leal, J. C., Rojas, E., and Mora, R. S., (2012), "Efecto de la succión en la estabilidad de un talud de arena limosa", *Ingeniería Investigación y Tecnología*, vol. XIII, pp. 271-281.
- [76] etseccpb, (2008), "Métodos de equilibrio límite".
- [77] Suarez, J., (2006), "Calculo del factor de seguridad de un talud, métodos de equilibrio límite," Bucaramanga-Colombia.
- [78] Rodas, R. and Rousé, P., (2010), "Análisis comparativo de métodos para la medición del ángulo de reposo de suelos granulares", *Revista de la construcción*, vol. 9.
- [79] Fawaz, A., Farah, E., and Hagechade, F., (2014), "Slope stability analysis using numerical modelling ", *American Journal of Civil Engineering*, vol. 2, pp. 60-67. doi: 10.11648/j.ajce.20140203.11 <http://www.sciencepublishinggroup.com/j/ajce>
- [80] Moller, O., Javier, W., Signorelli, M., and Stonti, A., (2011) *Mecánica Computacional* vol. Vol XXX. Rosario, Argentina
- [81] Ortiz Salas, C. E. (2010). *Estabilidad de Taludes*. Disponible en web: <http://es.wikipedia.org/w/index.php>
- [82] Morgenstern N. , P. V., (1965) *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces* vol. 15. March: Geotechnique
- [83] Spencer, E. A., (1967) *Method of Analysis of The Stability if Embankments Assuming paralled inter-slice forces* vol. 17: Geotechnique
- [84] Sepúlveda, A., (2011), "Comportamiento sísmico de taludes de roca. Aplicación del método de Newmark," Master, Madrid, España, Universidad politécnica de Madrid, Escuela técnica superior de ingenieros caminos, canales y puertos.
- [85] Mesa, M., Lamas, F., and Tejeda, E., (2014), "Estudio geotécnico y experimental de suelos para terraplenes", *Memorias de la 17 Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura*.
- [86] Beneyto, P. A., Di Rado, H. A., Mroginski, J. L., and Awruch, A. M. (2005), 11 abril 2009). Un modelo basado en la combinación de estados para el análisis de la consolidación en suelos no saturados. *XXIV*, 13.
- [87] Rico, A. and del Castillo, H., (1992), "Consideraciones sobre compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte," I. m. d. transporte, Ed., ed. Querétaro - Galindo, ciudad de México, 0188 - 7114
- [88] Barrera, M., Garnica, P., and Martínez, F., (2004), "Influencia de la succión en los cambios volumétricos de un suelo compactado," ed. Sanfandila, Qro.: Publicación Técnica No. 238, 0188-7297
- [89] Armas, R. and González, Y., (2008), "Criterios sobre la compactación de suelos y el control de calidad de terraplenes", *14 Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura*, p. 9, Diciembre.
- [90] NC-158, (2002), "Geotecnia. Terraplén de Prueba," en *Norma Cubana*, O. N. d. Normalización, Ed., 1 ed. Ciudad de la Habana, Cuba, p. 9, 93.020

- [91] Moeiz, K. O., (2016), "On The Numerical Solution of Two Dimensional Model of an Alloy Solidification Problem", *Modeling and Numerical Simulation of Material Science*, vol. 6, pp. 1-9. <http://dx.doi.org/10.4236/mnsms.2016.61001>
- [92] Aid, A., Semari, Z., and Benguediad, M., (2014), "Finite Element Method Investigation of the Effect of Cold Expansion Process on Fatigue Crack Growth in 6082 Aluminum Alloy", *Modeling and Numerical Simulation of Material Science*, vol. 4, pp. 25-31. <http://dx.doi.org/10.4236/mnsms.2014.41005>
- [93] Mesa, M. and Álvarez, J., (2016), "Aplicación de las TIC al diseño y construcción de terraplenes", *Memorias de la XI Conferencia Científico-Técnica de la construcción*.
- [94] Clayton, E., (2012), "Análise numérica do comportamento de muros reforçados com geossintéticos construídos com material de aterro não convencional " Maestría, UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA.
- [95] Castro, G., (2013), "Modelación física y numérica de la respuesta hídrica de un terraplén arcilloso," Máster Trabajo final de máster, Barcelona, Universidad politécnica de Catalunya, Departamento de Ingeniería geotécnica, 86.
- [96] Zaldivar, S. F., Rodríguez, J. F., and Auvinet, G., (2012), "Análisis numérico de la interacción lumbrera-túnel en suelos blandos sometidos a hundimiento regional", *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*.
- [97] Mesa, M. and Álvarez, J., (2011), "Calibración numérica de un problema de ingeniería vial", *Revista de la construcción*, vol. 10, pp. 52-63. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-915X2011000300006>
- [98] Cobelo, W., (2004), "Contribución al análisis estructural y al diseño geotécnico de cimentaciones tronco cónicas bajo carga axial simétrica en estructuras tipo torre," Tesis Doctoral, La Habana, CUJAE, Ingeniería vial.
- [99] Recarey, C. A., (1999), "Modelación del terreno y las estructuras en el dominio del tiempo," Tesis presentada para optar por el grado de doctor en ciencias técnicas, Cuba, Villa Clara, Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas. (UCLV), Facultad de Construcciones. Departamento de Ingeniería Civil, 140 pp.
- [100] Bonilla, J., Larrúa, R., Mirambell, E., and Recarey, C., (2007), "Aplicación de la simulación numérica al estudio del comportamiento de conectadores tipo perno en estructuras mixtas de hormigón y acero.", *Revista Ingeniería Civil*, vol. 148, p. 14.
- [101] Bonilla, J., Larrúa, R., Recarey, C., Mirambell, E., Gómez, A., and López, M., (2010), "Simulación numérica del ensayo push-out para conectadores tipo perno de estructuras mixtas en sección viga-losa con lámina nervada. ", *Revista Ingeniería Civil*, vol. 157, p. 12.
- [102] Broche, J. L., (2005), "Conceptualización del comportamiento estructural de las cimentaciones superficiales aisladas desde una óptica integral, aplicando técnicas de modelación numérica," Tesis Doctoral, Santa Clara, UCLV, Ingeniería Civil.
- [103] Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L., (2004) *El Método de los Elementos Finitos*, 5ta ed. vol. 1, 2 y 3. Barcelona, España: CIMNE
- [104] Oñate, E., (1995) *Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos*, Segunda edición ed. Barcelona, España: CIMNE
- [105] Ibáñez, L. O., (2001), "Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante la modelación matemática," Tesis Doctoral, Santa Clara, UCLV, Ingeniería Civil.

- [106] Zienkiewicz, O. C. and Taylor, R. L., (2002), "Tensión y deformaciones Planas," in *El Método de los Elementos Finitos*. vol. 1, M. J. Norte, Ed., 4 ed Barcelona, España: CIMNE, p. 339
- [107] Bonilla, Y., (2008), "Manual de Propiedades y correlaciones geotécnicas requeridos para el diseño de obras viales," Tesis de Diploma, Villa Clara, UCLV, Departamento de Ingeniería Civil, 100.
- [108] Bonilla, J., Larrúa, R., Mirambell, E., and Recarey, C., (2007), "Estudio de la influencia de la resistencia del hormigón en el comportamiento de conectadores mediante simulación numérica y análisis experimental.", *Revista Ingeniería Civil*, vol. 147 p. 8.
- [109] López, M., (2011), "Estudio del comportamiento de losas compuestas con láminas colaborantes mediante la combinación de simulación numérica y técnicas de instrumentación y ensayo," Tesis Doctoral, Santa Clara, UCLV, Departamento de ingeniería Civil.
- [110] International, G.-S. (2008). *Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007 (3rd ed.)*.
- [111] International, G.-S. (2008). *Stability Modeling with SLOPE/W 2007 (3rd ed.)*.
- [112] HAI-SUI, Y., (2006) *Plasticity and geotechnics* vol. 13: Springer
- [113] Lubliner, J., (2006) *Plasticity Theory*. California: University of California at Berkeley
- [114] Simancas, O., (1999), "Capacidad de carga de cimentaciones superficiales," PhD, Oviedo, Universidad de Oviedo, Departamento de Explotación y Prospección de Minas.
- [115] Mesa, M. and Álvarez, J., (2012), "Técnicas de calibración numérica para problemas de ingeniería", *Memorias de la XXXIII Convención Panamericana de ingenierías (UPADI)*, p. 12.
- [116] Mesa, M., Álvarez, J., and Recarey, C., (2012), "Proceso de algoritmo para calibración matemática", *Memorias de la 16 Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura*, p. 13.
- [117] Mesa, M., Álvarez, J., Tejeda, E., and Recarey, C., (2016), "Determination of the domain dimensions in embankment numerical modeling", *DYNA*, vol. 83, pp. 44-48. <http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v83n198.49211>
- [118] Muzás, F., (2002), "Consideraciones sobre la elección de coeficientes de balasto.", *Revista de Obras Públicas.*, p. 7, Noviembre.
- [119] Leoni, A. J., (2009), "Apunte de coeficiente de balsto.", *Facultad de ingeniería U.N.L.P.*, p. 30, [fecha de consulta Marzo 2011]. <http://materias.fi.uba.ar/7411/curso/teoria/balasto/leoni.pdf>
- [120] López - Menchero, J. M. and Lozano Rivas, J., (2009), "Presión admisible por el terreno para losa.", p. 11, Marzo.
- [121] Aragón, J., (2006), "El coeficiente de balasto", [fecha de consulta marzo 2011]. <http://radioamericahn.net>
- [122] NC-11, (1998), "Geotecnia. Métodos de ensayo de carga sobre placa en suelos," en *Norma Cubana*, 1 ed, p. 22,
- [123] Ábalo, M. A., (1986), "Caraterísticas de los suelos," ISPJAE, Ed., ed. Ciudad de la Habana,
- [124] SNiP-2.02.01.-83, (1985), "Bases de edificaciones y construcciones," ed. Moscú,

- [125] DM-7.01, (1986), "Soil Mechanics. DESIGN MANUAL 7.01," N. F. E. Command, Ed., ed: Tennessee Corporation,
- [126] Orta, P. A., (2013) *Tecnología de Construcción de las Explanaciones*. La Habana: Félix Varela
- [127] Brajas, D., (2003) *Fundamentos de ingeniería geotécnica*, 4ta ed. California
- [128] Poliotti, M. and Sierra, P., (2011), "Consolidación unidimensional de suelos," Universidad Nacional de Rosario, Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura, 41.
- [129] González, E., (2013), "Cálculo de las deformaciones en las bases de las cimentaciones superficiales. Comportamiento No Lineal.," Diploma, Las Villas, UCLV, Departamento de Ingeniería Civil.
- [130] González-Cueto, A. V., (2007-2013), "Diseño geotécnico de cimentaciones superficiales," en *Software de aplicación práctica*, ed: UCLV,
- [131] ASTM, (D 2487-00), "Norma práctica para la clasificación de suelos en ingeniería (Sistema de Clasificación de Suelo Unificado)," ed: ASTM International,
- [132] NC-325, (2004), "Geotecnia. Determinación de la resistencia al esfuerzo cortante directo. (Aparato de caja de corte pequeño)," M. UNE 103401:1998, Ed., 1ar ed: Oficina Nacional de Normalización,

ANEXOS

ANEXOS

Anexo 1. Resultados del post-proceso de la calibración matemática en un punto y por ejes

En el presente anexo se brindan algunos de los resultados obtenidos en el proceso de calibración matemática de forma simultánea, realizado para la obtención del modelo numérico de terraplenes viales. En la Figura A-1 se muestran las zonas y puntos escogidos para la calibración matemática por puntos, y en la Tabla A-1, Tabla A-2, Tabla A-3, la Figura A-2, Figura A-3, Figura A-4, algunos resultados del proceso de calibración. En la Figura A-5, se presentan los ejes definidos para la calibración por puntos y en la Figura A-6, Figura A-7 y Figura A-8 los resultados obtenidos de la calibración en varios puntos.

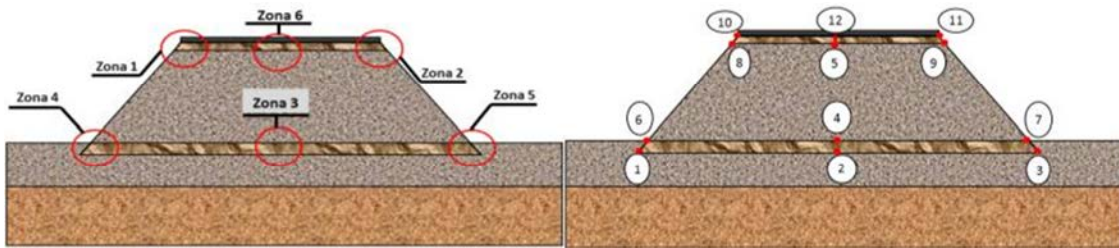
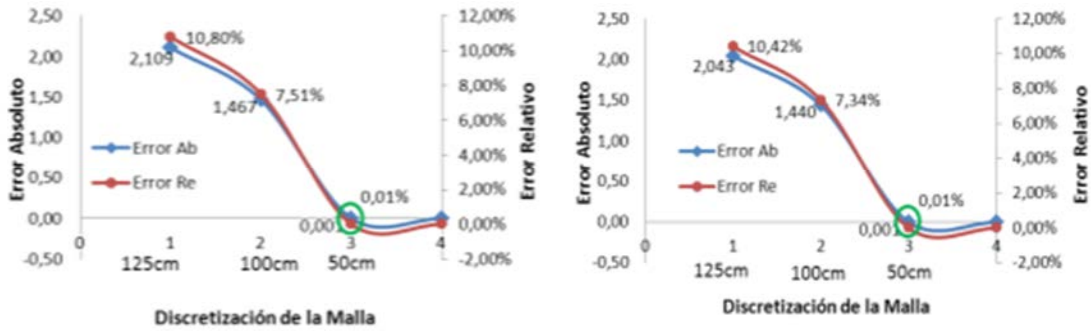


Figura A-1. Zonas de interés N , y puntos de interés m

Tabla A-1. Resultado de las tensiones en elementos cuadriláteros de 4 nodos

Resultado de las tensiones de los elementos cuadriláteros de 4 nodos										
nodo 1					Tiempo h:min:seg	nodo 3				
error relativo	error absoluto	valor de tension en "y" (kN/m ²)	refinamiento del dominio			error relativo	error absoluto	valor de tension en "y" (kN/m ²)	refinamiento del dominio	
0,00%	0,000	19,5360	40	4	0:04:20	0,00%	0,000	19,6070	40	5
0,01%	0,001	19,5350	50	3	0:03:21	0,01%	0,001	19,6080	50	4
7,51%	1,467	21,0030	100	2	0:00:32	7,34%	1,440	21,0470	100	3
10,80%	2,109	21,6450	125	1	0:00:17	10,42%	2,043	21,6500	125	2



FiguraA-2. Gráficos de las Normas de Error en un punto para el Nodo 1 y el Nodo 3. Tipo de Elemento Finito 1: Cuadrilátero de 4 Nodos.

Tabla A-2. Resultado de las tensiones en elementos cuadriláteros de 8 nodos

Resultado de las tensiones de los elementos cuadriláteros de 8 nodos										
nodo 1					Tiempo h:min:seg	nodo 3				
error relativo	error absoluto	valor de tension en "y" (kN/m²)	refinamiento del dominio			error relativo	error absoluto	valor de tension en "y" (kN/m²)	refinamiento del dominio	
0,00%	0,00	14,7870	40	4	0:29:04	0,00%	0	15,0780	40	5
1,37%	0,20	14,5850	50	3	0:15:35	1,43%	0,215	15,2930	50	4
17,47%	2,58	12,2030	100	2	0:02:11	18,82%	2,837	12,2410	100	3
24,09%	3,56	11,2250	125	1	0:01:44	25,65%	3,867	11,2110	125	2

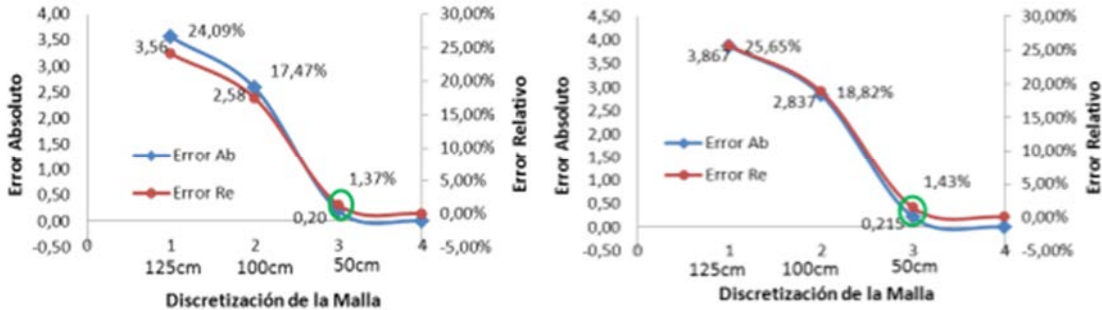


Figura A-3. Gráficos de las Normas de Error en un punto para el Nodo 1 y el Nodo 3. Tipo de Elemento Finito 2: Cuadrilátero de 8 Nodos.

Tabla A-3. Resultado de las tensiones en elementos triangulares de 3 nodos

Resultado de las tensiones de los elementos triangulares										
nodo 1					Tiempo h:min:seg	nodo 3				
error relativo	error absoluto	valor de tension en "y" (kN/m²)	refinamiento del dominio			error relativo	error absoluto	valor de tension en "y" (kN/m²)	refinamiento del dominio	
0,00%	0,00	14,5620	40	4	0:17:34	0,00%	0,00	14,6200	40	5
4,18%	0,61	15,1710	50	3	0:07:33	4,27%	0,625	15,2450	50	4
23,05%	3,36	17,9190	100	2	0:02:06	22,67%	3,314	17,9340	100	3
36,20%	5,27	19,8330	125	1	0:00:58	35,86%	5,243	19,8630	125	2

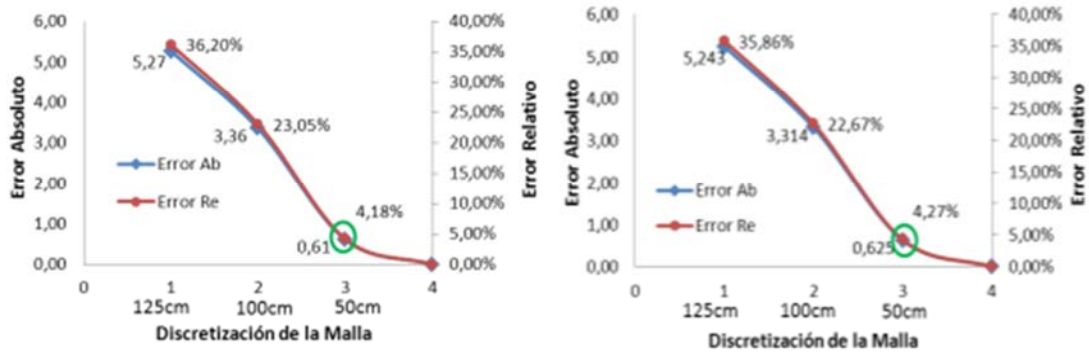


Figura A-4. Gráficos de las Normas de Error en un punto para el Nodo 1 y el Nodo 3. Tipo de Elemento Finito 3: Triangular de tres Nodos.

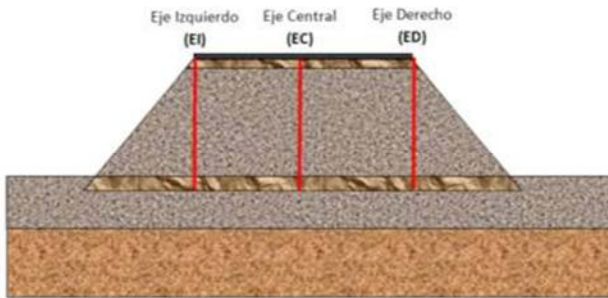


Figura A-5. Ejes definidos para la calibración por ejes

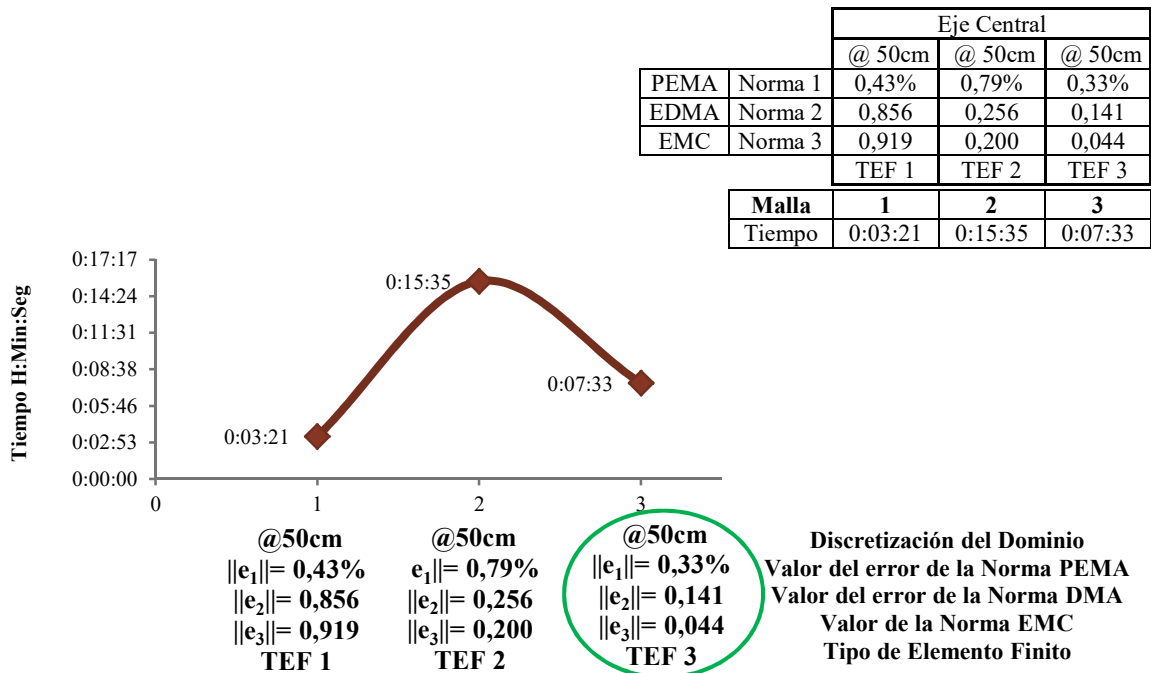


Figura A-6. Valor del tipo de Elemento Finito del Eje Central

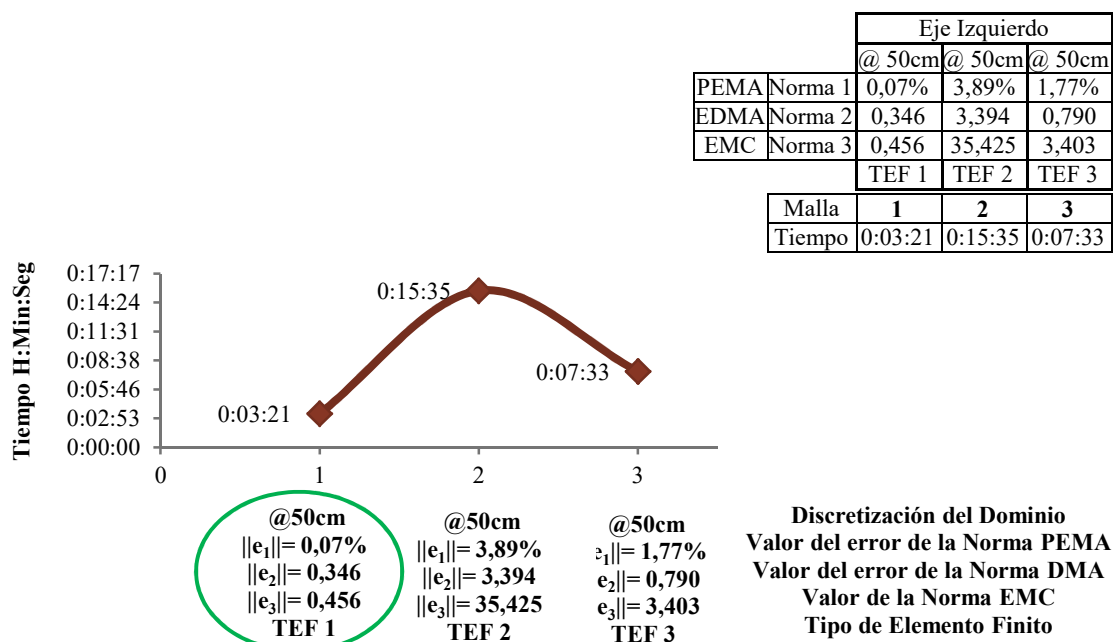


Figura A-7. Determinación del tipo de Elemento Finito del Eje Izquierdo

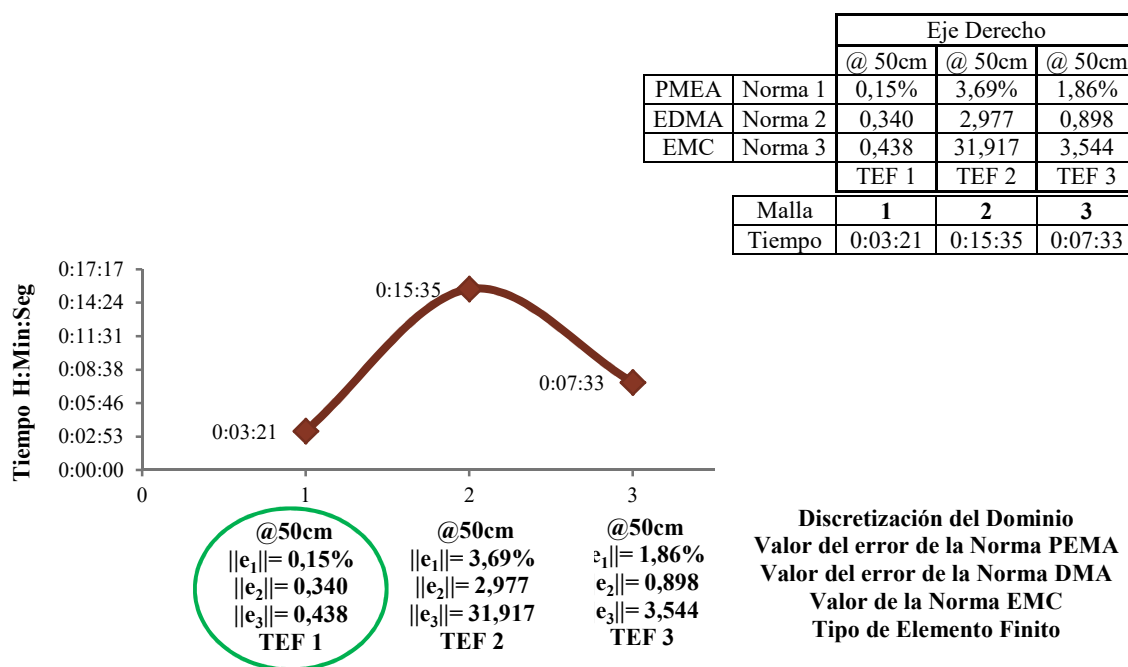


Figura A-8. Determinación del tipo de elemento finito del eje derecho

Anexo 2. Descripción de los ensayos realizados en los terraplenes de prueba de la provincia de Cienfuegos.

La empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas (ENIA) Invescons. Unidad de investigaciones para la construcción de Cienfuegos, realizó un estudio de Factibilidad de la Expansión de la Refinería de Petróleo “Camilo Cienfuegos” con la finalidad de realizar una investigación Ingeniero Geológica en las áreas que ocupan las instalaciones de la Refinería de Petróleo, encontrándose ubicada dentro de las coordenadas planas del Sistema de proyección cónica conforme Lambert Cuba Norte 548450 a 550500 y 261000 a 264300; y entre las cotas 0,00m a 40,00m del sistema de altimetría nacional Siboney, Zona Industrial # 3 (Carolina), de la ciudad de Cienfuegos, en la República de Cuba, (Figura A-9).

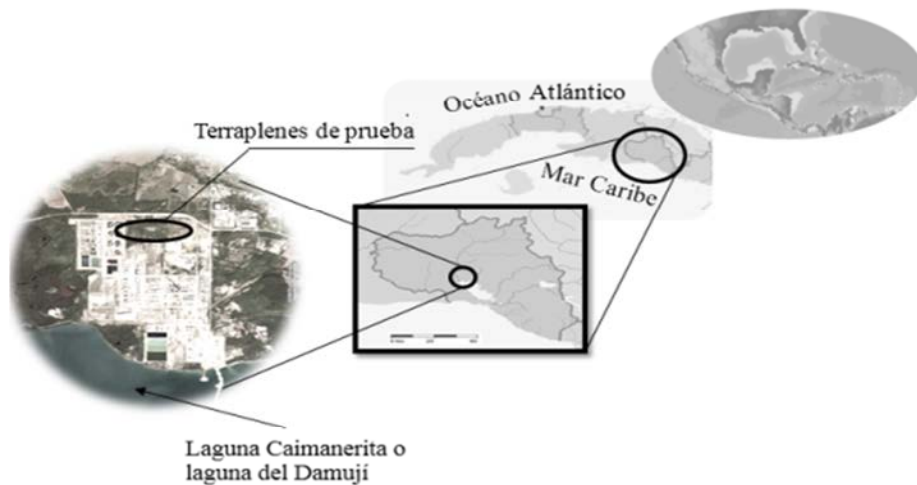


Figura A-9. Imagen cósmica desde el Google Earth (2008); muestra el Área de la Refinería de Petróleo “Camilo Cienfuegos”

En el estudio del proyecto de la ENIA, se utilizaron las perforadoras de fabricación soviética UGB-50, empleándose los métodos de rotación y percusión en la ejecución de los sondeos y ensayos de Penetración Estándar (SPT).

En la zona se le realizaron diferentes ensayos a 4 polígonos o terraplenes de prueba (Figura A-10) de los cuales se escogió para el estudio en la presente investigación el polígono 1, con vistas a la validación del modelo numérico, por der el de mayor altura

entre los construidos.

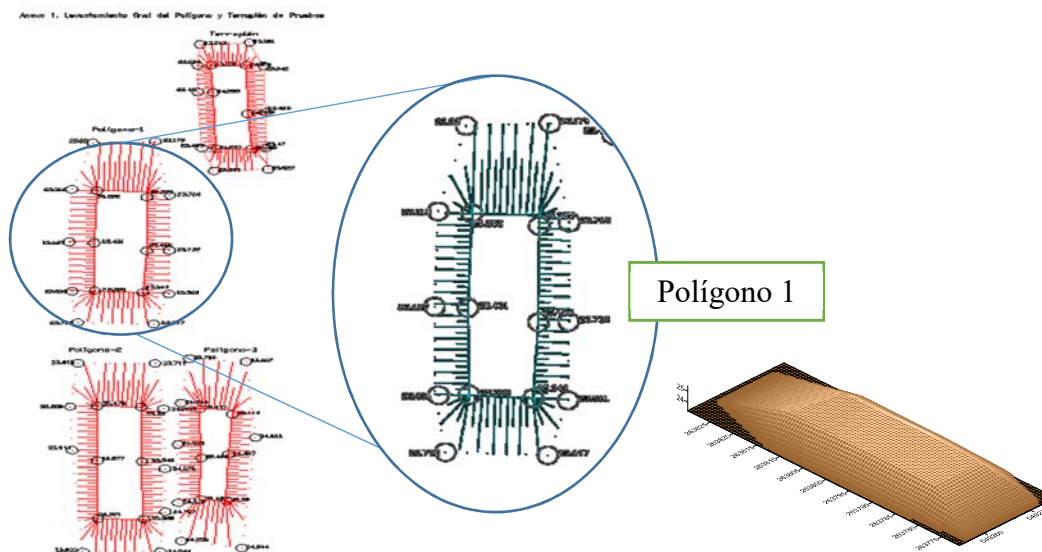


Figura A-10. Vista en planta de los polígonos de pruebas efectuados en el proyecto de Cienfuegos y vista en 3D del polígono 1

Características y propiedades de los suelos de los terraplenes de prueba de la provincia de Cienfuegos

La determinación de las propiedades índice se realizaron según especificaciones de las normas internacionales del grupo [131] según el informe revisado. Caracterizándose el corte geotécnico existente en el área hasta alcanzar una profundidad de investigación de 29m (Tabla A-4).

Tabla A-4. Propiedades índice de los suelos obtenidos del corte ingeniero geológico [30]

Capa	Estado natural			Gs	e	S (%)	Plasticidad			% Pasa Tamices				SUCS
	W (%)	δf (kN/m ³)	δd (kN/m ³)				LL (%)	IP (%)	IC	No 4	No 10	No 40	No 200	
Capa 1 Relleno	19.33	19.77	16.68	2.67	-	-	37.33	16.67	-	-	-	-	-	CL
Capa 2	13.0	20.3	17.9	2.67	0.49	71.0	23	10	1.0	86	85	65	40	SC
Capa 3	16.6	20.3	17.4	2.65	0.52	84.6	29	14	0.89	91	89	79	63	CL
Capa 4	21.3	19.36	15.96	2.68	0.68	83.9	36	8	0.92	98	96	88	69	CL
Capa 5	20.1	19.43	16.2	2.69	0.66	81.5	47	28	0.96	88	85	74	58	CL
Capa 6	33.1	18.11	13.6	2.72	1.00	90.0	67	37	0.92	97	93	82	62	CH
Capa 7	28.2	18.86	14.7	2.69	0.83	91.0	41	19	0.67	74	68	56	44	SC
Capa 8	12.40	19.78	17.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	GP
Capa 9	29.6	17.76	13.7	2.61	0.90	84.1	42	23	0.54	88	87	67	48	SC
Capa 10 a	14.70	21.10	18.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	GC
Capa 10 b	12.40	19.78	17.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	GP

Para la caracterización del relleno se efectuaron 24 ensayos de corte directo según norma cubana [132], obteniendo las propiedades mecánicas que se muestran en la Tabla A-5

Tabla A-5. Propiedades físico – mecánicas del suelo del relleno

Capa	Módulo edométrico	Resistencia al corte	
	Ed (MPa)	c' (kPa)	Ø (°)
Relleno	15	15	13

En el proyecto se conformaron tres polígonos y un terraplén de pruebas con altura no mayor de tres metros, construidos con capas de 50cm aproximadamente, un ancho de coronación de 5.50m y taludes de 3:1 (Figura A-11), a los que se les realizó diferentes estudios y ensayos, dentro de los cuales es de interés para el presente trabajo los ensayos de carga con placa.

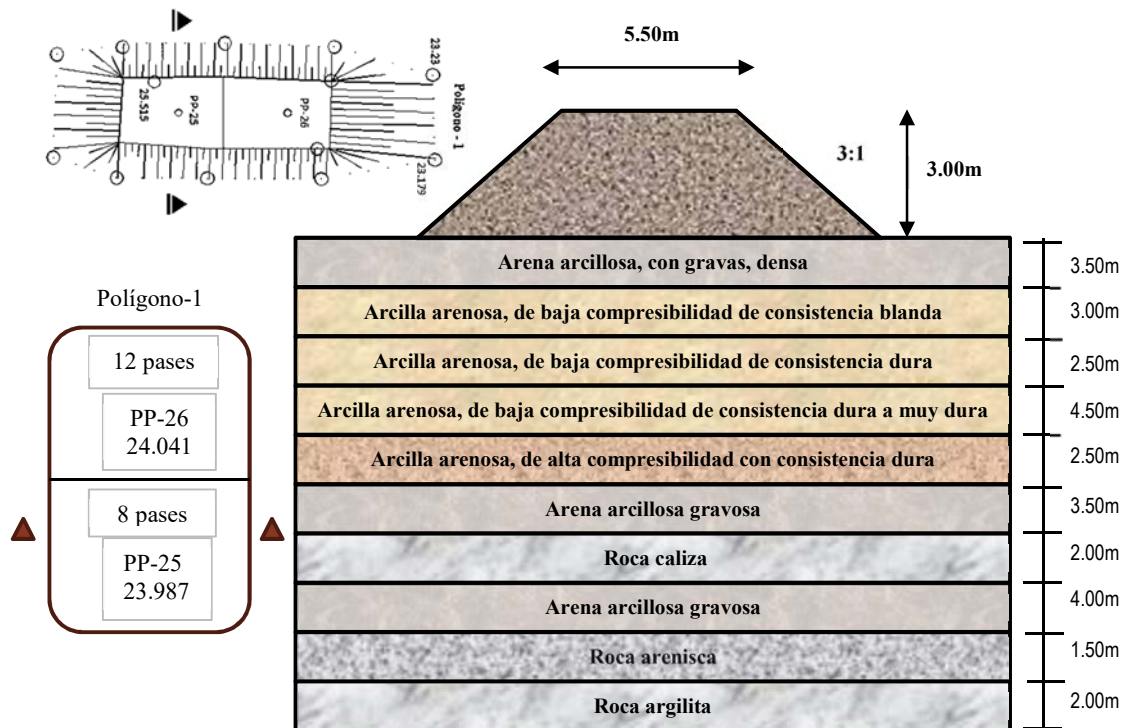


Figura A-11. Sección transversal del polígono de pruebas #1 de Cienfuegos en el lugar del ensayo de la prueba de placa # 25, con 8pases a 0,60m

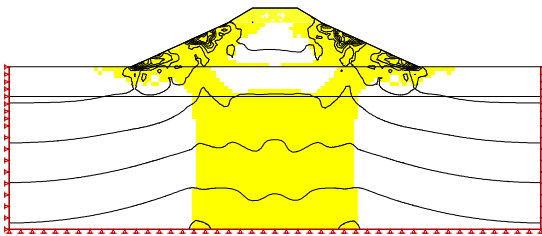
Los ensayos de carga con placa se realizan para la determinación in situ del asiento vertical del suelo y su resistencia, consiste en la aplicación de cargas sobre una placa circular bien apoyada sobre el terraplén midiendo las deformaciones y las resistencias obtenidas. [43, 122]. En los terraplenes de prueba realizados en Cienfuegos se desarrollaron en total 30 ensayos de carga con placa distribuidos entre los polígonos y terraplén de pruebas a 8 y 12 pases del compactador a profundidades de 2,00m; 1,50m y 0,60m [30]

Anexo 3. Obtención del espesor mínimo de cimiento con $\text{CBR} > 5\%$ para terraplenes de 8m

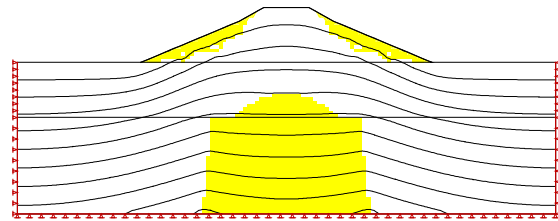
A fin de determinar la profundidad mínima del suelo con CBR aceptable para la construcción de terraplenes altos, se obtuvo el comportamiento del estado tensional de un modelo con altura de terraplén de 8m y diferentes profundidades del cimiento con CBR de 5% y 15%.

Los resultados cualitativos de los modelo se presentan a continuación. Del análisis de los resultados se determinó que como mínimo el espesor del cimiento con CBR del 5% debe ser igual a la altura del terraplén o tener como mínimo una profundidad de 15% igual a $\frac{1}{2}$ de la altura del terraplén para que se garantice que el cimiento no presente deformaciones que repercutan en deformaciones inadmisibles dentro del cuerpo del terraplén.

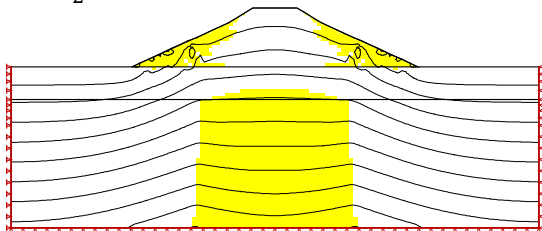
1. Simulación con diferentes profundidades en el cimiento ($\frac{1}{2}H_t, \frac{9}{16}H_t, \frac{3}{4}H_t, H_t$).
Con suelo en el terraplén A-1.V.1 y altura de 8m



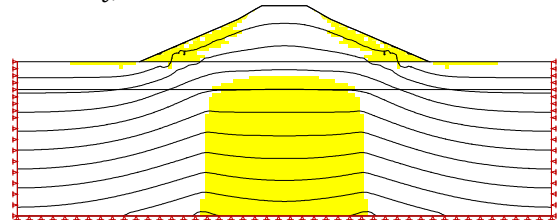
A-1.V.1. Profundidad del cimiento con CBR 5% = $\frac{1}{2}H_t$,



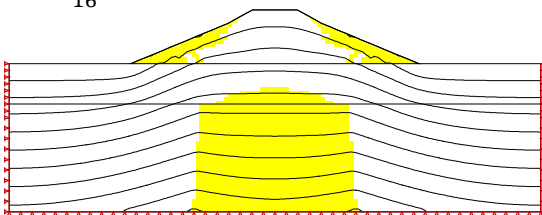
A-1.V.1. Profundidad del cimiento con CBR 5% = H_t ,



A-1.V.1. Profundidad del cimiento con CBR 5% = $\frac{9}{16}H_t$,

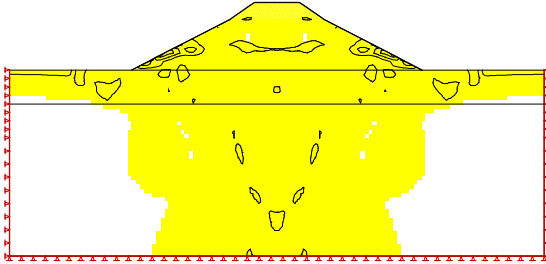


A-1.V.1. Profundidad del cimiento con CBR 15% = $\frac{1}{2}H_t$,

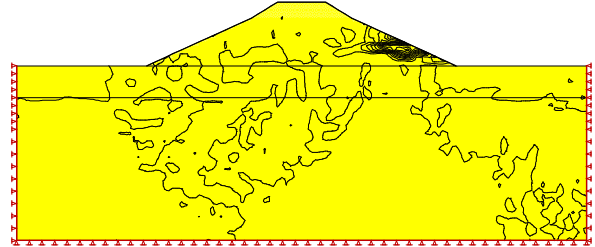


A-1.V.1. Profundidad del cimiento con CBR 5% = $\frac{3}{4}H_t$,

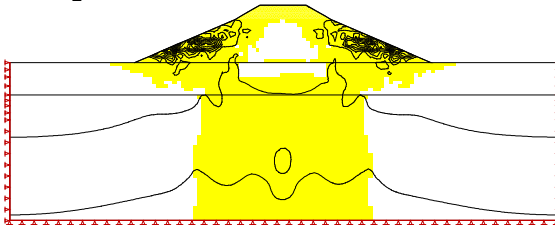
2. Simulación con diferentes profundidades en el cimiento ($\frac{1}{2}H_t$, $\frac{9}{16}H_t$, $\frac{3}{4}H_t$, H_t). Con suelo en el terraplén A-1.V.2 y altura de 8m



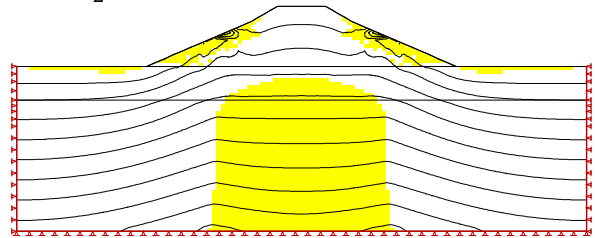
A-1.V.2. Profundidad del cimiento con CBR 5% = $\frac{1}{2}H_t$,



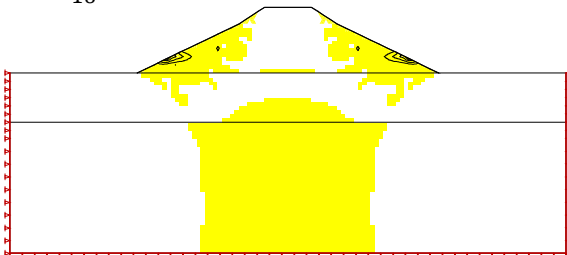
A-1.V.2. Profundidad del cimiento con CBR 15% = $\frac{1}{2}H_t$,



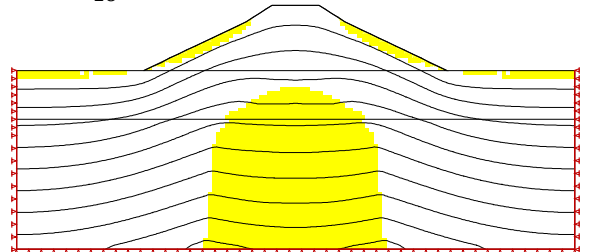
A-1.V.2. Profundidad del cimiento con CBR 5% = $\frac{9}{16}H_t$,



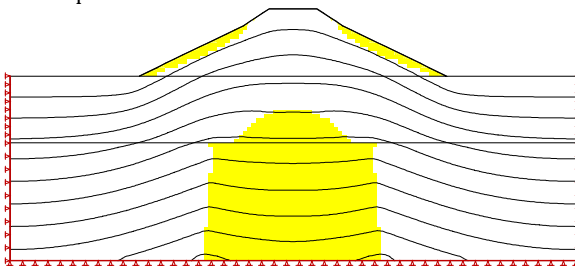
A-1.V.2. Profundidad del cimiento con CBR 15% = $\frac{9}{16}H_t$,



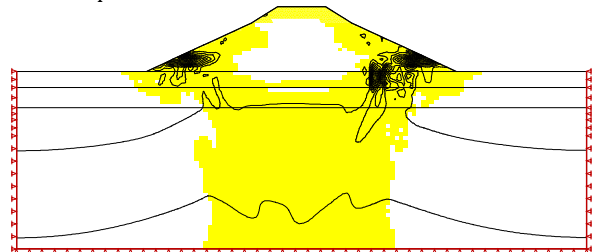
A-1.V.2. Profundidad del cimiento con CBR 5% = $\frac{3}{4}H_t$,



A-1.V.2. Profundidad del cimiento con CBR 15% = $\frac{3}{4}H_t$,

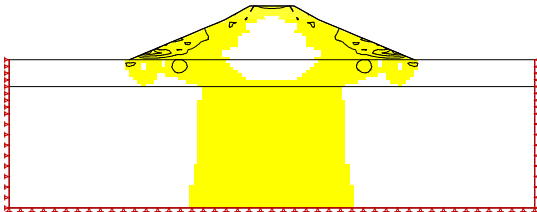


A-1.V.2. Profundidad del cimiento con CBR 5% = H_t .

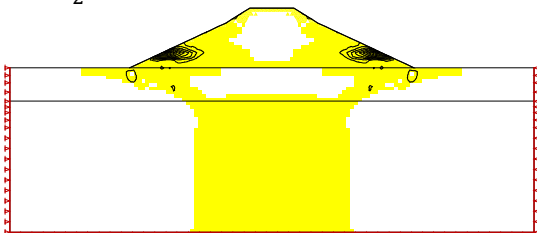


A-1.V.2. Profundidad del cimiento con CBR 15% = 2m, y CBR 5% 2,5m

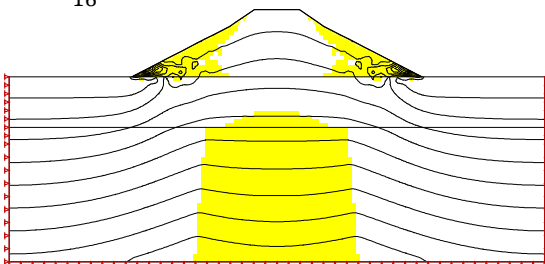
3. Simulación con diferentes profundidades en el cimient ($\frac{1}{2}H_t$, $\frac{9}{16}H_t$, $\frac{3}{4}H_t$, H_t). Con suelo en el terraplén A-2.V.1 y altura de 8m.



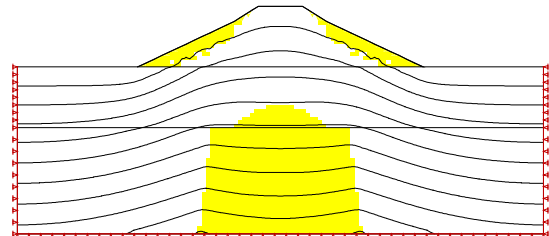
A-2.V.1. Profundidad del cimient con CBR 5% = $\frac{1}{2}H_t$,



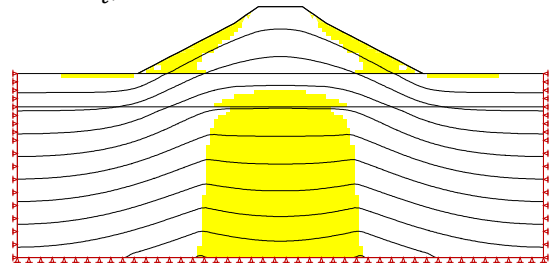
A-2.V.1. Profundidad del cimient con CBR 5% = $\frac{9}{16}H_t$,



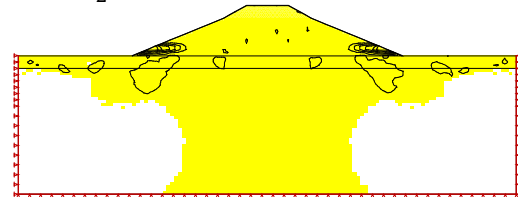
A-2.V.1. Profundidad del cimient con CBR 5% = $\frac{3}{4}H_t$,



A-2.V.1. Profundidad del cimient con CBR 5% = H_t ,



A-2.V.1. Profundidad del cimient con CBR 15% = $\frac{1}{2}H_t$,



A-2.V.1. Profundidad del cimient con CBR 15% = $\frac{1}{4}H_t$,