



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

ASPECTOS GEOTÉCNICOS PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO DE LA IV ETAPA DEL RELLENO SANITARIO BORDO PONIENTE

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

P R E S E N T A :

NATALIA DEL PILAR PARRA PIEDRAHITA

TUTOR:

DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY



México, D.F., agosto de 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente:	Dr. Daniel Reséndiz Núñez.
Secretario:	Dr. Alberto Jaime Paredes
Vocal:	Dr. Efraín Ovando Shelley
1 ^{er.} Suplente:	Dr. Gabriel Auvinet Guichard
2 ^{do.} Suplente:	Dr. Miguel Pedro Romo Organista

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Efraín Ovando Shelley

A Sergio Pineda por su amor, apoyo y paciencia

AGRADECIMIENTOS

Al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y a la División General de Servicios Urbanos del Gobierno del Distrito Federal que proporcionaron el auspicio para realizar esta investigación.

A TGC Geotecnia S.A. de C.V. y en especial al M.I. René Contreras y al Ing. Mario Trigo Lara por proporcionarme los registros de instrumentación de la prueba de carga efectuada en la Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente. A Soluciones Ambientales S.A. de C.V. por proporcionar las muestras de geomembrana de polietileno de alta densidad.

Al Laboratorio de Materiales de la Subdirección de Estructuras y Geotecnia del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por permitir la realización de la parte experimental en sus instalaciones. Agradezco de manera especial a Eddy Grandry[†] por adecuar y calibrar el equipo MTS y por su apoyo técnico y asesoría durante la ejecución de las pruebas de laboratorio.

Al Laboratorio de Geoinformática del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y en especial al M.I. Edgar Méndez y al M.I. Moisés Juárez, por proporcionar la información piezométrica del lago de Texcoco. También al Dr. Juan Félix Rodríguez por su asesoría en la ejecución de los modelos numéricos.

Al Dr. Efraín Ovando Shelley por su asesoría, apoyo y amistad durante el doctorado.

Al Dr. Gabriel Auvinet por su interés en este proyecto y por compartir sus conocimientos y experiencias.

A los demás miembros del comité tutorial, Dr. Daniel Reséndiz, Dr. Miguel Romo y Dr. Alberto Jaime, por sus acertados y oportunos comentarios durante la ejecución de la tesis y por compartir de manera desinteresada sus conocimientos.

Agradezco a Dios por permitirme alcanzar este logro, a mis padres, Elena y Jorge por su apoyo y consejo y a mis hermanos, John Karlo, Jorge Iván y María Fernanda.

RESUMEN

Esta investigación se refiere al análisis del comportamiento estático de un relleno sanitario de residuos sólidos municipales, tomando como caso de estudio La Cuarta Etapa del relleno Sanitario Bordo Poniente. El relleno se localiza en el lago de Texcoco, en un sitio de suelos lacustres muy blandos y de alta compresibilidad, sometidos al efecto del hundimiento regional generado por el bombeo de agua del acuífero subyacente. Otra característica, es que está provisto de un sistema de impermeabilización con geomembrana de polietileno de alta densidad, HDPE, que influye en la evolución de las presiones de poro en el suelo de desplante. Este relleno fue escenario de una prueba de carga de grandes dimensiones que se realizó sobre un relleno de residuos que ya existía. El análisis de los resultados de esta prueba es la base de esta investigación.

Para comprender el fenómeno físico y definir las condiciones de borde se emplearon técnicas simples y se recurrió a la caracterización en laboratorio del comportamiento esfuerzo – deformación del material geosintético. Los resultados de la prueba de carga se replicaron mediante modelos en elemento finito bidimensional y tridimensional. En los análisis se consideró la construcción del relleno de residuos, la presencia de la geomembrana, las etapas de construcción del terraplén de prueba, los procesos de consolidación intermedios y diferentes modelos constitutivos para describir el comportamiento del suelo lacustre. Aspectos como la resistencia al cortante de la interfaz que forma la geomembrana con otros materiales, las condiciones de borde y de impermeabilidad del material, se definieron cuidadosamente.

En este documento se presentan los resultados de la evaluación de la estabilidad general del relleno sanitario y de su seguridad a corto, mediano y largo plazo. Estos análisis permitieron identificar y analizar de manera profunda aspectos desconocidos de la interacción suelo – geomembrana y su efecto en la estabilidad del relleno sanitario, así como las diferencias entre los distintos modelos constitutivos y la aplicabilidad de modelos numéricos tridimensionales y bidimensionales en el análisis de problemas de este estilo. Mediante esta investigación, pionera en su tipo, se detectaron problemas en la construcción y manejo de los rellenos sanitarios mexicanos y de otros países. También se identificaron aspectos geotécnicos del diseño y construcción de rellenos sanitarios sobre suelos blandos con los cuales se propone una metodología para el análisis y control de este tipo de rellenos que representa un aporte para la ingeniería geoambiental. Los resultados de esta investigación también demuestran que desde el punto de vista técnico es viable construir y operar de manera segura una Quinta Etapa del Bordo Poniente, en un predio adyacente al sitio en estudio. Una solución que no se debe descartar, pese a los conflictos políticos que envuelven la operación del Bordo Poniente.

ABSTRACT

This research is about the analysis of the static behavior of a municipal solid waste landfill, the Fourth Stage of the Bordo Poniente landfill, located in the Texcoco Lake on a site of very soft and highly compressible lacustrine soils; it is subjected to the effects of regional subsidence by the water pumping from the underlying aquifer. As another feature, the landfill was fitted with a high density polyethylene, HDPE, geomembrane liner which influences the development of pore pressures in the foundation soil. The landfill was the site of large scale load test that was performed on a previous waste fill. The analysis of the outcome of this test is the basis of this research.

To understand the physical phenomena and to define the boundary conditions, the author used simple techniques to investigate the stress-strain behavior of the geomembrane in laboratory.. The results of the load test were replicated using two-dimensional and three-dimensional finite element models. In the analyses the author considered the waste fill construction stage, the presence of the geomembrane liner, the trial embankment construction stages as well as the intermediate consolidation processes and different constitutive models to describe the soil behavior. The shear strength at the geomembrane–soil interface, the boundary and impermeability conditions of the geosynthetic were carefully defined.

This document shows the results of the assessment of the general stability of the landfill and its short, medium and long term safety conditions. This research allowed the identification and analysis of several aspects of the soil-geomembrane interaction that had not been well understood by previous researchers. It discusses its effect on the stability of the landfill, and also looks at the impact of using different constitutive models to model soil behavior and ponders on the applicability of two-dimensional and three-dimensional numerical models for analyzing problems of this type. Through this research which the first of its kind in Mexico, building and operation problems of landfills in this and other countries were detected. The author also identified geotechnical issues related to the design and construction of landfills on soft ground and put forth a methodology for the analysis and control of such landfills, as a novel contribution to the geo-environmental engineering. The results of this research also show that building and operating safely a further stage of the Bordo Poniente in an area adjacent to the site under study is technically possible. This solution should not be discarded, despite political conflicts involving the operation and management of Bordo Poniente.

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
2. ANTECEDENTES	5
2.1. LOCALIZACIÓN	5
2.2. CONSTRUCCIÓN DEL RELLENO SANITARIO	5
2.3. SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN	14
2.4. SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE GASES Y LIXIVIADOS	15
2.5. CONDICIONES AMBIENTALES	16
2.5.1. Reseña del manejo de residuos sólidos en el Distrito Federal	16
2.5.2. Estimación de la composición de los residuos en Bordo Poniente	20
2.5.3. Generación de gases y de lixiviados	37
3. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	43
3.1. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SITIO	43
3.2. MECANISMOS DE FALLA EN RELLENOS SANITARIOS	47
3.2.1. Falla por deslizamiento del sistema de recolección de lixiviado	47
3.2.2. Falla por deslizamiento del sistema de cobertura final	48
3.2.3. Falla por rotación de los taludes en la base o a través del suelo de desplante	48
3.2.4. Falla por rotación del relleno de residuos a través de la cimentación del sistema de aislamiento y del subsuelo	48
3.2.5. Falla por rotación dentro de la masa de residuos	49
3.2.6. Falla progresiva por traslación a lo largo del sistema de impermeabilización	52
3.3. PROBLEMAS DE LAS ESTRUCTURAS DE TIERRA EN EL LAGO DE TEXCOCO	54
3.3.1. Rectificación Canal Río de los Remedios	54
3.3.2. Dren Alterno	56
3.3.3. Laguna Casa Colorada	56
3.3.4. Incidentes de estabilidad en la zona de Bordo Poniente	57
3.4. POSIBLES MECANISMOS DE FALLA EN BORDO PONIENTE	60

4. COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO OBSERVADO EN CAMPO	63
4.1. EQUIPOS INSTALADOS	63
4.1.1 Estaciones piezométricas	63
4.1.2 Inclínómetros	66
4.1.3 Bancos de nivel y líneas de colimación	68
4.2. PRUEBA DE CARGA	68
4.2.1 Antecedentes	68
4.2.2 Descripción de la prueba	69
4.3. COMPORTAMIENTO HISTÓRICO DEL RELLENO SANITARIO	72
4.3.1 Condiciones piezométricas	72
4.3.2 Asentamientos por consolidación registrados en el relleno	79
4.3.3 Asentamientos por hundimiento regional	79
4.4. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA	81
4.4.1 Análisis preliminares	81
4.4.2 Comportamiento observado en campo	86
4.5. COMENTARIOS SOBRE LA INSTRUMENTACIÓN ESTÁTICA	93
4.6. COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO EN CAMPO	94
4.6.1. Instalación de la estaciones de registro sísmico ERS	94
4.6.2. Descripción de los equipos	101
4.6.3. Historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos	103
4.6.4. Espectro de Fourier	106
4.6.5. Función de transferencia	106
4.6.6. Espectro de respuesta	107
4.6.7. Comentarios	107
5. PROPIEDADES DE LA GEOMEMBRANA HDPE	135
5.1. ANTECEDENTES	135
5.2. ENSAYES DE LABORATORIO	140
5.3. RESULTADOS	143
5.3.1. Muestras de 1.0 mm de espesor	144
5.3.2. Muestras de 1.5 mm de espesor	148
5.3.3. Juntas termo-fusionadas	152
5.4. COMENTARIOS GENERALES	155
6. REVISIÓN DEL SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN	159
6.1. REVISIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD A LA FALLA POR TENSIÓN	159
6.2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ANCLAJE PARA LA GEOMEMBRANA	160
6.3. REVISIÓN DE LA PERMEABILIDAD DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO	162
6.4. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	164

7. ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DEL RELLENO SANITARIO	165
7.1. DESPLAZAMIENTOS Y PRESIONES DE PORO DE REFERENCIA	165
7.2. DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MODELO	168
7.3. ESTRATIGRAFÍA Y PARÁMETROS DEL SUELO	171
7.4. MODELACIÓN DEL SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN	172
7.5. MODELACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA	175
7.6. CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO	175
7.6.1. Usando el modelo Mohr-Coulomb	176
7.6.2. Usando un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas	180
7.7. INFLUENCIA DEL PARÁMETRO R_{inter} EN LA RESPUESTA DE LOS MODELOS	186
7.8. COMPORTAMIENTO DEL RELLENO SANITARIO	189
7.9. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS	190
8. ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DEL RELLENO SANITARIO	199
8.1. METODOLOGÍA	199
8.2. CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO	201
8.3. COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO	212
9. CONCLUSIONES	223
REFERENCIAS	235
ANEXO A RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA INTERFAZ GEOMEMBRANA HDPE - OTROS MATERIALES	245
ANEXO B CRITERIOS DE ANÁLISIS PARA EL SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN	259

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Bordo Poniente fue el relleno más importante a nivel nacional debido a la gran cantidad de residuos sólidos que se depositaban diariamente. Antes de su cierre, el 19 de diciembre de 2011, se almacenaron de manera controlada 12,600 t/día de residuos sólidos municipales provenientes de las dieciséis delegaciones del Distrito Federal. Finalmente, la Cuarta Etapa se llevó hasta una altura de diecisiete metros en un área de 365 ha. Bordo Poniente se utilizará para la generación de energía eléctrica a partir de la extracción y aprovechamiento del biogas.

Actualmente, los residuos sólidos municipales orgánicos e inorgánicos, se recolectan de manera separada. El gobierno del Distrito Federal paga para el acopio de los residuos sólidos inorgánicos a los rellenos sanitarios privados del Estado de México. Por otra parte, los residuos orgánicos son llevados a la planta de composta localizada en la misma IV Etapa de Bordo Poniente.

Mientras el Gobierno Federal gasta importantes recursos económicos para evitar una emergencia sanitaria en la capital, áreas sin utilizar en el predio de Bordo Poniente podrían servir para la construcción de una Quinta Etapa del relleno sanitario, que diera continuidad al proyecto de generación de electricidad a partir de los residuos.

La cuarta etapa del relleno sanitario Bordo Poniente se ubica en la zona federal del lago de Texcoco al noroeste del Aeropuerto Internacional Benito Juárez de la ciudad de México. Además, lo delimitan obras de infraestructura hidráulica importantes para la ciudad, como los brazos, izquierdo y derecho del río Churubusco y el Canal de la Compañía. Las condiciones particulares de la zona del Lago de Texcoco, en especial la presencia de suelos muy blandos y de alta compresibilidad, hacen que la Cuarta Etapa de Bordo poniente sea de interés académico y un caso único en el mundo.

Si bien, no hay otro relleno sanitario documentado sobre arcillas muy blandas, lo cierto es que la escasez de sitios ambientalmente adecuados para la construcción de estas estructuras y la falta rigor en las legislaciones ambientales en países subdesarrollados, llevan a pensar que hay y habrá otros rellenos construidos en suelos blandos. Es por esto, que los resultados de esta investigación, pionera en su tipo, representan una guía para los operadores y administradores de rellenos sanitarios.

El aumento de la capacidad de Bordo Poniente fue un tema que siempre preocupó a las autoridades locales puesto que se tenía conocimiento de las dificultades políticas y económicas para encontrar un nuevo lugar de disposición y de las pocas alternativas con las que se contaría al momento de clausurar el relleno. Para contribuir a la solución de este problema local, se planteó este proyecto de investigación que sirvió, en su momento, para definir la altura de sobreelevación del relleno y extender el tiempo de operación de Bordo Poniente. Además, permitió estudiar la interacción entre el sistema de impermeabilización y el suelo de desplante bajo las condiciones particulares de Bordo Poniente.

En 2000 se planteó el primer proyecto para extender el tiempo de operación de la Cuarta Etapa del Bordo Poniente aumentando la altura de operación pactada inicialmente de 8.0 m (Contreras *et al.*, 2000 y SOS *et al.*, 2004). Con ese objeto se realizó, entre junio y diciembre de 2003, un terraplén de prueba en una de las celdas utilizada para la disposición de residuos que por las

características de Bordo Poniente es único en su género. Los registros de instrumentación recopilados durante esta prueba se utilizaron para la realización de esta investigación.

La investigación realizada en la IV Etapa de Bordo Poniente demostró que es posible desplantar rellenos sanitarios en suelos blandos teniendo en cuenta un programa especial de seguimiento durante el vertido de los residuos.

ALCANCES

Este documento está dividido en nueve capítulos en los que se resumen todas las etapas de esta investigación y los cuales se describen a continuación:

En el Capítulo 2 “Antecedentes” se describe el ambiente local en el sitio de Bordo Poniente, la conformación del relleno, los pormenores de su operación y una estimación de la composición de los residuos dispuestos y de la cantidad de gases y de lixiviados que se producen en una celda típica de la IV Etapa del Bordo Poniente.

En el Capítulo 3 “Descripción del problema” se hace una descripción de la estratigrafía de la zona del relleno. Se habla también de los mecanismos de falla que se presentan en rellenos sanitarios, así como de los problemas que se han presentado en estructuras de tierra construidas en el Lago de Texcoco. Luego se hace una discusión de los posibles mecanismos de falla que se pueden presentar en Bordo Poniente.

En el cuarto capítulo “Comportamiento geotécnico observado en campo” se hace una descripción de la prueba de carga de grandes dimensiones que se efectuó en el relleno sanitario y de la instrumentación instalada. También se analiza el comportamiento registrado en campo.

En el Capítulo 5 “Propiedades de las geomembranas HDPE” se describen las propiedades mecánicas de las geomembranas y se reportan los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio con el material colocado en Bordo Poniente.

En el Capítulo 6 “Revisión del sistema de impermeabilización” se utilizan ecuaciones derivadas de equilibrio límite que se encuentran en la bibliografía. Además, se evalúa el diseño del sistema de impermeabilización y se definen los aspectos que se deben contemplar en la modelación numérica de este elemento.

En el Capítulo 7 “Análisis bidimensional del comportamiento geotécnico del relleno sanitario” se describen los análisis realizados para evaluar la seguridad a corto y largo plazo del relleno sanitario. Para este fin se eligió el método del elemento finito y se utilizó el programa PLAXIS 2D FOUNDATION, versión 8.5 (Brinkgreve *et al.*, 2006). Se hicieron análisis de sensibilidad para estudiar el efecto de los parámetros de reducción de resistencia de la interface en los resultados del modelo. Los resultados se presentan para dos modelos de comportamiento del suelo lacustre: Modelo Mohr Coulomb y un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas (*Soft Soil Model*).

En el Capítulo 8 “Análisis tridimensional del comportamiento geotécnico del relleno sanitario” se describen los análisis que se realizaron usando el método del elemento finito tridimensional con el programa PLAXIS 3D FOUNDATION, versión 2.2 (Brinkgreve y Swolfs, 2007). Para evaluar el comportamiento a corto y largo plazo de Bordo Poniente, se utilizaron dos modelos para describir el comportamiento del suelo lacustre: el criterio de falla de Mohr Coulomb y un modelo para suelos blandos que considera el comportamiento logarítmico a la compresión de las

arcillas blandas (*Isotropic Hardening Soil Model*). Luego, se comparó las modelaciones bidimensionales y tridimensionales para analizar este problema particular.

Finalmente, se recopilaron las principales conclusiones y recomendaciones de cada uno de los temas desarrollados. Se incluyeron dos apéndices que complementan la parte teórica con la que se soportó el análisis del sistema de impermeabilización.

OBJETIVOS GENERALES

Los objetivos de este trabajo de investigación son los siguientes:

- a) Estudiar estáticamente el comportamiento de la IV Etapa del relleno sanitario del Bordo Poniente a partir de los resultados de una prueba de carga de grandes dimensiones y emplando métodos numéricos.
- b) Evaluar la seguridad a corto, mediano y largo plazo del relleno sanitario teniendo en cuenta los factores que influyen en su comportamiento.
- c) Verificar la influencia del relleno sanitario en las obras de infraestructura carretera, aeronáutica e hidráulica que rodean el vertedero.
- d) Proponer una metodología para el análisis y control de rellenos sanitarios sobre suelos blandos mediante herramientas que se encuentran a disposición de los ingenieros de campo.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A partir de los objetivos generales de la investigación se definieron los siguientes objetivos específicos:

- a) Analizar cualitativamente el comportamiento estático medido en campo de la IV Etapa de Bordo Poniente.
- b) Caracterizar mediante pruebas de tensión la geomembrana de polietileno de alta densidad HDPE instalada en Bordo Poniente y definir los parámetros de diseño.
- c) Calibrar modelos numéricos en elementos finitos bidimensional y tridimensional que repliquen el comportamiento de la prueba de carga medido en campo.
- d) Estudiar la interacción geomembrana – suelo y su influencia en la estabilidad general del relleno sanitario.

CAPÍTULO 2

ANTECEDENTES

2.1. LOCALIZACIÓN

La Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente, se localiza en la zona federal del lago de Texcoco entre las latitudes 19°26'27.45''N y 19°27'52.41''N, y las longitudes 99°00'11.05''O y 99°01'44.26''O, a una elevación de 2230 m.s.n.m. Limita al poniente con el Aeropuerto Internacional Benito Juárez de la Ciudad de México, el brazo izquierdo del río Churubusco y con la delegación Naucalpan del Distrito Federal; al sur con el brazo derecho del río Churubusco, el lago Churubusco y la delegación Netzahualcóyotl; al norte con las etapas I, II, y III de Bordo Poniente y el lago de regulación, y al oriente con el canal de la compañía y el lago Nabor Carrillo. En la Figura 2.1 se observa la localización del relleno sanitario.

2.2. CONSTRUCCIÓN DEL RELLENO SANITARIO

El Bordo Poniente comenzó a operar en 1985 y consta de cuatro Etapas, tres de la cuales ya están clausuradas y funcionaban como sitios de disposición no controlados, sin la colocación de un aislamiento impermeable en el fondo y las paredes del relleno.

La primera Etapa, con un área de 75 ha, se llenó con los escombros del sismo de 1985 y durante dos años fue el tiradero de los residuos sólidos provenientes de las delegaciones Venustiano Carranza y Gustavo A. Madero. En 1992 comenzó el saneamiento de esta etapa, cuya obra terminada representa un sitio de recreación para la zona (Robles y Montaña, 2008).

Las Etapas II y III, que funcionaban como tiraderos, también se clausuraron un poco antes de la construcción de la Cuarta Etapa en el año 1995, como se observa en la Tabla 2.1.

La cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente se divide en cuarenta y dos celdas y ocho macroceldas con la distribución que se observa en la Figura 2.2.

La estructura de las celdas tiene la configuración que se presenta en la Figura 2.3. La construcción de una macrocelda típica comenzó con la conformación de las vías perimetrales a la misma de 13 m de ancho, con materiales térreos de préstamo y sin realizar una nivelación previa del terreno. Luego se instaló una geomembrana lisa de polietileno de alta densidad (HDPE) de 0.001 m de espesor. La función de la geomembrana es garantizar un sistema de impermeabilización en conjunto con la arcilla natural del lago de Texcoco.

Una vez se instaló la geomembrana, se colocó una capa de aislamiento de suelo areno limoso (tepetate) de 0.40 m de espesor. El material se conformó y se compactó sobre la membrana usando equipo liviano. Esta capa de material cumple la función de proteger la geomembrana durante la operación de la celda y la compactación de los residuos sólidos (JICA, 1999).

La operación de la celda consiste en la compactación de los residuos dispuestos diariamente en un frente de trabajo o de avance de la celda. En este, operan de manera simultánea: un bulldozer, un vibro-compactador y los camiones que transportan los residuos.

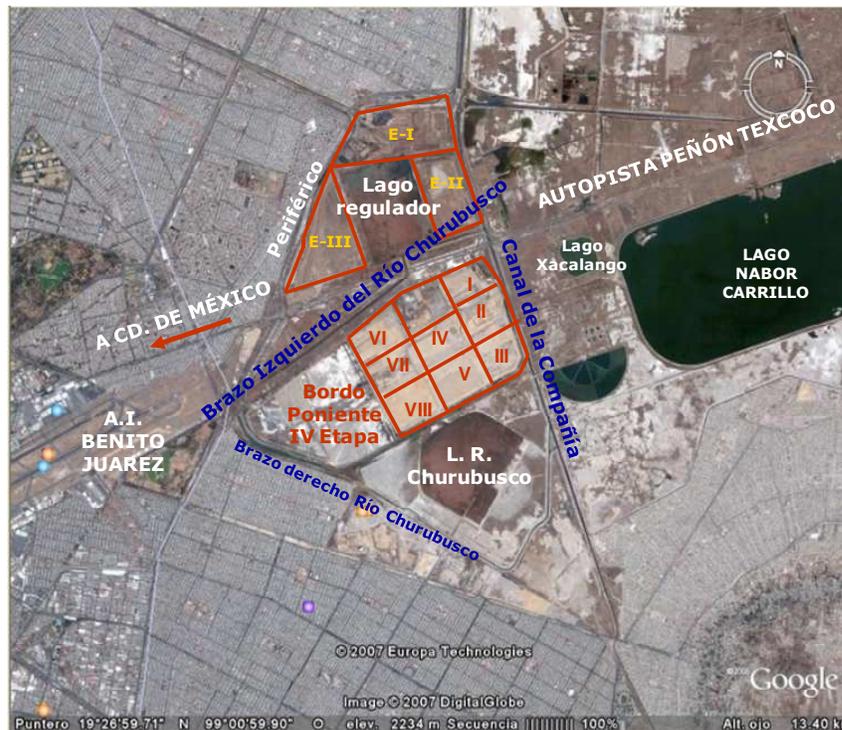


Figura 2.1 Localización IV Etapa del relleno sanitario del Bordo Poniente

Tabla 2.1 Resumen de operación del relleno sanitario del Bordo Poniente hasta el año 2003 (SOS-DGSU, 2004)

Etapa	Periodo de operación	Superficie (ha)	Residuos depositados (t)
I	1985 - 1992	75	3,323,247
II	1986 - 1991	80	3,659,368
III	1992 - 1994	105	5,819,892
IV	1995 - 2003	420	30,002,556

Los camiones de transferencia o los de volteo que llegan al relleno se inspeccionan para identificar el tipo de residuos que transportan y luego se pesan. Posteriormente son enviados a la celda correspondiente. Los residuos se reciben en la celda y se descargan en el frente de trabajo en donde un bulldozer esparce los residuos en una capa uniforme. Luego, un vibro-compactador los compacta en cuatro pasadas. El frente de trabajo se deja con un talud de pendiente 3H:1V (GDF-SOS, 2004). El equipo de compactación tiene un peso de 320 kN y un motor de 350 hp para alcanzar una compactación mayor a 8.0 kN/m^3 , con un rendimiento de 3,200 t/h de residuos compactados. En la Figura 2.4 se presenta un diagrama de flujo de la operación del relleno sanitario. Ocasionalmente, al final de la jornada, los residuos se cubren con tepetate. Esta actividad está condicionada a la disposición de material de préstamo.

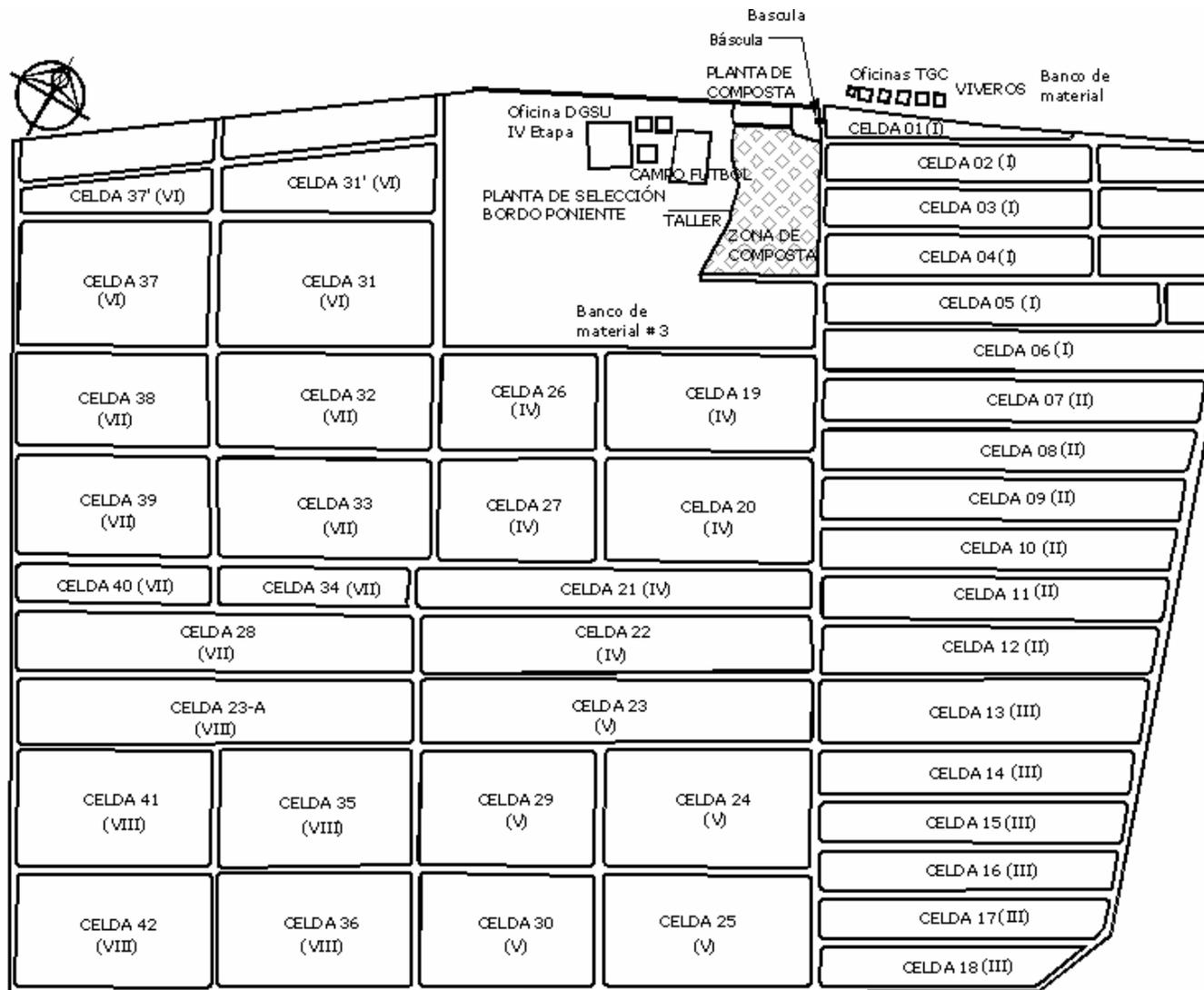


Figura 2.2 Distribución de celdas en al IV Etapa del bordo poniente

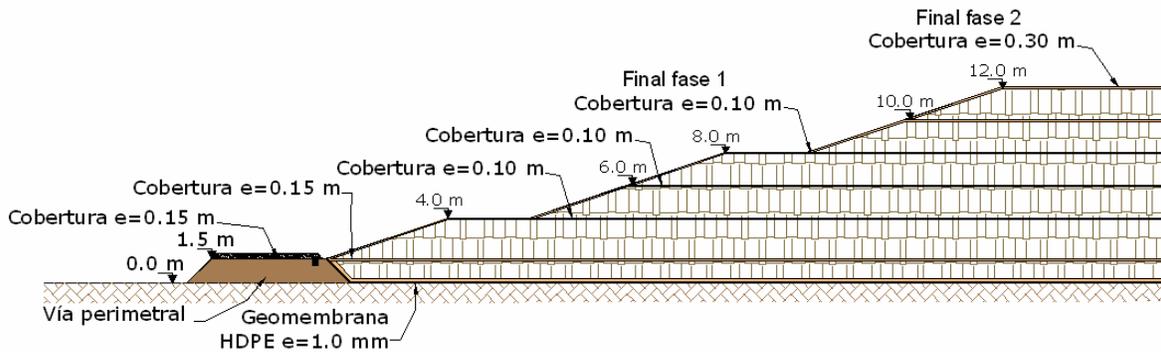


Figura 2.3 Configuración de una celda típica de la IV Etapa del Bordo Poniente

La Cuarta Etapa del Bordo Poniente consta de tres fases de operación. La primera de ellas se llevó hasta una altura variable entre 5.72 m y 9.35 m. Esta se programó para finalizar en marzo de 2004 y se prolongó hasta octubre del mismo año. La ejecución de la segunda fase se aprobó en septiembre de 2004; esta actividad consistió en sobre elevar la altura del relleno hasta doce metros de acuerdo a los estudios realizados por TGC Geotecnia y el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Contreras *et al.*, 2000 y Cabrera-Velázquez, 2009). La tercera fase se llevó a cabo en el 2011 y consistió en llevar el Bordo Poniente hasta una altura de diecisiete metros con base en las recomendaciones derivadas de de esta investigación. Esta actividad culminó el 19 de diciembre de 2011, cuando se cerró definitivamente el relleno sanitario.

La construcción de la primera fase consistió en llevar los residuos sólidos compactados hasta un primer nivel de 1.50 m (Figura 2.3) que corresponde al nivel de la vía perimetral a la celda. Luego, se colocó la primera capa de cobertura intermedia conformada por material de préstamo compactado (JICA, 1999) con un espesor de 0.15 m. La capa de cobertura intermedia tiene como función proteger los residuos de vectores no deseados como: perros, moscas, aves, etc.; y controlar la emisión de olores así como la migración de residuos por la acción del viento. De igual manera se colocan las siguientes capas hasta alcanzar los niveles que se muestran en la Figura 2.3, con una cobertura intermedia de 0.10 m dejando terrazas de diez metros para la circulación de vehículos. En la Figura 2.5 se observa la secuencia usada para el llenado y en la Tabla 2.2 los detalles de cada celda. En esta se puede observar que la altura de las celdas es variable (entre 5.72 m y 9.35 m) según el nivel tomado en 2004 antes de la operación de la segunda fase (Sarmiento-Bleicher, 2008).

Para la segunda fase de residuos en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente, se colocan dos capas de 2.0 m de espesor de residuos sin utilizar cobertura intermedia. Esto se debe a problemas de disponibilidad de material de préstamo. Previa a la cobertura final se coloca una capa de tierra de 0.10 m de espesor en las paredes y la superficie del relleno como protección temporal.

En la fase de clausura del relleno se planea colocar una cobertura final de arena limosa (tepetate) compactada de un espesor de 0.30 m (JICA, 1999) y luego cubrir el relleno con geomembrana.

En la Figura 2.6 se muestra la secuencia de llenado en la segunda fase y en la Tabla 2.3 la información sobre las características geométricas de cada una de las celdas del relleno y su periodo de operación. La segunda fase de operación de la Cuarta Etapa del Bordo Poniente se llenó de una manera diferente a la anterior. En la Figura 2.6 se observa la división realizada en siete sectores del relleno. En la Tabla 2.3 se observa que hay un tiempo adicional al programado para la operación del relleno durante la sobre elevación, el cual se debe a que se tomó como límite de operación para cada celda el nivel de proyecto y no la cantidad teórica de residuos (Sarmiento-Bleicher, 2008). Esto indica pesos volumétricos de los residuos aparentemente mayores a 10 kN/m^3 .

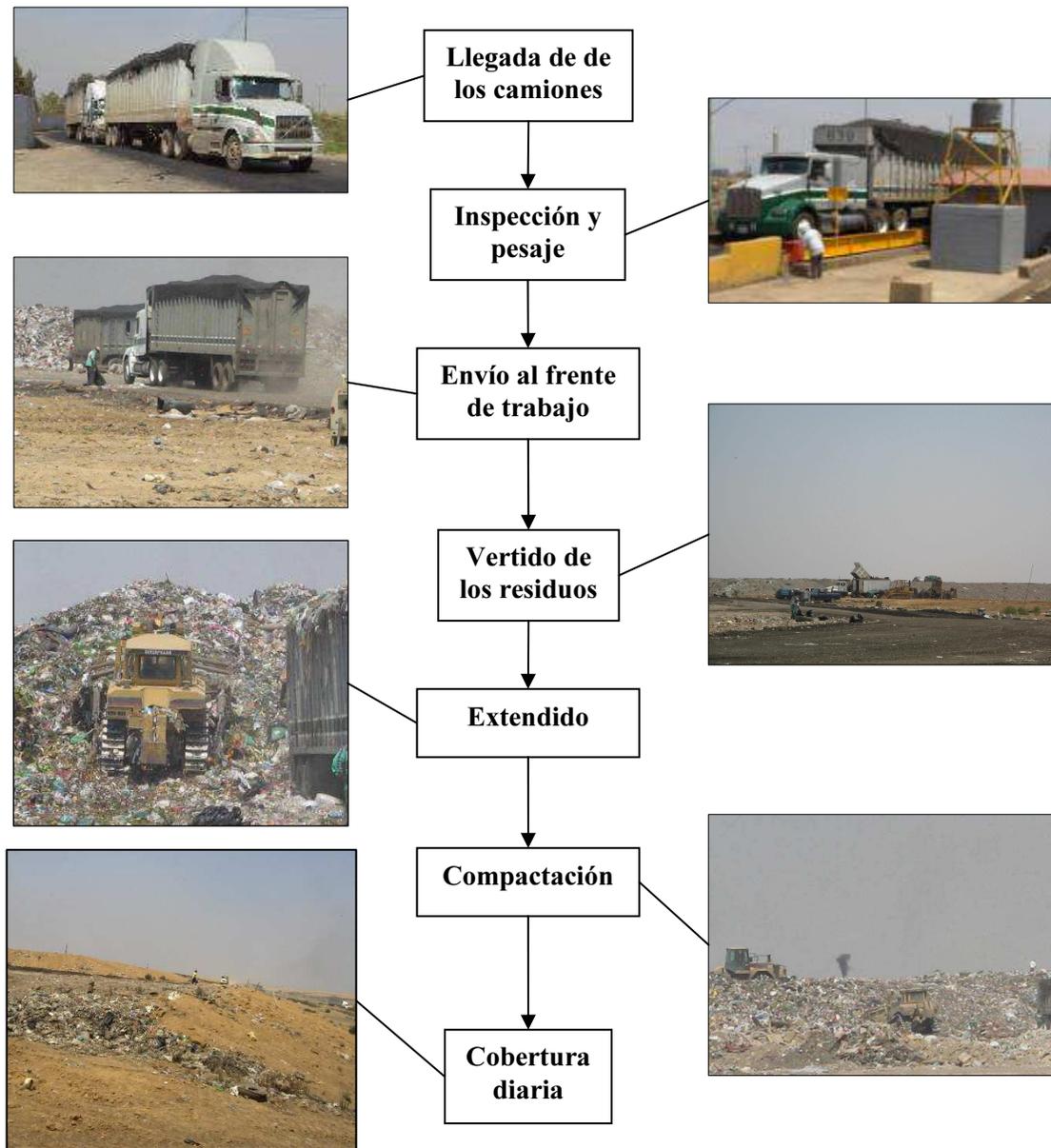


Figura 2.4 Diagrama de flujo de la operación del relleno sanitario

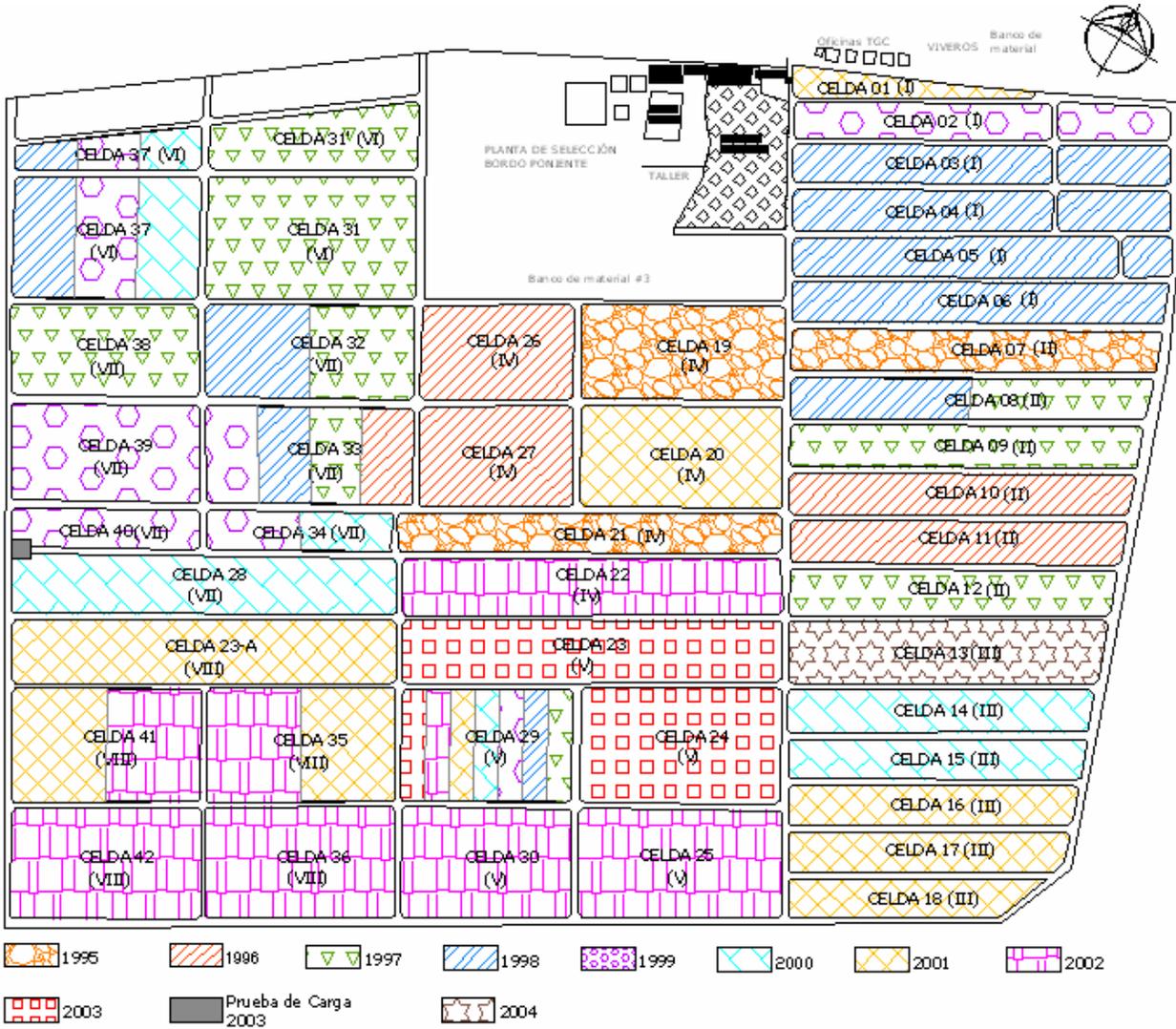


Figura 2.5 Esquema de la secuencia de llenado de la primera fase de operación

Tabla 2.2 Características de la primera fase de la Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente

Sector	Secuencia de llenado		Periodo de operación real		Tiempo adicional al programado (días)	Volumen por celda teórico (*10 ³ m ³)	N.C. Primer nivel	N. Proy.	H Prom.	Vida útil teórica (días)
	Celda	Macrocela	Inicio	Final						
I	21	IV				362.94	2,238.51	2,243.30	4.79	30.25
	27	IV	03-Oct-04	15-Ene-05	14	265.74	2,238.51	2,243.30	4.79	22.14
	20	IV				393.22	2,238.51	2,243.30	4.79	32.77
II	23A	VIII				590.24	2,237.02	2,243.30	6.28	49.19
	35	VIII				455.24	2,238.18	2,243.30	5.12	38.85
	41	VIII	15-Ene-05	10-Sep-05	21	471.29	2,238.18	2,243.30	5.12	39.27
	36	VIII				478.16	2,238.18	2,243.30	5.12	39.85
	42	VIII				471.24	2,238.18	2,243.30	5.12	39.27
III	33	VII				392.23	2,237.02	2,243.30	6.28	32.69
	32	VII				387.45	2,237.02	2,243.30	6.28	32.29
	31	VI	10-Sep-05	31-Ene-06	14	450.72	2,238.14	2,243.30	5.16	37.56
	31'	VI				297.86	2,238.14	2,243.30	5.16	24.82
	39	VII				417.84	2,237.02	2,243.30	6.28	34.82
IV	12	II				352.08	2,237.45	2,243.30	5.85	29.34
	11	II				238.54	2,239.34	2,243.30	3.96	19.88
	10	II				245.14	2,239.34	2,243.30	3.96	20.43
	9	II				251.8	2,239.34	2,243.30	3.96	20.98
	8	II	31-Ene-06	30-Sep-06	28	256.76	2,239.34	2,243.30	3.96	21.4
	7	II				262.56	2,239.34	2,243.30	3.96	21.88
	38	VII				418.92	2,237.02	2,243.30	6.28	34.91
	37	VI				364.46	2,238.14	2,243.30	5.16	30.37
V	37'	VI				157.24	2,238.14	2,243.30	5.16	13.1
	26	IV				254.46	2,238.51	2,243.30	4.79	21.21
	19	IV				393.45	2,238.51	2,243.30	4.79	32.79
	6	I				266.57	2,239.34	2,243.30	3.96	22.21
	5	I				280.89	2,237.05	2,243.30	6.25	23.41
	4	I	16-Ene-06	31-Mar-07	105	132.86	2,240.57	2,243.30	2.73	11.07
	3	I				118.7	2,240.57	2,243.30	2.73	9.89
	2	I				118.45	2,240.57	2,243.30	2.73	9.87
	1	I				82.98	2,240.57	2,243.30	2.73	6.91
VI	22A	IV				208.81	2,239.44	2,243.30	3.86	17.4
	34	VII				343.95	2,237.02	2,243.30	6.28	28.66
	22B	IV				208.81	2,239.44	2,243.30	3.86	17.4
	23	V				394.67	2,240.65	2,243.30	2.65	32.89
	28	VII	31-Mar-07	16-Dic-07	49	678.98	2,237.02	2,243.30	6.28	56.58
	40	VII				362.96	2,237.02	2,243.30	6.28	30.25
	29	V				199.38	2,240.65	2,243.30	2.65	16.62
	24	V				233.74	2,240.65	2,243.30	2.65	19.48
VII	30	V				200.11	2,240.65	2,243.30	2.65	16.68
	25	V				232.47	2,240.65	2,243.30	2.65	19.37
	13	III				351.98	2,240.65	2,243.30	2.65	29.33
	14	III				244.36	2,238.42	2,243.30	4.88	20.36
	15	III	16-Dic-07	31-Jul-08	70	237.58	2,238.42	2,243.30	4.88	19.8
	16	III				229.92	2,238.42	2,243.30	4.88	19.16
17	III				228.94	2,238.42	2,243.30	4.88	19.08	
18	III				253.13	2,238.42	2,243.30	4.88	21.09	

N.C. Primer nivel: Nivel de corona primer nivel.
 N. Proy. Nivel de la celda sin incluir cobertura final al final de la vida útil.
 H Prom. Altura útil media considerando las coberturas intermedias.
 Nivel terreno natural: 2,231.30 m.s.n.m.

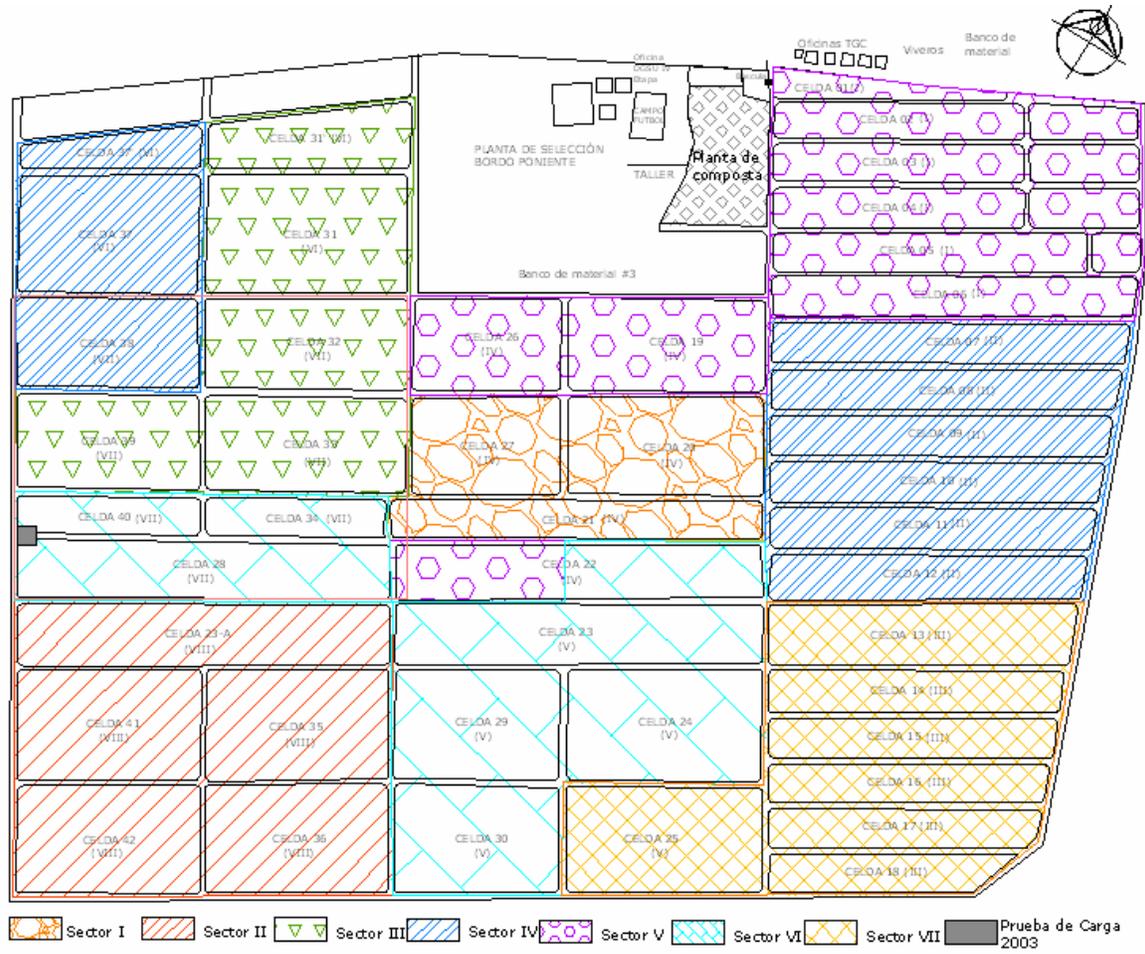


Figura 2.6 Esquema de la secuencia de llenado de la segunda fase de operación

Tabla 2.3. Características de la segunda fase de la Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente

Sector	Secuencia de llenado		Periodo de operación real		Tiempo adicional al programado (días)	Volumen por celda teórico (*10 ⁻³ m ³)	N.C. Primer nivel	N. Proy.	H Prom.	Peso volumétrico (kN/m ³)
	Celda	Macrocelda	Inicio	Final						
I	21	IV				362.94	2,238.51	2,243.30	4.79	
	27	IV	03-Oct-04	15-Ene-05	14	265.74	2,238.51	2,243.30	4.79	12.21
	20	IV				393.22	2,238.51	2,243.30	4.79	
II	23A	VIII				590.24	2,237.02	2,243.30	6.28	
	35	VIII				455.24	2,238.18	2,243.30	5.12	
	41	VIII	15-Ene-05	10-Sep-05	21	471.29	2,238.18	2,243.30	5.12	11.58
	36	VIII				478.16	2,238.18	2,243.30	5.12	
	42	VIII				471.24	2,238.18	2,243.30	5.12	
III	33	VII				392.23	2,237.02	2,243.30	6.28	
	32	VII				387.45	2,237.02	2,243.30	6.28	
	31	VI	10-Sep-05	31-Ene-06	14	450.72	2,238.14	2,243.30	5.16	8.82
	31'	VI				297.86	2,238.14	2,243.30	5.16	
	39	VII				417.84	2,237.02	2,243.30	6.28	
IV	12	II				352.08	2,237.45	2,243.30	5.85	
	11	II				238.54	2,239.34	2,243.30	3.96	
	10	II				245.14	2,239.34	2,243.30	3.96	
	9	II				251.8	2,239.34	2,243.30	3.96	
	8	II	31-Ene-06	30-Sep-06	28	256.76	2,239.34	2,243.30	3.96	11.40
	7	II				262.56	2,239.34	2,243.30	3.96	
	38	VII				418.92	2,237.02	2,243.30	6.28	
	37	VI				364.46	2,238.14	2,243.30	5.16	
	37'	VI				157.24	2,238.14	2,243.30	5.16	
V	26	IV				254.46	2,238.51	2,243.30	4.79	
	19	IV				393.45	2,238.51	2,243.30	4.79	
	6	I				266.57	2,239.34	2,243.30	3.96	
	5	I				280.89	2,237.05	2,243.30	6.25	
	4	I	16-Jul-06	31-Mar-07	105	132.86	2,240.57	2,243.30	2.73	16.67
	3	I				118.70	2,240.57	2,243.30	2.73	
	2	I				118.45	2,240.57	2,243.30	2.73	
	1	I				82.98	2,240.57	2,243.30	2.73	
	22A	IV				208.81	2,239.44	2,243.30	3.86	
VI	34	VII				343.95	2,237.02	2,243.30	6.28	
	22B	IV				208.81	2,239.44	2,243.30	3.86	
	23	V				394.67	2,240.65	2,243.30	2.65	
	28	VII	31-Mar-07	16-Dic-07	49	678.98	2,237.02	2,243.30	6.28	11.90
	40	VII				362.96	2,237.02	2,243.30	6.28	
	29	V				199.38	2,240.65	2,243.30	2.65	
	24	V				233.74	2,240.65	2,243.30	2.65	
	30	V				200.11	2,240.65	2,243.30	2.65	
VII	25	V				232.47	2,240.65	2,243.30	2.65	
	13	III				351.98	2,240.65	2,243.30	2.65	
	14	III				244.36	2,238.42	2,243.30	4.88	
	15	III	16-Dic-07	31-Jul-08	70	237.58	2,238.42	2,243.30	4.88	15.38
	16	III				229.92	2,238.42	2,243.30	4.88	
	17	III				228.94	2,238.42	2,243.30	4.88	
18	III				253.13	2,238.42	2,243.30	4.88		

N.C. Primer nivel: Nivel de corona primer nivel.
 N. Proy. Nivel de la celda sin incluir cobertura final al final de la vida útil.
 H Prom. Altura útil media considerando las coberturas intermedias.
 Nivel terreno natural: 2,231.30 m.s.n.m.

2.3. SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN

Bordo poniente se construyó sobre la arcilla de origen lacustre del lago de Texcoco que tiene una permeabilidad que varía entre $1.0E-06$ y $1.0E-08$ cm/s. Por efecto de los procesos de humedecimiento y secado, la arcilla sufre agrietamiento superficial que modifica la conductividad hidráulica del material. Por este motivo, para la construcción de la Cuarta Etapa del Bordo Poniente se utilizó un material geosintético que contrarrestará la posible aparición de grietas superficiales y de este modo, controlará la filtración de lixiviados al subsuelo. El sistema de impermeabilización del relleno consiste en una geomembrana de polietileno de alta densidad, material que se conoce comercialmente como HDPE, de 0.001 m de espesor y acabado liso, colocada sobre la arcilla natural del lago de Texcoco. Las geomembranas se instalaron sobre la arcilla lacustre sin ningún pretratamiento.

La instalación y sellado de geomembranas son actividades delicadas (Auvinet y Esquivel, 1987). El procedimiento de instalación de este material consiste en extender cada paño o rollo de geomembrana sobre el terreno de acuerdo a un plan de colocación. Los paños se aseguran con sacos llenos de material hasta que se realicen las juntas y el anclaje de la geomembrana.

Los empalmes entre paños se realizan longitudinalmente y en el sentido de la pendiente del talud mediante traslapes de al menos 75 milímetros. En Bordo Poniente, la junta se soldó con un procedimiento llamado fusión por calor o hot wedge, que consiste en fundir el polietileno por medio de unos rodillos calientes dejando dos huellas separadas por una cámara de aire. La junta que se genera tiene un ancho de 0.1 m. La Figura 2.7 muestra un esquema tipo de una junta termo fusionada.

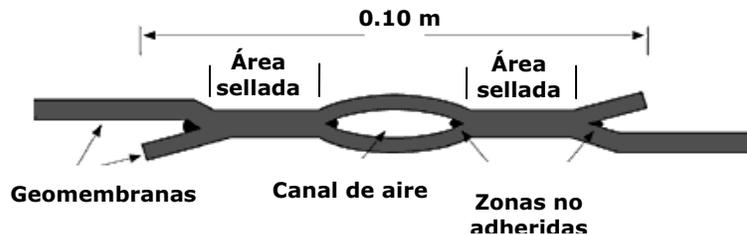


Figura 2.7 Sección transversal de una junta termo-fusionada

La parte final de la instalación de la geomembrana en Bordo Poniente fue la construcción del anclaje. El anclaje de la geomembrana consiste en una longitud de terminado que varía entre 0.3 y 0.5 m y una zanja cubierta por material de préstamo (tepetate) de 0.3 m ancho por 0.4 m de profundidad máxima, como se observa en la Figura 2.8 (JICA, 1999).

Una vez instalada la geomembrana se realizaron pruebas de calidad no destructivas para descartar la presencia de fugas. Una de estas es la prueba de presión de aire en las costuras, la cual se realiza con una bomba de aire con capacidad de suministrar una presión entre 176 y 211 kPa controlada con manómetro. El procedimiento consiste en introducir por medio de una aguja hueca, aire a presión, previo el sellado de la junta en ambos extremos; la presión se incrementa hasta 211 kPa y se mantiene por 5 minutos. Si la presión no se sostiene, se localiza el área defectuosa para su reparación.

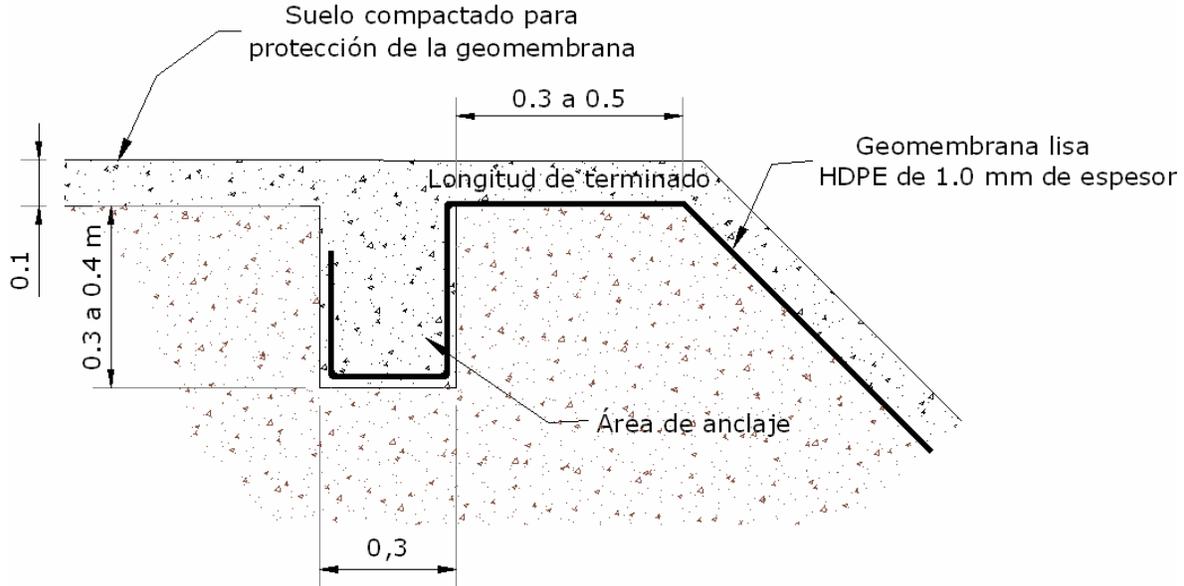


Figura 2.8 Esquema de anclaje de la geomembrana

Otra prueba es la de la caja de vacío, la cual consiste en un armazón rígido conectado a una bomba de vacío con capacidad para mantener una presión negativa de 35 kPa; este tiene en el borde inferior una junta de neopreno y en la parte superior una ventana para observar durante la prueba; también está provisto de una válvula para liberar la presión y permitir el desplazamiento de la cámara durante el ensaye. Para realizar las pruebas se humedece una longitud de aproximadamente 1.0 m de junta con una solución de agua y jabón; luego, se comprime la cámara sobre la región y se acciona la bomba de vacío. Se observa que las burbujas de jabón no se muevan a causa del aire que ingrese por la junta. Los orificios detectados se reparan posteriormente.

2.4. SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE GASES Y DE LIXIVIADOS

Este relleno no tiene un sistema de recolección de lixiviado propiamente dicho. Los líquidos gotean desde la base de los taludes de la celda a unos canales perimetrales. El manejo de lixiviados es problemático debido a que no se instalaron sistemas de recolección y bombeo en el fondo de la celda. En época de lluvia, el lixiviado se acumula en el fondo hasta aflorar en el borde de los caminos de circulación.

Otro problema asociado con el manejo de lixiviados es el mantenimiento deficiente de las obras de infraestructura hidráulica que rodean el relleno. Estas se saturan y desbordan causando inundaciones que dificultan la operación del Bordo Poniente.

Con respecto al sistema de extracción de gases, el relleno cuenta con pozos de venteo instalados perimetralmente a las celdas (JICA 1999). Este sistema funciona desde 1998. La función de estos pozos es la de hacer un monitoreo periódico de la composición del biogás. El sistema de recolección y extracción de gases es ineficiente puesto que las zonas de disposición de residuos carecen de

pozos de venteo al interior de ellas para evacuar directamente los gases generados durante la descomposición de la basura.

2.5. CONDICIONES AMBIENTALES

Aunque la Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente históricamente es el mejor relleno sanitario operado en el Distrito Federal, aún está lejos de las características y controles que debe tener un relleno sanitario. Esto se debe, en parte, a que se construyó en 1995 antes de que entrara en rigor la norma mexicana NOM-083-SEMARNAT-2003. Esta norma regula desde el punto de vista ambiental el diseño, construcción, operación y clausura de rellenos sanitarios en México. Por este motivo los lineamientos de dicha norma no son aplicables al relleno sanitario del Distrito Federal.

Con respecto a la normatividad vigente, la misma NOM-083-SEMARNAT-2003 no tiene en cuenta los aspectos que competen a la seguridad geotécnica de rellenos sanitarios y muchas de sus recomendaciones son tan liberales que no contribuyen al cuidado de los recursos naturales. Normas internacionales como el Reglamento de la Comunidad Europea relativa al vertido de residuos (C.E, 1999), el Manual de Operaciones de Rellenos Sanitarios EPA (USEPA, 1993) y la norma ambiental colombiana (República de Colombia, 2000) son una muestra de buenas políticas ambientales para la disposición final de residuos sólidos (Parra y Ovando, 2011).

Si bien la IV etapa de Bordo Poniente no está dentro del pequeño grupo de rellenos que cumplen con la normatividad vigente (Monterrey, Torreón, Tlalnepantla, Mérida, Querétaro, Nuevo Ladero, San Juan del Rio, Álamos, Nogales y Durango) es el único relleno que se acerca a un control geotécnico deseable para este tipo de estructuras. Sin embargo, en su etapa de clausura aún no hay claridad en la ejecución de un saneamiento adecuado de la zona y en el encapsulamiento de los residuos.

A continuación se revisan algunos aspectos ambientales de la operación de la IV Etapa de Bordo Poniente.

2.5.1. Reseña del manejo de residuos sólidos en el Distrito Federal

Antes de la construcción del relleno sanitario del Bordo Poniente (1985), los residuos sólidos en el área metropolitana del Distrito Federal, se depositaban en tiraderos (sitios a cielo abierto no controlados para el almacenamiento de residuos).

En 1985 se comienza el manejo integral de los residuos sólidos en la ciudad, para lo cual se realiza el cierre de siete tiraderos a cielo abierto entre 1983 y 1987: los tiraderos de Milpa Alta, Tlalpan, Tláhuac, San Lorenzo, Santa Fe, Santa Cruz Meyahualco y Bordo Xochiaca. Algunos de los sitios clausurados se convirtieron en zonas verdes dedicadas a la recreación, conocidas como alamedas oriente, poniente y parque Cuitlahuac (López, 1996). Simultáneamente a la clausura de los tiraderos, comenzó a operar la Primera Etapa del relleno sanitario de Bordo poniente en 1985 bajo la administración de la Comisión Nacional del Agua (CNA) (Sheinbaum *et al.*, 2003).

Como complemento a la construcción del Bordo Poniente, se construyó el segundo relleno sanitario de la ciudad, Prados de la Montaña, en la zona de Santa Fe en la delegación Álvaro Obregón, al poniente de la ciudad. El relleno comprendía un área de disposición inicial de dieciséis hectáreas que luego se amplió a veintidós en 1987. Este comenzó a operar en 1987 y se clausuró en 1994 (López, 1996).

En 1982 inicia operaciones el sitio de disposición de Santa Catarina como tiradero a cielo abierto con un área de treintaisiete hectáreas, luego en 1985 comienza su operación de manera controlada (DDF y DGEM, 1998). Este relleno se clausuró en septiembre de 2001 (Santacruz, 2003).

La operación del relleno sanitario de Bordo Poniente trajo consigo un cambio en el manejo de los residuos sólidos: se prohibió la pepena (recuperación manual de residuos aprovechables para la venta) en el sitio y el gremio de pepenadores tuvo que realizar la separación de residuos en los mismos vehículos recolectores, en los contenedores de los generadores de los residuos y de manera controlada en los tiraderos a cielo abierto de Prados de la Montaña y Santa Catarina (DDF y DGEM, 1998).

En 1988 comenzó a operar la planta de composta de la IV Etapa del Bordo Poniente (INE, 2005) bajo la administración de la Dirección General de Servicios Urbanos (DGSU), con una capacidad instalada de 200 t/día (GDF/SMA, 2006). En esta se procesan residuos orgánicos provenientes del mantenimiento de parques y zonas verdes del Gobierno del Distrito Federal (JICA, 1999), así como residuos orgánicos de la Central de Abasto, lodos autorizados y residuos de generadores particulares de alto volumen (GDF/SMA, 2006). Esta planta tuvo una capacidad instalada de 50 t/día hasta el año 2004, que luego se incrementó a 100 t/día.

En 1989 terminó la construcción de una planta de incineración de residuos instalada en el sitio de San Juan de Aragón, la cual operó como instalación piloto entre febrero de 1990 y junio de 1992 cuando se desmanteló (JICA, 1999).

En 1992 se incorpora al manejo de residuos sólidos las estaciones de transferencia, las cuales son instalaciones que permiten reducir el tráfico de vehículos recolectores hacia el Bordo Poniente utilizando las transferencias, que son camiones de mayor capacidad (tractocaminos con cajas de 20 t de capacidad). En las estaciones de transferencia los vehículos recolectores transbordan los residuos a las transferencias y quedan disponibles para continuar con la recolección aumentando la eficiencia de este servicio. Actualmente hay 13 estaciones de transferencia en el Distrito Federal, en 12 de las 16 delegaciones (DDF y DGEM, 1998).

En 1994 empiezan a operar las plantas de selección de residuos San Juan de Aragón y Bordo Poniente administradas por el gremio de pepenadores; comienza la cultura de aprovechamiento de los residuos sólidos en el Distrito Federal (DDF y DGEM, 1998). Estas plantas tienen capacidad instalada de 2,398 t/día y 2,570 kN/día respectivamente, con una eficiencia de 3.9% al 5.2% para la recuperación de 15 materiales distintos por medio de bandas transportadoras (Beras-Cuello, 2006); según la Dirección Técnica de Desechos Sólidos la eficiencia de estas dos plantas puede llegar hasta el 7% (Sarmiento, 2007).

En 1996 comienza a operar la planta de selección de Santa Catarina con una capacidad instalada de 2,405 t/día (DDF y DGEM, 1998). Esta planta está provista de un sistema de bandas transportadoras combinadas con un equipo Trommel el cual recibe las bolsas de basura y las rasga mientras gira por medio de un sistema de cuchillas interna (Muñoz y Gutiérrez, 2006). Gracias a esto la eficiencia de esta planta de selección estaría alrededor del 10% (Sarmiento, 2007), aunque lo reportado en la bibliografía es de 6.7% (Beras-Cuello, 2006).

Estas plantas de selección tienen una capacidad de operación de 4,284 t/día en total. La planta del Bordo poniente procesa 1,553 t/día de residuos, la planta de San Juan de Aragón 1,411 t/día y la planta de Santa Catarina 1,320 t/día (SOS-DGSU, 2004).

Actualmente el sistema de manejo de los residuos sólidos en el Distrito Federal integra el sistema de recolección con las estaciones de transferencia y las plantas de separación. Los residuos llegan a las transferencias y luego a los tractocamiones. De acuerdo a la procedencia de los residuos sólidos, son distribuidos un 40% a las plantas de separación y un 60% directamente al Bordo Poniente.

CAPÍTULO 2

Los residuos que llegan a las plantas de separación son los procedentes de las delegaciones Miguel Hidalgo, Cuauhtémoc, Azcapotzalco, parte de Gustavo A. Madero, Benito Juárez, Cuajinalpa y parte de Coyoacan. De este 40% de residuos que llegan se separa entre el 3.9% y 6.7% de acuerdo a la planta y el residuo final es enviado a Bordo Poniente. Los materiales recuperados de acuerdo a los reportes de 2003 (SOS-DGSU, 2004) se presentan en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Tipos de residuos sólidos recuperados en las plantas de selección del Distrito Federal

TIPO DE MATERIAL	%
Plástico	46.4
Papel	16.6
Cartón	9.7
Lámina	7.6
Vidrio	6.4
Cháchara	6.3
Hierro	2.4
Trapo	1.9
Llanta	1.5
Hueso	0.9
Cobre	0.1
Pino de Navidad	0.1
Aluminio	0.06
Tortilla	0.03
Colchón	0.01

También el Bordo Poniente, recibe residuos de tipo domiciliario del Estado de México, en cantidad irregular de los municipios aledaños de Atenco, Chalco, Chiautla, Chiconcuac, Cuautitlán Izcalli, Texcoco, Ixtapaluca, Netzahualcóyotl, Valle de Chalco, Ecatepec y La Paz (JICA, 1999).

Antes del cierre, Bordo Poniente recibía un poco más de 12,500 t/día de residuos sólidos, cuya principal fuente generadora son los hogares como se puede observar en la Tabla 2.5 de acuerdo a las mediciones realizadas en 2004 (SOS-DGSU, 2004).

Tabla 2.5 Principales fuentes de residuos sólidos generados en el Distrito Federal

CONCEPTO	t/día	%
Hogares	5,672	47
Comercios	1,869	16
Servicios	1,829	15
Mercados	1,249	10
Diversos	557	5
Central de abasto	450	4
Controlados	374	3
Total	12,000	100

De acuerdo con lo anterior, el manejo de los residuos sólidos en el D.F. tuvo cambios importantes a partir del inicio de las operaciones en Bordo Poniente, los cuales se resumen en la Figura 2.9.

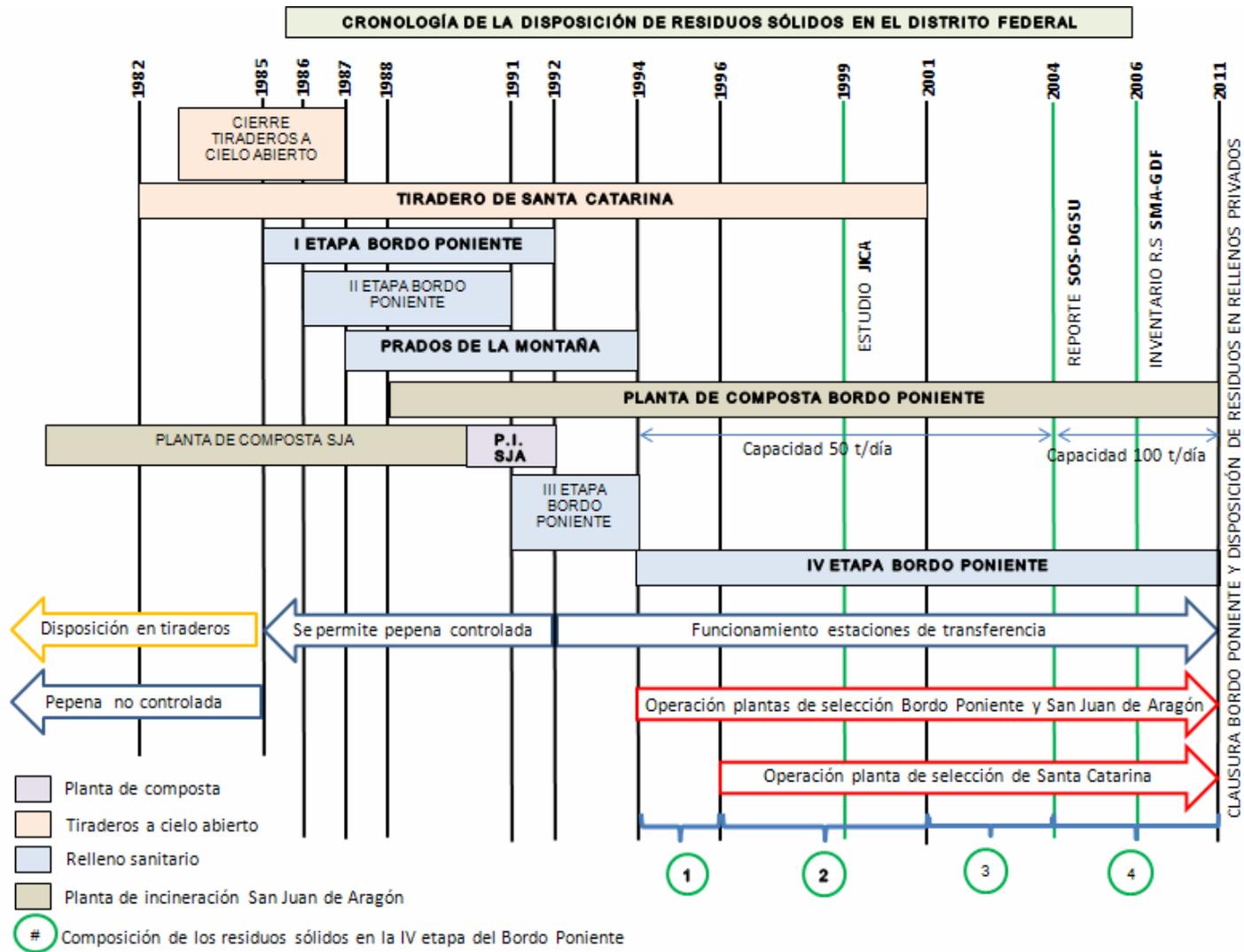


Figura 2.9 Esquema de cambios históricos en la disposición de los residuos sólidos en el Distrito Federal

2.5.2. Estimación de la composición de los residuos en Bordo Poniente

Con respecto a la composición de los residuos sólidos dispuestos en la IV Etapa del relleno sanitario de Bordo Poniente, no hay caracterizaciones realizadas en el sitio. Sin embargo, existen reportes del flujo de residuos al relleno, así como estudios de generación de residuos sólidos (JICA, 1999). Esta información se utilizó para inferir acerca de la composición aproximada de los residuos sólidos debido a las dificultades para ingresar al sitio.

En la Figura 2.9 se observa que el primer cambio en la composición de residuos se presentó entre los años 1994 y 1996 cuando aún funcionaba el tiradero de Santa Catarina con un sistema de recolección y transporte de residuos organizado gracias a las estaciones de transferencia. Además, están en operación las plantas de selección de Bordo Poniente y San Juan de Aragón, con una eficiencia de separación entre 3.9% y 5.2% respectivamente (Beras-Cuello, 2006) y la planta de composta del Bordo Poniente, con una capacidad operativa de 50 t/día.

El segundo cambio en la composición se presenta entre 1996 y 2001, el cual se debe al inicio de operaciones de la planta de selección de Santa Catarina, la cual tiene una eficiencia de separación de 6.7% (Beras-Cuello, 2006).

En el periodo entre 2001 y 2004 el flujo de residuos es afectado por la clausura del tiradero de Santa Catarina. Se termina la pepena no controlada que se ejercía en este sitio de disposición final y queda como único relleno sanitario oficial la IV etapa del Bordo Poniente.

El último cambio en la composición de los residuos se presenta a partir de 2004 cuando se reporta un aumento de la capacidad operativa de la planta de composta de Bordo Poniente a 100 t/día (Sarmiento-Bleicher, 2008).

Para calcular la composición de los residuos dispuestos en Bordo Poniente en los periodos identificados anteriormente, se tomó como partida los diagrama de flujo del manejo de residuos en el Distrito Federal, como el que se presenta en la Figura 2.10 (JICA, 1999).

En diagramas como éste, se observa la generación de residuos en el Distrito federal y los diferentes destinos de la basura, así como la cantidad dispuesta en Bordo Poniente.

Con la información detallada de los conteos de población y vivienda (INEGI) realizados en cada delegación en los años 1990, 1995 y 2000 (GDF, 2008), se hicieron proyecciones de la población para cada año de interés. Se usaron tasas de crecimiento variables calculadas a partir de los datos publicados por cada delegación en su página de Internet y las cuales se observan en la Tabla 2.6.

Como no se cuenta con información correspondiente al crecimiento de otros sectores del Distrito Federal, se asumió que los establecimientos comerciales, de servicios, especiales y otros no habían variado en este periodo de tiempo, alterando la generación de residuos únicamente en la generación de residuos domésticos.

Otra información que sirvió de base para este cálculo, fue el reporte de la participación de las dieciséis delegaciones en la generación de residuos para el año 2002, cuyos porcentajes se mantuvieron constantes (DGSU-SOS, 2002). Esta información se presenta en la Figura 2.11 en donde se observa que la delegación Iztapalapa tiene la mayor contribución en residuos sólidos (14%). Se asumió que en esta aportación estaban incluidos los residuos provenientes de Central de Abastos (DGSU-SOS, 2002). Con estos supuestos se calculó la generación de residuos por cada delegación de acuerdo al año de interés.

Otro componente importante de residuos que juegan parte en el diagrama de flujo de la gestión de residuos sólidos, son los residuos provenientes del estado de México. Se tiene información que

estos residuos en el año 2003 eran en promedio 1,172 t/día (SOS-DGSU, 2004) representando una tasa de crecimiento anual del 7%. Para cada año de interés se estimó la cantidad de residuos aportados por el estado de México. Se asumió que la aportación porcentual de los residuos para los diferentes municipios era equivalente y se distribuyó de acuerdo a la cercanía a las plantas de selección y rellenos sanitarios disponibles. Otra suposición es que los porcentajes de los residuos distribuidos en el diagrama de flujo son constantes.

Con respecto a la recolección por delegaciones, los residuos se distribuyeron de acuerdo a la ubicación de cada destino considerando las menores distancias. En particular, para la distribución de residuos a las estaciones de transferencia se supuso que las delegaciones sin estación entregan sus residuos de la siguiente manera:

- La delegación Cuajinalpa entrega los residuos en la estación de transferencia de la delegación Álvaro Obregón.
- La delegación Magdalena Contreras entrega los residuos en la estación de transferencia de la delegación Tlalpan.
- La delegación Tláhuac entrega los residuos en la estación de transferencia de la delegación Xochimilco.
- La delegación Iztacalco entrega los residuos en la estación de transferencia de la delegación Venustiano Carranza.

Los residuos que llegan a las estaciones de transferencia se distribuyen a diferentes destinos en tractocamiones de treinta metros cúbicos. En el estudio sobre el manejo de residuos realizado por JICA, se reportó esta distribución (ver Tabla 2.7). Estos datos se adaptaron para el periodo de tiempo en que la planta de selección de Santa Catarina no operaba y se supuso que esos residuos eran llevados directamente al tiradero de Santa Catarina.

Para los residuos que llegan a las plantas de selección se tuvo en cuenta la distancia a los sitios de disposición, con el fin de distribuir los residuos entre los dos rellenos sanitarios disponibles una vez realizada la separación de los materiales recuperables respetando la capacidad operativa de cada una de las plantas disponibles de acuerdo al reporte de DGSU-SOS-2002. La composición de los residuos utilizada se presenta en la Tabla 2.8 (JICA, 1999).

A continuación se presentan las consideraciones para la estimación de las distintas composiciones y los resultados obtenidos.

Estimación de la composición entre 1994 y 1996

Para determinar la composición entre los años 1994 y 1996, se siguió el procedimiento anterior obteniendo los siguientes datos a partir del diagrama de flujo de la Figura 2.10. Con los datos de aporte de residuos por delegación se calculó la generación de residuos que se presenta en la Tabla 2.9. Se consideró la distribución de residuos provenientes del estado de México de la Tabla 2.10, cuyo valor total es de 777 t/día como se observa en la Figura 2.10.

Para este periodo de tiempo, la cantidad de residuos dispuestos en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente es de aproximadamente 5,969 t/día, de los cuales el 63.71% corresponde a la suma de los residuos de rápida biodegradación (Meraz *et al.*, 2006), mientras que el 36.29% corresponde a residuos inorgánicos y orgánicos de lenta biodegradación. En la Figura 2.12 se observan los resultados de la composición de los residuos dispuestos en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente.

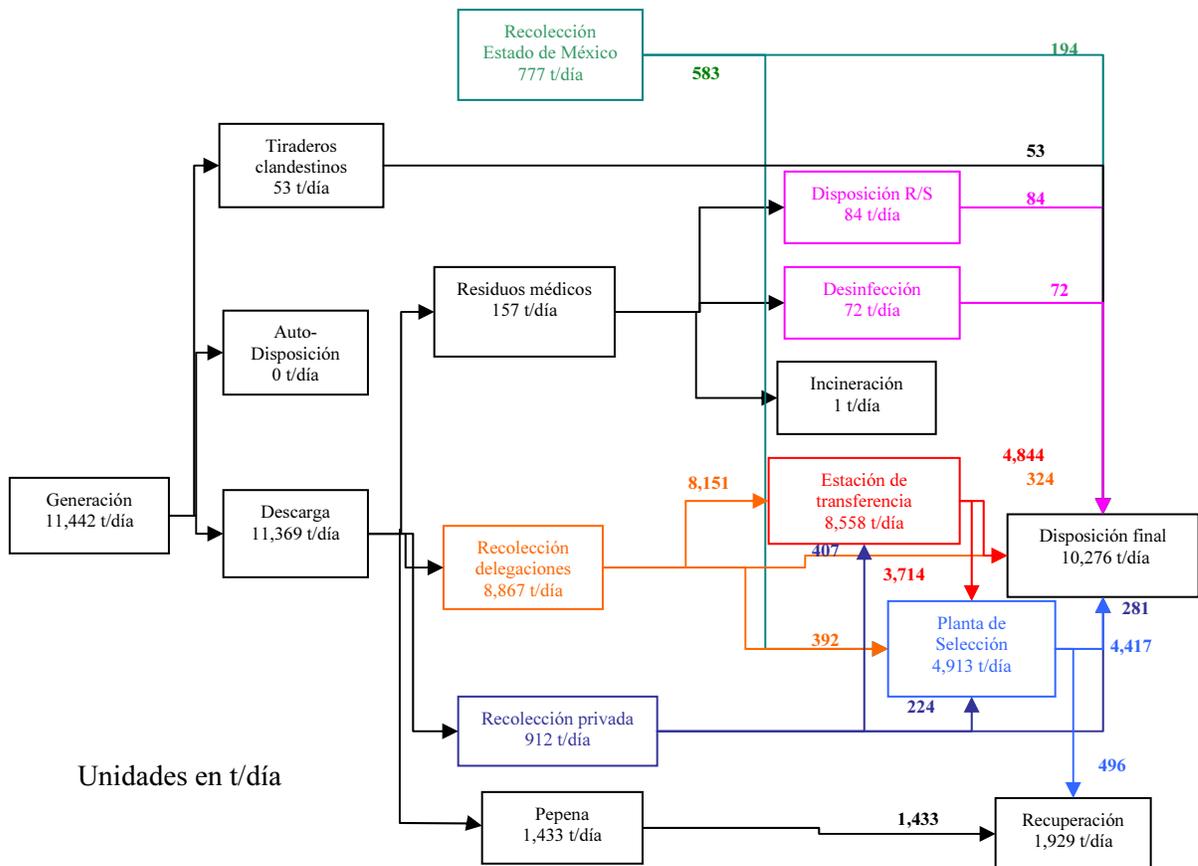


Figura 2.10 Flujo del manejo de residuos sólidos que llegan a la Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente reportado en el año 1999

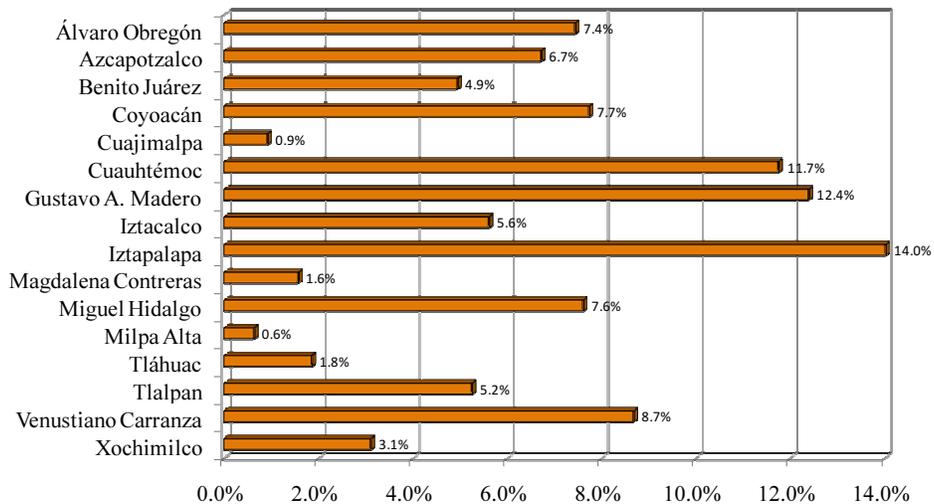


Figura 2.11 Participación de las 16 delegaciones del Distrito Federal en la generación de residuos del año 2002

Tabla 2.6 Tasas de crecimiento de la población por delegación en el Distrito Federal

Delegación	1990 a 1995	1996 a 2000	2001 a 2010
Álvaro Obregón	1.04	0.44	0.47
Azcapotzalco	-0.84	0.25	0.28
Benito Juárez	-1.93	0.25	0.28
Coyoacan	0.42	0.45	0.58
Cuajimalpa	2.72	1.72	1.75
Cuauhtémoc	-1.94	0.30	0.33
Gustavo A. Madero	-0.18	0.10	0.13
Iztacalco	-1.34	0.03	0.41
Iztapalapa	2.62	0.53	0.68
M. Contreras	1.67	1.28	0.61
Miguel Hidalgo	-2.18	0.30	0.33
Milpa Alta	4.96	1.39	1.43
Tláhuac	4.36	1.40	1.71
Tlalpan	2.65	0.98	1.01
V. Carranza	-1.34	0.26	0.29
Xochimilco	4.15	1.40	0.99
Total en el D.F.	0.61	0.50	0.57

Tabla 2.7 Distribución de residuos que salen de las estaciones de transferencia

Estaciones de transferencia	P/S Bordo Poniente	P/S San Juan de Aragón	R/S BP Etapa IV	R/S Santa Catarina
Álvaro Obregón	64.69%		35.30%	0.02%
Azcapotzalco	19.42%	11.36%	54.43%	14.79%
Benito Juárez		0.44%		99.56%
Coyoacan	0.04%		10.14%	89.83%
Cuauhtémoc			3.18%	96.82%
Gustavo A. Madero	1.21%		98.79%	
Iztapalapa I	2.17%		80.67%	17.16%
Iztapalapa II	34.54%		65.46%	
Miguel Hidalgo	3.12%	41.99%	54.88%	
Milpa Alta	0.61%		99.08%	0.31%
Tlalpan	39.90%		7.12%	52.98%
Venustiano Carranza	30.17%		69.64%	0.19%
Xochimilco	0.13%		9.18%	90.69%

R/S: relleno sanitario o tiradero, P/S: planta de separación

Tabla 2.8 Composición de los residuos de acuerdo a su generación (JICA, 1999)

Subproducto	Domiciliarios	Comercio			Servicios					Especiales					Otros				
	Unifamiliar y Plurifamiliar	Establecimientos	Merca-dos	Restaurantes	C. recreación	Servicios públicos	Hoteles	Oficinas públicas	C. educativos	Unidades médicas	Laboratorios	Veterinarias	Terminal terrestre	Terminal aerea	Vialidades	Centros de adaptación social	Áreas verdes	Voluminosos	Construcción
Abateleguas									1.97										
Algodón	2.15	0.07	0.83			0.38	0.03	2.99	0.17	1.97	10.38	5.57							
Cartón	5.36	11.51	5.29	5.97	11.04	23.18	3.77	11.20	8.98	8.30	8.01	2.56	4.34	5.31	3.66	5.06	4.00		
Cuero	0.11			0.02		3.69			0.04										
Envase de cartón	1.96	1.97	2.22	1.43	5.18	1.98	0.76		6.05	1.07		0.69	0.55		6.53	0.52	3.12		
Fibra dura vegetal	0.06	1.79	2.63			1.13	0.08	0.01	0.78	0.20									
Fibra sintética	1.43	0.29	0.89	0.04			0.01	0.24		0.27	3.10				0.10				
Gasa										3.77	5.74	5.94							
Hueso	0.08	0.44	1.11			0.21			0.67	0.07		0.38							
Hule	0.20	1.07	0.16			0.36	0.18	0.83		1.33	2.07								
Jeringa desechable										2.80	1.31	1.38							
Latas	1.58	0.31	1.47	0.25	1.23	3.10	0.52	0.28	4.89	1.73		2.31	4.53	3.17	4.77				
Loza y cerámica	0.37	0.12	0.09	0.45	0.29		0.18	0.08	2.01										2.09
Madera	0.10	1.20	1.17	0.67		6.72		0.01	3.92	0.43		4.82	0.29				5.12	20.00	1.53
Material de construcción	0.63			0.52	0.09		2.89						1.24						95.27
Material férroso	1.39	2.59	0.07	0.92	5.65	0.71	1.79	0.15	0.40	1.90		0.69			0.41		2.86	50.00	
Material no ferroso	0.06	0.51				1.30		6.54	0.07	1.18	1.31								2.29
Papel bond	1.19	5.31	1.87	1.54	3.57	18.75	9.21	37.61	14.33	6.57	17.23	9.88	9.10	6.41	5.41	3.11	6.82		0.97
Papel periódico	4.61	5.95	4.54	0.95	3.17	15.50	5.24	11.91	6.99	4.37	11.97	20.64	6.07	15.34	9.71	7.73	2.22		
Papel sanitario	8.78	1.94	4.27	3.40	9.59	4.20	8.16	1.99	10.72	11.00	9.62	7.38	15.20	8.92	9.52	4.65			
Pañal desechable	3.37	0.14		0.08	0.09	0.32	0.89		0.30	1.43			1.94						
Placa radiológica										0.30									
Plástico de película	6.24	5.38	1.50	3.08	7.13	2.14	3.58	0.16	1.95	3.27		0.44	5.34	3.91	5.38	2.00	9.29		0.14
Plástico rígido	4.33	3.94	2.96	1.26	15.34	1.39	1.69	0.88	2.69	0.97	8.64	1.63	3.08	5.46	6.62	1.26	4.00		
Poliuretano	0.16	0.11	0.08	0.03		2.70			0.67	0.76	2.17	2.56							
Poliuretano expand	0.78	0.12	0.46	0.35	0.72	1.85	0.16	0.11	0.46	1.70	2.27	1.06	1.10	1.18	1.22		1.23		
Residuo alimenticio	34.66	38.73	63.08	74.43	16.17	5.71	43.23	21.22	16.02	26.96	1.74	3.31	30.44	16.32	7.67	42.49			
Residuo de jardinería	5.12	0.15	0.05	0.08	0.42	0.59	3.66	0.30	6.32	1.30	1.89	0.56		1.53	11.46	7.46	25.36		
Toalla sanitaria		0.17						0.04	0.63		1.61		0.01			2.00			
Trapo	0.64	0.20	0.30	0.12	1.14		1.72	0.31	1.02	0.50	1.84			4.88		3.00		30.00	
Vendas										0.36					0.02				
Vidrio de color	4.00	1.77	0.30	1.53	4.67	2.81	3.09	0.26	2.44	6.70	4.86	2.00	3.45	8.07	8.64	0.42			
Vidrio transparente	6.77	5.18	0.44	2.82	11.76	1.28	8.52	0.76	4.66	5.63	3.05	0.94	7.79	7.14	8.37	0.95	0.85		
Residuo fino	1.21	0.07	3.97	0.03	2.75		0.26	0.01	0.73	0.43	0.03			3.61	4.02		26.30		
Otros	2.66	8.97	0.25	0.03			0.38	2.11	0.83	1.13	3.36	23.95	5.53	8.75	6.49	19.35	6.54		
Total	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0

Tabla 2.9 Generación de residuos por delegación para una generación per cápita de 0.62 t/habitante/día (1994)

Delegación	Residuos generados en 1994 (t/día)	Domiciliarios 45.82%	Otros generadores	Comercios	Mercados	Servicios	Especiales	otros	% servicios por delegación	Aeropuerto
				14%	17%	14%	3%	6%		
Álvaro Obregón	841.06	412.69	428.37	119.52	111.36	121.79	24.85	50.84	7.53%	
Azcapotzalco	766.24	282.73	483.51	134.90	125.70	137.47	28.05	57.39	8.50%	
Benito Juárez	565.87	232.38	333.50	93.05	86.70	94.82	19.35	39.58	5.86%	
Coyoacán	876.10	400.88	475.22	132.59	123.54	135.11	27.57	56.40	8.35%	
Cuajimalpa	98.59	82.08	16.51	4.61	4.29	4.69	0.96	1.96	0.29%	
Cuauhtémoc	1,345.72	339.46	1,006.26	280.75	261.59	286.10	58.38	119.43	17.68%	
Gustavo A. Madero	1,412.34	775.63	636.71	177.65	165.52	181.03	36.94	75.57	11.19%	
Iztacalco	643.00	261.61	381.38	106.41	99.15	108.44	22.13	45.27	6.70%	
Iztapalapa	1,111.25	1,018.39	92.86	25.91	24.14	26.40	5.39	11.02	1.63%	
M. Contreras	171.53	128.38	43.15	12.04	11.22	12.27	2.50	5.12	0.76%	
Miguel Hidalgo	871.73	229.47	642.25	179.19	166.96	182.61	37.26	76.23	11.29%	
Milpa Alta	66.67	47.60	19.08	5.32	4.96	5.42	1.11	2.26	0.34%	
Tláhuac	199.32	151.04	48.28	13.47	12.55	13.73	2.80	5.73	0.85%	
Tlalpan	583.22	331.57	251.65	70.21	65.42	71.55	14.60	29.87	4.42%	
V. Carranza	991.47	303.22	688.25	192.03	178.92	195.69	39.93	81.69	12.09%	30
Xochimilco	340.15	196.55	143.61	40.07	37.33	40.83	8.33	17.04	2.52%	
Central Abasto	450.00		450.00		450.00					
Total	11,334.27	5,193.67	6,140.59	1,587.72	1,929.35	1,617.96	330.14	675.41		30

Tabla 2.10 Distribución de residuos provenientes del Estado de México para generación per cápita de 0.79 t/habitante/día (1994)

Municipios	Población 1994	Generación residuos t/día	Disposición en Bordo Poniente	Disposición en Tiradero Santa Catarina	A plantas de selección	Planta destino
Atenco	265,87	20.95	1.58		2.57	Bordo Poniente
Chalco	1,674,35	131.94		26.19		Santa Catarina
Chiautla	162,60	12.81	0.97		1.57	Bordo Poniente
Chinconcua	152,15	11.99	0.91		1.47	Bordo Poniente
Cuautitlán Izcalli	3,948,65	311.15	23.53		38.24	San Juan de Aragón
Ecatepec	14,015,77	1,104.44	83.53		135.74	San Juan de Aragón
Ixtapaluca	1,728,75	136.22		27.04		Santa Catarina
Netzahualcóyotl	12,385,37	975.97	73.82		119.95	Bordo Poniente
La Paz	1,672,76	131.81		26.17		Santa Catarina
Texcoco	1,668,01	131.44	9.94		16.15	Bordo Poniente
Valle de Chalco	2,803,62	220.93		43.86		Santa Catarina

Composición 1994-1996 (t/día)	
Abatelenguas	2.82
Algodón	74.00
Cartón	382.94
Cuero	16.42
Envase de cartón	131.12
Fibra dura veg.	55.32
Fibra sintética	54.01
Gasa	7.37
Hueso	26.74
Hule	21.05
Jeringa desechable	2.63
Latas	94.80
Loza y cerámica	14.53
Madera	66.00
Mat. De construc.	138.03
Material ferroso	101.17
Mat. No ferroso	42.12
Papel bond	214.10
Papel periódico	275.47
Papel sanitario	332.67
Pañal desechable	110.05
Placa radiológica	0.42
Plástico de película	233.92
Plástico rígido	199.29
Poliuretano	18.25
Poliuretano expandido	33.56
Residuo alimenticio	2,351.54
Residuo de jardinería	191.48
Toalla sanitaria	5.11
Trapo	70.59
Vendas	0.29
Vidrio de color	144.58
Vidrio transparente	258.57
Residuo fino	136.07
Otros	161.82
Total	5,968.87

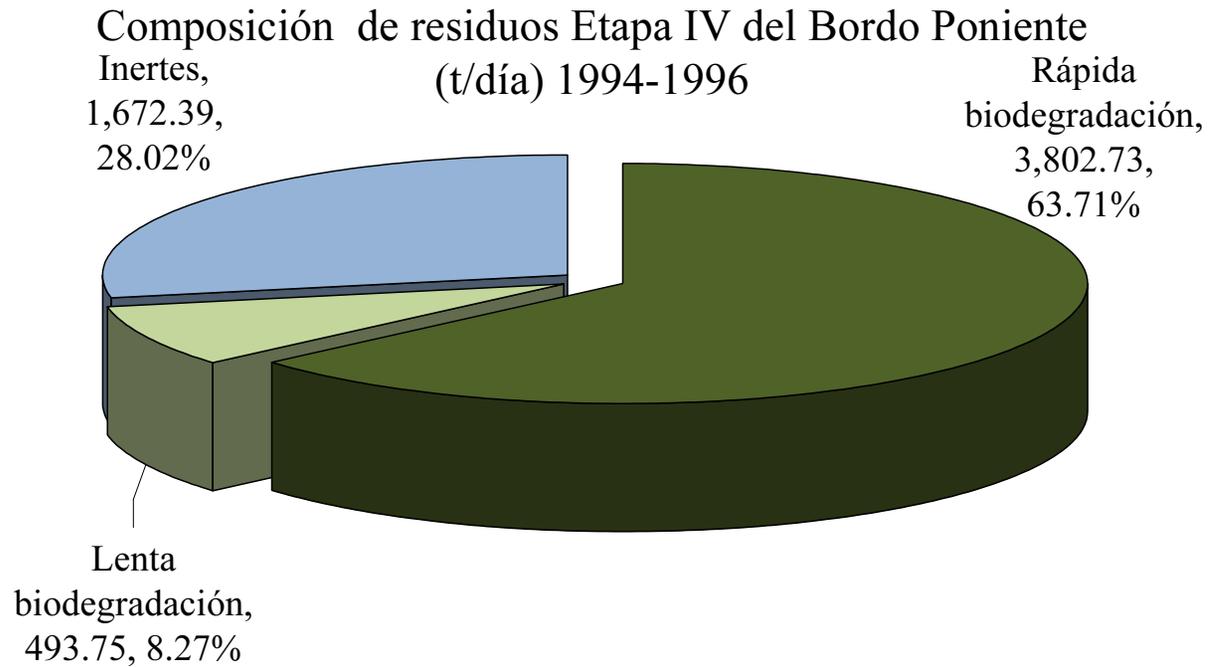


Figura 2.12 Composición de los residuos entre 1994 y 1996

Estimación de la composición entre 1996 y 2001

Para este cálculo se supuso el diagrama de flujo del manejo de residuos en el Distrito Federal que se presenta en la Figura 2.10 (JICA, 1999) y se siguió el procedimiento descrito anteriormente.

Para el periodo 1996–2001, en la Tabla 2.11 se presenta la generación de residuos por delegaciones inferidas para este periodo de tiempo y en la Tabla 2.12 la distribución de los residuos provenientes del Estado de México. En la Tabla 2.13 se observa la distribución de los residuos que salen de las estaciones de transferencia.

Para el periodo 1996-2001, la cantidad de residuos dispuestos en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente es de aproximadamente 6,923 t/día, de los cuales el 63.62% corresponde a residuos orgánicos de rápida biodegradación (Meraz *et al.*, 2006), mientras que el 36.38% corresponde a residuos inorgánicos y orgánicos de lenta biodegradación. En la Figura 2.13 se puede observar los resultados de la composición de los residuos dispuestos.

Estimación de la composición entre 2001 y 2004

Para este cálculo se partió del diagrama de flujo del manejo de residuos en el Distrito Federal para el año 2002 que se presenta en la Figura 2.14 (GDF, 2003). Se tuvo en cuenta los reportes del Gobierno del Distrito Federal de generación de residuos sólidos para el año 2002, los cuales se presentan en la Tabla 2.14 (Sheinbaum *et al.*, 2003).

En la Tabla 2.15 se presenta la generación de residuos por delegaciones de acuerdo a los supuestos mencionados anteriormente. También, se tiene en cuenta que la generación total incluye los residuos del aeropuerto internacional de la ciudad de México dentro de los residuos especiales. Los residuos provenientes del estado de México, que son en total 1,172 t/día, se distribuyeron acorde a la Tabla 2.16 y en Tabla 2.17 se observa la distribución de residuos que salen de las estaciones de transferencia.

La composición de los residuos utilizada, fue la reportada por JICA en el informe de 1999, la cual se presenta en la Tabla 2.10.

Para el periodo 2001-2004, la cantidad de residuos dispuestos en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente es de aproximadamente 12,538 t/día (un poco mayor a la presentada en el diagrama de flujo debido a los ajustes realizados), de los cuales el 63.27% corresponde a residuos de tipo orgánicos de rápida biodegradación (Meraz *et al.*, 2006), mientras que el 36.73% corresponde a residuos inorgánicos y orgánicos de lenta biodegradación. En la Figura 2.15 se puede observar los resultados de la composición de los residuos almacenados.

Tabla 2.11 Generación de residuos por delegación para una generación per cápita de 0.62 t/habitante/día (1999)

Delegación	Residuos generados en 1999 (t/día)	Domiciliarios 46.31%	Otros generadores	Comercios	Mercados	Servicios	Especiales	otros	% servicios por delegación	Aeropuerto
				13.89%	16.85%	14.15%	2.89%	5.91%		
Álvaro Obregón	856.16	424.38	431.78	120.47	112.25	122.76	25.05	51.25	7.53%	
Azcapotzalco	771.69	283.17	488.52	136.30	127.00	138.90	28.34	57.98	8.52%	
Benito Juárez	567.25	230.18	337.07	94.05	87.63	95.84	19.56	40.01	5.88%	
Coyoacan	888.79	409.84	478.95	133.63	124.51	136.17	27.79	56.85	8.35%	
Cuajimalpa	104.62	90.27	14.35	4.00	3.73	4.08	0.83	1.70	0.25%	
Cuauhtémoc	1,352.38	336.89	1,015.49	283.33	263.99	288.73	58.91	120.53	17.71%	
Gustavo A. Madero	1,424.37	777.36	647.01	180.52	168.20	183.96	37.54	76.79	11.29%	
Iztacalco	645.00	258.40	386.59	107.86	100.50	109.92	22.43	45.88	6.74%	
Iztapalapa	1,162.49	1,067.44	95.05	26.52	24.71	27.02	5.51	11.28	1.66%	
M. Contreras	178.53	137.34	41.18	11.49	10.71	11.71	2.39	4.89	0.72%	
Miguel Hidalgo	875.35	227.17	648.18	180.85	168.50	184.29	37.60	76.93	11.31%	
Milpa Alta	71.03	52.79	18.23	5.09	4.74	5.18	1.06	2.16	0.32%	
Tláhuac	212.12	166.64	45.48	12.69	11.82	12.93	2.64	5.40	0.79%	
Tlalpan	603.72	353.89	249.84	69.71	64.95	71.03	14.49	29.65	4.36%	
V. Carranza	997.25	302.27	694.98	193.91	180.67	197.60	40.32	82.49	12.12%	30
Xochimilco	357.05	216.41	140.64	39.24	36.56	39.99	8.16	16.69	2.45%	
Central Abasto	450.00	0.00	450.00	0.00	450.00	0.00	0.00	0.00		
Total	11,517.81	5,334.46	6,183.35	1,599.65	1,940.47	1,630.12	332.63	680.49		30

Tabla 2.12 Distribución de residuos provenientes del Estado de México para generación per cápita de 0.79 t/habitante/día (1999)

Municipio	Población 1999	Producción residuos (t/día)	Residuos a relleno BP IV	A tiradero Santa Catarina	A plantas de selección	Planta destino
Atenco	33,004	26.01	1.41		4.24	Bordo Poniente
Chalco	211,964	167.03		9.06	27.23	Santa Catarina
Chiautla	18,928	14.91	0.81		2.43	Bordo Poniente
Chinconcuac	17,440	13.74	0.75		2.24	Bordo Poniente
Cuautitlán						San Juan de Aragón
Izcalli	483,930	381.34	20.69		62.16	San Juan de Aragón
Ecatepec	1,614,239	1272.02	69.02		207.34	Aragón
Ixtapaluca	268,146	211.30		11.47	34.44	Santa Catarina
Netzahualcóyotl	1,167,657	920.11	49.93		149.98	Bordo Poniente
La Paz	211,603	166.74		9.05	27.18	Santa Catarina
Texcoco	197,162	155.36	8.43		25.32	Bordo Poniente
Valle de Chalco	315,560	248.66		13.49	40.53	Santa Catarina

Tabla 2.13 Distribución de residuos que salen de las estaciones de transferencia (1999)

Estación Transferencia	P/S Bordo Poniente	P/S San Juan de Aragón	P/S Santa Catarina
Álvaro Obregón	100.00%		
Azcapotzalco	42.62%	24.93%	32.45%
Benito Juárez		0.44%	99.56%
Coyoacan	0.07%		99.93%
Cuauhtémoc			100.00%
Gustavo A. Madero	100.00%		
Iztapalapa I	19.42%		80.58%
Iztapalapa II	100.00%		
Miguel Hidalgo	6.93%	93.07%	
Milpa Alta	100.00%		
Tlalpan	51.95%		48.05%
Venustiano Carranza	100.00%		
Xochimilco	0.54%		99.46%

P/S: planta de selección

Estimación de la composición entre 2004 y 2010

Para este cálculo el punto de partida fue el diagrama de flujo del manejo de residuos en el Distrito Federal para el año 2002 que se presenta en la Figura 2.14 (GDF, 2003), teniendo en cuenta la generación de residuos domiciliarios estimada con los datos reportados de la población de 2004 en cada delegación usando el procedimiento descrito anteriormente.

Además, se tiene en cuenta los reportes del Gobierno del Distrito Federal de generación de residuos sólidos para el año 2002, la cual se presenta en la Tabla 2.14 (Sheinbaum *et al.*, 2003).

En la Tabla 2.18, se presenta la generación de residuos por delegaciones. En la generación total se incluyen los residuos del aeropuerto internacional de la ciudad de México dentro de los residuos especiales.

Los residuos provenientes del estado de México, cuyo valor es de 1,172 t/día se distribuyen de acuerdo a la Tabla 2.19. Estos son llevados en su totalidad a las plantas de selección.

Con respecto a la recolección por delegación, los residuos se distribuyeron de acuerdo a la ubicación de cada destino, teniendo las mismas consideraciones que en los demás periodos.

Otro aspecto importante que se consideró en esta etapa, es el incremento de residuos que se llevan a la planta de composta de Bordo Poniente a 100 t/día.

Composición 1996-2001 (t/día)	
Abatelenguas	3.20
Algodón	84.66
Cartón	441.38
Cuero	20.57
Envase de cartón	153.18
Fibra dura veg.	62.49
Fibra sintética	62.77
Gasa	8.36
Hueso	30.88
Hule	24.11
Jeringa desechable	2.98
Latas	113.88
Loza y cerámica	15.29
Madera	77.21
Mat. De construc.	158.94
Material ferroso	117.97
Mat. No ferroso	50.83
Papel bond	246.44
Papel periódico	314.39
Papel sanitario	380.21
Pañal desechable	133.73
Placa radiológica	0.48
Plástico de película	265.90
Plástico rígido	223.52
Poliuretano	21.86
Poliuretano expandido	38.67
Residuo alimenticio	2,732.91
Residuo de jardinería	226.84
Toalla sanitaria	5.89
Trapo	82.97
Vendas	0.33
Vidrio de color	169.80
Vidrio transparente	301.51
Residuo fino	158.47
Otros	190.36
Total	6,922.98

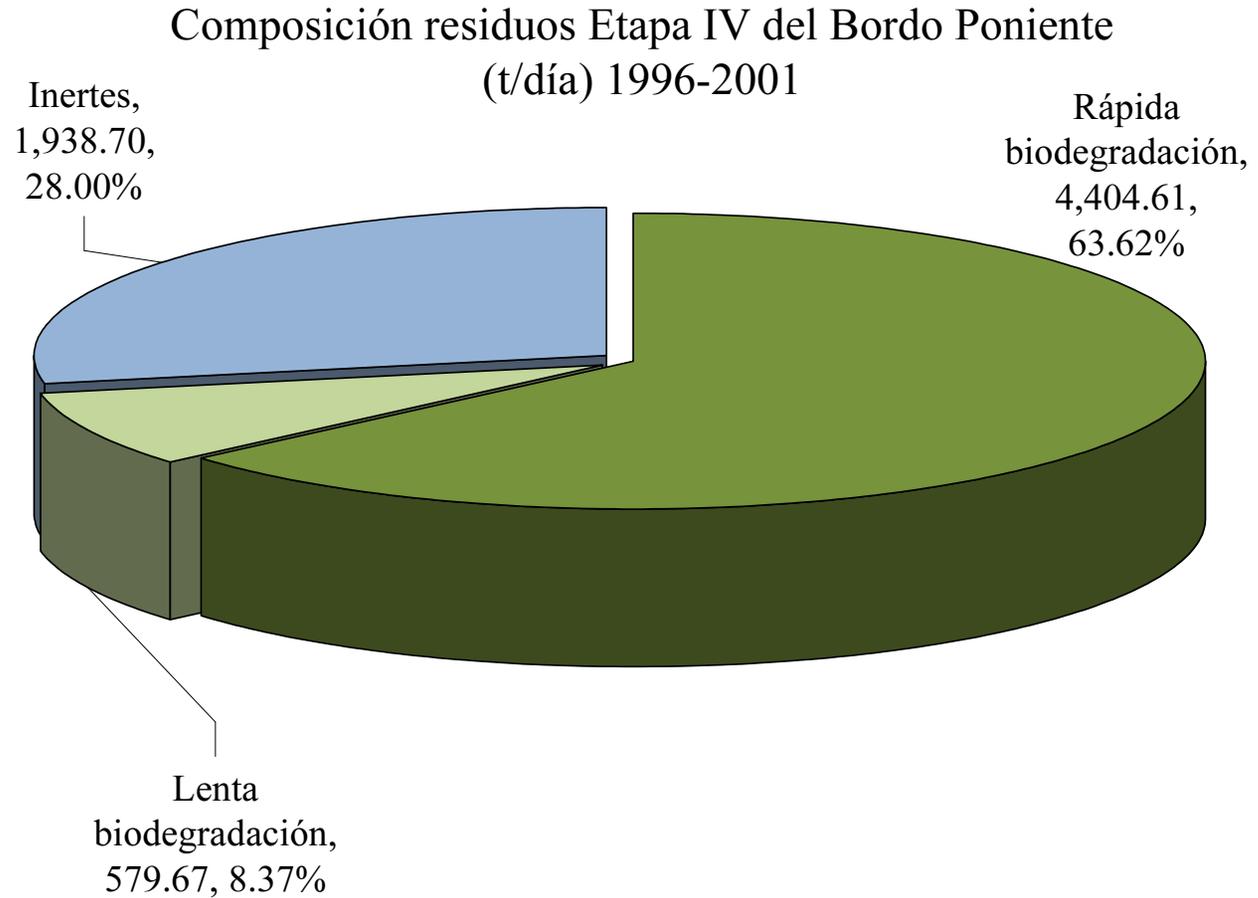


Figura 2.13 Composición de los residuos entre 1996 y 2001

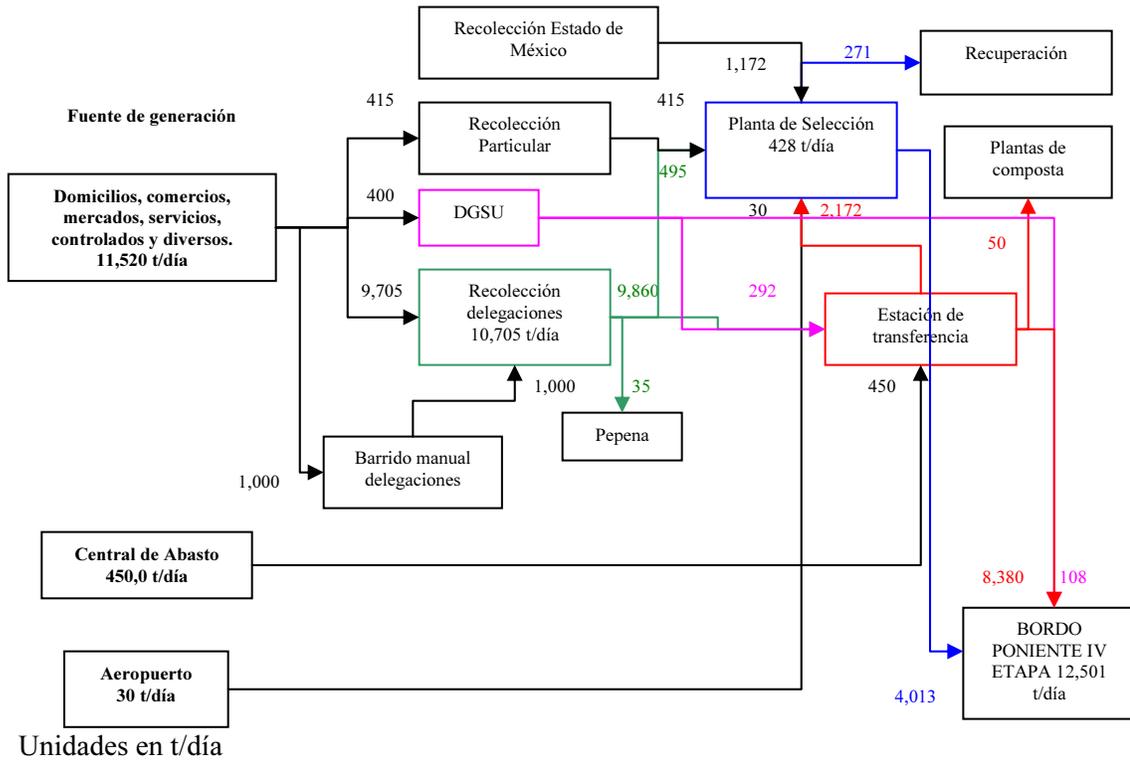


Figura 2.14 Flujo del manejo de residuos sólidos que llegaron a la Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente reportado en el año 2002

Tabla 2.14 Principales fuentes de residuos sólidos en el Distrito Federal 2002

Concepto	Generación residuos (t/día)	Composición (%)
Hogares	5,672	47
Comercios	1,869	16
Servicios	1,829	15
Mercados	1,249	10
Otros	557	5
Central de abasto	450	4
Especiales	374	3
Total	12,000	100

CAPÍTULO 2

Tabla 2.15 Generación de residuos por delegación para una generación per cápita de 0.62 t/habitante/día (2002)

Delegación	Residuos generados en 2002 (t/día)	Domiciliarios 41.94%	Otros generadores	Comercios 17.27%	Mercados 15.29%	Servicios 16.90%	Especiales 3.46%	otros 5.15%	% servicios por delegación	Aero-puerto
Álvaro Obregón	892	440	451	144	96	140	29	43	6.93%	
Azcapotzalco	804	289	514	164	109	160	33	49	7.89%	
Benito Juárez	591	235	356	113	76	110	23	34	5.46%	
Coyoacan	926	429	497	158	106	155	32	47	7.63%	
Cuajimalpa	109	104	5	2	1	2	0.3	0.5	0.08%	
Cuauhtémoc	1,409	346	1,063	338	226	331	67	101	16.31%	
Gustavo A. Madero	1,484	785	699	222	148	217	44	66	10.72%	
Iztacalco	672	266	406	129	86	126	26	38	6.23%	
Iztapalapa	1,230	582	648	206	138	202	41	61	9.94%	
M. Contreras	186	145	41	13	9	13	3	4	0.63%	
Miguel Hidalgo	912	233	679	216	144	211	43	64	10.42%	
Milpa Alta	74	59	15	5	3	5	1	1	0.23%	
Tláhuac	221	190	31	10	6	10	2	3	0.47%	
Tlalpan	629	383	246	78	52	76	16	23	3.77%	
V. Carranza	1,039	309	730	232	155	227	46	69	11.20%	30
Xochimilco	372	235	137	43	29	43	9	13	2.10%	
Central Abasto	450	0	450	0	450	0	0	0		
Total	12,000	5,032	6,968	2,072	1,835	2,028	415	617,6		30

Tabla 2.16 Distribución de residuos provenientes del Estado de México para generación per cápita de 0.79 t/habitante/día (2002)

Municipio	Habitantes 2004	Producción residuos t/día	P/T Bordo Poniente t/día	P/T Santa Catarina t/día	P/T San Juan de Aragón t/día
Atenco	40,922	32	9		
Chalco	249,942	197		58	
Chiautla	22,006	17	5		
Chinconcuac	19,308	15	4		
Cuautitlán Izcalli	580,172	457			135
Ecatepec	1,833,201	1,445			426
Ixtapaluca	397,570	313		92	
Netzahualcóyotl	1,107,170	872	257		
La Paz	258,560	204		60	
Texcoco	208,170	164	48		
Valle de Chalco	330,425	260		77	

P/S: planta de selección

Composición 2001-2004 (t/día)	
Abatelenguas	6.63
Algodón	149.42
Cartón	786.70
Cuero	41.60
Envase de cartón	284.12
Fibra dura veg.	104.10
Fibra sintética	106.91
Gasa	17.33
Hueso	51.09
Hule	52.13
Jeringa desechable	6.18
Latas	182.58
Loza y cerámica	33.57
Madera	150.62
Mat. De construc.	292.42
Material ferroso	209.36
Mat. No ferroso	100.10
Papel bond	544.80
Papel periódico	542.59
Papel sanitario	703.96
Pañal desechable	239.80
Placa radiológica	1.00
Plástico de película	530.25
Plástico rígido	438.20
Poliuretano	44.66
Poliuretano expandido	70.00
Residuo alimenticio	4,820.39
Residuo de jardinería	416.45
Toalla sanitaria	13.87
Trapo	151.27
Vendas	0.68
Vidrio de color	295.55
Vidrio transparente	541.63
Residuo fino	253.84
Otros	353.70
Total	12,537.50

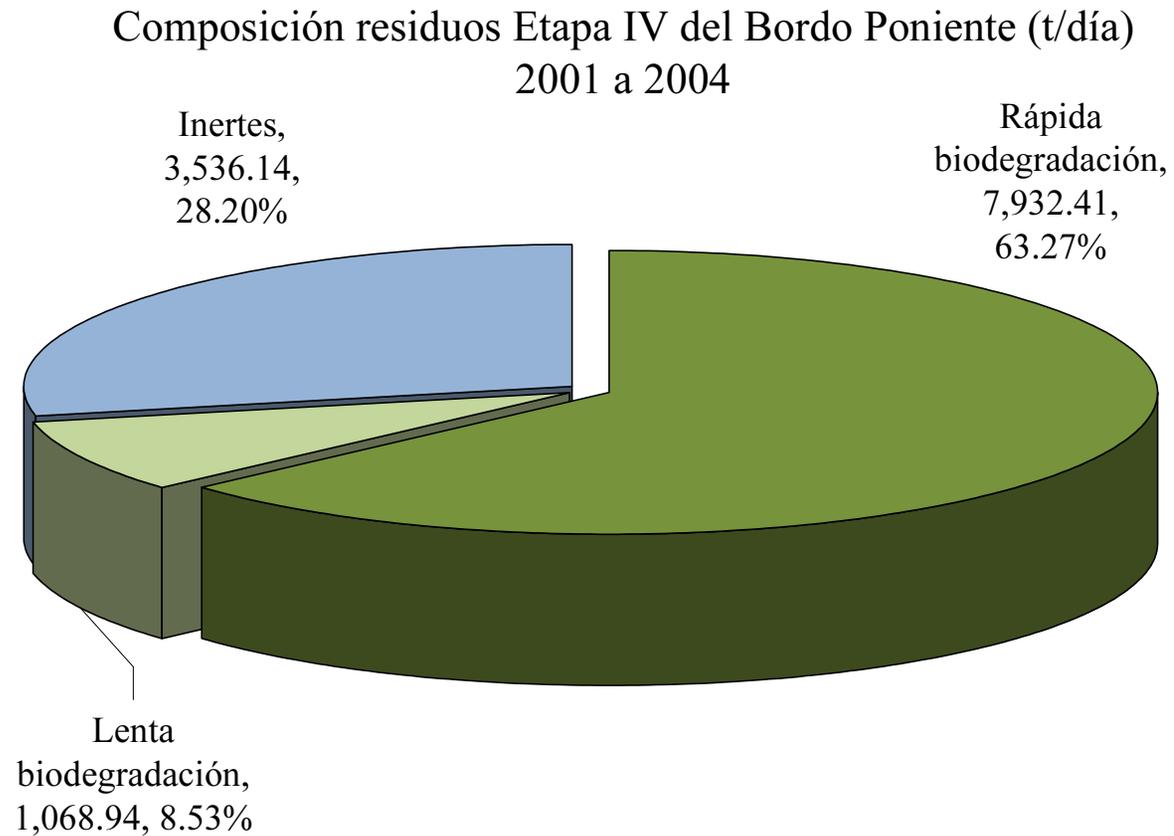


Figura 2.15 Composición de los residuos entre los años 2001 y 2004

Tabla 2.17 Distribución de residuos que salen de las estaciones de transferencia (2002)

Estación Transferencia	P/S Bordo Poniente	P/S San Juan de Aragón	P/S Santa Catarina
Álvaro obregón	100.00%		
Azcapotzalco	42.62%	24.93%	32.45%
Benito Juárez		0.44%	99.56%
Coyoacan	0.07%		99.93%
Cuauhtémoc			100.00%
Gustavo A. Madero	100.00%		
Iztapalapa I	19.42%		80.58%
Iztapalapa II	100.00%		
Miguel Hidalgo	6.93%	93.07%	
Milpa Alta	100.00%		
Tlalpan	51.95%		48.05%
Venustiano Carranza	100.00%		
Xochimilco	0.54%		99.46%

P/S: planta de selección

Los residuos que salen de las plantas de selección se llevaron directamente a la IV Etapa del Bordo Poniente de acuerdo al diagrama de flujo.

La composición de los residuos utilizada, fue la reportada por JICA en el informe de 1999, la cual se presentó en la Tabla 2.8.

Para el periodo 2004 a 2010, la cantidad de residuos dispuestos en la IV Etapa del Bordo Poniente es de aproximadamente 12,640 t/día, de los cuales el 63.09% corresponde a la suma de los residuos de rápida biodegradación (Meraz *et al.*, 2006), mientras que el 36.91% corresponde a residuos inorgánicos y orgánicos de lenta biodegradación. En la Figura 2.16 se puede observar los resultados de la composición de los residuos dispuestos.

Comentarios

En la Tabla 2.20, se presenta un resumen de los cambios en la composición de los residuos sólidos municipales dispuestos en la IV etapa del Bordo poniente.

Como se puede observar, en general la composición de los residuos sólidos dispuestos no ha variado significativamente en el porcentaje de materia orgánica de rápida degradación, cuyo valor medio es de 63.42%, con poca disminución de la materia orgánica después del año 2001. Esto indica que se puede considerar el relleno homogéneo en este aspecto.

Tabla 2.18 Generación de residuos por delegación para una generación per cápita de 0.62 t/habitante/día (2004)

Delegación	Residuos generados en 2002 (t/día)	Domiciliarios 41.77%	Otros generadores	Comercios 17.57%	Mercados 15.43%	Servicios 17.19%	Especiales 3.52%	otros 5.24%	% servicios por delegación	Aeropuerto
Álvaro Obregón	910.99	459.45	451.53	143.572	95.945	140.499	28.73	42.787	6.69%	
Azcapotzalco	816.48	301.97	514.51	163.595	109.326	160.094	32.737	48.755	7.63%	
Benito Juárez	601.14	245.46	355.68	113.095	75.578	110.674	22.631	33.705	5.27%	
Coyoacán	944.48	447.17	497.30	158.125	105.671	154.741	31.642	47.125	7.37%	
Cuajimalpa	113.47	108.14	5.33	1.693	1.132	1.657	0.339	0.505	0.08%	
Cuauhtémoc	1,423.90	360.69	1,063.22	338.067	225.92	330.831	67.649	100.751	15.76%	
Gustavo A. Madero	1,517.85	819.09	698.75	222.179	148.476	217.424	44.46	66.214	10.36%	
Iztacalco	683.46	277.46	406.01	129.097	86.272	126.334	25.833	38.474	6.02%	
Iztapalapa	1,245.28	369.87	875.41	278.351	186.014	272.393	55.7	82.954	12.98%	
M. Contreras	192.26	151.41	40.85	12.989	8.68	12.711	2.599	3.871	0.61%	
Miguel Hidalgo	922.05	243.22	678.83	215.844	144.242	211.224	43.192	64.326	10.06%	
Milpa Alta	76.55	61.67	14.88	4.731	3.161	4.629	0.947	1.41	0.22%	
Tláhuac	229.20	198.47	30.73	9.771	6.53	9.562	1.955	2.912	0.46%	
Tlalpan	645.53	399.93	245.60	78.092	52.187	76.421	15.627	23.273	3.64%	
V. Carranza	1,052.33	322.59	729.74	232.032	155.061	227.067	46.431	69.15	10.82%	300.00
Xochimilco	382.13	245.24	136.89	43.527	29.088	42.595	8.71	12.972	2.03%	
Central Abasto	450.00		450.00		450					
Total	12,207.10	5,011.83	7,195.26	2144.76	1883.28	2098.86	429.18	639.18		300.00

Tabla 2.19 Distribución de residuos provenientes del Estado de México para generación per cápita de 0.79 t/habitante/día (2004)

Municipio	Habitantes 2004	Producción residuos t/día	P/S Bordo Poniente t/día	P/S Santa Catarina t/día	P/S San Juan de Aragón t/día
Atenco	40,922	32.25	9.50		
Chalco	249,942	196.95		58.02	
Chiautla	22,006	17.34	5.11		
Chinconcuac	19,308	15.21	4.48		
Cuautitlán Izcalli	580,172	457.17			134.68
Ecatepec	1,833,201	1,444.56			425.57
Ixtapaluca	397,570	313.28		92.29	
Netzahualcóyotl	1,107,170	872.45	257.02		
La Paz	258,560	203.74		60.02	
Texcoco	208,170	164.04	48.33		
Valle de Chalco	330,425	260.37		76.77	

P/S: planta de selección

Composición 2004-2010 (t/día)	
Abatelenguas	6.87
Algodón	149.74
Cartón	801.47
Cuero	42.39
Envase de cartón	287.85
Fibra dura veg.	105.78
Fibra sintética	106.90
Gasa	17.94
Hueso	51.72
Hule	53.38
Jeringa desechable	6.39
Latas	183.50
Loza y cerámica	34.06
Madera	154.48
Mat. De construc.	301.39
Material ferroso	214.20
Mat. No ferroso	103.32
Papel bond	559.67
Papel periódico	550.96
Papel sanitario	708.58
Pañal desechable	239.63
Placa radiológica	1.03
Plástico de película	535.27
Plástico rígido	443.19
Poliuretano	45.61
Poliuretano expandido	70.51
Residuo alimenticio	4,814.62
Residuo de jardinería	419.22
Toalla sanitaria	14.36
Trapo	154.56
Vendas	0.70
Vidrio de color	297.14
Vidrio transparente	546.50
Residuos fino	256.54
Otros	360.33
Total	12,639.81

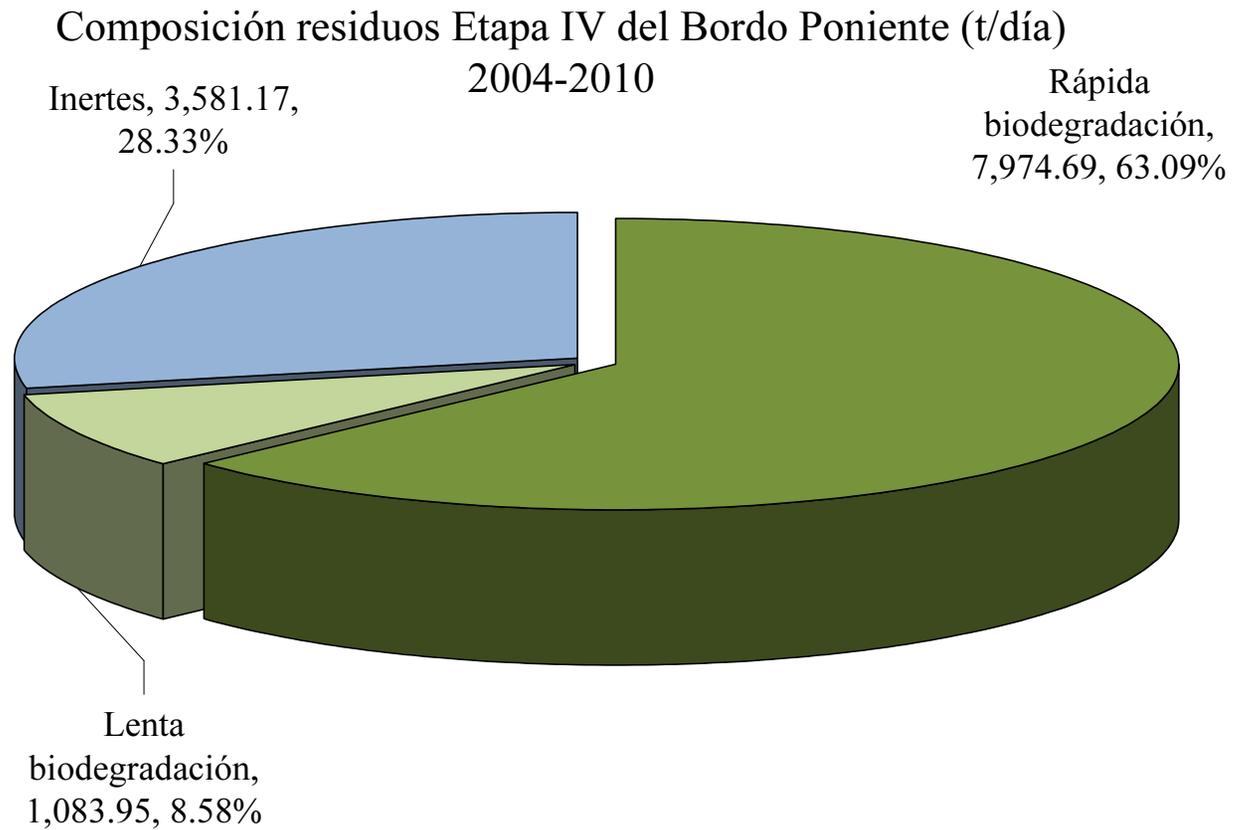


Figura 2.16 Composición de los residuos entre los años 2004 y 2010

Tabla 2.20 Resumen de los cambios de composición de los residuos en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente

Periodo de operación	Residuos orgánicos de rápida degradación	Porcentaje de residuos inertes y orgánicos de lenta degradación
1994 - 1996	63.71%	36.29%
1996 - 2001	63.62%	36.38%
2001 - 2004	63.27%	36.23%
2004 - 2010	63.09%	36.91%

2.5.3. Generación de gases y de lixiviados

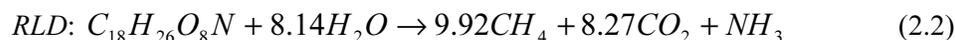
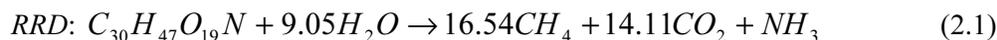
Para tener una idea de la cantidad de gas y lixiviado que se genera en la IV Etapa de Bordo Poniente, se hizo el cálculo para la Macroelda VII (M-VII), donde se realizó una prueba de carga de grandes dimensiones, para los tres años de operación anteriores a esta. La primera fase de operación ocurrió entre 1996 y 2000, con una altura media de 5.72 m y un volumen total de residuos compactados de $2.73E06 \text{ m}^3$. La segunda fase operó entre 2005 y 2007 hasta llegar a una altura de 12.0 m con un volumen colocado de $3.00E06 \text{ m}^3$.

En primer lugar se escogió la composición correspondiente al tiempo de operación de la M-VII en la primera fase, la cual corresponde al periodo entre 1996 y 2001 que se presenta en la Tabla 2.18.

Cantidad de biogás en la MC-VII

La descomposición del biogás se representa mediante el modelo triangular que se presenta en la Figura 2.17 (Tchobanoglous *et al.*, 1993). La materia orgánica rápidamente biodegradable como papel, cartón, residuos de alimento y de jardín, en condiciones propicias, tarda un tiempo de cinco años en degradarse. La máxima generación de gas se presenta al final del primer año cuando se producen 0.13 m^3 de biogás por cada kg de basura ($\text{m}^3_{\text{biogás}}/\text{año}\cdot\text{kg}_{\text{basura}}$).

Además, los residuos de lenta biodegradación, como textiles, hule, madera, maleza y cuero tardan en condiciones óptimas 15 años en descomponerse y la mayor producción de biogás ocurre al final del quinto año ($0.032 \text{ m}^3_{\text{biogás}}/\text{año}\cdot\text{kg}_{\text{basura}}$) de acuerdo al modelo triangular que lo representa (ver Figura 2.17). Los diagramas se construyen a partir de la cantidad total de biogás que se calcula con relaciones estequiométricas de la ecuación balanceada de los residuos sólidos que se presentan a continuación:



Las ecuaciones 2.1 y 2.2 representan los productos de la de la degradación para residuos de rápida descomposición (*RRD*) y residuos de lenta descomposición (*RLD*), respectivamente.

Se debe tener en cuenta que la descomposición de los residuos sólidos en el vertedero se debe a un proceso de digestión anaeróbica, que asegura el crecimiento de los organismos y el desarrollo de las reacciones que permiten la formación de gas metano en la dos últimas fases de la descomposición.

CAPÍTULO 2

Los organismos tanto aerobios como anaerobios llegan a la basura de distintas fuentes, como el suelo de cobertura diaria y final, los lodos del tratamiento de agua residual o la recirculación del lixiviado.

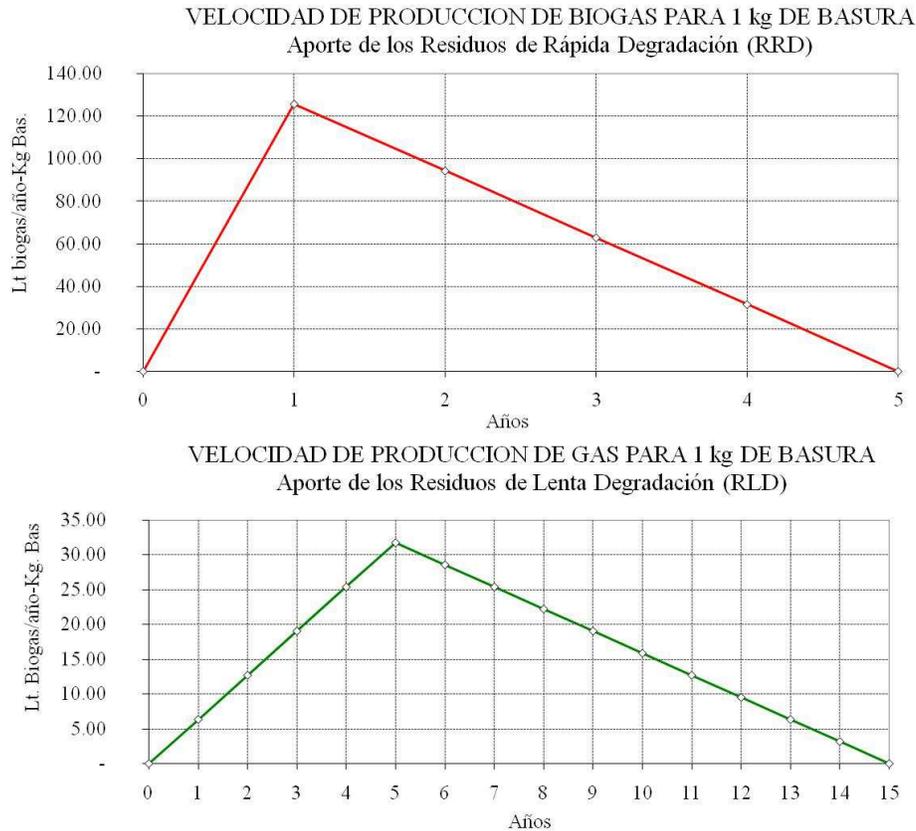


Figura 2.17 Diagramas triangulares para la producción de biogás

La digestión anaerobia se realiza en cinco fases: la primera de ellas es de ajustes iniciales, en la cual los residuos comienzan una descomposición de tipo aerobio en donde se consume el oxígeno presente en el aire que está atrapado entre la basura; el pH inicial de los residuos se encuentra entre 5 y 7 (Tchobanoglous *et al.*, 1993). La segunda fase o de transición, comienza cuando se termina el oxígeno y se inicia el desarrollo de las condiciones anaerobias, que se caracterizan por la reducción de nitratos y sulfatos, a nitrógeno gaseoso y a sulfuro de hidrógeno. Esto hace que aumente la actividad microbiana y se produzcan grandes cantidades de ácidos orgánicos e hidrógeno gaseoso que propician el inicio de la tercera fase o fase ácida. En esta, las moléculas complejas como lípidos, polisacáridos, proteínas y ácidos nucleicos se transforman con ayuda de enzimas, en alimento para los microorganismos. Estos las convierten en ácidos orgánicos de menor masa molecular, grandes cantidades de dióxido de carbono y algo de hidrógeno gaseoso, disminuyendo el pH a 5. Las bacterias acidogénicas que realizan este trabajo son anaerobias facultativas u obligadas. Cuando la población de microorganismos anaerobios estrictos, metanógenos, es predominante, es el inicio de la cuarta fase, en donde los ácidos orgánicos y el hidrógeno gaseoso se convierten en metano y dióxido de carbono. En esta fase, el pH del lixiviado aumenta a valores neutros entre 6.8 y 8, y disminuye su cantidad de metales pesados. La quinta fase o de maduración comienza después

de que se ha terminado la materia orgánica biodegradable, se disminuye la cantidad de lixiviados y se libera metano y dióxido de carbono con pocas cantidades de oxígeno y nitrógeno.

Los diagramas triangulares se aplican a la cantidad de residuos que se dispone en cada año de operación para determinar el volumen acumulado de biogás y la velocidad de generación. Para la MC-VII se obtuvo el diagrama que se presenta en la Figura 2.18, en el cual se muestra que la estabilización de los residuos se alcanza, en teoría, al final del año 2021, con una producción máxima de 373 millones de m³ en el año 2008.

En la fase de diseño de un relleno sanitario, este dato se utiliza para diseñar el sistema de recuperación de biogás y estimar las ganancias de la utilización del mismo. La extracción de biogás se realiza con pozos de venteo que se instalan desde el comienzo de operación de la celda con una separación máxima de 75 m en tresbolillo (Qian *et al.*, 2002).

La etapa de clausura de Bordo Poniente contempla la utilización de biogás como fuente de energía, lo que implica el diseño de un sistema de extracción apropiado. Actualmente, los gases son sacados a través de tubos ranurados de PVC instalados en la periferia de las celdas y liberados al ambiente. Este sistema es ineficiente, lo que hace temer que el gas acumulado pueda producir incrementos en las presiones internas de la basura. Otro problema asociado con el mal manejo del biogás es la formación de bolsas de gas que representarán un problema potencial durante las labores de clausura, puesto que propician la incineración espontánea de la basura y explosiones locales.

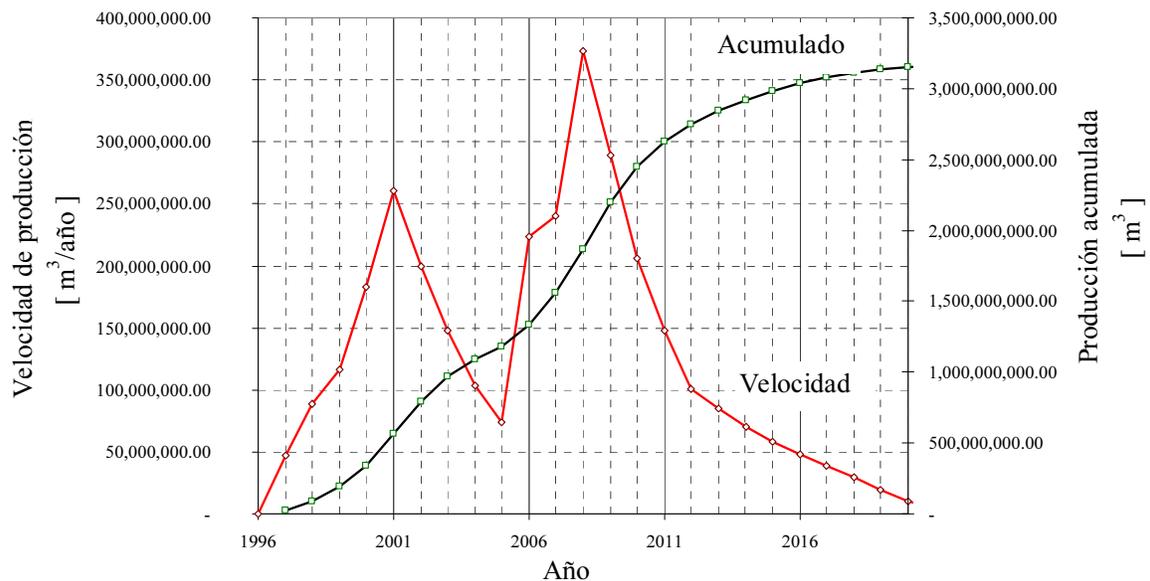


Figura 2.18 Cantidad de biogás estimada para las dos fases de operación de la macrocelda VII

Cantidad de lixiviados

Para este cálculo, los datos climatológicos se obtuvieron de las bases de datos anuales del Servicio Meteorológico Nacional. Se usó la estación Plan Lago de Texcoco (15,145) ubicada al sureste de Bordo Poniente, en el municipio de Chimalhuacán, Estado de México, a los 19°28'00'' de latitud norte, 99°00'00'' de longitud oeste y a una altura de 2,236 m.s.n.m. De estas se extrajeron la temperatura media mensual, las horas de sol mensual y la precipitación máxima mensual (ver Figura 2.19), para calcular la evapotranspiración usando la fórmula de Thornthwaite (Sánchez, 1999), como se explica a continuación.

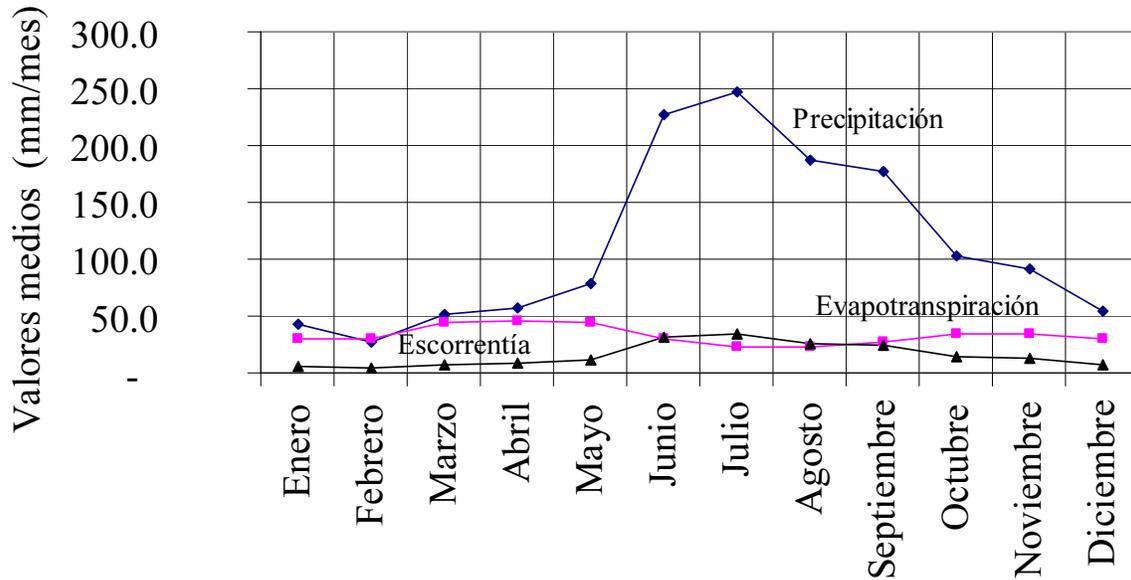


Figura 2.19 Condiciones climática en la zona del lago de Texcoco

Se calcula el índice de calor mensual, *i*, a partir de la temperatura media mensual, *t*, con la siguiente expresión y luego se suman los resultados de todos los meses para determinar el índice de calor anual *I*:

$$i = \left(\frac{t}{5}\right)^{1.514} \tag{2.3}$$

La evapotranspiración se calcula con la siguiente expresión:

$$EPT = 16 \left(\frac{10 * t}{I}\right)^a \frac{N}{12} * \frac{d}{30} \tag{2.4}$$

En donde:

EPT: evapotranspiración,

t: temperatura media mensual,

I: índice de calor anual,

i : índice de calor mensual,

$$a = 675E - 09 * I^3 - 771E - 07 * I^2 + 1792E - 05 * I + 0.49239 \quad (2.5)$$

N : número máximo de horas de sol,

d : número de días del mes.

Luego se realiza un balance hídrico para determinar el exceso de humedad en los residuos y la cantidad de lixiviados que se produce en un volumen de control, durante los 15 años de descomposición teórica. Con este valor se determina para el volumen de residuos dispuesto en cada año, la cantidad de lixiviados durante el tiempo de descomposición y se obtiene el diagrama de producción anual que se presenta en la Figura 2.20.

De acuerdo con el gráfico, la mayor producción de lixiviados se genera en el año 2007, con una tasa media de $9.8E-03 \text{ m}^3/\text{s}$ (9.78 l/s).

La generación de gases y de lixiviados se puede traducir directamente en una pérdida de masa de los residuos depositados. En este caso por cada kg de residuos de rápida biodegradación se pierde un total de 0.35 kg, considerando una humedad media de los residuos de 47.2% y por cada kg de residuos de lenta biodegradación se pierde 0.29. En total la pérdida de masa es de aproximadamente 28.7%. Sin embargo, durante el periodo de operación del relleno sanitario hay una densificación de los residuos por aplicación de la carga y a largo plazo un reacomodo de los residuos por la degradación de la materia orgánica y el efecto de la gravedad. Además el aporte de la percolación del agua lluvia en el relleno hace que en algunas temporadas del año aumente la cantidad de lixiviados lo que dificulta estimar la pérdida de masa en los residuos con precisión.

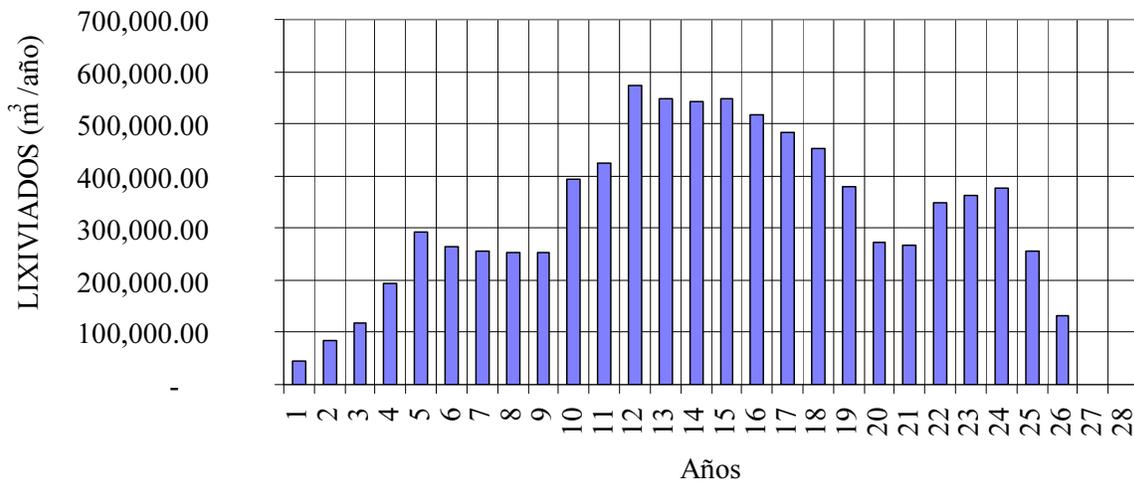


Figura 2.20 Producción de lixiviados de la Macrocela VII

CAPÍTULO 3

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

3.1. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SITIO

Desde el punto de vista geológico, la zona del Lago de Texcoco forma parte de los denominados rellenos de vaso de la cuenca de México. Están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres subyacidas por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (Tamez *et al.*, 1987).

El relleno sanitario se encuentra ubicado en la zona geotécnica denominada de Lago (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal). Una de las características de esta zona es la presencia de una costra superficial de hasta 1.5 m de espesor, subyacida por dos horizontes de arcilla lacustre separados por una capa dura. La capa dura está compuesta por materiales limo arenosos ligeramente cementados.

En la Tabla 3.1 se observa el perfil estratigráfico del área de estudio dentro del relleno sanitario. Para su determinación se tomaron como referencia los estudios geotécnicos previos realizados en la zona del proyecto en los años noventa (Contreras *et al.*, 1992 y 2000). Se definió la siguiente estratigrafía tomando como base la información de los sondeos mixtos SMS-23A y el SMS-31, localizados al pie del talud de residuos sólidos (Figura 3.1) y algunos sondeos de cono eléctrico cercanos a estos sondeos.

Como se observa en la Tabla 3.1, a nivel superficial y hasta una elevación media de 5.72 m se presenta el relleno de residuos sólidos municipales. Subyaciendo este estrato se encuentra el primer estrato de arcilla lacustre o serie arcillosa superior, en la cual se pueden diferenciar la presencia de una costra superficial de 1.3 m de espesor y un lente duro de arena de 1.0 m de espesor que secciona este estrato. Luego se observa una capa dura de material arenoso de 2.3 m de espesor subyacida por el segundo estrato de arcilla lacustre. Al final se encuentran el tercer estrato de arcilla lacustre o serie arcillosa inferior de 15.2 m de espesor y, finalmente, los depósitos profundos.

El nivel freático en la zona se encuentra a una profundidad media de 1.30m, de acuerdo con los registros históricos del relleno. En la Figura 3.2 se observa en la distribución de presiones de poro en el relleno sanitario, en diferentes fechas. Estos datos corresponden a la Estación Piezométrica No. 9 (EP-9) localizada frente a la planta de composta de Bordo Poniente como se muestra en la Figura 3.1.

Otro aspecto de la estratigrafía del Lago de Texcoco es el contenido salino en el agua freática. En 1989 la Comisión Nacional del Agua realizó sondeos geoeléctricos en el lago de Texcoco cuyos resultados fueron divulgados posteriormente por Morales y Murillo (1991). Se reportaron varios horizontes geoeléctricos: el primero de ellos abarca los primeros 10 m con resistividades entre 0.1 y 1 Ω m, que corresponde a concentraciones de Na_2CO_3 entre 54,000 mg/l y 10,000 mg/l. En los siguientes 60 m de profundidad la resistividad aumento a valores entre 0.5 y 5 Ω m lo cual indica una disminución del contenido salino a valores entre 10,000 y 5,000 mg/l. En las zonas más profundas las resistividades son propias de concentraciones salinas alrededor de 2,000 mg/l.

Como se observa, la concentración salina es variable en la estratigrafía e incluso superficialmente es similar a la que se encuentra en el agua de mar (resistividad de 0.2 Ω m). En el resto del estrato los valores de resistividad corresponden a los normales para suelos arcillosos y limosos, así como para el agua dulce (Gasulla-Forner, 1999).

En la zona de bordo poniente se midió del contenido salino de la arcilla lacustre reportando valores menores de 5% (Valderrama, 2012).

Tabla 3.1 Estratigrafía en el sitio de estudio

5.72m a 0.00m	<u>Relleno de residuos sólidos</u> De acuerdo a los datos de la Dirección General de Servicios Urbanos DGSU, en la macrocelda VII se colocó un espesor medio de residuos 5.72m en tres etapas de 1.35 m, 2.4 m y 1.62 m respectivamente, separadas por una cobertura intermedia de 0.15 m en la primera capa y luego de 0.10 m.
0.0m – 1.3 m	<u>Costra superficial</u> Material arcilloso de consistencia media, con una resistencia a la penetración con cono eléctrico entre 500 y 1,000 kN/m ² .
1.3 m – 9.5 m	<u>Primer estrato de arcilla lacustre (serie arcillosa superior)</u> Formada por arcillas de consistencia blanda de origen lacustre, alta compresibilidad y resistencia a la penetración con cono eléctrico entre 200 y 500 kN/m ² ; S_s entre 2.438 y 2.635, c entre 14 y 26 kPa, γ_{nat} entre 11.6 y 13.6 kN/m ³ , e_i entre 3.35 y 10.47, w entre 134 %y 390%, LL entre 135% y 335% e IP entre 79% y 249%.
9.5 m – 10.5 m	<u>Lente arenoso denso</u> Intercalación de material arenoso de compacidad muy densa, con resistencia a la penetración con cono eléctrico mayor a 2,000 kN/m ² .
10.5 m – 39.0 m	<u>Segundo estrato de arcilla lacustre (serie arcillosa superior)</u> Arcillas de alta compresibilidad de origen lacustre y consistencia blanda con resistencia a la penetración con cono eléctrico entre 200 y 600 kN/m ² . Presenta intercalaciones de material arenoso de compacidad muy densa a los 19, 28 y 29 m. S_s entre 2.195 y 2.731, c entre 20 y 40 kPa, γ_{nat} entre 11.5 y 13.5 kN/m ³ , e_i entre 3.73 y 10.73, w entre 151% y 434%, LL entre 174% y 346% e IP entre 115% y 251%.
39.0 m – 41.3 m	<u>Arena muy densa (capa dura)</u> Intercalación de material arenoso de compacidad muy densa con resistencia a la penetración con cono eléctrico de 10,000 kN/m ² .
41.3 m – 56.5 m	<u>Tercer estrato de arcilla lacustre (serie arcillosa inferior)</u> Consiste en una secuencia de suelos arcillosos de origen lacustre con intercalaciones de lentes duros, limo arenosos, y resistencia a la penetración con cono eléctrico entre 1,000 y 5,000 kN/m ² . S_s entre 2.318 y 2.562, γ_{nat} entre 11.4 y 12.4 kN/m ³ , e_i entre 4.82 y 6.22, w entre 212% y 365%, LL 231% e IP de 166%.
56.5 m – 80.0 m	<u>Depósitos profundos</u> Formado por gravas y arenas limosas de origen aluvial, cementadas con arcillas duras y carbonato de calcio.

S_s : densidad de sólidos, c : resistencia a la cohesión, γ_{nat} : peso volumétrico natural, e_i : relación de vacíos inicial, w : contenido natural de agua, LL : límite líquido e IP : índice de plasticidad

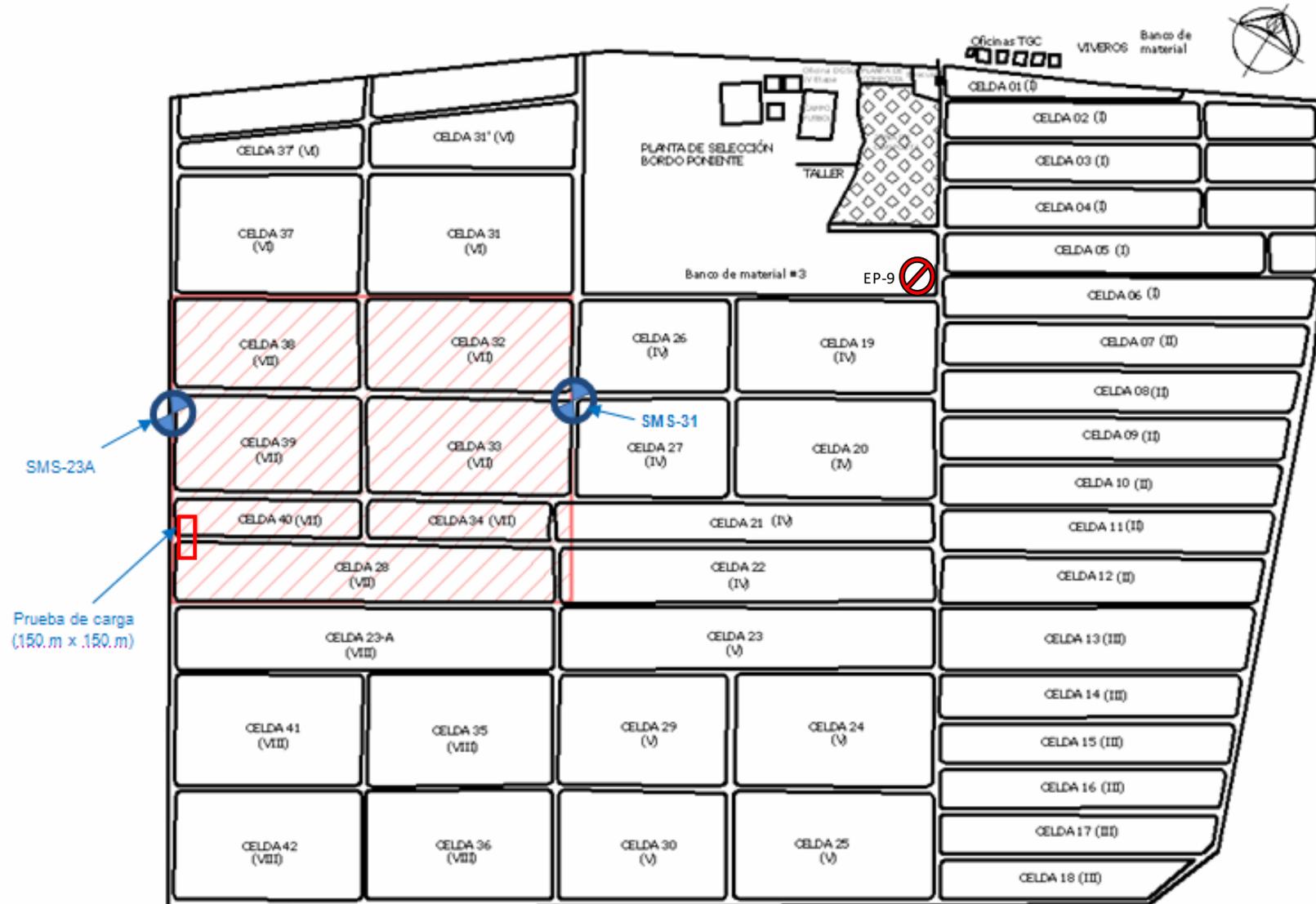


Figura 3.1 Esquema de localización de la zona de estudio de la Cuarta Etapa del Bordo Poniente

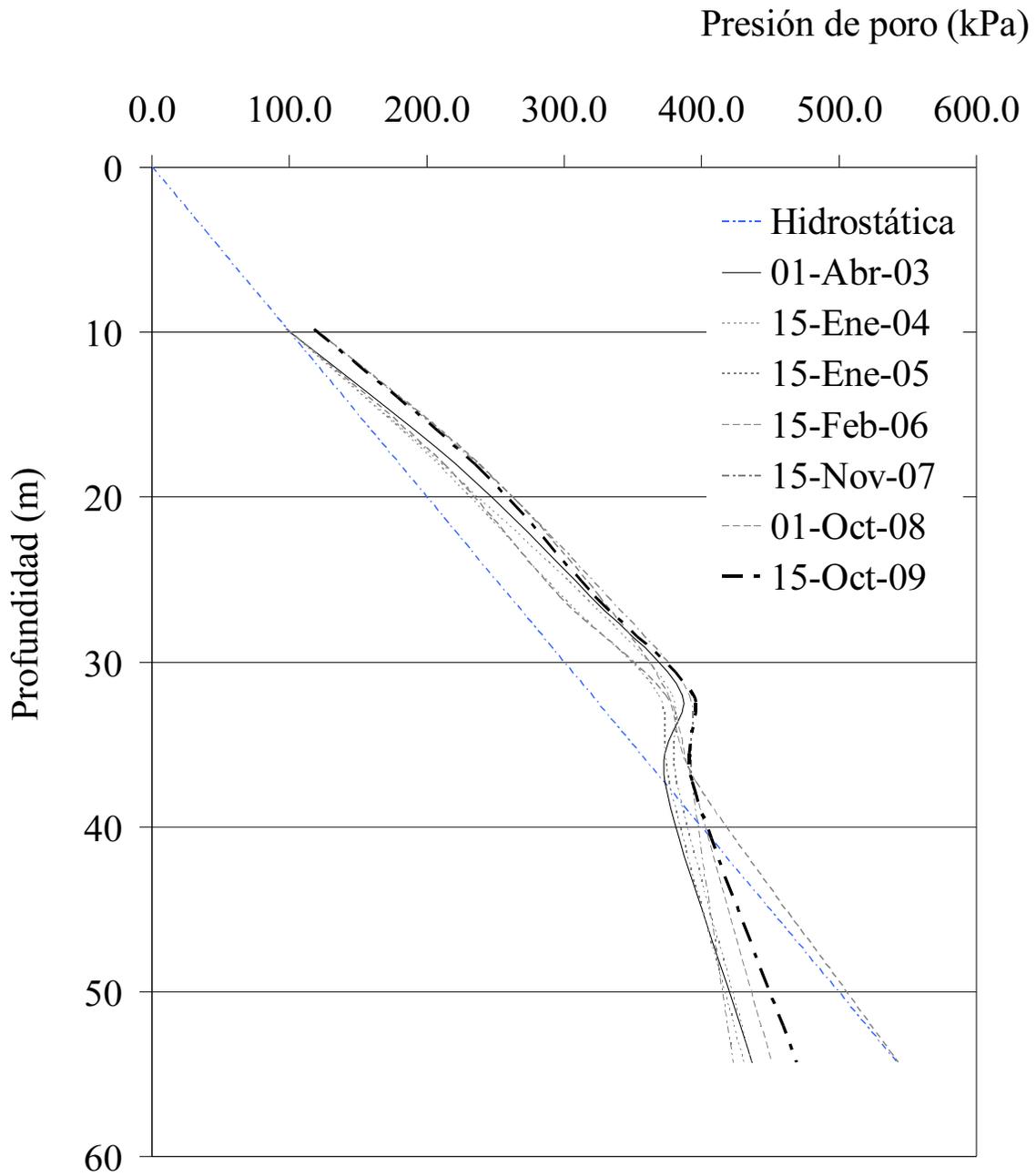


Figura 3.2 Condiciones piezométricas medidas en Bordo Poniente

3.2. MECANISMOS DE FALLA EN RELLENOS SANITARIOS

Los residuos sólidos municipales son una mezcla heterogénea de diversos materiales. En el caso de los residuos sólidos que se disponen en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente, hay un fuerte contenido orgánico de alrededor de 63% y el resto son residuos inorgánicos como metales y plásticos como se comentó en el Capítulo 2. Los plásticos y el papel aportan el componente fibroso a los residuos. Estas fibras proporcionan una resistencia a la cohesión que aparentemente es alta; por tal motivo, es posible realizar cortes casi verticales sin que se presente inestabilidad. Sin embargo, la ocurrencia de una falla en estas estructuras se puede propiciar debido a distintas situaciones:

- 1- La presencia de suelos débiles bajo la masa de residuos. Normalmente se relaciona con una falla del suelo de cimentación que progresivamente involucra la masa de residuos.
- 2- Carencia de un sistema de recolección y extracción de lixiviados. Los altos niveles de lixiviado en los residuos aumentan las presiones de poro disminuyendo los esfuerzos efectivos en la base del relleno.
- 3- La recirculación descontrolada del lixiviado en el relleno sanitario, también conduce a un aumento en las presiones de poro.

Los rellenos pueden fallar en varias etapas de su operación: durante la excavación de la celda, durante la construcción del sistema de aislamiento, durante la colocación de la basura y después de la clausura del relleno (Reinhart, 2002).

En la etapa de construcción se pueden identificar dos tipos de inestabilidades, las cuales son fáciles de detectar y reparar:

- (i) Inestabilidad en el sistema de recolección de lixiviado que subyace al relleno de residuos.
- (ii) Inestabilidad del sistema de cobertura final sobre los residuos.

Sin embargo, los tipos de falla que comprometen porciones considerables de la masa de residuos sólidos se presentan durante la operación del relleno sanitario. A continuación se describen los diferentes mecanismos de falla:

3.2.1. Falla por deslizamiento del sistema de recolección de lixiviado

Como se observa en la Figura 3.3, el sistema de recolección de lixiviado se desliza en el sistema de aislamiento subyacente si la pendiente es demasiado pronunciada. Este tipo de falla del revestimiento ocurre después de fuertes lluvias y es común durante la adecuación de las celdas (Qian *et al.*, 2002).

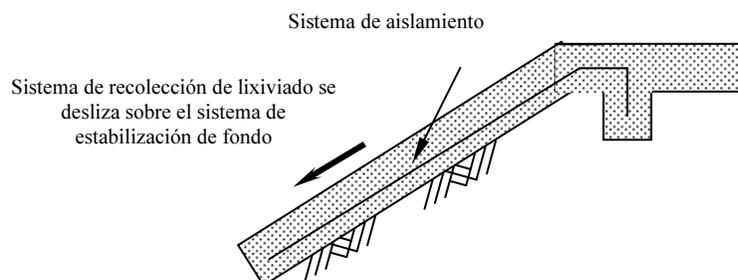


Figura 3.3 Falla por deslizamiento del sistema de recolección de lixiviado

3.2.2. Falla por deslizamiento del sistema de cobertura final

Como se puede observar en la Figura 3.4, el sistema de cobertura final (capa vegetal y suelo de protección) se desliza sobre el sistema de impermeabilización cuando hay una pendiente muy pronunciada. Este tipo de falla, ocurre después de lluvias fuertes o debido a la colocación de cobertura final. Es recomendable considerar este tipo de fallo en el análisis de estabilidad sísmica de un relleno sanitario (Qian *et al.*, 2002).

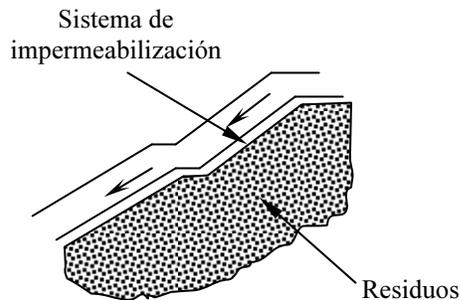


Figura 3.4 Falla por deslizamiento del sistema de cobertura final

3.2.3. Falla por rotación de los taludes en la base o a través del suelo de desplante

Como puede observarse en la Figura 3.5, este tipo de falla es normalmente rotacional y se presenta en taludes con alta pendiente o a través de un suelo blando de desplante. Este es un tipo de falla local y no involucra el sistema de sistema de impermeabilización o la masa de residuos (Qian *et al.*, 2002).

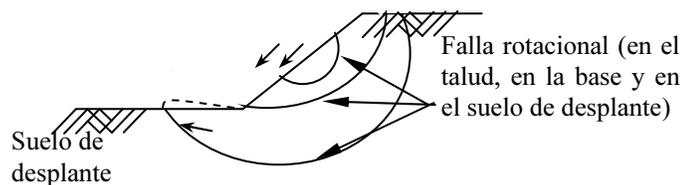


Figura 3.5 Falla por rotación en rellenos sanitarios

3.2.4. Falla por rotación del relleno de residuos a través de la cimentación, del sistema de aislamiento y del subsuelo

Como puede observarse en la Figura 3.6, una falla rotacional puede iniciarse en el suelo de desplante y propagarse a través de la masa de residuos; en este proceso se involucrar el sistema de impermeabilización, el cual tiene poco aporte en la fuerza resistente (Qian *et al.*, 2002).

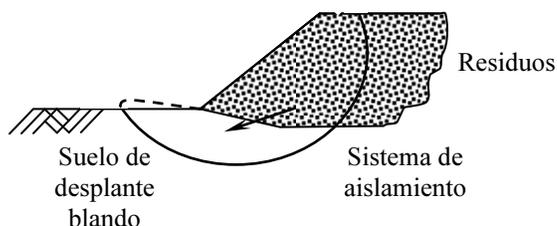


Figura 3.6 Falla rotacional del relleno de residuos a través del suelo de desplante, del sistema de impermeabilización y de la masa de residuos

3.2.5. Falla por rotación dentro de la masa de residuos

Como se observa en la Figura 3.7, este tipo de falla ocurre dentro de la masa de residuos, a través de los residuos sólidos. Este mecanismo es frecuente en taludes de residuos con pendientes pronunciadas, alto contenido de humedad y baja densidad de compactación (Qian *et al.*, 2002).

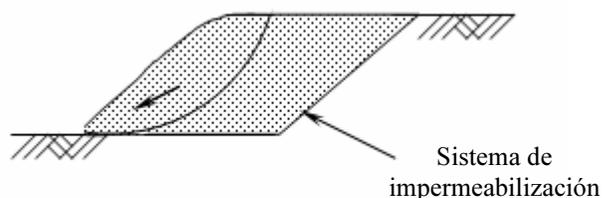


Figura 3.7 Falla por rotación dentro de la masa de residuos

Un mal manejo de los residuos sólidos es el detonador más común de este tipo de falla. A continuación se describen algunos ejemplos:

El relleno sanitario “Gayton”, ubicado al sur de la población de Village of Gayton, en el condado de Northamptonshire en Inglaterra, operó durante cincuenta años. Diecinueve años después de su clausura, sufrió un deslizamiento debido a las altas presiones de poro dentro de los residuos asociada a un mal manejo de lixiviados. El evento más importante ocurrió el 20 de febrero de 1995, pero se presentaron cuatro incidentes más entre 1999 y 2001 (Boyd *et al.*, 2002).

Otro ejemplo es el mega relleno “Rumpke” en el pueblo de Colerain, condado de Hamilton, cerca a Cincinnati (Ohio). El relleno ocupaba un área de 30 ha y se disponían cerca de 1.6 millones de toneladas por año de residuos. Con una conformación en ladera, Rumpke alcanzó una altura de 75 m con pendientes de los taludes 1V:2.6H (21°). El 9 de marzo de 1996 ocurrió un deslizamiento de la masa de residuos que involucró 1.2 millones de metros cúbicos de basura (Figura 3.8). El detonante de este deslizamiento fue un mal manejo de gases. Rumpke no contaba con un sistema de recolección de gases y el manejo de lixiviados se realizaba por medio de canales perimetrales al relleno y sin sistemas de extracción de lixiviados al interior de la celda de residuos. De acuerdo con las evidencias, este evento se relaciona con los altos niveles de presión interna generados por las deficiencias en la evacuación de gases y de lixiviados. Días antes del deslizamiento se presentaron grietas de gran tamaño y el afloramiento de lixiviados en la superficie y taludes de basura (Koelsch, 1999).

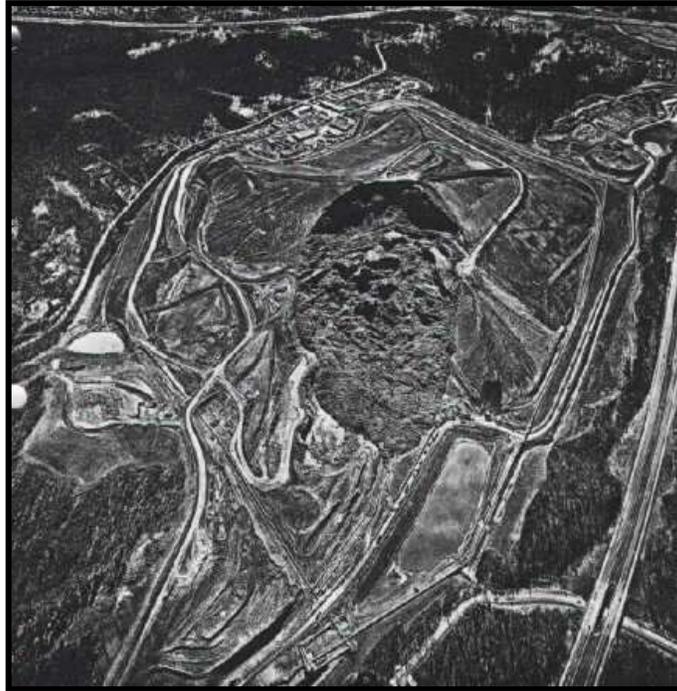


Figura 3.8 Vista aérea del deslizamiento de Rumpke (Koelsch, 1999)

Un caso muy sonado de este tipo de fallo lo protagonizó el relleno sanitario de Doña Juana en Bogotá, D.C., Colombia. El 28 de septiembre de 1997 se presentó un deslizamiento de aproximadamente 800,000 m³ de residuos sólidos en la Zona II del Relleno. Se formó una avalancha que afectó directamente los terrenos aledaños al vertedero y el cauce del río Túnjuelito (Collazos, 1998). Las investigaciones de las causas del deslizamiento puso de manifiesto la deficiente operación de la zona II del relleno. El mal manejo de los lixiviados y gases resultó en la acumulación excesiva de los mismos asociados a elevados niveles de presión de poro en el cuerpo del relleno que finalmente vencieron la resistencia al esfuerzo cortante de los residuos (Sadat Internacional INC *et al.*, 1997).

El deslizamiento más catastrófico de este tipo ocurrió el 10 de julio de 2000 en el tiradero a cielo abierto “Payatas”, ubicado en la ciudad de Quezón en el noroeste de Manila, Filipinas. El deslizamiento involucró 1.2 millones de metros cúbicos de residuos que se depositaron sobre las viviendas de los pepenadores dentro del relleno. El evento produjo la pérdida de 230 vidas humanas y cerca de 800 personas desaparecidas (Koelsch, 2000). En la Figura 3.9 se observa una vista general del deslizamiento.

Como causa principal del fallo de este tiradero se podría suponer la ausencia de sistemas de control y evacuación de lixiviados y de gases. Esto generó la pérdida de la resistencia al cortante y una falla a través de la masa de residuos.



Figura 3.9 Vista general del deslizamiento de Payatas (Koelsch, 2000)

Colombia tiene un segundo caso de deslizamiento en rellenos sanitarios. Se trata del tiradero de Navarro ubicado en la ciudad de Cali, Colombia, que sufrió un deslizamiento en el segundo semestre de 2001. Como se trata de un tiradero a cielo abierto, no se incorporaron elementos de control durante su operación. Por otra parte, las condiciones de precipitación de la zona favorecieron la infiltración del agua lluvia, que sumado al hecho de no contar con un adecuado sistema de evacuación de gases y lixiviados, provocaron una condición de inestabilidad. En la Figura 3.10 se observa el deslizamiento (Espinace, 2003).



Figura 3.10 Deslizamiento del Tiradero de Navarro – Cali, 2001 (Espinace, 2003)

El último caso reportado de deslizamientos de la masa de residuos se presentó el 21 de febrero de 2005 en el tiradero de Leuwigajah, ubicado cerca a Bandung, capital de la provincia de Java al oeste de Indonesia, 180 km al sur este de Yakarta. La avalancha involucró 2.7 millones de metros cúbicos de residuos que quedaron depositados en un valle cercano, ocupando un área de 900 x 300 m. El deslizamiento afectó dos asentamientos humanos cobrando 147 vidas humanas. En la Figura 3.11, se observa la imagen de satélite tomada por el Instituto Tecnológico de Bandung.

Nuevamente, la causa del deslizamiento se atribuye a una elevada presión de poro dentro de la masa de residuos producida por filtración de agua. La avalancha ocurrió después de tres días de lluvia intensa. Otro factor que influyó, fue la ocurrencia de incendios superficiales en el relleno, que se produjeron naturalmente por efecto del sol. Estos consumieron una parte importante del plástico y del papel que servían como refuerzo, haciendo que se perdiera su cohesión aparente (Koelsch *et al.*, 2005).

3.2.6. Falla progresiva por translación a lo largo del sistema de impermeabilización

Como se observa en la Figura 3.12, este mecanismo de falla ocurre por el desplazamiento de los residuos sobre el sistema de impermeabilización. Los planos de falla son paralelos al talud (Qian *et al.*, 2002).



Figura 3.11 Foto satelital del área del deslizamiento (Koelsch *et al.*, 2005)

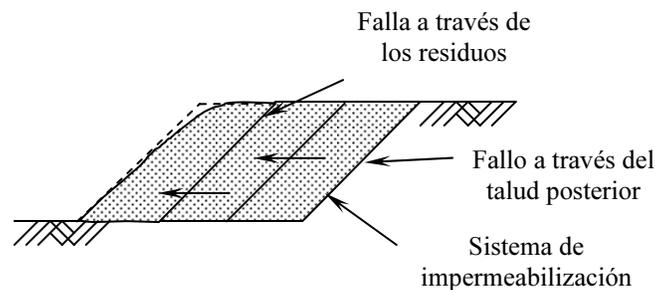


Figura 3.12 Falla progresiva por translación a lo largo del sistema de impermeabilización

Un caso documentado de este tipo de falla corresponde al deslizamiento del relleno de residuos peligrosos “Kettleman Hill”. Se encuentra en el estado de California (E.U.) y ocupa un área de 120,000 m². El relleno se conformó con taludes frontales de 2H:1V y 3H:1V en el talud natural del terreno. El deslizamiento de este relleno ocurrió el 19 de marzo de 1988 cuando la altura del vertedero alcanzó 45 m. La falla consistió en un desplazamiento lateral del relleno en una distancia de 11 m y un asentamiento en la corona de 4.3 m. El deslizamiento se presentó a través de la superficie del sistema de impermeabilización, el cual consistió en un arreglo de capas de arcilla y materiales geosintéticos como se observa en la Figura 3.13 (Chang *et al.*, 1999).

Como resultado de este evento, investigadores como: Chang *et al.* (1997 y 1999), Chang (2005), Gilbert *et al.* (1998), Seed *et al.* (1990 y 1998), Mitchel (1990) y Byrne *et al.* (1992) realizaron análisis de estabilidad para determinar las causas del deslizamiento. Dentro de los estudios que se reportan se realizaron pruebas con los materiales del sistema de impermeabilización de fondo. Se midió en laboratorio una baja resistencia al esfuerzo cortante y ángulos de fricción en la interfaz geomembrana - arcilla menores a 8°. A la luz de estos resultados, se demostró que la inclinación de los taludes naturales superaba el ángulo de fricción, lo cual produjo la falla (Chang *et al.*, 1988).

Otro caso interesante se presentó cerca a la ciudad de Durban, en Sudáfrica. Se trata del colapso de relleno sanitario “El Mobeni” en noviembre de 1997. En este relleno se disponían residuos peligrosos junto con los residuos municipales. El sistema de impermeabilización consistía en una membrana de polietileno en el fondo y una capa de arcilla en las paredes de los taludes naturales que originó una superficie de deslizamiento. Según la fuente consultada, se presume que las causas del evento fundamentalmente se atribuyen al alto nivel de humedad de los residuos y a los niveles de precipitación presentes en el área (Johannessen y Boyer, 1997).

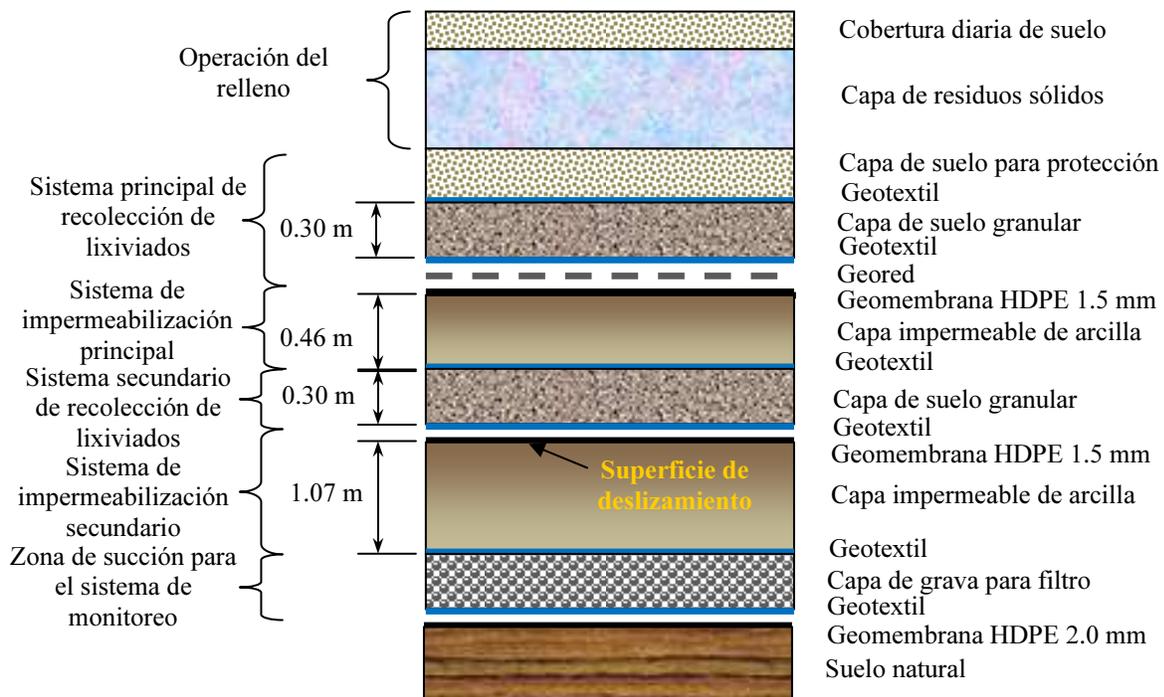


Figura 3.13 Conformación del sistema de impermeabilización del relleno (Chang *et al.*, 1999)

3.3. PROBLEMAS DE LAS ESTRUCTURAS DE TIERRA EN EL LAGO DE TEXCOCO

Aunque el relleno sanitario del Bordo Poniente, por ser una estructura de poca altura, no ha registrado daños por inestabilidad, en la zona del Lago de Texcoco se han reportado fallas en estructuras de tierra. Esto encamina hacia las posibles mecanismos de falla que podría presentar el relleno sanitario sobre suelos blandos.

A continuación se hace una breve reseña de algunos de los fallos presentados en los bordos de algunas obras de infraestructura hidráulica existentes en la zona.

3.3.1. Rectificación Canal Río de los Remedios

El Río de los Remedios, inicia en el Vaso de Cristo y recibe las aportaciones de los ríos Tlalnepantla y San Javier. Estos vierten sus aguas en el Gran Canal a la altura del km 9 que a su vez la entrega al drenaje profundo por el Interceptor Central (CONAGUA, 2003).

La rectificación del canal Río de los Remedios constituye la conformación de los bordos del canal debido a problemas hidráulicos y de saneamiento básico. Esta obra se realizó en el tramo que va desde el Gran Canal de Desagüe hasta el Dren General del Valle. Estos trabajos incluían tanto el mejoramiento de la sección hidráulica del canal como la limpieza general de la zona.

En el tramo II se presentaron fallas en el bordo como se muestra en la Figura 3.14. El mecanismo de falla está asociado a los cambios de rigidez entre el suelo de soporte (arcilla lacustre de alta compresibilidad) y el material que conformaba el bordo. El bordo se conformó con limo arenoso o tepetate (Auvinet, 2008).

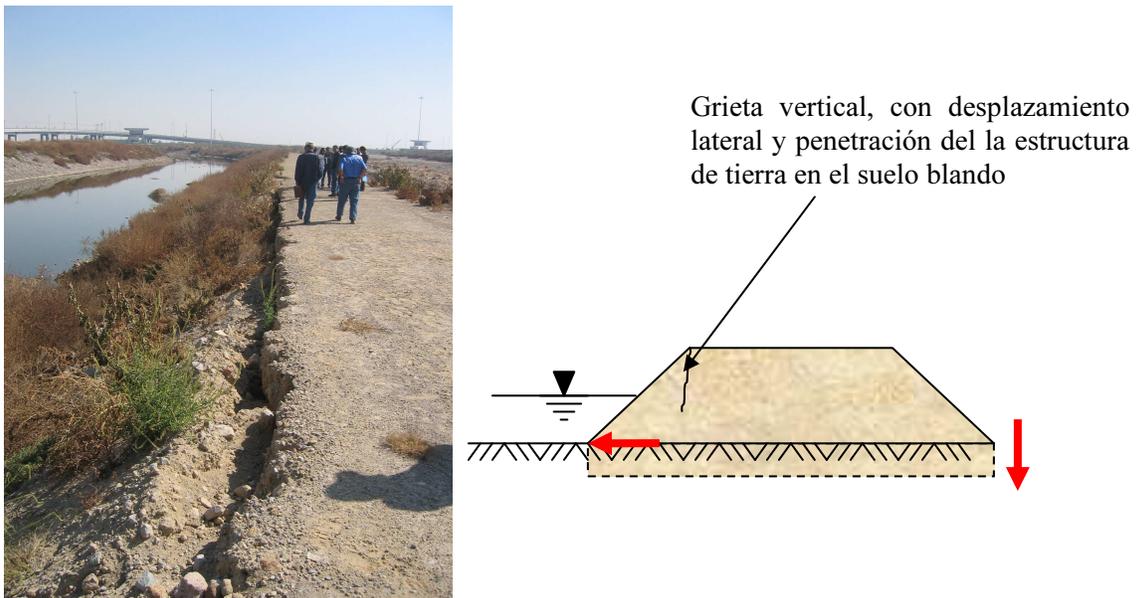


Figura 3.14 Río de los Remedios Tramo II. Agrietamiento entre el talud y la corona del bordo (Fotografía proporcionada por el Dr. Gabriel Auvinet)

También, se presume una ligera penetración de la estructura del bordo dentro del suelo blando y un desplazamiento lateral del talud interior. Esta falla se evidenció luego de un periodo de lluvias.

En el tramo V se presentaron fallas por intrusión. Se generó una superficie de falla circular que se prolongó desde la corona del bordo involucrando el suelo de soporte, como se observa en la Figura 3.15. Las fallas presentadas en el río de los remedios se originaron en parte porque los bordos se construyeron en poco tiempo, sin permitir la consolidación del suelo de soporte (Auvinet, 2008).

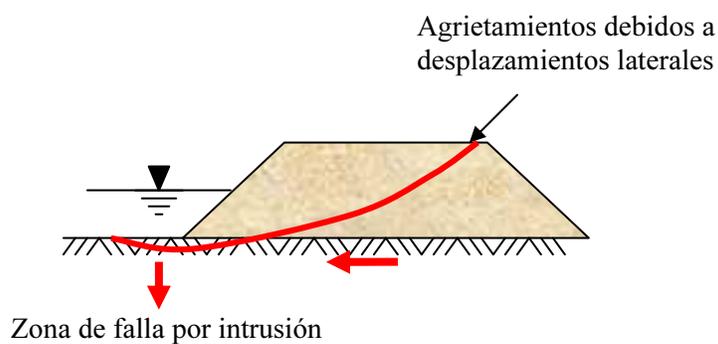


Figura 3.15 Río de los Remedios Tramo V. Agrietamiento en la corona del bordo debido a falla por intrusión (Fotografía proporcionada por el Dr. Gabriel Auvinet)

3.3.2. Dren Alterno

El Dren Alterno, forma parte del sistema de drenaje de la ciudad de México. En este se presentaron fallas en el cadenamiento 20+015 en el lado oriental del Lago de Texcoco.

El dren estaba constituido por bordos conformados por taludes con pendientes 2H:1V. Los taludes tenían una mayor inclinación que la recomendada en esta zona para alturas que superan los 3.0m (3H:1V). En la Figura 3.16, se observa una fotografía del talud deslizado (Auvinet, 2008).

La falla que se originó fue de tipo circular sin la presencia de grietas de tensión superficiales. Fallas como esta son típicas en terraplenes con material homogéneo (Alberro y Hiriart, 1973).



Figura 3.16 Dren Alterno. Falla de talud con pendiente pronunciada (Fotografía proporcionada por el Dr. Gabriel Auvinet)

3.3.3. Laguna Casa Colorada

Esta laguna ubicada en la zona federal del Lago de Texcoco, tiene como función la regulación de los caudales de exceso. Para su construcción se realizaron bordos del orden de 3.0m.

Durante la construcción se presentaron grietas en la zona media del terraplén y al pie de los taludes debido a la construcción rápida de los bordos, como se observa en el esquema de la Figura 3.17 (Auvinet, 2008).

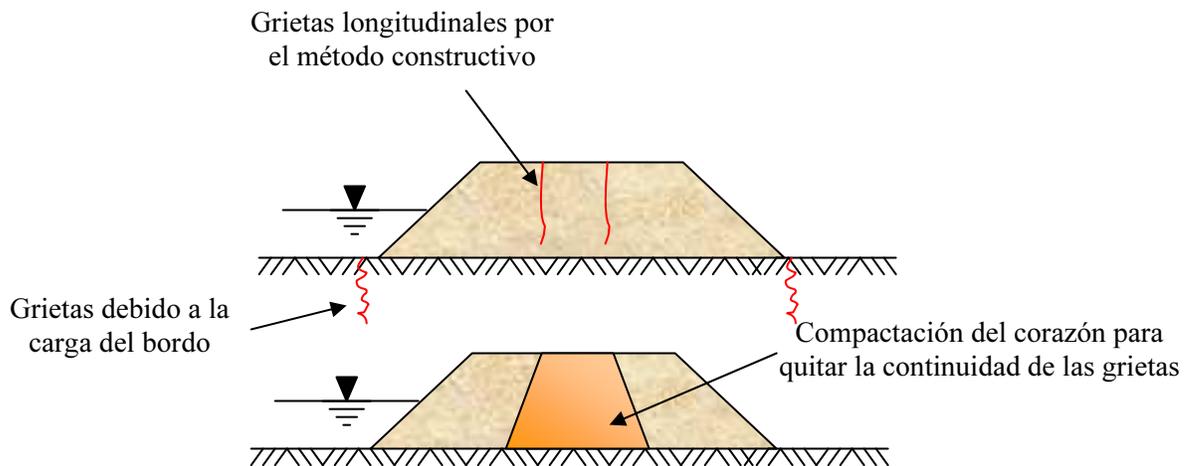


Figura 3.17 Laguna Casa Colorada (a) Grietas al talud y pie del talud, (b) Reparación del corazón del talud (Según comentarios del Dr. Gabriel Auvinet)

3.3.4. Incidentes de estabilidad en la zona de Bordo Poniente

La zona donde se construyeron las primeras etapas de Bordo Poniente fue escenario de algunos problemas de estabilidad. Se debieron a la operación de un tiradero a cielo abierto localizado frente a la Etapa I de Bordo Poniente (Figura 3.18) en la colonia Bosques de Viena en Nezahualcoyotl, Estado de México. Este tiradero forma parte del proyecto lago Texcoco y comenzó a operar de manera controlada en 1983.

Este relleno se llenó rápidamente. Morales y Murillo (1991) reportan que en pocos días se alcanzaron alturas de 5.0 m en algunas zonas del relleno, 49 kPa en menos de una semana. Esto generó asentamientos de alrededor de 3.0 m y un desplazamiento horizontal, al parecer, empujado por alguna zona endentada. Se entiende por endentación al fenómeno por el cual un material (residuos sólidos) penetra en otro (suelo blando). La falla afectó las calles y casas de la colonia que se encuentra casi cincuenta metros al otro lado del relleno, como se observa en la Figura 3.19.

Morales y Murillo (1991) realizaron un estudio para determinar el estado de esfuerzos de la zona de deslizamiento usando la solución elástica de Boussinesq. Se recomendó que la distancia mínima de separación del relleno y las obras de infraestructura hidráulica es de 60 m para una altura del relleno de basura de 5.0 m y taludes 1.5H:1V. En estos análisis se consideró que el peso específico de los residuos era de 13.25 kN/m^3 .

El relleno se llevó hasta una altura de 8.0 m con los taludes recomendados. A causa de esto en febrero de 1985 se produjo una falla en los taludes de la laguna de regulación horaria que se encuentra a casi 60 m del relleno. Este fallo originó asentamientos del orden de 2.0 m y desplazamientos horizontales de 3.0 m. En la Figura 3.20 se observa la zona del deslizamiento.

En el caso de falla en la colonia Bosques de Viena en Nezahualcoyotl, un mecanismo de falla plana podría explicar el fenómeno. Para verificar esto se realizó un análisis de equilibrio límite para ese relleno el cual se describe a continuación:

Se consideró un corte transversal del relleno que tiene una longitud de 440 m. Se construyó un relleno de altura variable con una endentación de 3.0 m en el suelo natural. Para la estratigrafía se consideró el mismo perfil descrito en el numeral 3.1 considerando una pendiente natural del terreno

de 0.1% y parámetros no drenados del suelo. En la Figura 3.21 se observa el resultado de este análisis con una superficie de falla plana a través del segundo lente permeable. Para llegar a este resultado, se colocaron de manera instantánea espesores de basura de 14 m con un peso específico de 13.25 kN/m^3 . En este análisis la distancia de afectación de la falla es de 89 m con un factor de seguridad de 1.04. Se concluye de este análisis, que bajo las condiciones de endentación y velocidad de construcción de ese tiradero, un mecanismo de falla plana concuerda con lo ocurrido en la zona.

Otro fenómeno interesante en la zona de Bordo Poniente se presentó en la laguna de evaporación de lixiviados que se observa en la Figura 3.20. Esta laguna recibe el lixiviado que se extrae de las Etapas I, II y III de Bordo Poniente. Tiene como sistema de impermeabilización una geomembrana de polietileno de alta densidad HDPE de 0.001 m de espesor y terminado liso. Como efecto de la migración de gas en el suelo la geomembrana afloró en forma de islas. Esto se debió a la acumulación de gas entre la arcilla natural y la geomembrana.

Una de las causas podría ser la migración de gas atrapado en el subsuelo. La presencia de gas en el suelo del lago de Texcoco es un fenómeno que se reportó desde 1978, antes de la construcción del tiradero a cielo abierto y del mismo Bordo Poniente. Este fenómeno se detectó en pozos de bombeo, sondeos y estaciones piezométricas del lago Churubusco, así como al sur del Caracol y en pozos someros del Proyecto Texcoco. El gas metano se encontró entre 56 y 63 metros de profundidad, de forma disuelta en el agua freática de los depósitos profundos. El gas se libera por vibración (Murillo y García, 1978).

El gas también podría venir desde la misma laguna y migrar al subsuelo por imperfectos o perforaciones en el geosintético. Al encontrar una barrera impermeable, como la arcilla natural del lago de Texcoco, el gas se acumula en la interfaz. Otra fuente de gas en el subsuelo es el tiradero a cielo abierto contiguo a la laguna. El gas podría migrar horizontalmente por los lentes permeables y llegar con mayor facilidad a la laguna. La falla del talud de la laguna que se observa en la Figura 3.20 podría ser un punto de fuga de gas hacia la laguna de lixiviados.



Figura 3.18 Localización antiguo tiradero a cielo abierto frente a Etapa I de Bordo Poniente

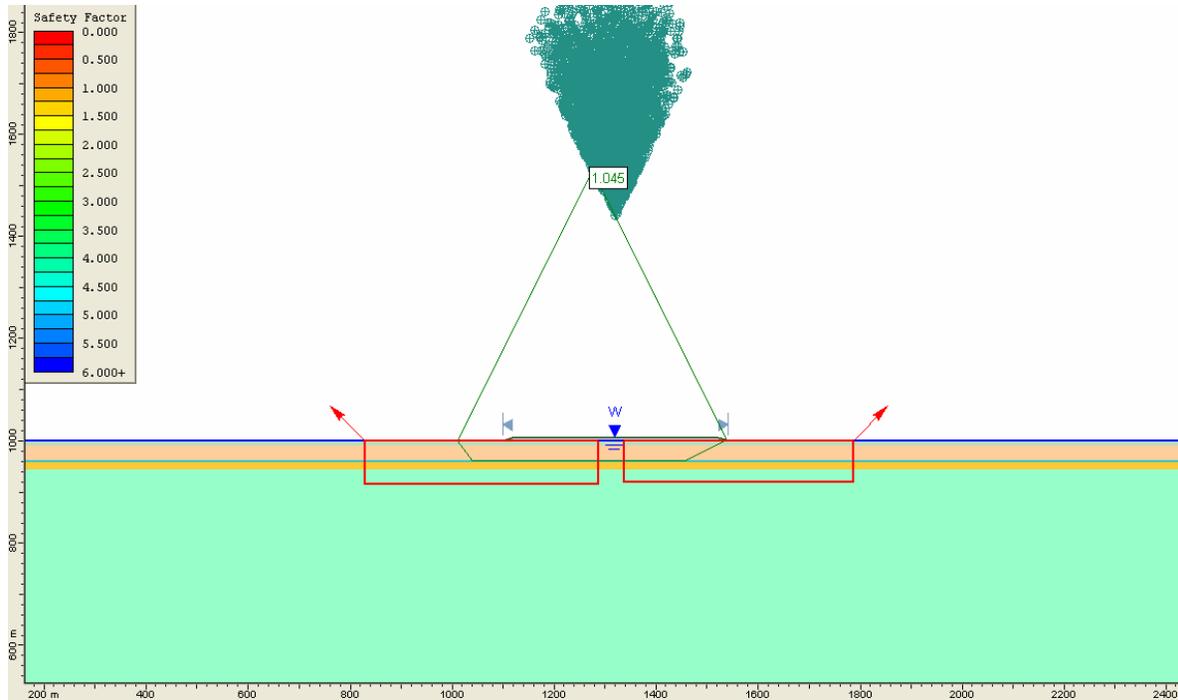


Figura 3.21 Falla plana en tiradero a cielo abierto junto a Bordo Poniente

3.4. POSIBLES MECANISMOS DE FALLA EN BORDO PONIENTE

Haciendo un compendio de lo planteado en los Capítulos 2 y 3, la zona de Bordo Poniente se caracteriza por un suelo de alta compresibilidad de 60 m de espesor, intercalado con lentes permeables y capas duras. El efecto del hundimiento regional hace que las condiciones piezométricas en el subsuelo no sean hidrostáticas con contenido salino equivalente a los del agua dulce a profundidades mayores a los 10 m.

El relleno se conformó en un área extensa de 375 ha, dividida en 42 celdas con una secuencia de llenado particular. Se conformó una geometría con rellenos de altura variable entre 5.72 y 9.35 m y taludes 3H:1V.

Sobre la estratigrafía del lago de Texcoco se colocaron residuos sólidos de peso volumétrico inicial bajo (8.5 kN/m^3), alto contenido orgánico (60% de residuos de rápida biodegradación, RRD) y una permeabilidad comparable con la de una arena. Todo sobre una barrera impermeable con geomembrana que altera el comportamiento largo plazo del suelo (Figura 3.22).

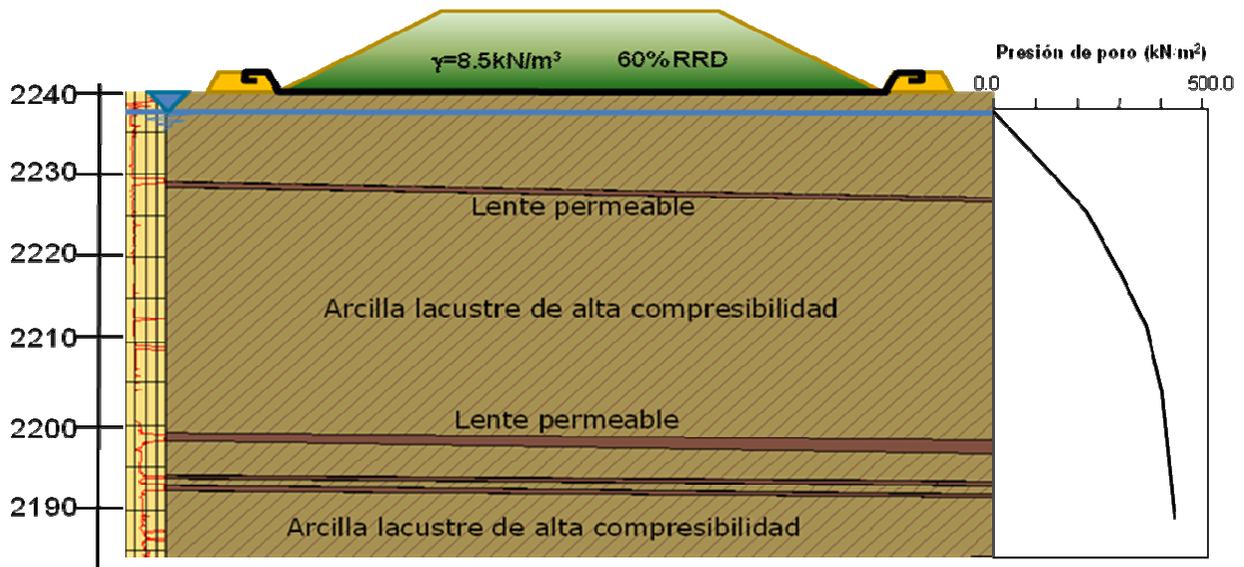


Figura 3.22 Condiciones de la IV etapa de Bordo Poniente

Los principales problemas que se podrían presentar en la Cuarta etapa del Bordo Poniente están relacionados principalmente con la baja resistencia al esfuerzo cortante y alta deformabilidad del suelo y otros de tipo ambiental.

Desde el punto de vista ambiental, es de esperar que haya acumulación de lixiviados sobre la geomembrana y afloramiento de los mismos al pie de los taludes de basura. Esto está asociado a la carencia de un sistema de extracción para los mismos. Para el funcionamiento de estos sistemas se diseña un punto de entrega al interior de cada celda, en el cual se instala una tubería para el bombeo. Los lixiviados se extraen periódicamente usando bombas sumergibles de poca potencia (1 hp). En el caso particular de este relleno sobre suelos blandos, la extracción total de los lixiviados es un elemento a evaluar, puesto que el contrapeso que genera el agua, contrarresta el efecto de flotación de la basura, como se observa en la Figura 3.23.

Desde el punto de vista geotécnico, la endentación es el fenómeno más común en las estructuras de tierra construidas en el lago de Texcoco. En el caso de un llenado rápido como ocurrió en el tiradero contiguo al Bordo Poniente, la endentación podría generar una falla plana. Para que esto ocurra en la zona de la IV Etapa de Bordo Poniente se deben presentar las mismas condiciones de endentación, velocidad de aplicación de la carga y densificación de los residuos. La conformación de las celdas en el relleno, el cuidado en la disposición de los residuos y la existencia de la geomembrana hacen que la ocurrencia de una falla de este tipo sea remota.

La aparición de grietas superficiales es otro problema relacionado con estructuras de tierra en el lago de Texcoco. Las grietas, si aparecen de forma instantánea, pueden romper de manera localizada la geomembrana facilitando la migración de gases y de lixiviados hacia el suelo. En el caso de la IV Etapa de Bordo Poniente, la geomembrana ayuda a que no se seque la superficie de desplante, evitando la formación de grietas por humedecimiento y secado.

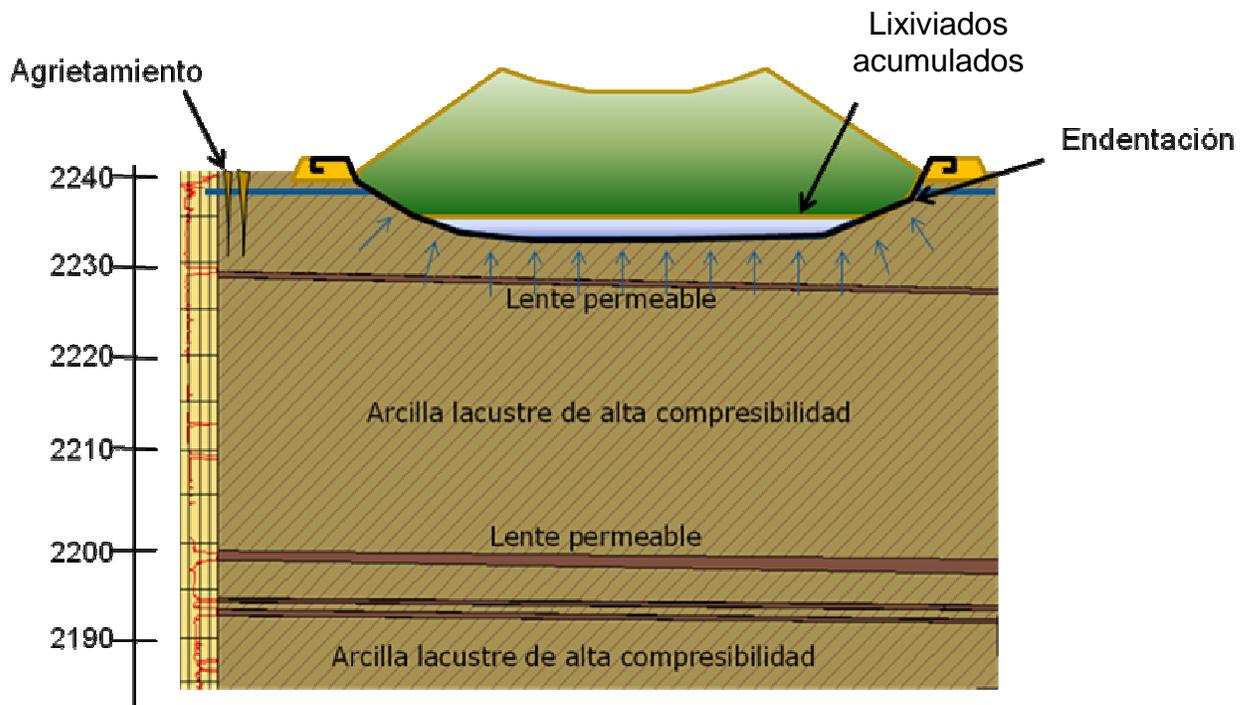


Figura 3.23 Comportamiento del relleno a la flotación

Tampoco se debe olvidar el riesgo del afloramiento de la geomembrana el cual puede ocurrir cuando la presión del gas por debajo de la misma supere a la que transmite el relleno sanitario. También, la extracción total del lixiviado podría facilitar la ocurrencia de este fenómeno que hasta la fecha no se ha registrado, en parte, por la buena compactación de los residuos como se comentó en el Capítulo 2.

En el caso de borde poniente, los residuos sólidos se endentan a medida que se colocan nuevas capas de basura haciendo alargar la geomembrana. La geomembrana forma una cazuela que alcanza el nivel freático gracias al empuje del lixiviado gravitando sobre ella. De esta forma hay un equilibrio que evita la flotación del relleno. Además, la geomembrana altera el comportamiento de las presiones de poro durante el proceso de carga y consolidación, lo cual afecta directamente la resistencia del suelo de desplante.

Teniendo en cuenta lo anterior, el mecanismo de falla que más preocupa en la IV etapa de Bordo Poniente, es la falla del suelo de desplante. Por tal motivo, esta investigación se centrará en el análisis de este tipo de falla en el relleno sanitario y la influencia del sistema de impermeabilización con geomembrana en el comportamiento estático del relleno sanitario.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMIENTO GEOTÉCNICO OBSERVADO EN CAMPO

Generalmente los rellenos sanitarios se instrumentan con el propósito de monitorear los asentamientos en la superficie y pocas veces para controlar la estabilidad de los taludes de basura o el comportamiento del suelo de desplante. Los primeros rellenos instrumentados para monitorear la estabilidad utilizaron inclinómetros, bancos de nivel superficiales y profundos para medir desplazamientos verticales y horizontales de la masa de residuos y piezómetros neumáticos para estudiar el comportamiento del agua freática (Duplancic, 1990 y Coduto *et al.*, 1990).

La Cuarta Etapa del Bordo Poniente es el único relleno sobre el territorio mexicano que se encuentra monitoreado por medio de instrumentación geotécnica. La instrumentación consta de 11 estaciones de medición que funcionan desde el año 2003, conformada por 32 piezómetros abiertos, PA; 34 piezómetros de cuerda vibrante, PCV; 11 tubos de observación del nivel freático, TO; 20 bancos de nivel profundo, BNP; diez bancos de nivel flotante, BNF y siete inclinómetros, I.

Además, se efectuó una prueba de carga a escala natural en donde se instalaron líneas de colimación para determinar la afectación de los movimientos en las estructuras hidráulicas colindantes que se encuentra a una distancia de 150 m, y se construyó una canaleta de referencia a 75 m del pie del talud de residuos.

Bordo Poniente cuenta también con tres estaciones de registro sísmico ERS. Dos de las estaciones toman mediciones en dos niveles de los residuos sólidos mediante acelerómetros instalados en la superficie de cada nivel. Una tercera estación localizada en campo abierto, registra ondas sísmicas en la superficie, a 40 m y a 100 m de profundidad.

4.1. EQUIPOS INSTALADOS

En la Figura 4.1 se presenta la localización de las once estaciones de medición, en las cuales se indica el tipo de instrumentos instalados: inclinómetros, bancos de nivel profundos y superficiales así como las estaciones piezométricas.

4.1.1. Estaciones piezométricas

Cada estación cuenta con un tubo de observación, tres piezómetros de cuerda vibrante y tres piezómetros abiertos intercalados.

El tubo de observación consiste en una tubería ranurada en el extremo que se instaló en un sondeo de 6.0 m de profundidad. El espacio libre se llenó con arena y superficialmente se selló con un mortero de cemento. Un esquema típico de un tubo de observación se presenta en el Figura 4.2. Este instrumento permite determinar el nivel de agua freática por medio de una sonda eléctrica. La sonda consta de un cable dúplex, con marcas de medición cada metro que termina en un electrodo doble; al hacer contacto con el agua se acciona un indicador que se encuentra en superficie. El nivel de agua que se mide en el tubo de observación probablemente corresponde a la cabeza de presión de la zona más permeable, lo que induce errores en la determinación del nivel freático (Dunncliff, 1988). El objetivo de utilizar este instrumento en Bordo Poniente es el de identificar una variabilidad de las lecturas con el tiempo asociadas con cambios en el nivel freático.

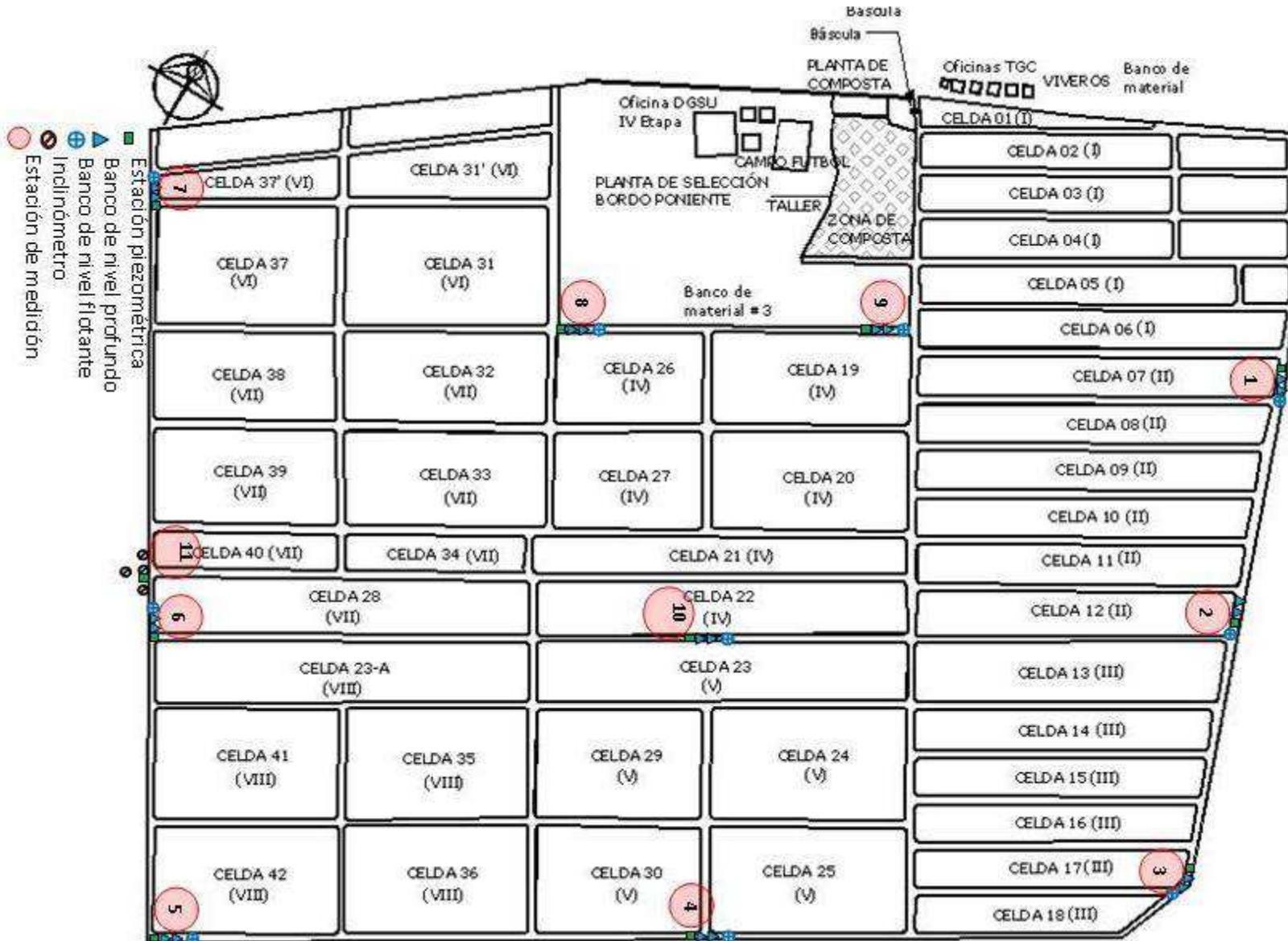


Figura 4.1 Localización de la instrumentación geotécnica

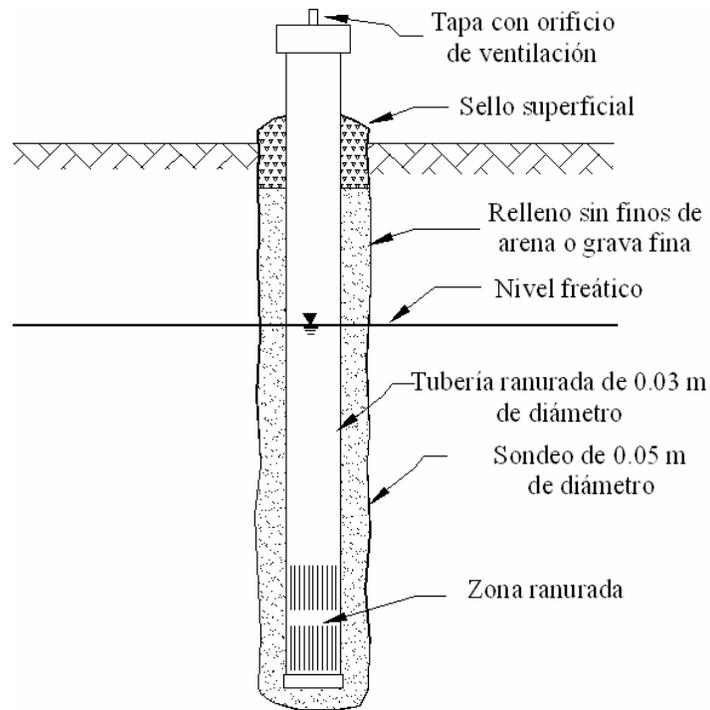


Figura 4.2 Esquema de un tubo de observación

Los piezómetros de cuerda vibrante se instalaron a profundidades de 18.0, 26.0 y 32.0 m en todas las estaciones de medición. En estos instrumentos, una cuerda de acero entra en resonancia a una frecuencia de vibración determinada, haciendo variar la elongación de la cuerda dependiendo de la presión externa a la que está sometida. Un extremo de la cuerda está sujeto a una pared inmóvil y el otro en el medio de un diafragma de manera que los cambios de deflexión en el diafragma produzcan cambios en la tensión de la cuerda. El agua pasa por un filtro de cobre o cerámica que se encuentra en la punta del sensor y luego a una cámara donde la presión deforma el diafragma. Un sistema de bobinas capta la vibración de la cuerda y la convierte en corriente (Dunncliff, 1988). Un esquema de este instrumento se encuentra en la Figura 4.3.

También se instalaron piezómetros abiertos a profundidades de 10, 40 y 57 m. Estos instrumentos consisten en un filtro que se aísla por medio de un sello de bentonita a la profundidad a la que se quiere conocer la presión de poro. En la Figura 4.4 se observa un esquema de la instalación de este tipo de piezómetro.

En el caso de Bordo Poniente los piezómetros abiertos se encuentran a la profundidad de los lentes permeables, mientras que los piezómetros de cuerda vibrante en profundidades intermedias para medir la presión de poro en la arcilla lacustre.

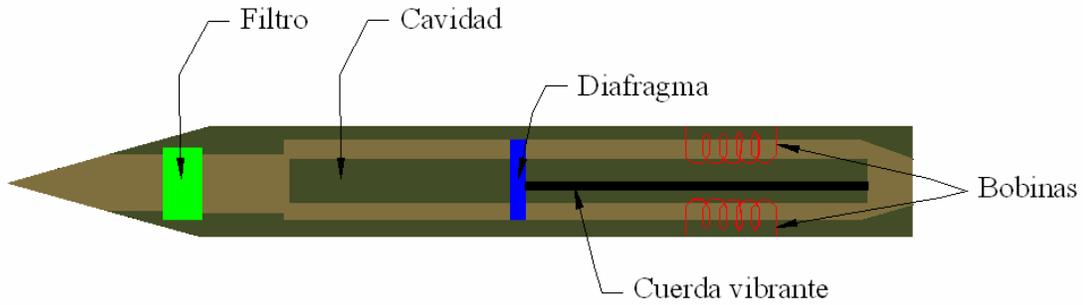


Figura 4.3 Esquema de piezómetro de cuerda vibrante

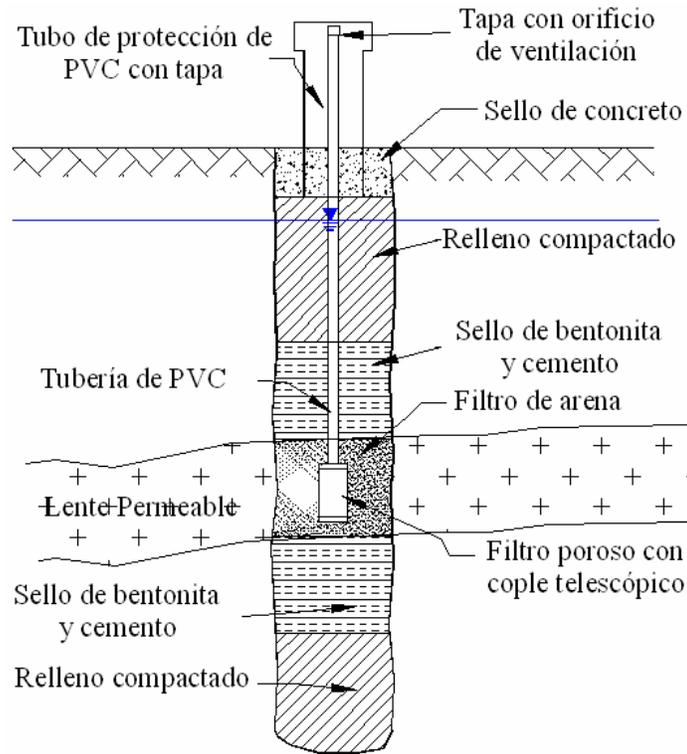


Figura 4.4 Esquema de piezómetro de tubo abierto

4.1.2. Inclinómetros

En la Cuarta etapa del Bordo Poniente se instalaron cuatro inclinómetros contiguos a la estación piezométrica No. 11, como se observa en la Figura 4.1. El objetivo de estos instrumentos es medir la deformación horizontal debido a una prueba de carga realizada en el talud de residuos.

Los inclinómetros se instalaron dentro de sondeo a profundidades de 41.45, 39.7, 41.5 y 41.3 m a partir del nivel natural del terreno y empotrados en la capa dura. Estos consisten en una tubería de aluminio con cuatro ranuras continuas longitudinalmente. La medición se realiza con una sonda tipo torpedo con ruedas guías (Figura 4.5) que se introduce a la tubería siguiendo dos ranuras opuestas (Figura 4.6). La sonda mide la inclinación con respecto a la vertical de su eje que se traducen en desplazamientos horizontales como se observa en la Figura 4.6. Se hacen lecturas en dos direcciones perpendiculares.

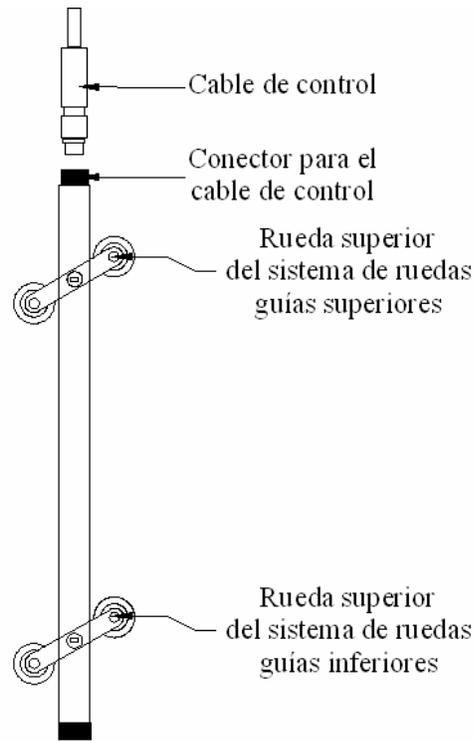


Figura 4.5 Esquema de una sonda de inclinómetro

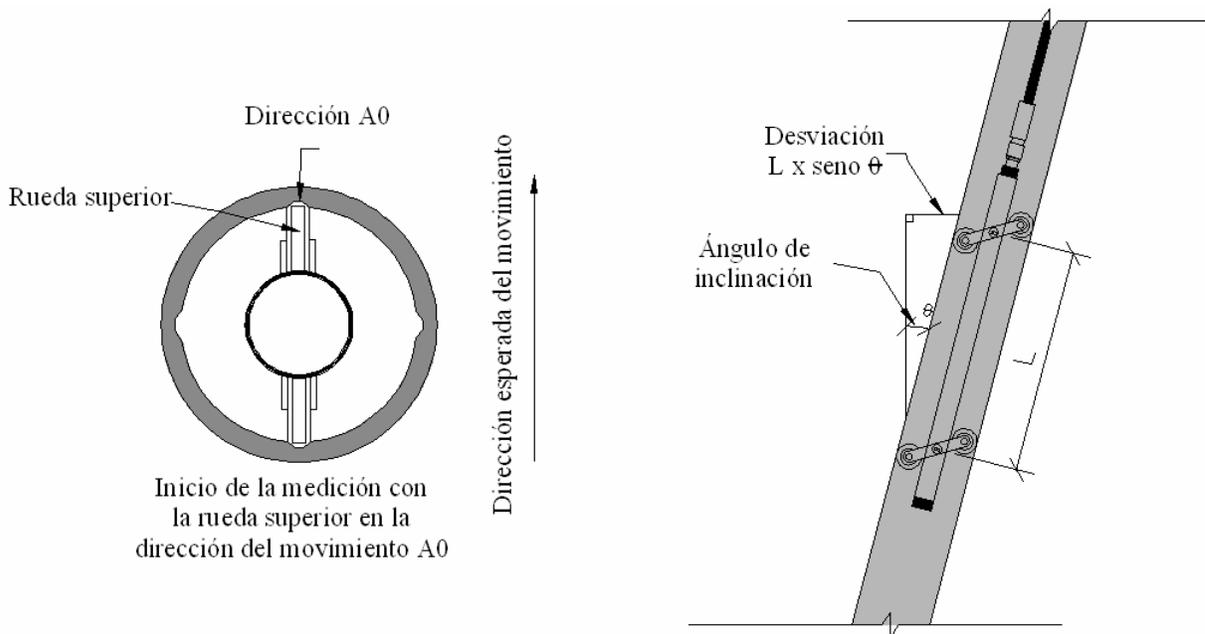


Figura 4.6 Esquema de medición con inclinómetro

4.1.3. Bancos de nivel y líneas de colimación

Con el propósito de determinar asentamientos en la zona del relleno se instalaron bancos de nivel superficiales alrededor del relleno y bancos de nivel, profundos y flotantes, para registrar el asentamiento en los diferentes estratos.

Los bancos de nivel profundos se instalaron en diez estaciones de medición, hasta dos diferentes rangos de profundidad: el primero entre 35.5 y 40.9 m y el segundo entre 59.0 y 61.0 m. Los bancos de nivel flotantes se instalaron a profundidades entre 8.55 y 12.05 m. Estos bancos de nivel están referenciados a dos bancos maestros que se encuentran por fuera de la zona del relleno y que se instalaron desde diciembre de 2002.

Por otra parte, se instalaron cuatro líneas de colimación a una distancia de 41 m del pie del talud de residuos. Las líneas son paralelas a la prueba de carga y se encuentran cada 20 m de separación. El objetivo de estas líneas era determinar la influencia del relleno sanitario en las obras de infraestructura hidráulica que rodean el relleno.

4.2. PRUEBA DE CARGA

4.2.1. Antecedentes

La zona del lago de Texcoco es de particular interés debido a las características excepcionales de su suelo lacustre, razón por la que se han realizado minuciosas investigaciones para estudiar el comportamiento a largo plazo de obras de infraestructura vial de gran importancia construidas sobre estos materiales. En este empeño las pruebas de carga de grandes dimensiones resultan de gran utilidad, pues permiten evaluar in situ la magnitud de los asentamientos esperados, la evolución de los mismos con el tiempo y la resistencia al esfuerzo cortante. Estos aspectos son difíciles de predecir teóricamente en rellenos construidos sobre suelos muy blandos, y complejos de representar con el mismo nivel de certidumbre mediante la experimentación tradicional en el laboratorio (Rico y Del Castillo, 1974). La velocidad de aplicación de la carga en campo, la anisotropía en las propiedades del suelo y su sobreestimación en laboratorio producen discrepancia entre los comportamientos teórico y real de estructuras de tierra, elementos que justifican la utilización de terraplenes a escala real, de acuerdo con Bjerum (1972).

La realización de terraplenes de prueba sobre suelos blandos se utiliza en el estudio de carreteras como lo describe Ramalho-Ortigão *et al.* (1983), en el comportamiento de terraplenes reforzados con geosintético como en la investigación de Bergado *et al.* (2002), en el estudio de aceleración de asentamientos con drenes verticales (Shen *et al.*, 2005) y en el análisis de asentamientos en suelos blandos (Bergado y Teerawattanasuk, 2008).

En México, una de las experiencias documentadas más importantes es la de los terraplenes de prueba para evaluar la alternativa de solución de la carretera Peñón–Texcoco, localizados a 8 km al oriente del Aeropuerto Benito Juárez (Rico *et al.*, 1969). Los terraplenes tenían una longitud aproximada de 120 m cada uno y 3.0 m de altura sobre el nivel natural del terreno. Se instrumentaron con bancos de nivel superficial, piezómetros e inclinómetros.

Sobre vertederos de residuos sólidos, Henríquez-Pereira y Sopena-Mañas (2000) describieron la realización de una prueba de carga en el relleno de residuos municipales de Valdemingómez, España, en donde se disponen los desechos de las comunidades de Madrid, Rivas y Arganda. La prueba se efectuó en julio de 1998 sobre un relleno de residuos de 30 m de altura y consistió en un terraplén de 1.8 m de alto que transmitía una carga de 64 kPa. La prueba se instrumentó con líneas de colimación e

inclinómetros y su objetivo era estudiar la compresión de los residuos debida a la carga durante 19 meses de observación.

Considerando estas experiencias previas y siendo el Bordo Poniente una estructura de relevancia desde el punto de vista ambiental, que además debe garantizar condiciones adecuadas de funcionamiento a muy largo plazo, el uso de una prueba de carga a escala natural se justifica como una alternativa razonable para estudiar la estabilidad geotécnica y el comportamiento futuro del relleno.

En el año 2000 se planteó la necesidad de aumentar el tiempo de operación de la Cuarta Etapa del Bordo Poniente, por lo que TGC Geotecnia realizó un estudio para evaluar la posibilidad de sobre-elevar las celdas de residuos. En ese estudio, se propuso la ejecución de una prueba de carga de grandes dimensiones sobre el relleno existente para determinar la máxima altura de operación del relleno (Contreras *et al.*, 2000).

4.2.2. Descripción de la prueba

Dentro del relleno sanitario se escogió la Macrocela VII para realizar la prueba de campo, entre las Celdas 28 y 40 (Figura 3.1) que tenían un altura media de 5.72 m y en donde se colocó un sistema de impermeabilización con geomembrana HDPE de 0.001 m de espesor y acabado liso.

La prueba de carga se hizo en un terraplén compactado de arena limosa (tepetate), que abarca un área de 150 x 150 m y una altura de 4.85 m (Figura 4.7). Los materiales compactados se colocaron en nueve etapas sobre el relleno de residuos existente (Figura 4.8). El relleno aporta una presión de contacto de aproximadamente 60 kPa al suelo subyacente, mientras que el terraplén de carga aplica 89.5 kPa, lo que equivale a tener un relleno de residuos de 10.5 m de altura con un peso específico de 8.5 kN/m³ (Contreras *et al.*, 2000). La construcción del terraplén de prueba se hizo en tres franjas de compactación de 50 m cada una como se indica en la Figura 4.9, con una velocidad de aplicación de la carga de 5.0 kPa/día.

El terraplén se instrumentó con cinco piezómetros de cuerda vibrante, dos piezómetros abiertos y tres inclinómetros que se encuentran en la estación piezométrica No. 11 que se indica en la Figura 4.1 (Contreras *et al.*, 2001). En la Figura 4.9 se observa la distribución de los inclinómetros en la zona de carga y la localización de las líneas de colimación, y la Figura 4.10 muestra las profundidades de instalación de los instrumentos de acuerdo con la estratigrafía encontrada en los sondeos de cono eléctrico (SCE) efectuados en el sitio de los inclinómetros.

En la Figura 4.10 se observa que la profundidad de instalación de los inclinómetros coincide con la localización de una lente permeable que se encuentra a una profundidad entre 39 y 41.3 m y que tiene un espesor ligeramente mayor a dos metros. La capa dura se encuentra a 60 m de profundidad como se registró en el SCE-11.

Los inclinómetros instalados miden la deformación lateral correspondiente a la formación arcillosa superior con una longitud de empotramiento de 2.3 m. De acuerdo con Dunnycliff (1988) los inclinómetros se instalan a profundidades entre 3.0 y 6.0 m por debajo de la zona potencialmente deformable y es preferible que este empotramiento se haga en roca sana. Es posible que el suelo blando de la formación arcillosa inferior en la zona de la prueba de carga esté propenso a movimientos laterales y esto induzca errores en las mediciones de estos instrumentos al no considerarse el desplazamiento lateral de la base del inclinómetro o incluso su rotación.

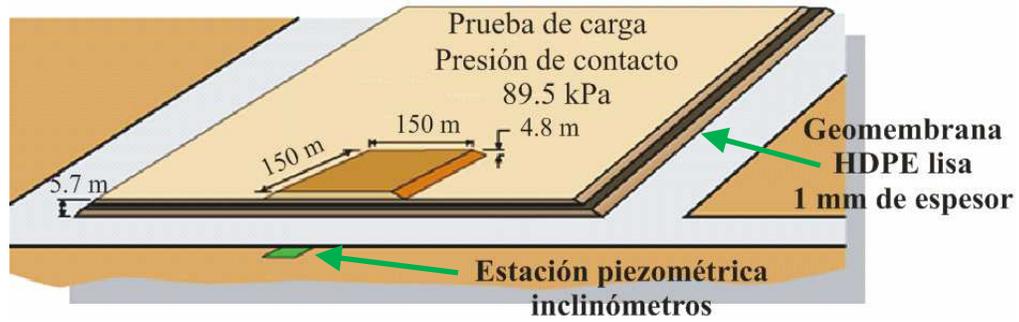


Figura 4.7 Esquema de la prueba de carga

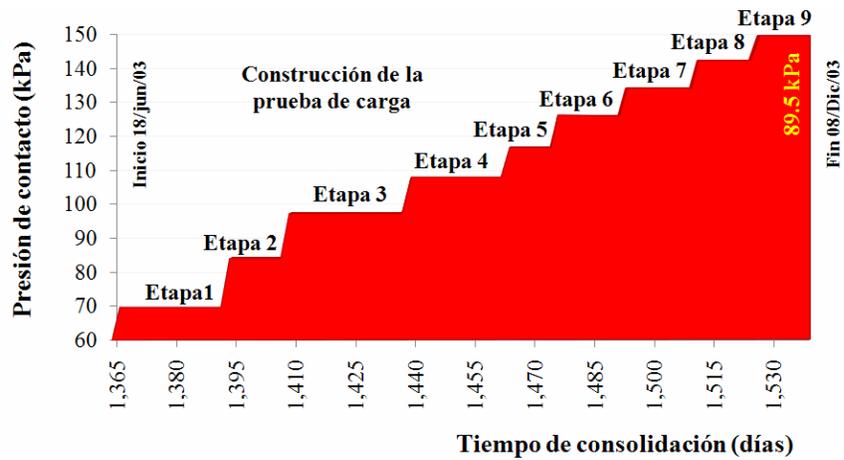


Figura 4.8 Construcción por etapas de la prueba de carga

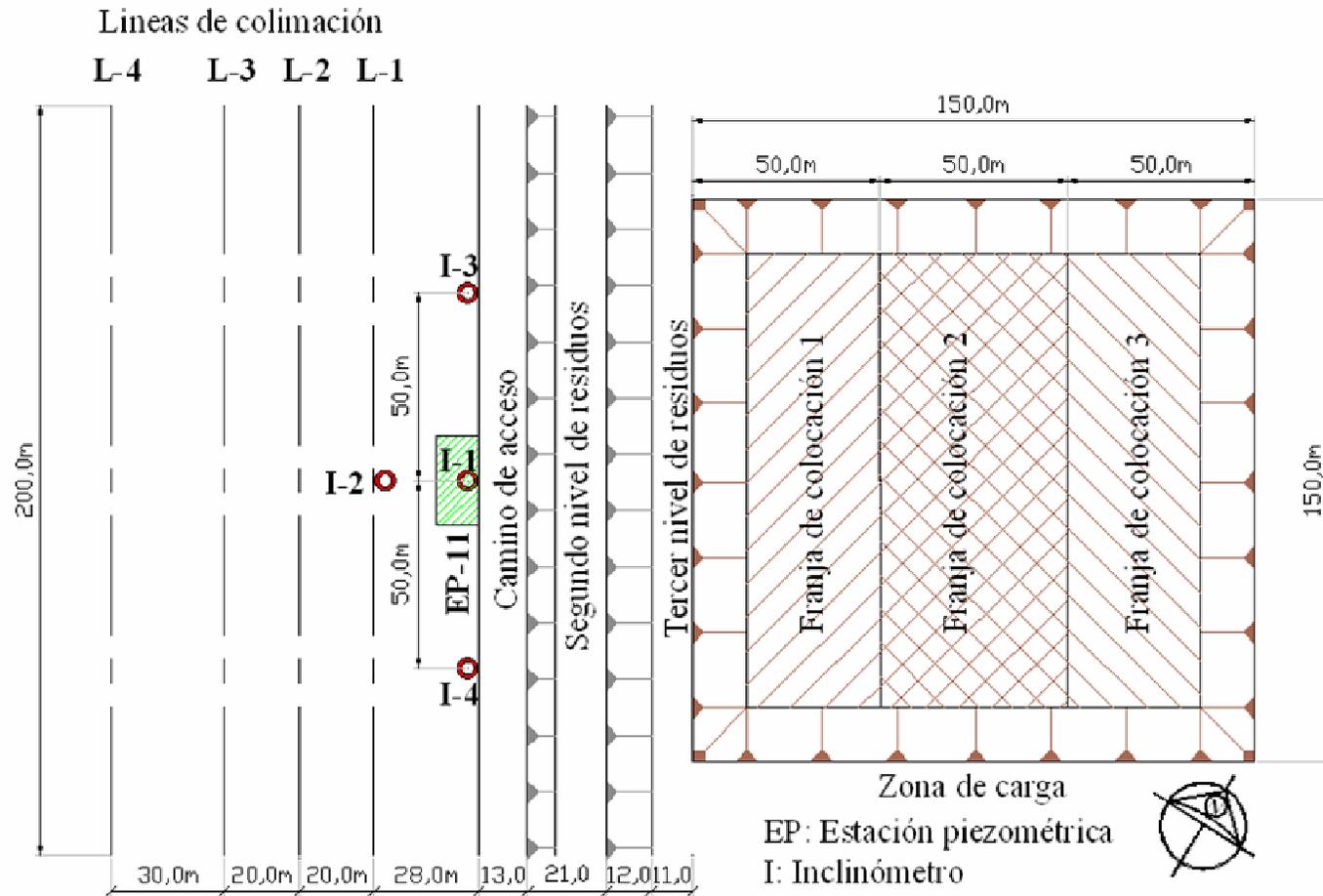


Figura 4.9 Localización de la instrumentación en la prueba de carga

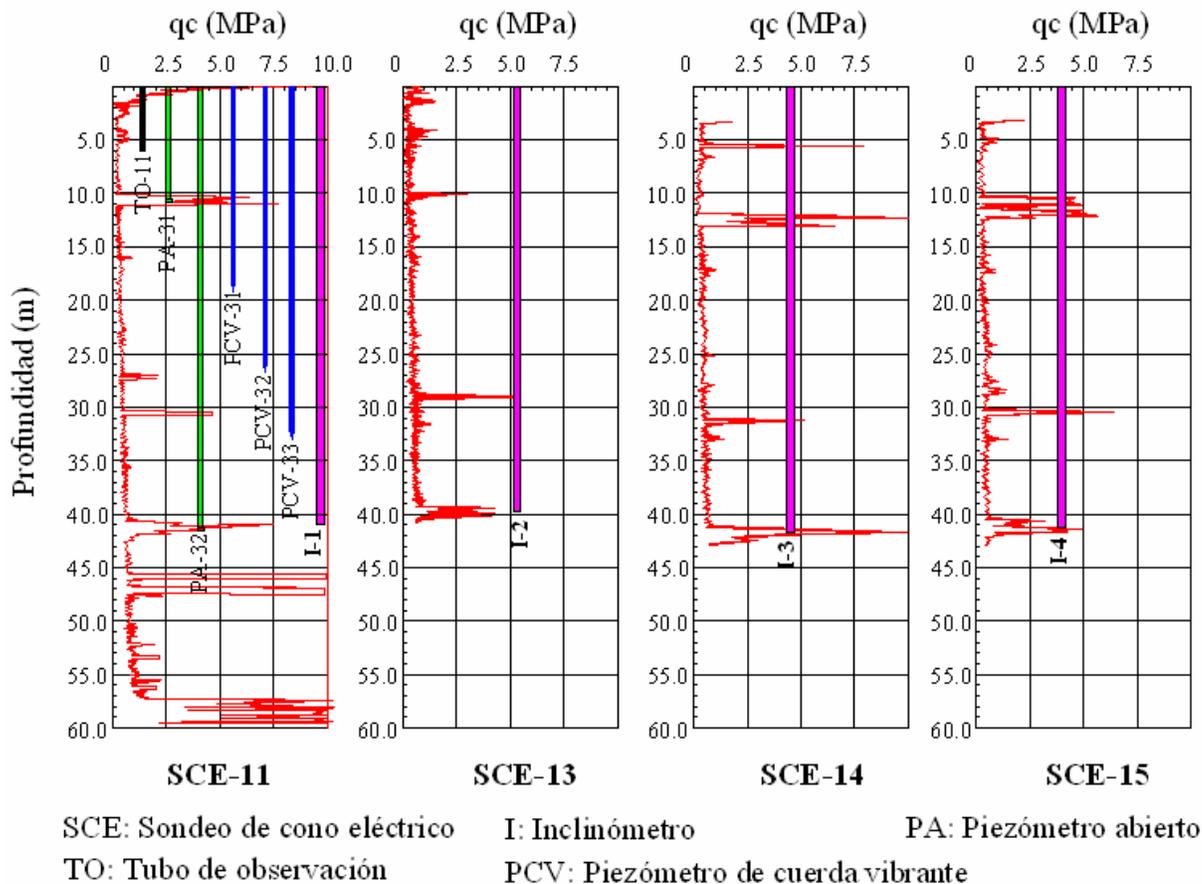


Figura 4.10 Profundidad de instalación instrumentos en la prueba de carga y registros de sondeos de cono eléctrico

4.3. COMPORTAMIENTO HISTÓRICO DEL RELLENO SANITARIO

4.3.1. Condiciones piezométricas

Antes de la construcción de la Cuarta Etapa de Bordo Poniente, la zona del lago Texcoco ya sufría los efectos del hundimiento regional. Así lo muestra las mediciones de presión de poro que corresponden al piezómetro P-536 instalado en mayo de 1962 en Sosa Texcoco (Méndez, 2008) y que se presenta en la Figura 4.11. Durante el tiempo de la operación del relleno el efecto del hundimiento regional se sigue observando en las estaciones de medición.

En general en 10 de las 11 estaciones se observa acumulación de la presión de poro superando la hidrostática en la zona de arcilla lacustre comprendida entre 10.23 y 38.0 m. El máximo exceso de presión registrada en ese estrato se encuentra entre 30 y 67 kPa, aproximadamente a una profundidad media de 32.0 m. Las Figuras 4.12 a 4.21 muestran el comportamiento con el tiempo registrado en todas las estaciones piezométricas. A profundidades mayores a 38.0 m se observa el efecto del hundimiento regional, excepto en la Estación EP-11. La reducción del exceso de presión de poro es lenta de acuerdo a lo observado en campo. También, las estaciones EP-3 y EP-4 localizadas en la esquina suroriente del relleno, presentan menor efecto del bombeo en los estratos profundos

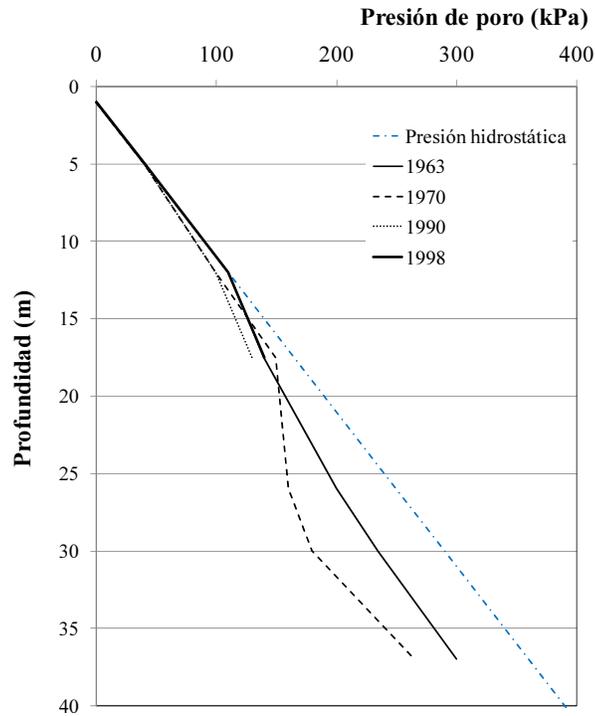


Figura 4.11 Mediciones de presión de poro antes de la construcción del Bordo Poniente en la estación piezométrica P-536 Sosa Texcoco

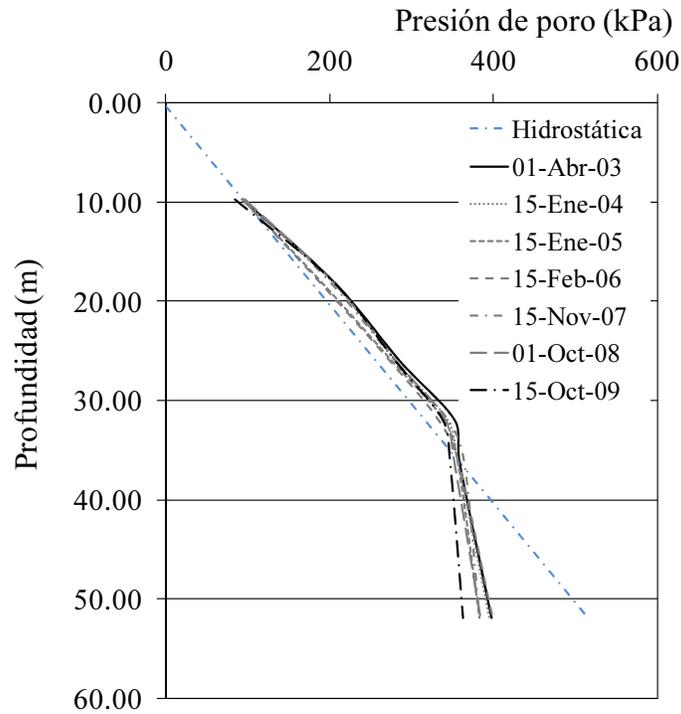


Figura 4.12 Estación piezométrica EP-1

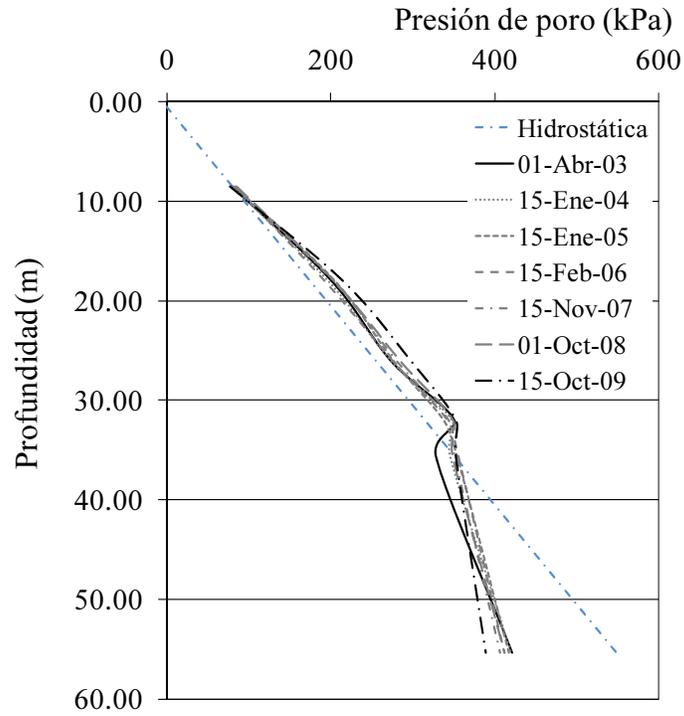


Figura 4.13 Estación piezométrica EP-2

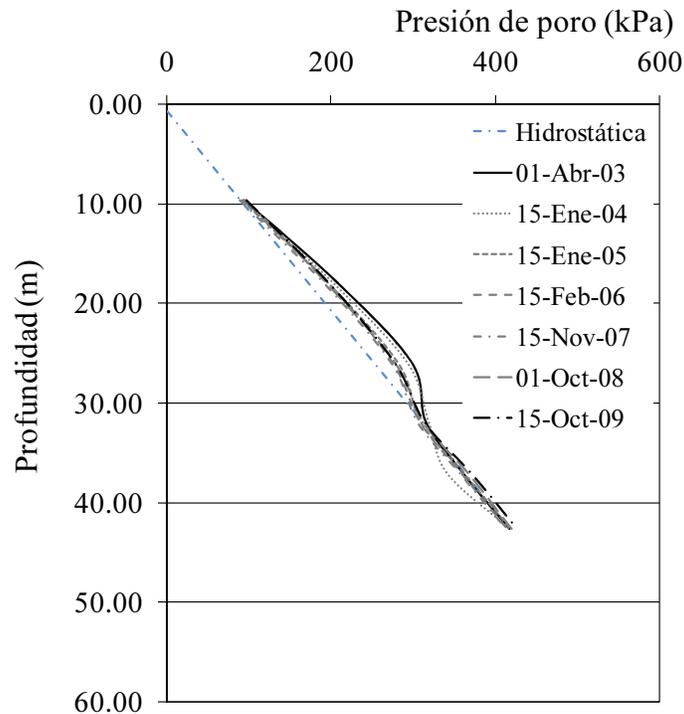


Figura 4.14 Estación piezométrica EP-3. A profundidades mayores a 32.0 m la presión de poro es aproximadamente hidrostática

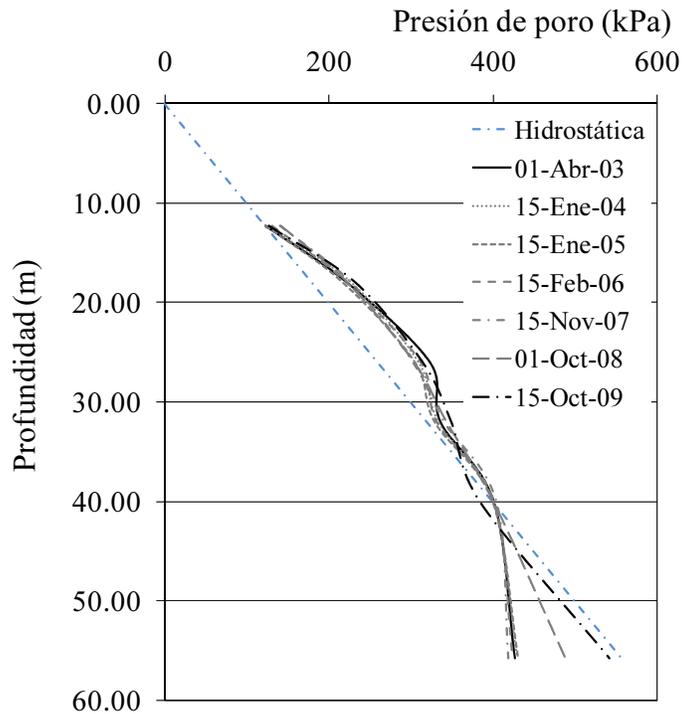


Figura 4.15 Estación piezométrica EP-4. A profundidades mayores de 42.0 m se registra, en las últimas mediciones, presiones cercanas a las hidrostáticas

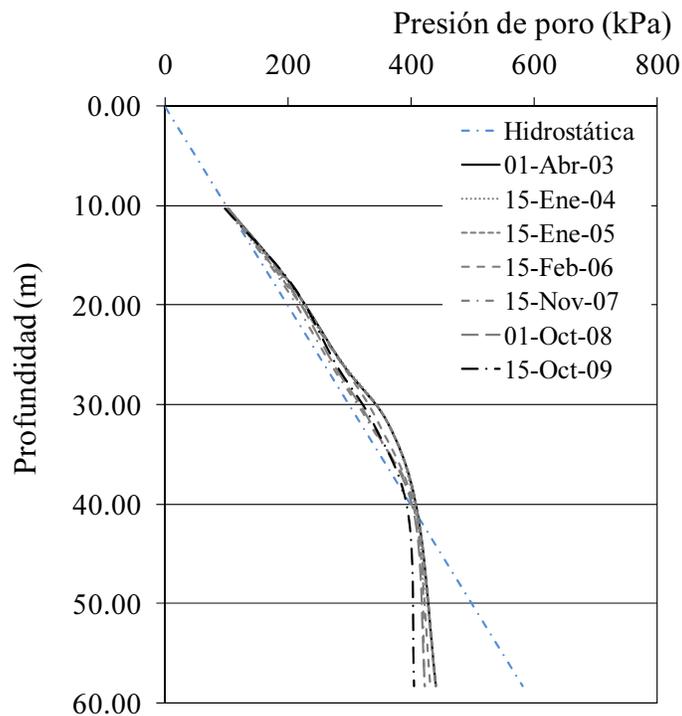


Figura 4.16 Estación piezométrica EP-5

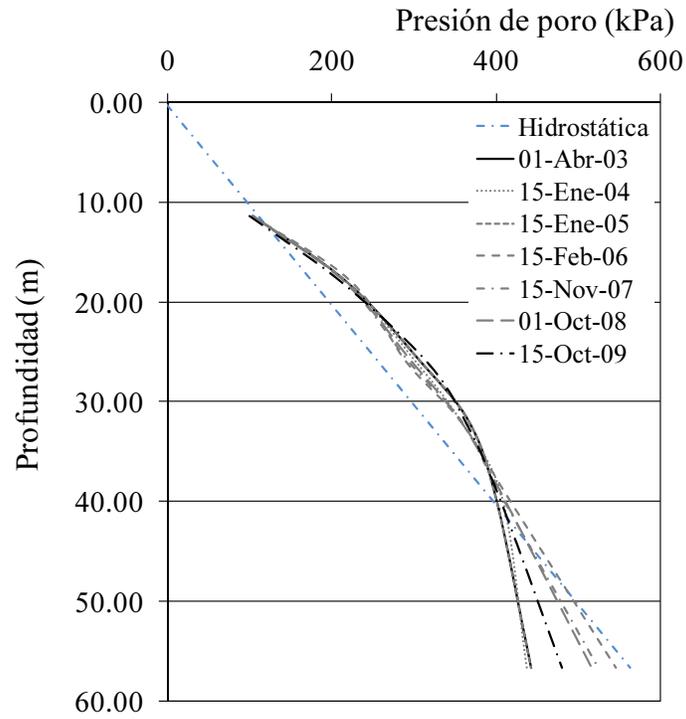


Figura 4.17 Estación piezométrica EP-6

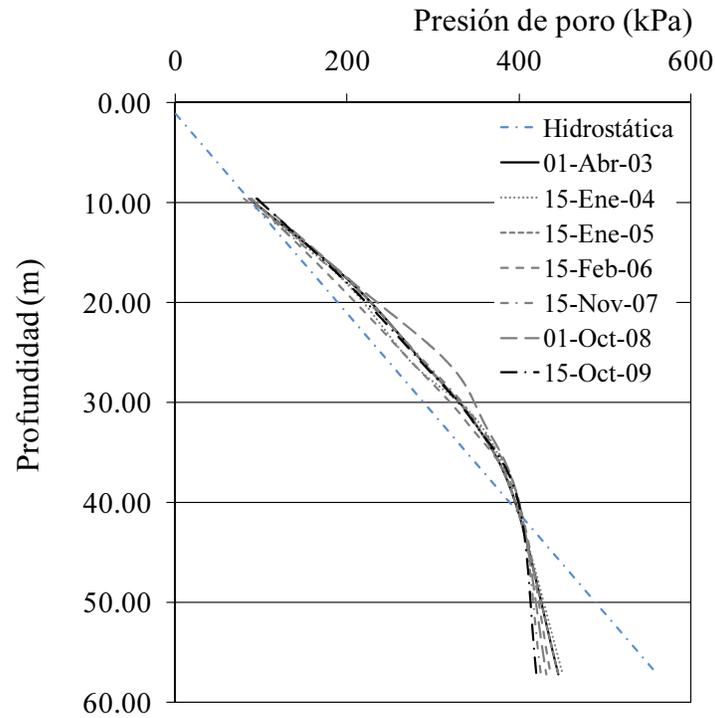


Figura 4.18 Estación piezométrica EP-7

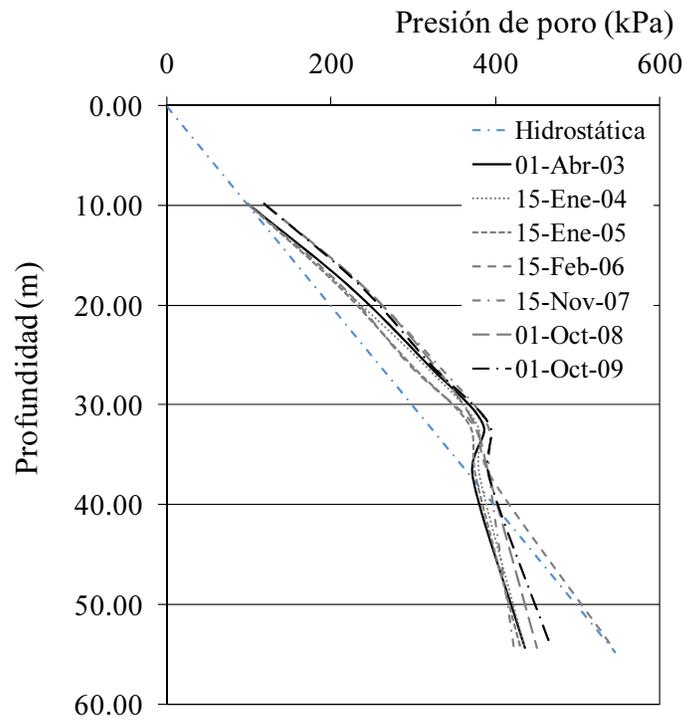


Figura 4.19 Estación piezométrica EP-8

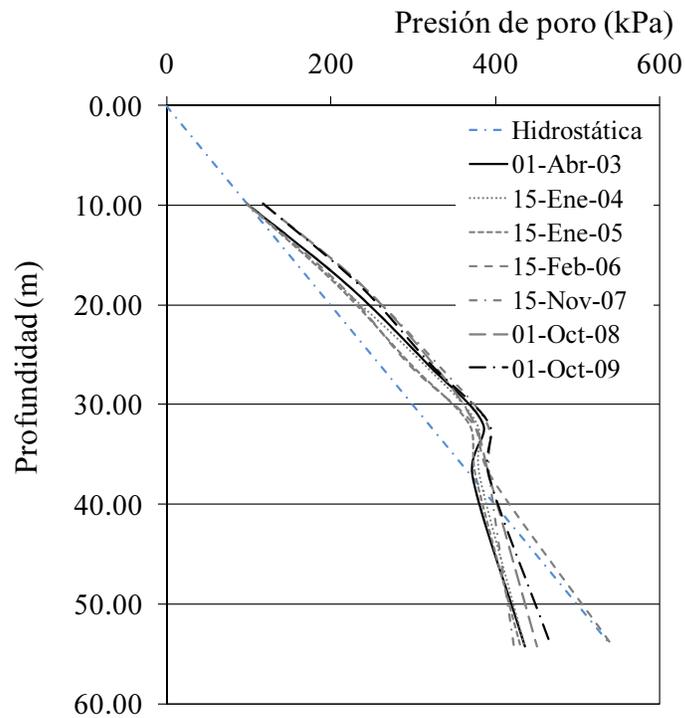


Figura 4.20 Estación piezométrica EP-9

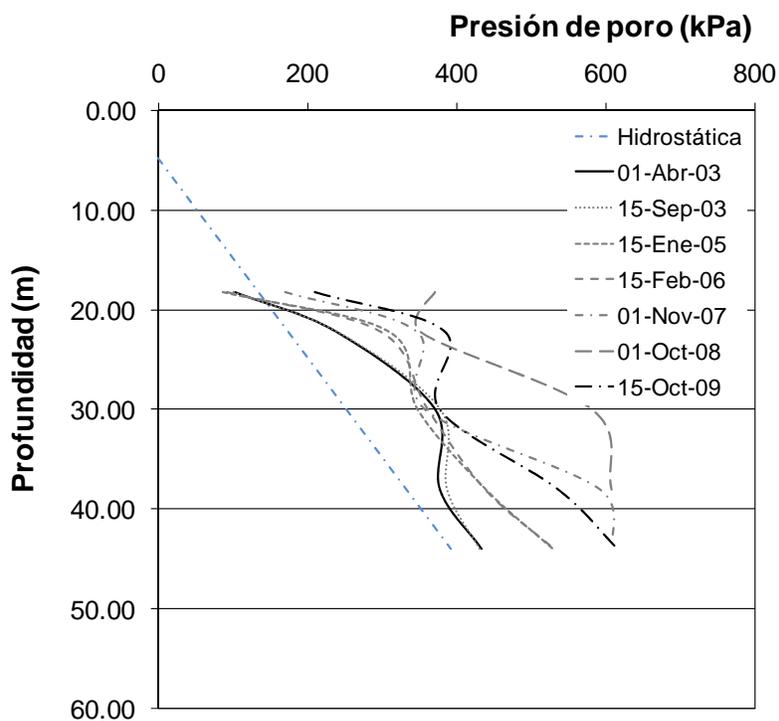


Figura 4.21 Estación piezométrica EP-10

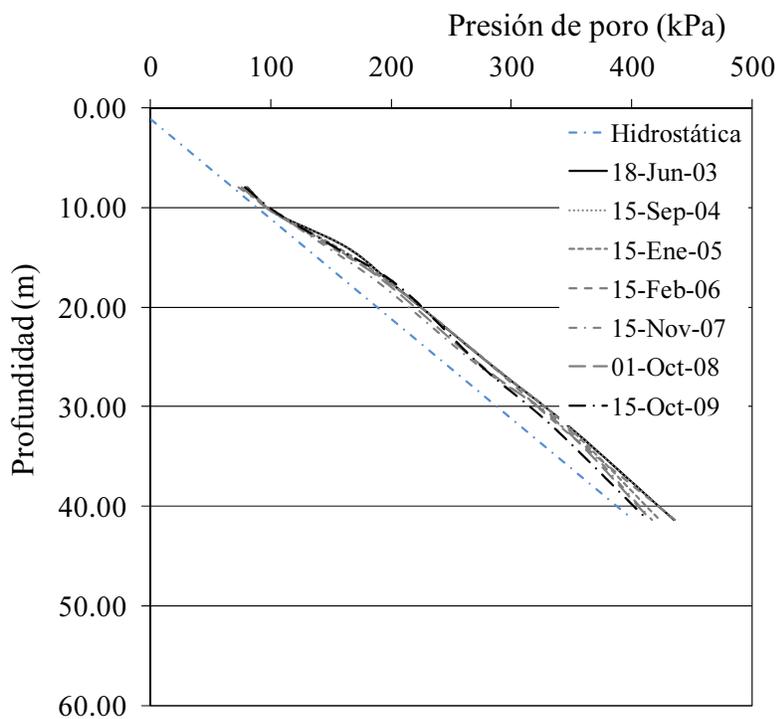


Figura 4.22 Estación piezométrica EP-11

4.3.2. Asentamientos por consolidación registrados en el relleno

Se procesó toda la información existente de las campañas de instrumentación desde enero de 2003 hasta junio de 2008, específicamente la información de los bancos de nivel superficiales, profundos y flotantes, así como de los bancos de nivel maestro de las once estaciones. Con esta información se calculó el asentamiento total de cada banco de nivel.

En la Figura 4.23 se observan los asentamientos superficiales en la IV Etapa de Bordo Poniente; el mayor asentamiento se presenta al suroeste del relleno en donde alcanza 2.2 m entre enero de 2003 y junio de 2008. Esto se debe a que en esta zona el relleno es de mayor altura y el suelo es más compresible. En la zona de la prueba de carga el valor del asentamiento medido en superficie es de 1.90 m para el mismo periodo de tiempo, el cual incluye el asentamiento debido a la carga de los residuos dispuestos y el correspondiente al hundimiento regional.

4.3.3. Asentamientos por hundimiento regional

Calcular los asentamientos por hundimiento regional permite estimar aproximadamente el efecto del bombeo del acuífero subyacente en los asentamientos medidos en el relleno sanitario. Esta información es útil porque permite diferenciar la magnitud de los asentamientos debidos únicamente a la operación del relleno sanitario extractando los inducidos por el hundimiento regional. Los efectos de la secuencia del llenado de las celdas también se evidencian con los resultados de este análisis.

El efecto del hundimiento regional medido en campo se determinó mediante dos bancos maestros cercanos al bordo poniente (B.N.M.01 y B.N.M.02), los cuales registraron un asentamiento de 1.8 m entre enero de 2003 y junio de 2008, lo que representa una velocidad de hundimiento de 0.33 m/año. El comportamiento de estos bancos de nivel no está influenciado por el relleno sanitario. El hundimiento medido se verificó con bancos de nivel cercanos, cuyos datos fueron suministrados por el Laboratorio de Geoinformática del Instituto de Ingeniería (B(N01E06)07, M(N01E07)01, M(N01E07)02, M(N01E07)03, M(N01E07)04, M(N01E07)05).

Para calcular los asentamientos por hundimiento regional en la zona se utilizó un modelo viscoelastoplástico de consolidación. Este permite estimar los cambios de presión de poro y los asentamientos a futuro debidos al proceso de hundimiento regional. Consiste en un modelo de consolidación unidimensional que supera algunas de las limitaciones de la teoría de Terzaghi. Se considera que la deformación del suelo es la suma de una componente elástica y otra viscoplástica (Yin y Graham, 1994, 1996). Las ecuaciones diferenciales que describen el modelo se presentan a continuación. En la metodología empleada las ecuaciones se integran numéricamente con el método de las diferencias finitas (Ossa, 2004):

$$c_{ve} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{m_{ve}} g(u, \varepsilon_z) \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_z}{\partial t} = -m_{ve} \frac{\partial u}{\partial t} + g(u, \varepsilon_z) \quad (4.2)$$

En donde c_{ve} es el coeficiente de consolidación y m_{ve} el coeficiente de compresibilidad volumétrica. Estos están asociados a la parte elástica del comportamiento. El término $g(u, \varepsilon_z)$ es la función que representa el comportamiento plástico-viscoso del suelo:

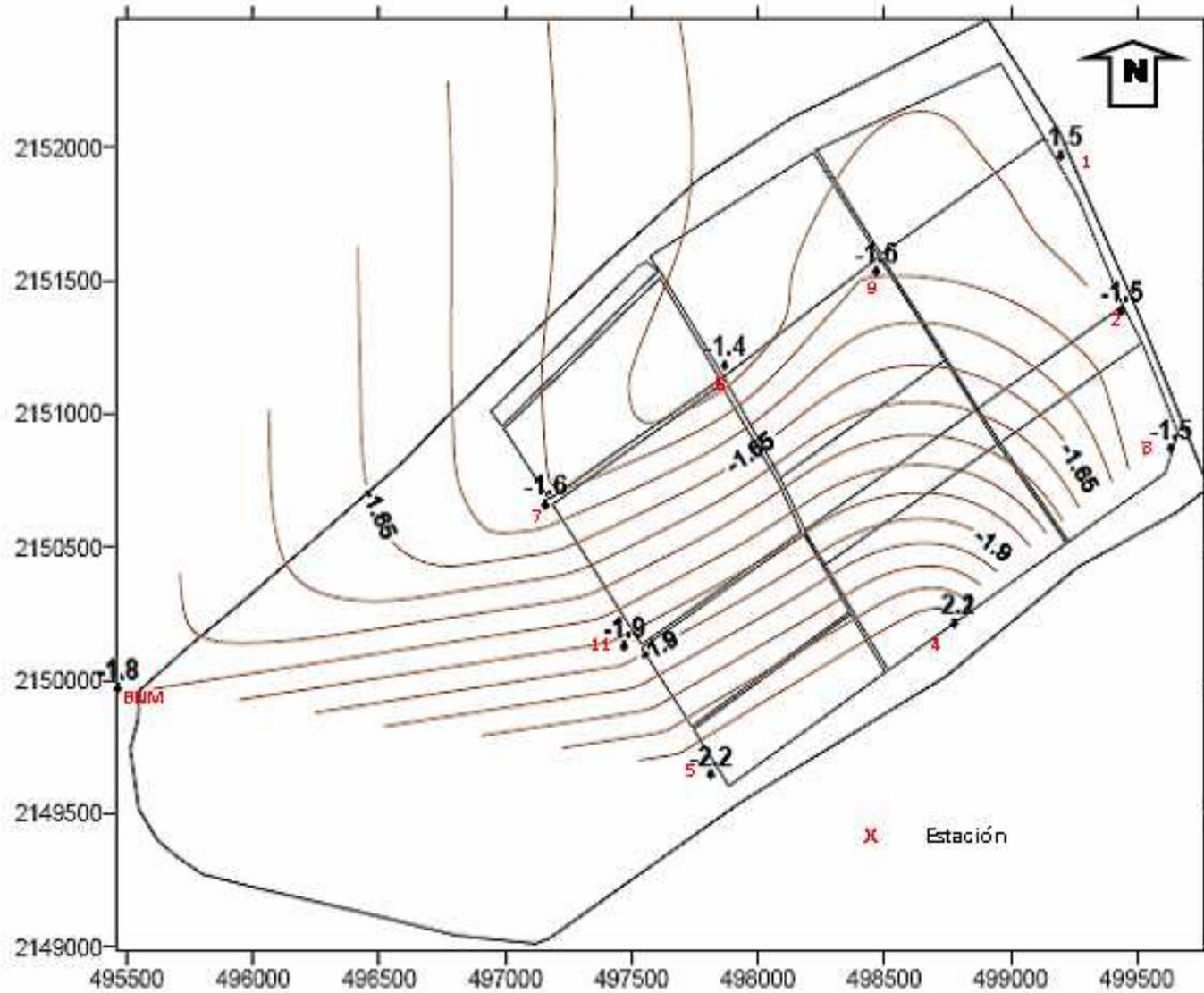


Figura 4.23 Asentamientos superficiales medidos en el Bordo Poniente hasta junio de 2008

$$g(u, \varepsilon_z) = \frac{\psi/v_0}{t_0} \exp \left[-(\varepsilon_z - \varepsilon_{z0}^{vp}) \frac{v_0}{\psi} \right] \left(\frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} \right)^{\frac{\lambda}{\psi}} \quad (4.3)$$

En donde, $c_{ve} = k/(m_{ve}\gamma_w)$; $m_{ve} = \partial\varepsilon_z/\partial\sigma'_z$ igual a $(\kappa/v_0)/(\sigma'_z)$; $\psi/v_0 = C_{\alpha\varepsilon}/2.3$, donde $C_{\alpha\varepsilon}$ es la pendiente de la curva Logaritmo del tiempo vs deformación unitaria que resulta de la prueba de consolidación.

Una vez que se calculan los valores futuros de la distribución y presiones de poro por el modelo viscoelastoplástico, se determinan los asentamientos que se inducirán en el subsuelo mediante la Ecuación 4.4.

$$\delta(t) = \sum m_{vi} \Delta u_i(t) h_i(t) \quad (4.4)$$

En donde $\Delta u_i(t)$ son los valores medios del decremento de presión de poro en el tiempo t después del año inicial de referencia en un estrato de suelo de espesor $h_i(t)$. Los valores del módulo de compresibilidad volumétrica m_v , se obtienen de manera indirecta a partir de la resistencia en la punta q_c de las pruebas de cono eléctrico (Alanís-González, 1989).

En la Figura 4.24 se observa el resultado de este análisis. El hundimiento regional no es homogéneo en la zona del relleno lo cual se atribuye a que la historia de los esfuerzos es diferente, entre otras causas, por la secuencia de operación del relleno. Durante el llenado de las celdas la aplicación de las cargas no es homogénea, lo que induce diferentes grados de consolidación. Además, el proceso de consolidación debido a la carga hace que el efecto del hundimiento regional sea menor que en el campo libre. El asentamiento superficial máximo debido solamente a la carga aplicada por el relleno de residuos sólidos es del orden de 1.3 m. Se carece de información de otros bancos de nivel maestro instalados sobre el lago de Texcoco que ayuden a verificar estos resultados.

4.4. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA

4.4.1. Análisis preliminares

El terraplén de prueba se diseñó para que fallara durante la aplicación de carga y la condición de falla se estimó usando la fórmula de Prandtl (1921) que se presenta a continuación. Esta fórmula supone una superficie de falla de forma de espiral logarítmica con centro en borde exterior de la zona cargada:

$$q_d = N_c c \quad (4.5)$$

En donde q_d es la capacidad de carga por unidad de área, c es la resistencia a la cohesión del suelo y N_c (Ecuación 4.6) es el factor de capacidad de carga que para suelos granulares depende del ángulo de fricción interna del suelo, ϕ .

$$N_c = \cot \phi \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (4.6)$$

Si se coloca una sobrecarga uniformemente distribuida en la superficie del terreno, la capacidad de carga se incrementa en una cantidad $N_q q$, en donde N_q se expresa de la siguiente manera:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.7)$$

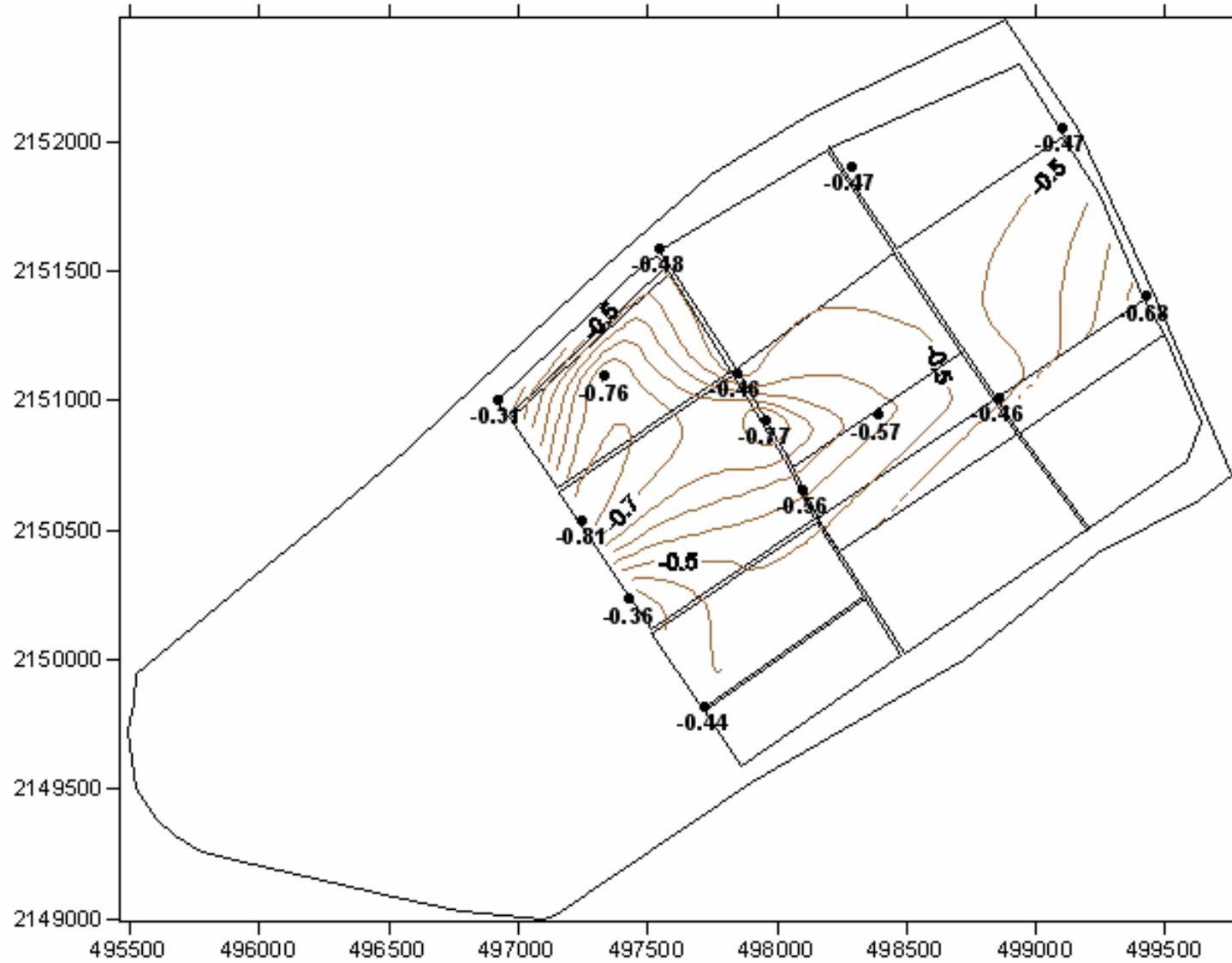


Figura 4.24 Asentamientos superficiales por hundimiento regional calculados entre los años 2003 y 2008

y N_c se expresa cómo:

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) \quad (4.8)$$

En suelos cohesivos la superficie de falla toma la forma de un arco de circunferencia. N_c y N_q toman valores de $(2+\pi)$ y 1.0, respectivamente. La capacidad de carga se estima usando la siguiente ecuación:

$$q_d = (\pi + 2)c \quad (4.9)$$

En los estudios realizados por TGC Geotecnia (Contreras *et al.*, 2000) se encontraron valores de capacidad de carga del suelo en laboratorio de 102.8 kPa y con pruebas de penetración con cono eléctrico de 138.8 kPa. Si se considera que la carga aplicada por el relleno y la prueba de carga es de 149.5 kPa, los factores de seguridad resultantes son inferiores a 1.0, lo que indica la falla. En la Figura 4.25 se presenta un esquema del análisis para la prueba de carga.

También se hicieron verificaciones de la estabilidad de la zona de carga con el método de equilibrio límite y modelaciones en elemento finito bidimensional bajo carga instantánea.

En los análisis de equilibrio límite se usaron parámetros no drenados del suelo y diferentes metodologías en las que se destacan: Bishop, Jambu, Morgenstern-Price, Ordinary/Fellenius y Spencer (Suarez-Díaz, 1998) las cuales utilizan información sobre la resistencia del suelo pero no consideran la relación esfuerzo-deformación. Estos métodos, excepto el de Fellenius, dividen el medio en dovelas y asumen distintas superficies de falla. Para el cálculo se satisfacen las relaciones de equilibrio de fuerzas o de momentos considerando que en la superficie de falla la fuerza actuante es igual a la fuerza resistente en el momento de la falla.

El uso de equilibrio límite para el análisis del relleno sanitario se usó como una herramienta para identificar otra superficie de falla cinemáticamente admisible, la cual difiere de la supuesta por Prandtl.

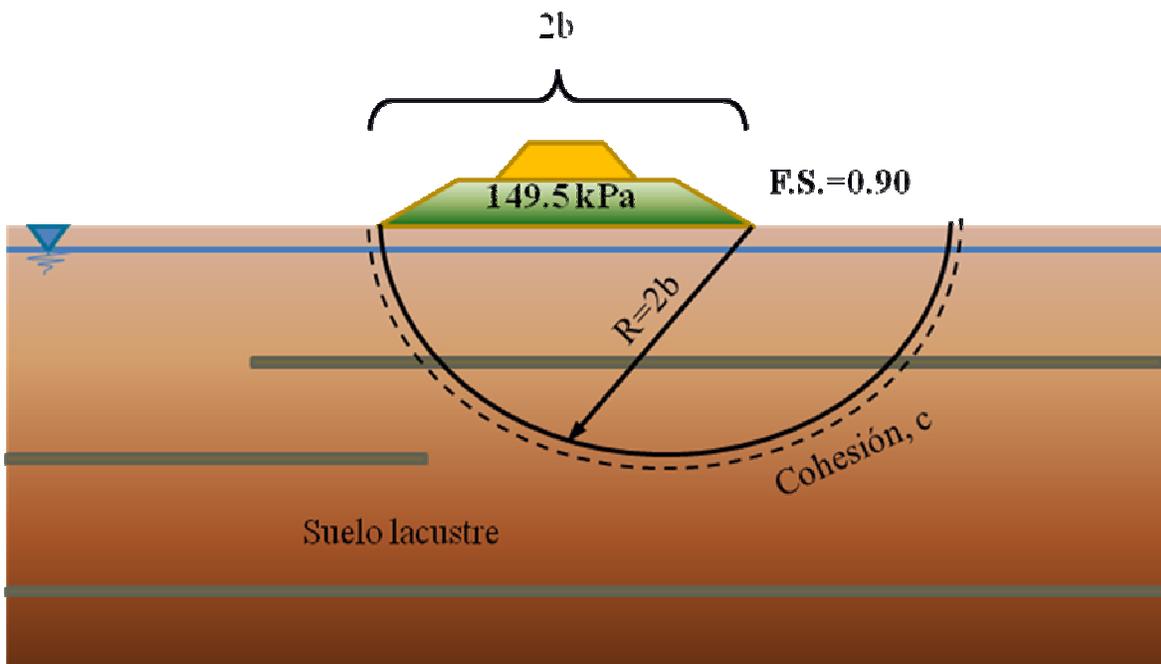


Figura 4.25 Esquema de la aplicación de la fórmula de Prandtl

En las Figuras 4.26 y 4.27 se observa los resultados de los análisis de equilibrio límite en los cuales se obtuvieron factores de seguridad por medio del método de Jambu. La Tabla 4.1 muestra los factores de seguridad calculados por distintos métodos. El factor de seguridad obtenido es precario, presentándose falla a través del suelo de desplante que afecta las zonas aledañas al relleno que se localicen a distancias menores de 45 m del pie del talud. En estos análisis se consideró la geomembrana que se colocó como separación entre los residuos y el suelo de desplante. Al considerar la endentación del relleno (Figura 4.26) no se observó variación en los factores de seguridad obtenidos.

Una conclusión de estos análisis es que para el caso de la IV Etapa de Bordo Poniente, el utilizar un modelo con una geometría más detallada no tiene repercusiones en el resultado del factor de seguridad.

También se analizó la condición de falla profunda. Como se observa en la Figura 4.28 este tipo de falla no es posible debido a que el espesor de arcilla lacustre es apenas de 60m.

Con respecto a los análisis de elemento finito, Cabrera-Velázquez (2009) comprobó con un modelo bidimensional, con parámetros no drenados y carga instantánea, que la prueba de carga llegaba a la falla. En la Figura 4.29 se observa el diagrama de isovalores de desplazamientos totales obtenida en esos análisis.

Tabla 4.1 Factores de seguridad de la prueba calculados bajo carga instantánea por diferentes métodos

Tipo de análisis	Bishop simplificado	Morgenstern-Price	Jambu	Ordinary/Fellenius	Spenser
Análisis sin endentación	0.955	0.954	0.992	0.813	0.961
Análisis con endentación	0.892	0.894	0.933	0.778	0.900

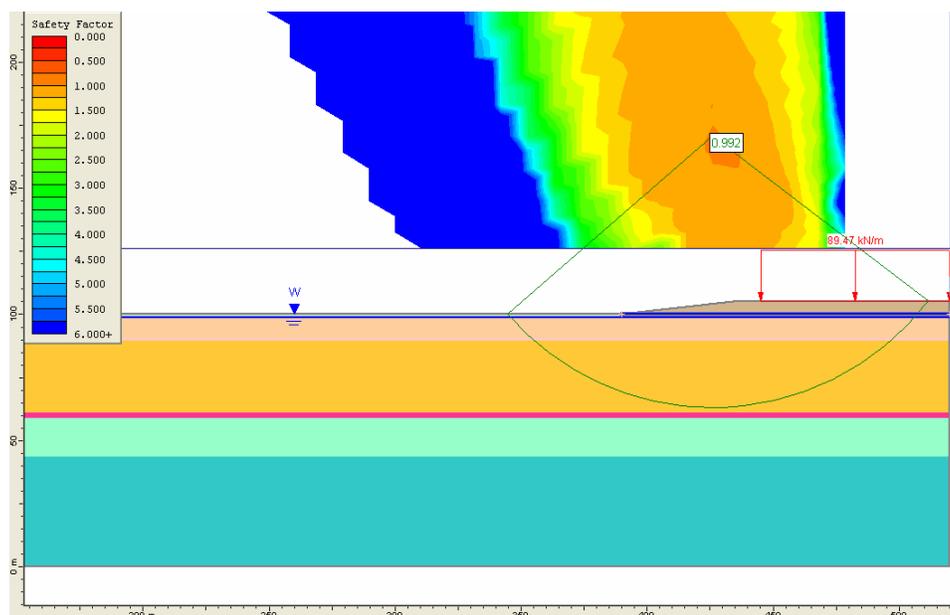


Figura 4.26 Cálculo del factor de seguridad de la prueba bajo carga instantánea considerando una geomembrana de separación

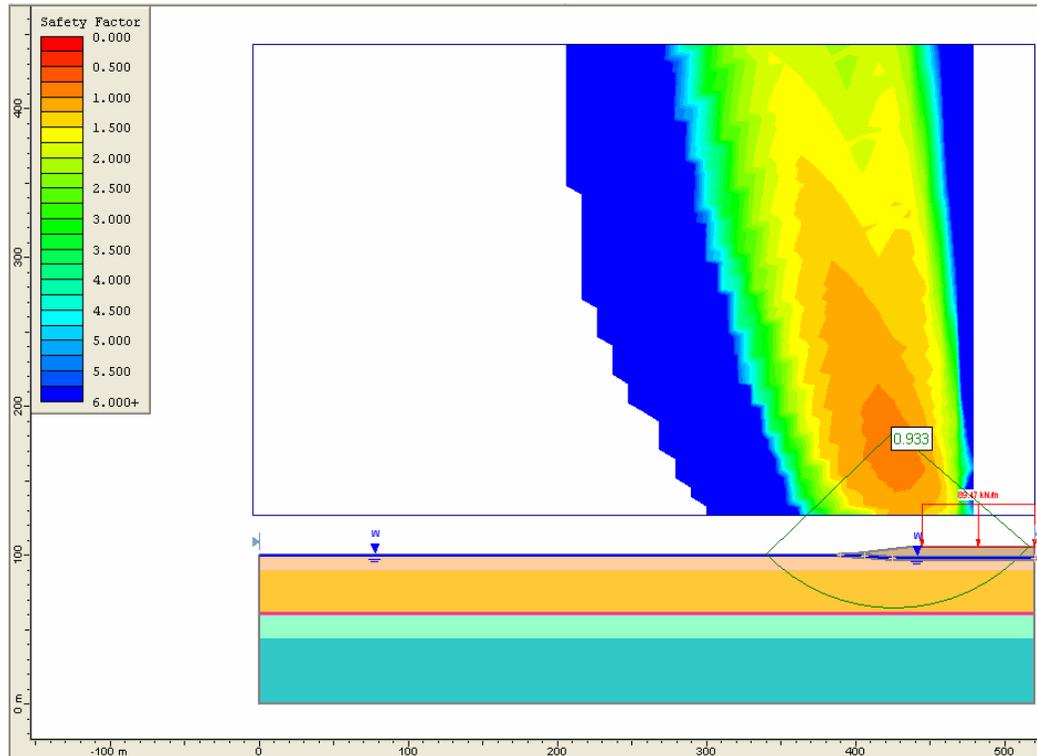


Figura 4.27 Cálculo del factor de seguridad de la prueba bajo carga instantánea considerando la geomembrana de separación y la endentación del relleno de residuos sólidos

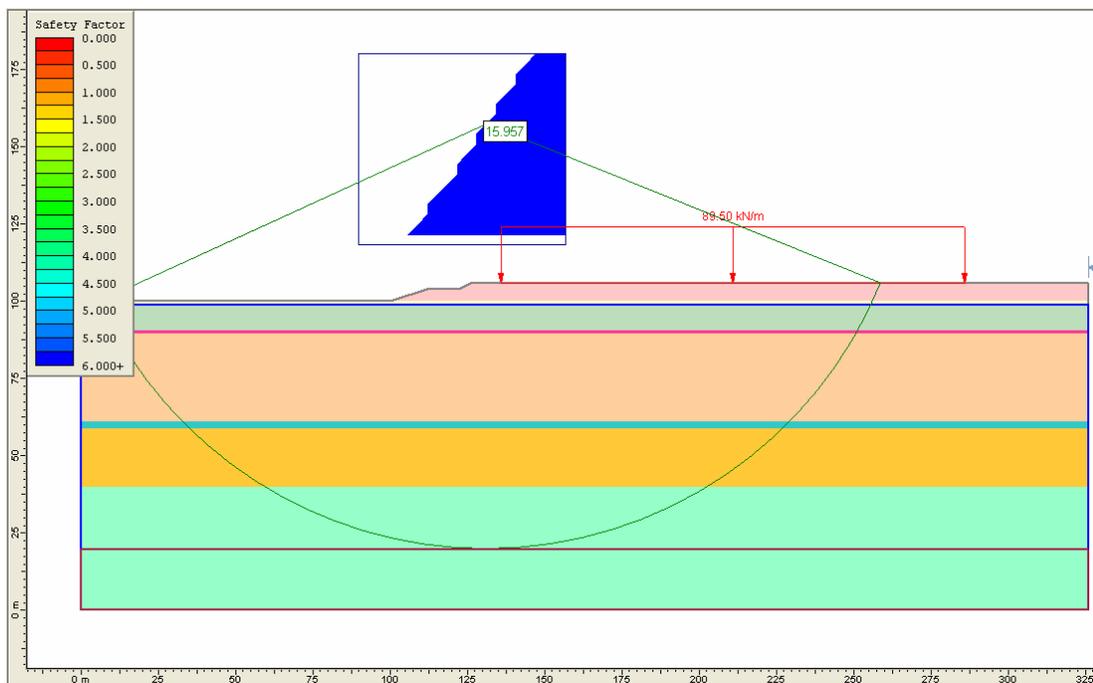


Figura 4.28 Análisis para una superficie de falla profunda

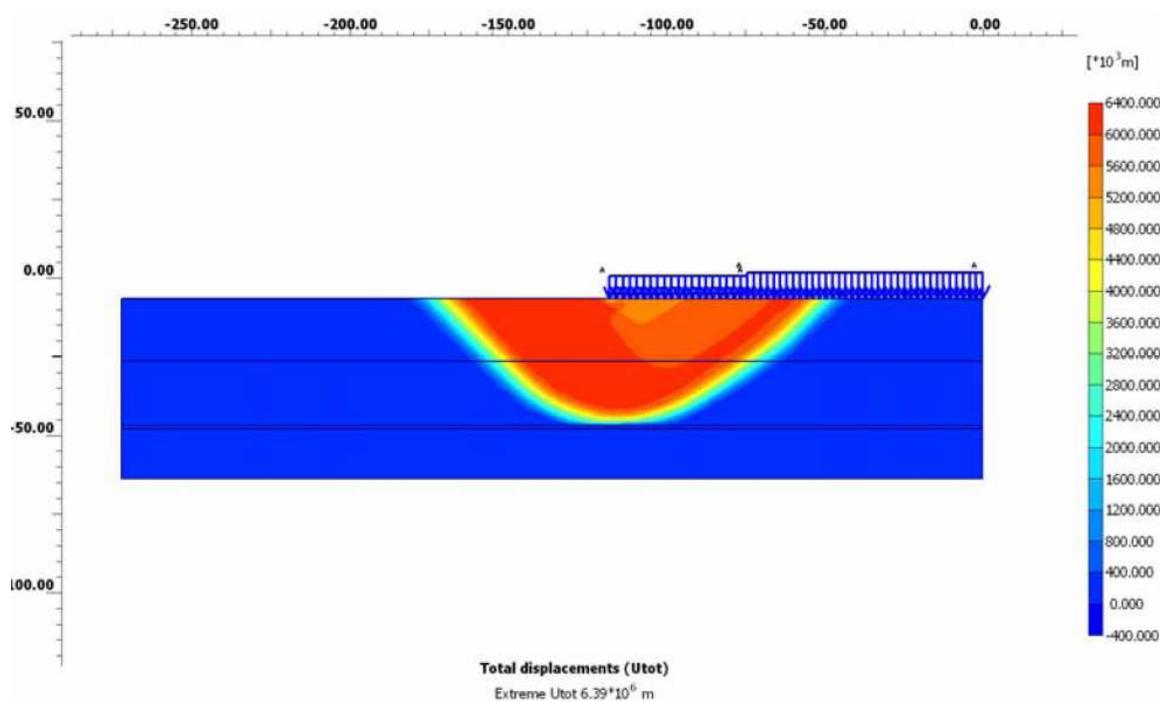


Figura 4.29 Análisis en elemento finito bajo carga instantánea (Cabrera-Velázquez, 2009)

4.4.2. Comportamiento observado en campo

Desplazamientos horizontales

La medición de los desplazamientos horizontales durante la prueba de carga se realizó mediante los cuatro inclinómetros que se localizan cerca de la estación piezométrica EP-11 (Figura 4.9).

El inclinómetro I-1 (Figuras 4.30) registró en la etapa No. 8 un desplazamiento hacia fuera del relleno de 0.49 m. La tasa de desplazamiento aumenta con el incremento del esfuerzo vertical aplicado y a profundidades mayores de 20 m el desplazamiento disminuye como se observa en la Figura 4.31.

En el inclinómetro I-2 (Figura 4.32) 28 m más alejado de la prueba de carga, se observa una reducción de los desplazamiento del 28%. Al igual que en inclinómetro I-1, la tasa de desplazamiento aumenta con el incremento del esfuerzo vertical (Figura 4.33). A una profundidad de 15 m se presenta disminución del desplazamiento.

El Inclinómetro I-3 (Figuras 4.34 y 4.35) que se localiza 50 m a la derecha del I-1, muestra desplazamientos de 0.63 m, mayores que en los inclinómetros anteriores que están hacia el centro de la prueba de carga. Con respecto a las tasas de desplazamiento, el comportamiento es similar al de los otros inclinómetros.

Las Figuras 4.36 y 4.37 muestran los desplazamientos horizontales medidos en el Inclinómetro I-4 que se localiza 50 m a la izquierda del inclinómetro I-1. Los desplazamientos registrados en el inclinómetro I-4 son de 0.76m, mayores que los registrados en el I-1 y el Inclinómetro I-3. En la primera etapa, a diferencia de los otros inclinómetros, el desplazamiento se presentó hacia la prueba de carga y no hacia afuera de esta. En este inclinómetro también se observa que la tasa de desplazamiento relativo aumenta con el incremento del esfuerzo vertical.

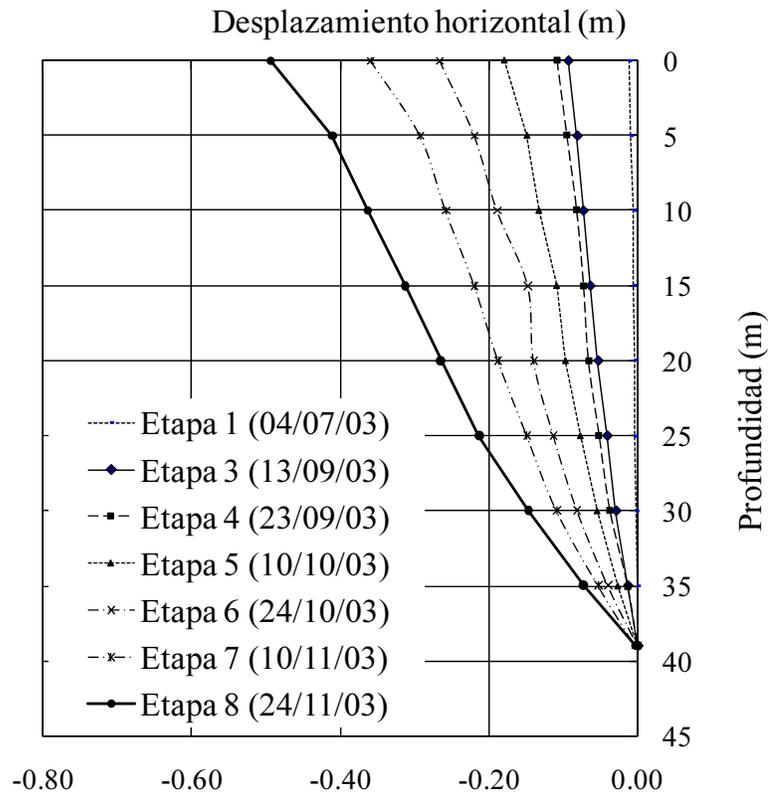


Figura 4.30 Comportamiento de los inclinómetros I-1 durante la prueba de carga

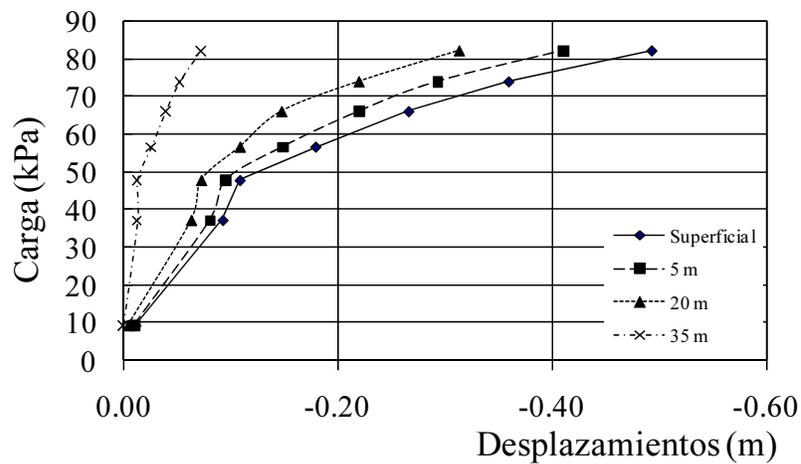


Figura 4.31 Carga contra desplazamiento a diferentes profundidades para el inclinómetro I-1

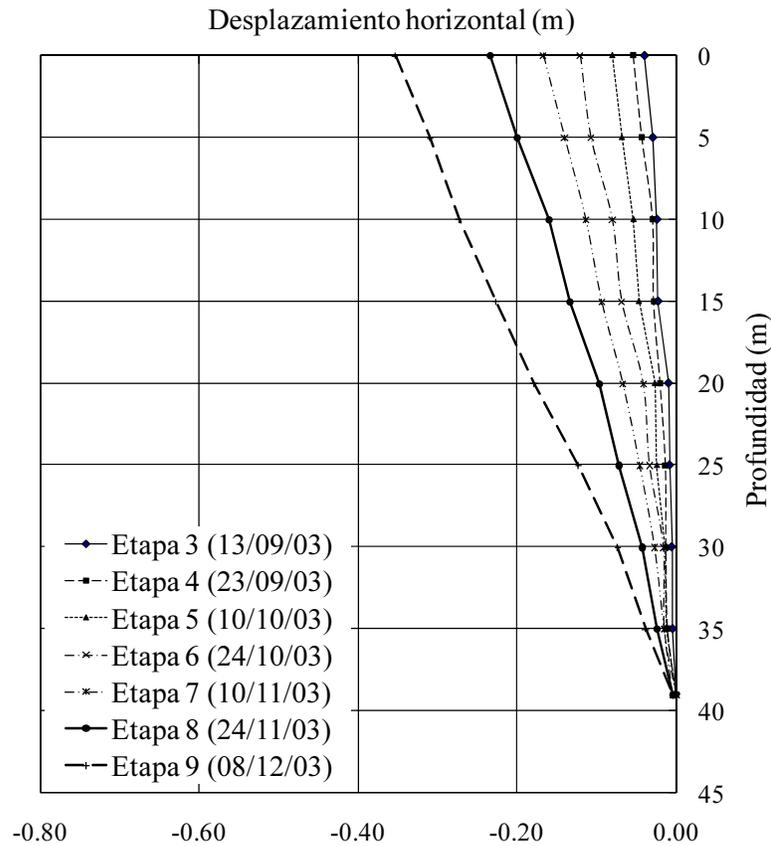


Figura 4.32 Comportamiento de los inclinómetros I-2 durante la prueba de carga

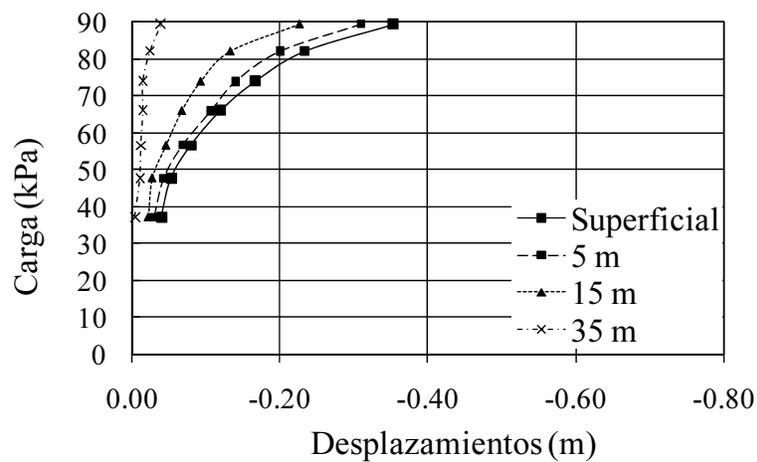


Figura 4.33 Carga contra desplazamiento a diferentes profundidades para el inclinómetro I-2

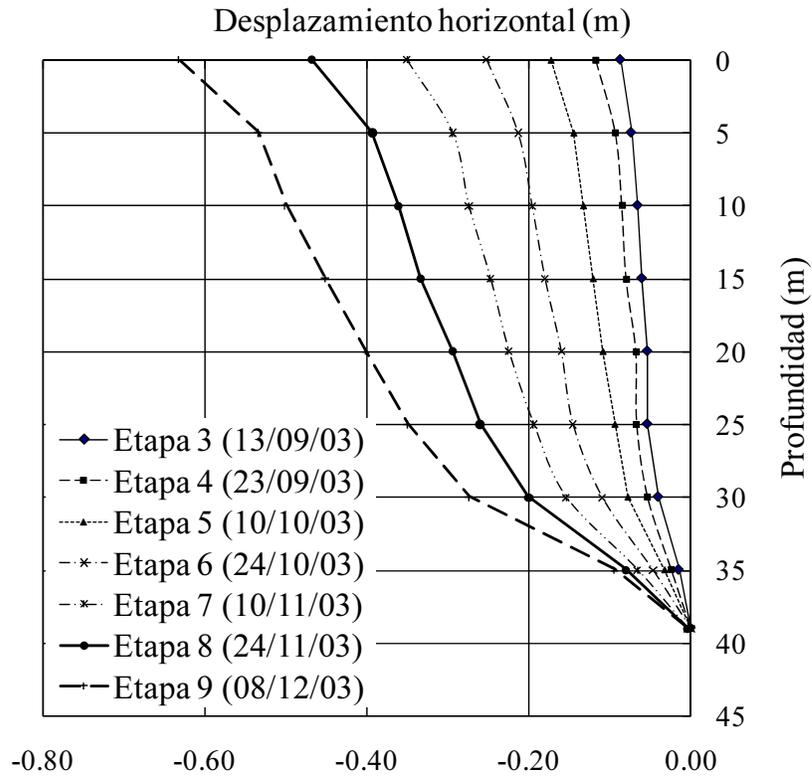


Figura 4.34 Comportamiento de los inclinómetros I-3 durante la prueba de carga

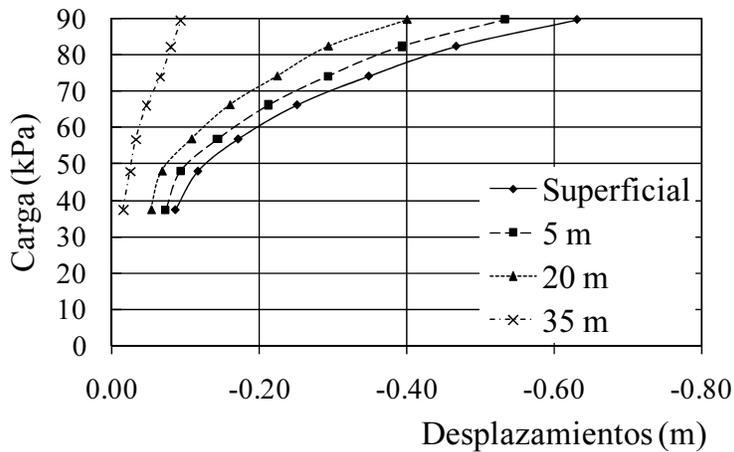


Figura 4.35 Carga contra desplazamiento a diferentes profundidades para el inclinómetro I-3

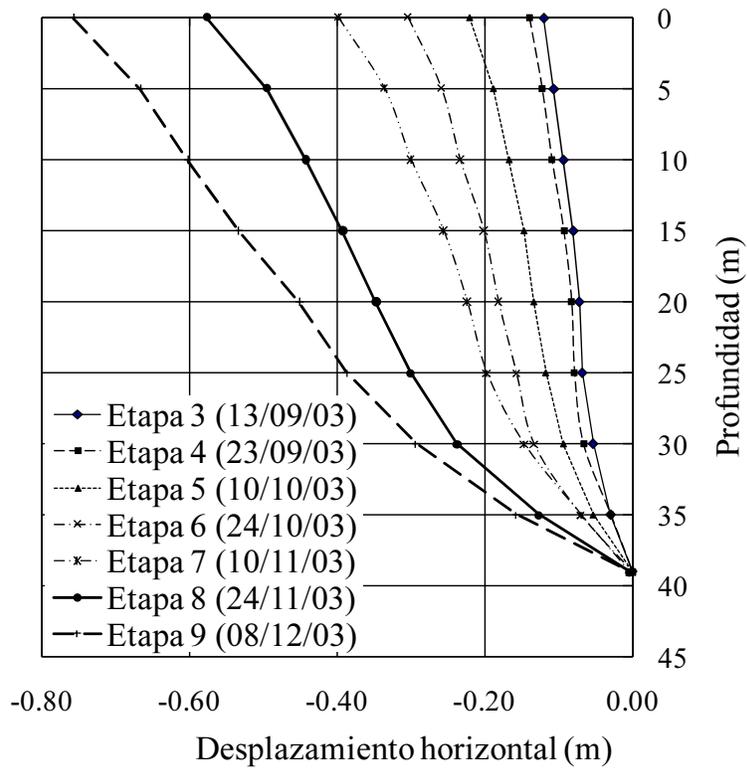


Figura 4.36 Comportamiento de los inclinómetros I-4 durante la prueba de carga

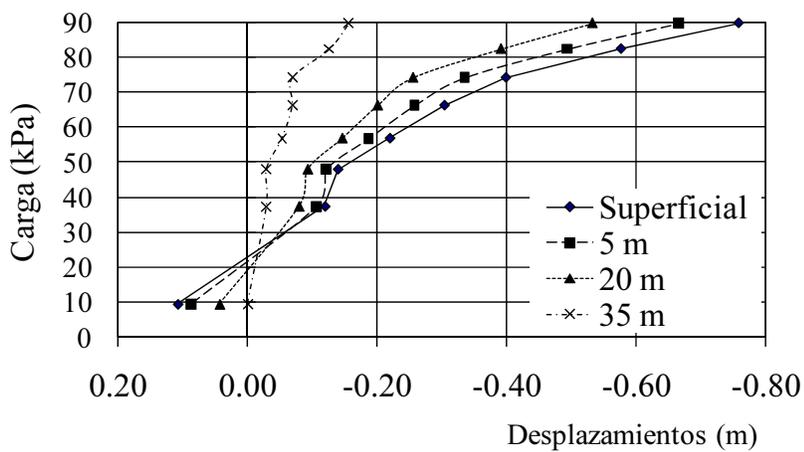


Figura 4.37 Carga contra desplazamiento a diferentes profundidades para el inclinómetro I-4

En general los desplazamientos medidos en la prueba de carga son mayores en los extremos de la prueba que en el centro y ocurren hacia afuera de la prueba de carga. Además, la tasa de desplazamiento aumenta con la aplicación de la carga.

Presiones de poro

En la Figura 4.38 se observa el comportamiento de las presiones de poro durante la prueba de carga. Las mayores presiones de poro se registraron durante la etapa siete de la prueba y luego se observó lenta disipación de estas que persiste en las mediciones posteriores como se constata en la medición de octubre de 2009, 71 meses después de realizada la prueba.

El efecto de la geomembrana no puede apreciarse puesto que las mediciones se realizaron por fuera de la zona impermeabilizada. Aunque la frontera superior permite el drenaje, el comportamiento de las presiones de poros muestra la influencia de la zona cargada.

Se espera que bajo la prueba de carga las presiones de poro sean mayores en el contacto con la geomembrana. Este efecto no se pudo medir en campo, ya que no se permitió la instalación de piezómetros debajo de las celdas de residuos para evitar la rotura de la geomembrana.

Desplazamientos medidos con líneas de colimación

Los desplazamientos verticales se midieron con líneas de colimación que se instalaron a 85 m de la prueba de carga.

Con respecto a las mediciones topográficas de estas líneas, los distintos reportes de instrumentación (Cabrera-Velázquez, 2009) muestran que en general durante las primeras cuatro etapas de la prueba se presentó asentamiento en las cuatro líneas y al final de la prueba (etapas 5 a 9) se observaron expansiones del orden de 0.2 m.

Con respecto a los desplazamientos horizontales, la línea de colimación LC-1 presenta movimientos horizontales hacia afuera del área cargada. La deformación horizontal máxima, a 85 m de la prueba de carga, es de 0.36 m hacia el centro de la misma y se observa más desplazamiento en el costado derecho que en el izquierdo.

La línea de colimación LC-2 muestra desplazamientos superficiales máximos al final de la prueba de 0.17 m hacia el centro de la prueba. En los costados el desplazamiento es mayor hacia el costado izquierdo del área cargada como se reportó en el Inclinómetro I-4.

Las líneas de colimación LC-3 y LC-4, mostraron un comportamiento similar al anterior, con desplazamientos horizontales máximos de 0.17 y 0.20 m, respectivamente.

En general, durante las primeras tres etapas los desplazamientos horizontales medidos en las Líneas de colimación se presentaron hacia la zona cargada y en las demás etapas los movimientos se observan hacia afuera del área cargada, con mayores valores hacia el centro de la misma. Se esperaba que en todas las etapas de la prueba de carga los desplazamientos horizontales fueran hacia fuera del talud lo que pone de manifiesto defectos en la instalación de estos instrumentos.

Por otra parte, el comportamiento de las Líneas hace notar que la deformabilidad del terreno no es homogénea en el área de la prueba y que el comportamiento de estas parece estar afectado por otros factores externos, entre ellos el hundimiento regional.

Otras observaciones durante la prueba

Después de la prueba de carga se observaron agrietamientos encima del material de cobertura y del terraplén de prueba, los cuales se pueden observar en la Figura 4.39. Las fisuras más importantes están en el centro del área carga y en los taludes del terraplén de residuos. Estas se deben al cambio de rigidez de los materiales colocados a nivel superficial (Cabrera-Velázquez, 2009) y aparentemente no corresponden a una falla generalizada de la zona cargada debido a la magnitud de las deformaciones registradas con la instrumentación. Se debe señalar que debido al efecto de la compactación de las capas de material terreo sobre el relleno de residuos, se genera una compresión de la basura generando asentamientos del terraplén de prueba que no se midieron en campo y que podrían generar el patrón de fisuras observado.

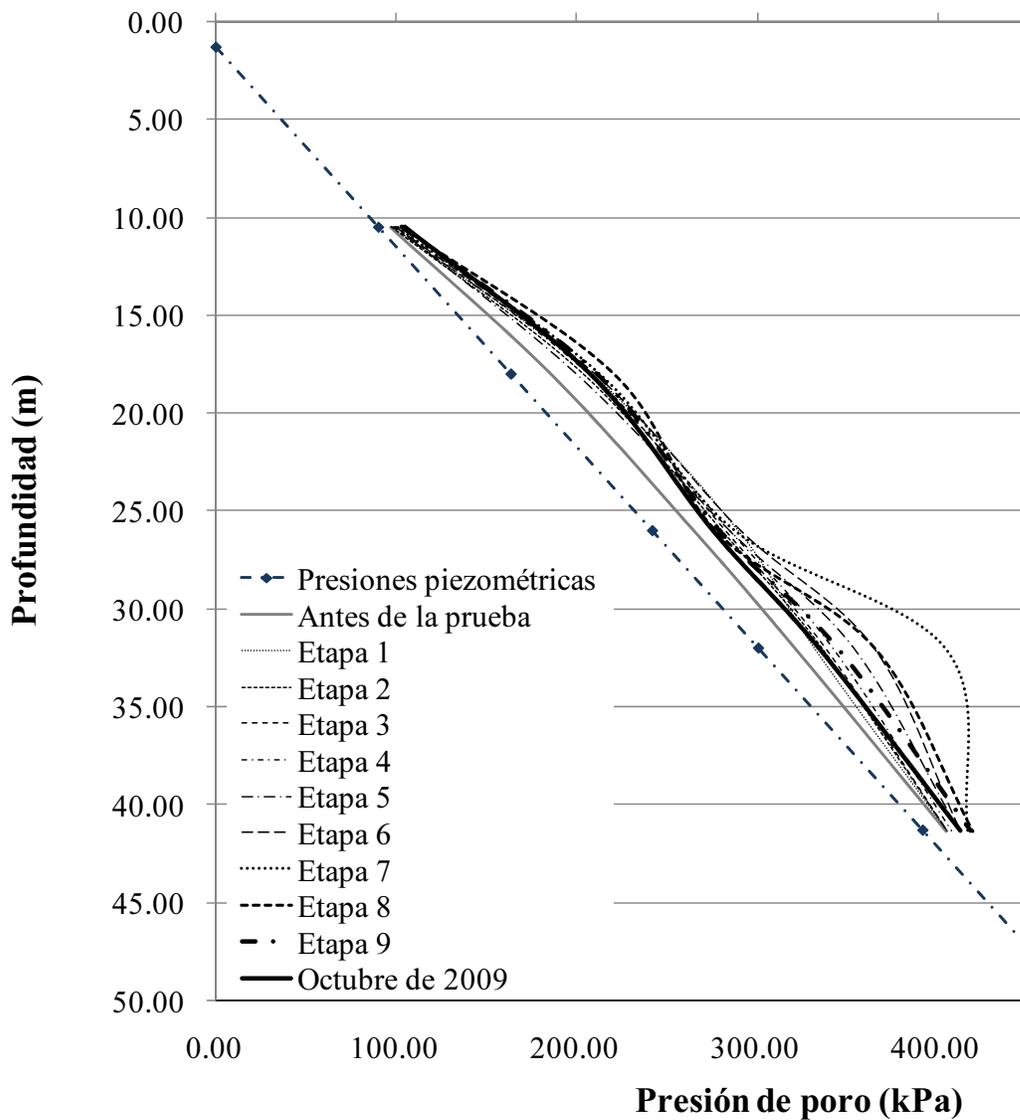


Figura 4.38 Presiones de poro medida en la EP-11 durante la prueba de carga

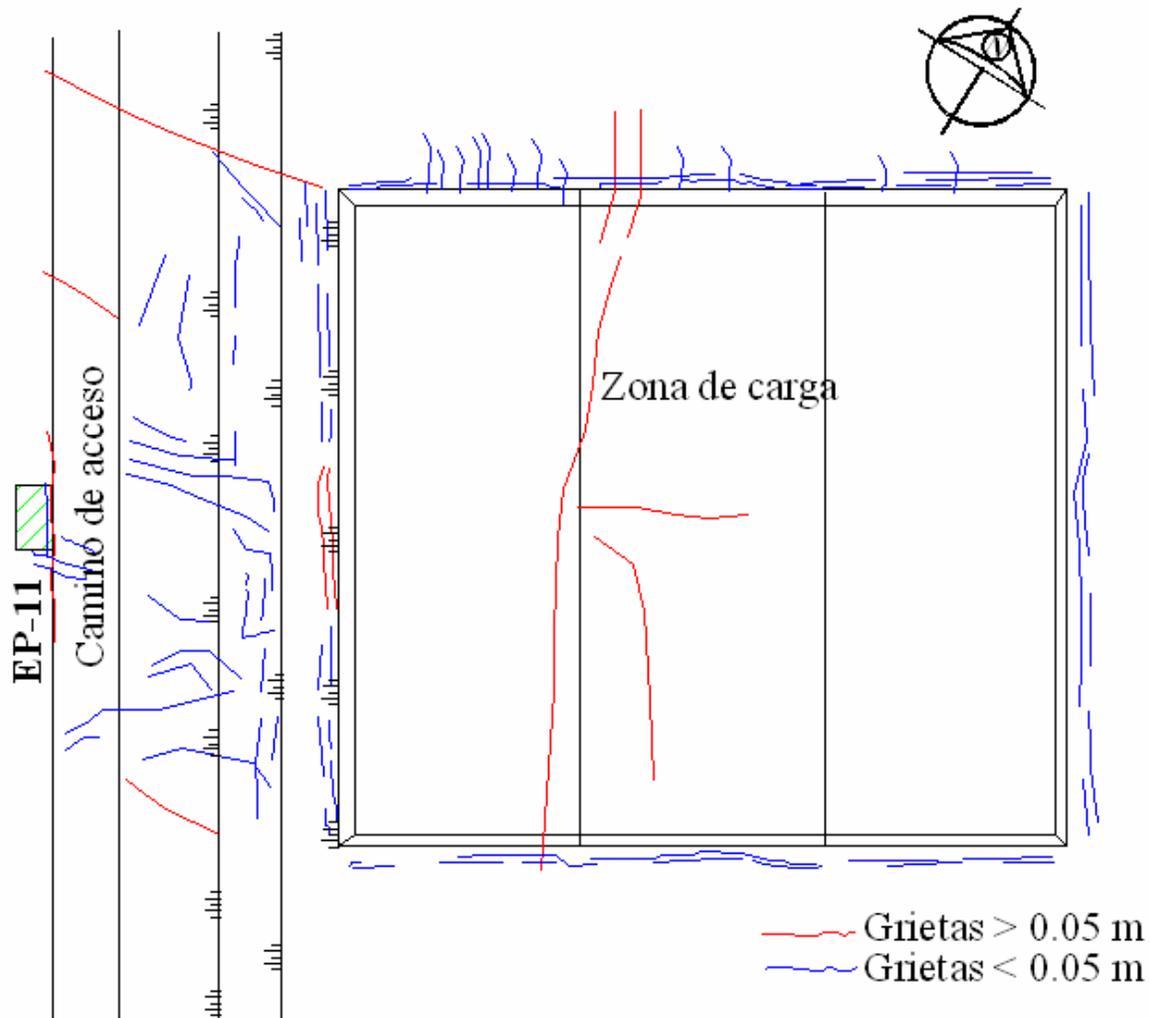


Figura 4.39 Agrietamientos observados después de la prueba de carga debidas al punzonamiento de la basura (Cabrera-Velázquez, 2009)

4.5. COMENTARIOS SOBRE LA INSTRUMENTACIÓN ESTÁTICA

La instrumentación estática presenta varios limitantes ya que se instaló después de la colocación de la geomembrana en sitios permitidos para ello. Los piezómetros se instalaron en la periferia del relleno, lo cual no permite conocer en campo cual es el orden de magnitud de las presiones de poro por debajo del terraplén de residuos.

Por otra parte, la profundidad de los inclinómetros no abarca el espesor total del suelo lacustre. Las deformaciones de la Formación Arcillosa Inferior podrían afectar la verticalidad del inclinómetro en el caso que se presente una ligera inclinación del mismo o producir reptación de la tubería. La inclinación de un inclinómetro de pocos grados puede causar errores sistemáticos en las mediciones para inclinaciones menores a un grado, puesto que la tolerancia del equipo es de 0.25° (Mikkelsen, 2003).

Una de las maneras de verificar que un inclinómetro se encuentra bien instalado y con un empotramiento suficiente, es que se observe claramente que varias lecturas tomadas en la zona de fijación de la tubería no registren movimiento. En los inclinómetros instalados en la prueba de carga no se presenta esto.

Los inclinómetros mostraron magnitudes de desplazamientos de hasta 0.76 m, que son tolerables por la tubería de aluminio utilizada y a pesar del poco empotramiento no se presentan errores de sesgo en las lecturas. Sin embargo, Los movimientos registrados en los inclinómetros muestran mayor deformación en los costados de la prueba. Las líneas de colimación muestran una distribución de los desplazamientos mayor hacia el centro del área cargada, como se esperaba en teoría. Esto hace notar que hay una falta de empotramiento en las base de los inclinómetros y errores en las mediciones de los inclinómetros I-3 e I-4 debidos a la rotación y/o reptación de la tubería mayores a 0.20 m.

Hubiera sido deseable tener lecturas de presiones de poro a mayor profundidad en el piezómetro instalado en la prueba de carga, así como instalar piezómetros debajo de la prueba de carga. A pesar de esto, la información obtenida en campo proporciona una idea del orden de magnitud de los excesos de presión de poro generados por la carga.

Pruebas de carga de este tipo podrían ser utilizadas para el estudio de la compresión de los residuos sólidos si se instalan transductores de deformación a diferentes profundidades del relleno de residuos de manera que se puedan aislar los desplazamientos entre capas y las del suelo natural.

La instrumentación geotécnica en rellenos sanitarios aún no está normada. Cuando los rellenos se construyen en zonas de ladera se monitorean con controles topográficos y casos extremos de peligro de deslizamiento se recurre a la instalación de extensómetros en superficie e inclinómetros a través de la masa de residuos. En rellenos sanitarios sobre suelos blandos, la utilización de instrumentación geotécnica es más que deseable, en especial para controlar la respuesta del suelo en presiones de poro y deformaciones durante el llenado de las celdas.

4.6. COMPORTAMIENTO SÍSMICO OBSERVADO EN CAMPO

Además de la instrumentación estática instalada en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente, se instalaron tres Estaciones de Registro Sísmico ERS con acelerógrafos superficiales y de pozo. El objetivo de instalar acelerómetros en Bordo Poniente es registrar la respuesta sísmica de los residuos sólidos en distintos niveles del vertedero y compararlas con las mediciones de referencia efectuadas en el campo libre.

En la zona del relleno sanitario se reportaron once eventos sísmicos entre agosto de 2005 y marzo de 2009, con magnitudes entre 5.1 y 6.6. Ocho de los sismos tienen epicentros en las costas de los estados de Guerrero, Oaxaca, Michoacán y Chiapas (sismos de subducción) y tres son de tipo intraplaca con epicentro dentro de los estados de Guerrero y Puebla (Velasco *et al.*, 2007, 2008 y 2009).

A continuación se describen los trabajos realizados y luego se hace una evaluación cualitativa del comportamiento sísmico del relleno sanitario a partir del análisis de los registros acelerográficos medidos en campo.

El comportamiento dinámico de la Cuarta etapa del relleno sanitario Bordo Poniente se estudió a partir del análisis de los acelerogramas de los dos sismos de mayor intensidad, uno de intraplaca y otro de subducción. En la Tabla 4.2 se presenta la información de los sismos involucrados en este análisis.

4.6.1. Instalación de la estaciones de registro sísmico ERS

En el año 2005, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, realizó la instalación de la red de registro sísmico en la IV Etapa de Bordo Poniente. La red consiste de tres registradores digitales de alta

resolución marca Kinematics, dos modelo ETNA con tres sensores cada uno y uno modelo K2 con nueve sensores. Los registradores están fijados a la superficie dentro de cajas metálicas. Los registradores reciben información de cinco acelerómetros con tres sensores ortogonales cada uno, que se instalaron en tres puntos de medición o bases acelerográficas: dos de ellas en superficie sobre las plataformas de residuos sólidos en la zona de la prueba de carga y el tercero se instaló en campo libre para registrar la respuesta sísmica en el terreno natural: en superficie, a 40 m de profundidad en el suelo lacustre del lago de Texcoco y a 100 m en los depósitos profundos.

En dos de las bases acelerográficas se colocaron registradores de tres canales con tres sensores ortogonales cada uno. La distancia entre las bases es de 26 m sobre las dos plataformas de residuos (Figura 4.40). La tercera base se llamó de referencia porque se encuentra sobre el terreno natural a 50 m de la celda de residuos. En esta se instaló un registrador de doce canales que recibe la señal de los acelerómetros en superficie y de los otros dos de pozo.

Los sensores de pozo se instalaron en sondeos ademados a 40 y 100 m de profundidad (Figura 4.41). Los ademes se fabricaron de tubería de resina plástica ABS uniendo tramos de tres metros de longitud, mediante un mecanismo de precisión que evita desviaciones espirales mayores de 0.005 radianes por tramo de tubería. Los tubos cuentan con cuatro ranuras longitudinales, orientadas hacia los cuatro puntos cardinales, para guiar la colocación del acelerómetro de pozo.

En Bordo Poniente los registradores están conectados a un sistema maestro que permite el registro simultáneo de 15 canales. Además, la instrumentación está referenciada por medio de GPS lo que permite que los registros estén sincronizados y se pueda determinar con precisión los movimientos relativos de los puntos de medición.

La instalación de los registradores se hace sobre una base de concreto armado de 1.20 m x 0.85 m x 0.30 m que sobresale 0.15 m del nivel de desplante, con un anclaje perimetral de 0.15 m de espesor y 0.20 m de profundidad diseñado de acuerdo a las condiciones del terreno. La base de concreto está reforzada con varillas de acero cada 0.15 m. Sobre la base se fija un marco metálico que a su vez sujeta la caja que protege los registradores. El cableado de alimentación eléctrica e interconexión pasa a través de tubos instalados durante la fabricación de la base de concreto (Figura 4.42).

En las Figuras 4.43 a 4.46 (Alcántara-Nolasco, 2007) se observan imágenes de las estaciones de registro ERS-1, ERS-2 y ERS-3. En la ERS-3 que es la estación de referencia, se instalaron dos registros para proteger los ademes y la caja de conexión hacia el registrador de los sensores de pozo. Cada estación de registro sísmico, ERS, cuenta con una torre cimentada sobre una pequeña base de concreto que se fijó mediante cables y tensores a tres muertos de concreto con varillas de anclaje (Figura 4.42). En la parte superior de las torres se instalaron celdas solares (dos para la estación ERS-3 y una para las estaciones ERS-1 y ERS-2) y una antena de posicionamiento global GPS.

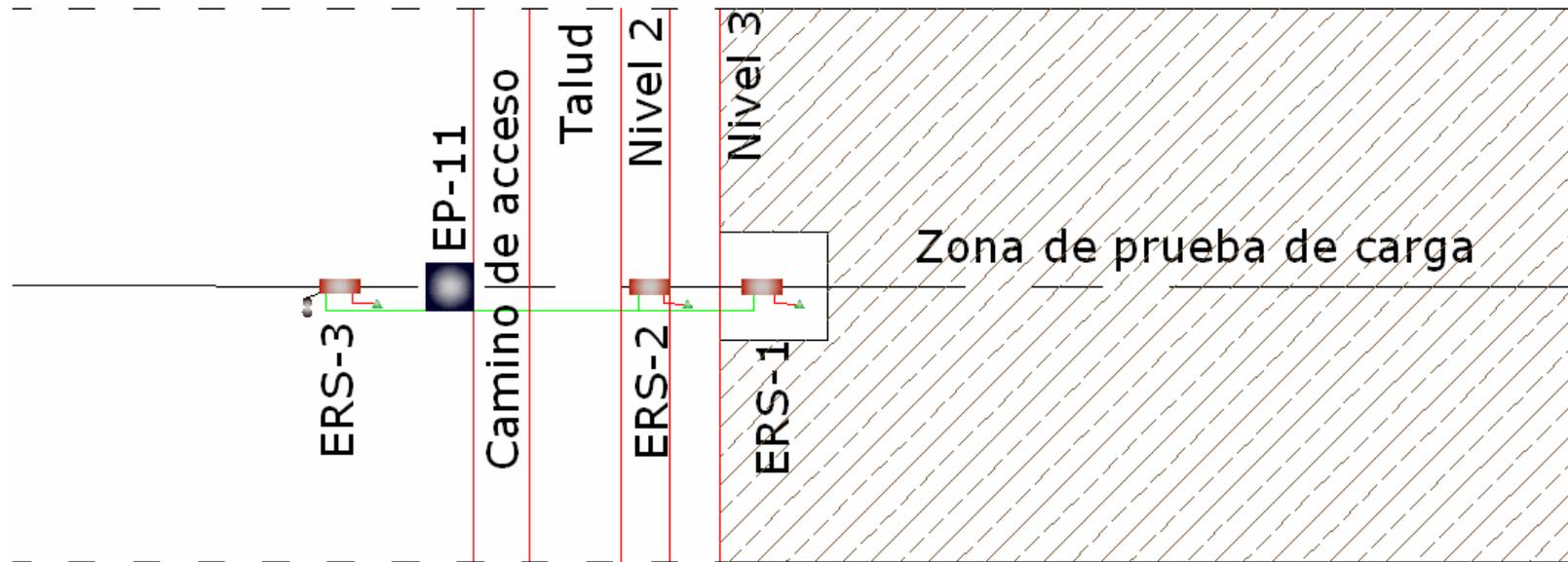


Figura 4.40 Localización de estaciones de registro sísmico ERS

SIMBOLOGIA

- ERS-3 Estación de registro sísmico
- PM-1 Punto de medición 1
- T-1 Torre 1
- RSM Residuos sólidos municipales
- EP-11 Estación piezométrica 11

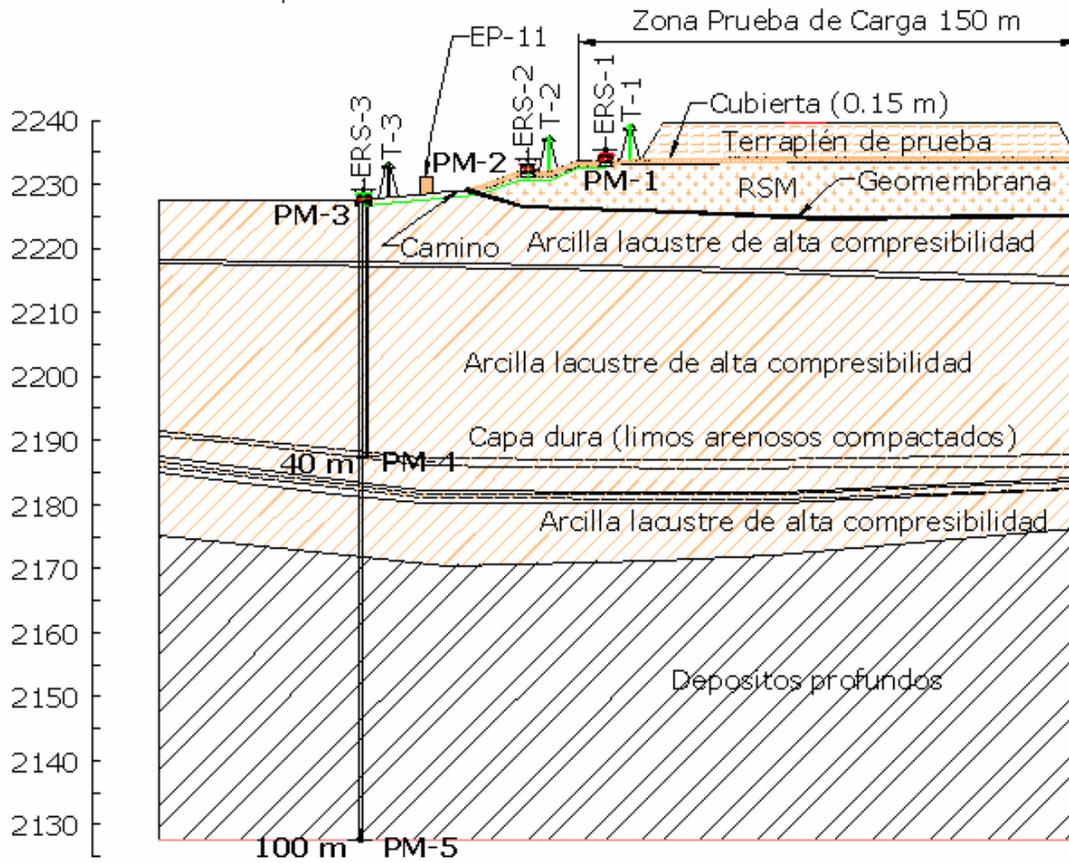


Figura 4.41 Perfil de localización de los acelerómetros

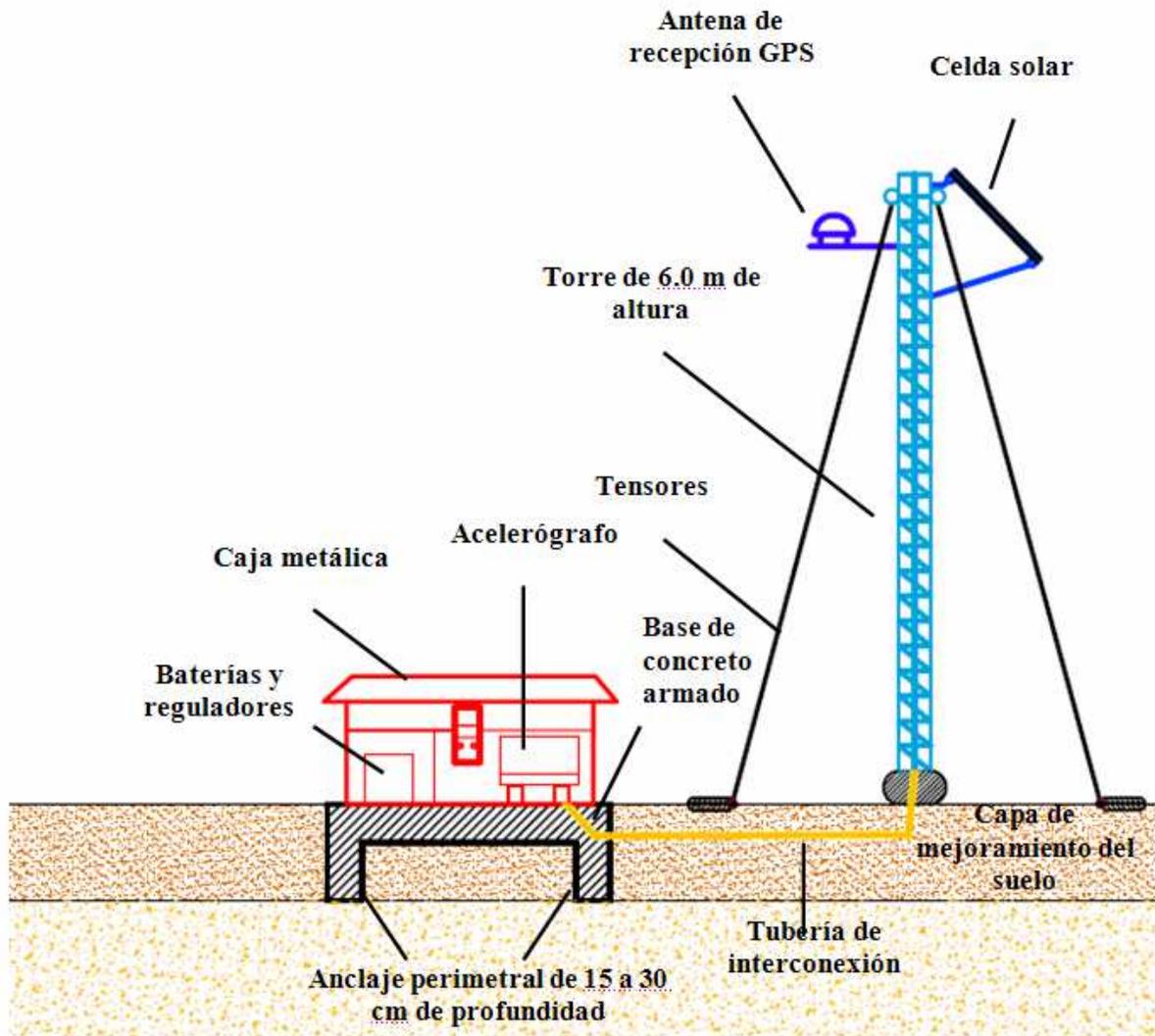


Figura 4.42 Esquema de una Estación de registro sísmico ERS



Figura 4.43 Estación ERS-1 ERS-2 vistas desde la parte alta de la macrocelda



Figura 4.44 Estación ERS-1 vista desde la torre de la estación ERS-2



Figura 4.45 Estación ERS-3 vista desde campo libre



Figura 4.46 Estación ERS-3

4.6.2. Descripción de los equipos

Los acelerógrafos miden la aceleración en las tres direcciones ortogonales (mediante tres unidades de sensores triaxiales orientados en posición vertical, longitudinal y transversal) en el sitio donde el instrumento se ancla a la estructura. Normalmente se colocan con el sentido longitudinal de la estructura de tierra, alineados con el eje longitudinal (US Army Corp, 1995). Estas unidades de sensores se pueden instalar en superficie o en pozo. En la Figura 4.47 (Velazco *et al.*, 2005), se observan fotografías de los dispositivos utilizados para ambos casos y en la Figura 4.48, la composición de un sensor de pozo.

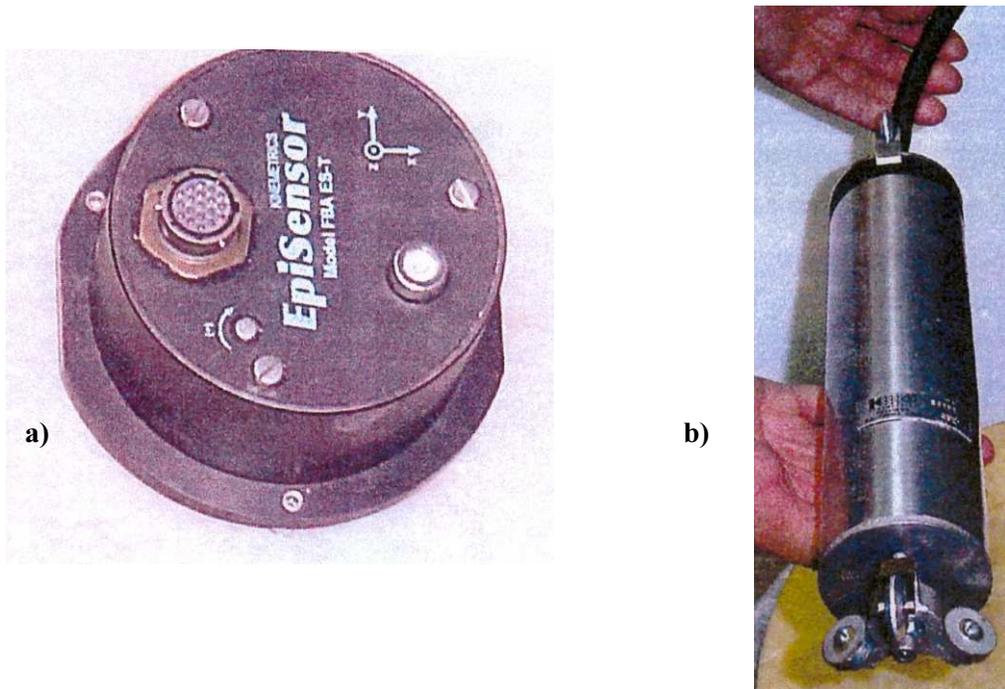


Figura 4.47 Unidades de sensores triaxiales a) superficial y b) de pozo

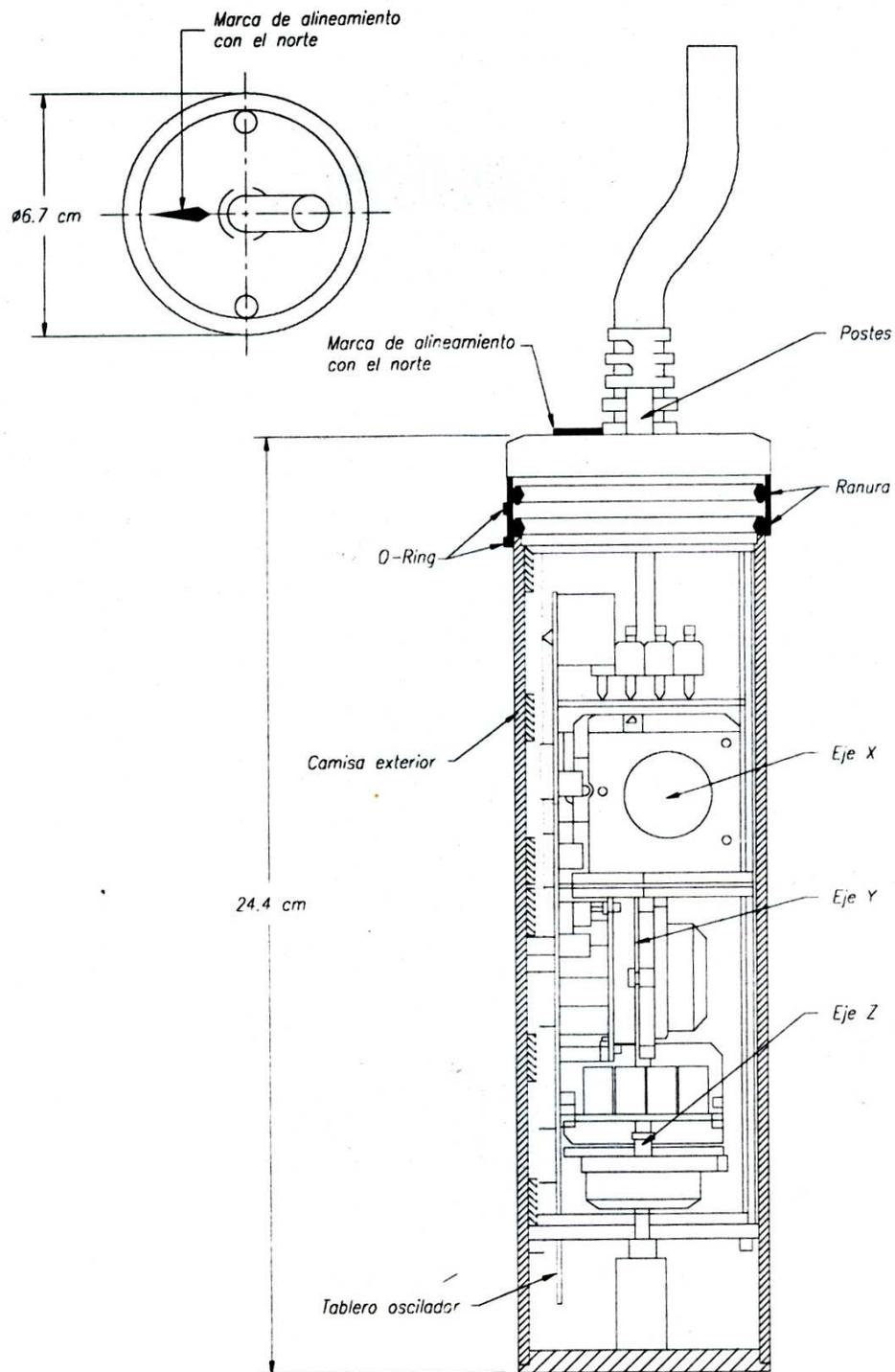


Figura 4.48 Esquema de un sensor de pozo (Velazco *et al.*, 2005)

Un acelerómetro requiere baterías de 12 voltios para su funcionamiento, por lo tanto, es necesario contar con un acumulador y un sistema de recarga para que las baterías permanezcan a su máxima capacidad.

Para el registro de los eventos sísmicos se emplea un sistema digital que grava un registro continuo del evento sísmico en las tres direcciones ortogonales. Está provisto de un disparador que se activa cuando se excede una aceleración mínima del movimiento a partir de la cual se comienza el registro del evento sísmico. La información se almacena en una memoria interna y luego se pasa a una Laptop. En Bordo Poniente el acelerómetros con registrador digital se construyó teniendo en cuenta un sistema de recarga de baterías en un arreglo como el que se muestra en el esquema de la Figura 4.42.

En la Figura 4.49, se presenta un diagrama de bloques de un acelerógrafo digital, en donde se destacan los componentes principales como: el microcontrolador, la tarjeta principal, la tarjeta analógica, los sensores, el sistema de almacenamiento de datos y las interconexiones.

En la Figura 4.50 se muestra un equipo digital modelo Etna autónomo, de alta resolución y de bajo consumo de corriente. Opera con cargadores (fuente de alimentación) o celdas solares y baterías en flotación. Está integrado por un captador de datos, un transductor y sensores.

4.6.3. Historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos

La integral con respecto al tiempo del espectro de aceleraciones da como resultado la historia de velocidades la cual está relacionada con el daño que puede generar el sismo. Al integrar nuevamente con respecto al tiempo, se obtiene la historia de desplazamientos producidos por el sismo.

Para realizar el análisis se compararon los espectros medidos en cada dirección. En el caso de la señal en el sentido transversal las Figuras 4.51 a 4.53 muestra la historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos para el sismo del 11 de agosto de 2006 y las Figuras 4.54 a 4.56 lo hacen para el sismo del 24 de septiembre de 2008.

Con respecto a las aceleraciones, el sismo de 2006 (Figura 4.51) muestra que en el suelo lacustre la señal sufre una amplificación importante hasta llegar a la superficie, en donde las aceleraciones máximas aumentan hasta cuatro veces como se observa en la Tabla 4.3. En el sismo de 2008 ocurre lo mismo. Los acelerogramas de ambos sismos se modifican cuando las ondas sísmicas pasan a través de los residuos sólidos municipales (N-2 RSM y N-1 RSM): en el año 2006 se observa atenuación de la señal sísmica, mientras que en el sismo de 2008 hay una visible amplificación de las aceleraciones. Por otra parte la historia de las velocidades muestra amplificación en el suelo lacustre y un mayor incremento al pasar por los niveles de residuos sólidos, lo cual se observa en las Figuras 4.52, 4.55 y en la Tabla 4.3. Igual comportamiento se observa en la historia de desplazamientos en la componente transversal. A nivel de los residuos sólidos se alcanza un desplazamiento máximo de 1.51 cm en el sismo de 2006 y 0.99 cm en el sismo de 2008.

Las Figuras 4.57 a 4.62 muestran las historias de aceleración, velocidad y desplazamiento para la componente longitudinal de los dos sismos. Las señales registradas en el sismo de 2006 llegan a los estratos duros con menor aceleración en esta componente pero al pasar por los diferentes niveles se hace más importante que la componente transversal; esto no ocurre en el sismo de 2008 en donde las aceleraciones son menores (ver Figuras 4.57, 4.60 y Tabla 4.3). Las historias de velocidades por su parte, muestran amplificación hacia la superficie y los niveles de residuos sólidos pero se obtienen velocidad menores que en la componente transversal (ver Figuras 4.58, 4.61 y Tabla 4.3). Los desplazamientos máximos calculados son menores para esta componente (ver Figuras 4.59, 4.62 y Tabla 4.3).

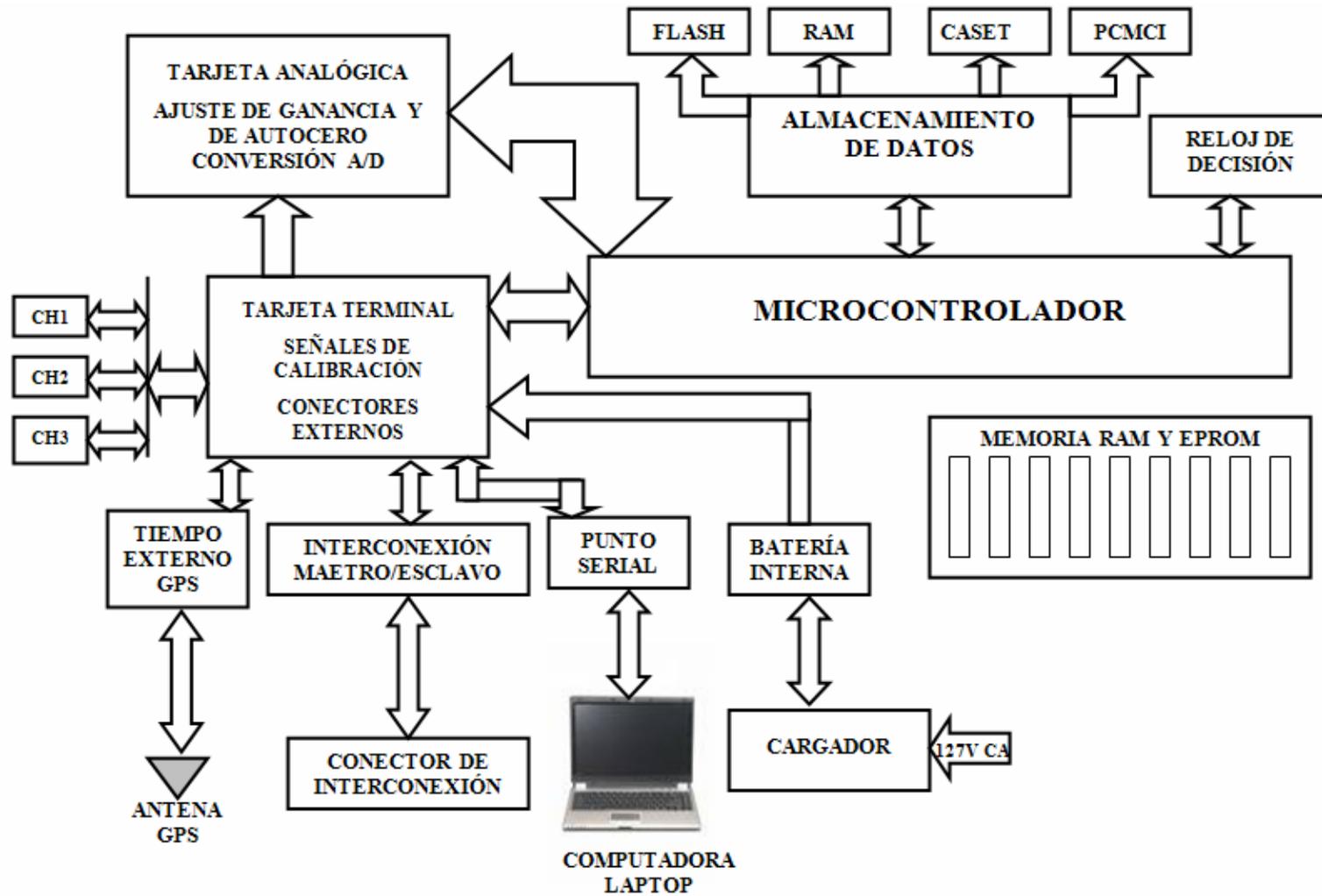


Figura 4.49 Diagrama de bloques de un acelerógrafo digital (Velasco *et al.*, 2005)

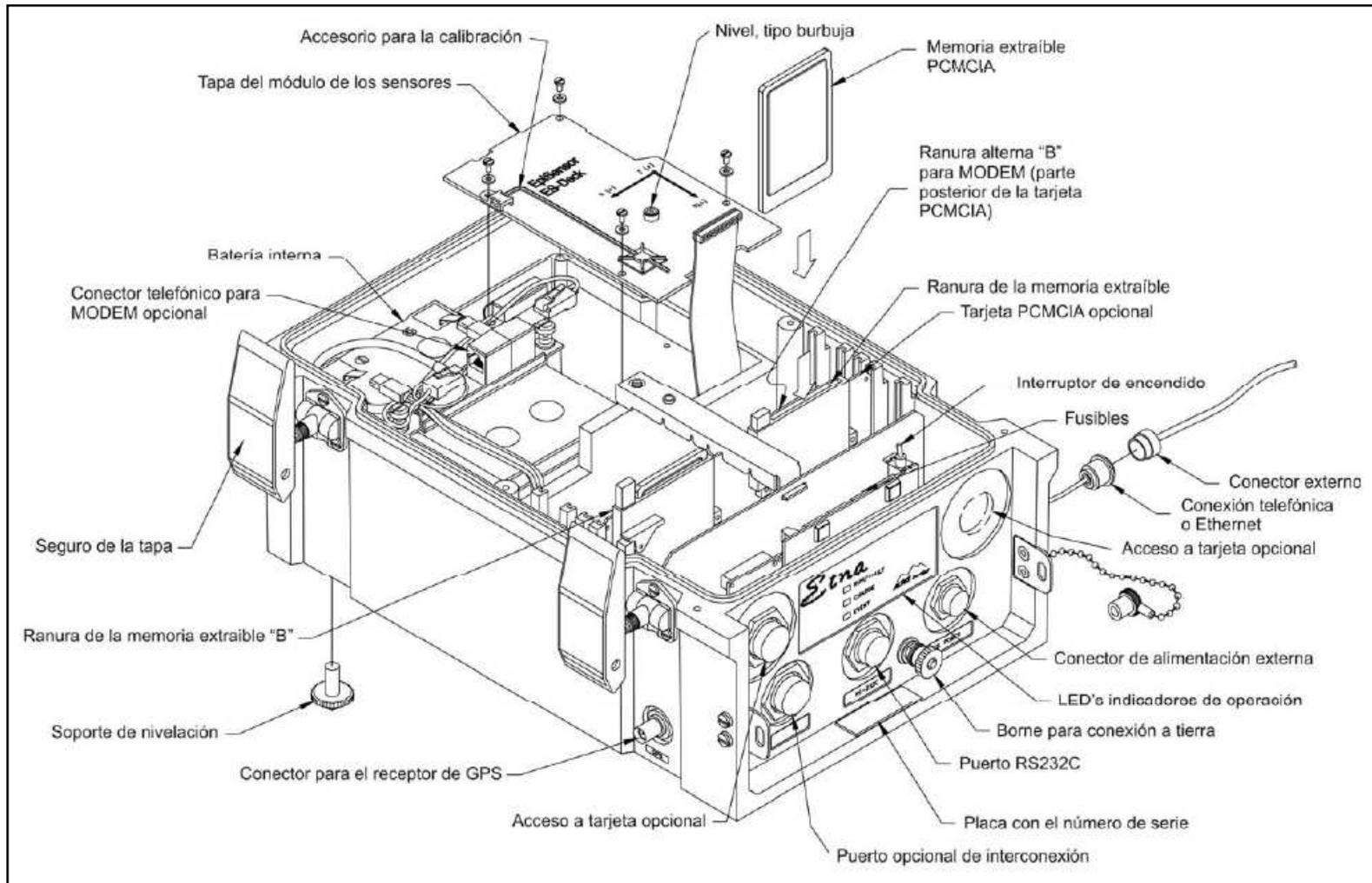


Figura 4.50 Acelerógrafo digital modelo ETNA (Alcántara-Nolasco *et al.*, 2007)

La componente vertical de los acelerogramas analizados muestra un comportamiento diferente (ver Figuras 4.63 a 4.68). En el sismo de 2006 la propagación del sismo por los estratos blandos produce amplificación durante todo el tiempo del registro; sin embargo, al pasar a los niveles de residuos sólidos hay mayor amplificación en la primera mitad del sismo y hacia el final hay poca variación. En el sismo de 2008 se observa amplificación de la señal al pasar por los residuos sólidos (ver Figuras 4.63, 4.66 y Tabla 4.3). La historia de velocidades para el sismo de 2006 que se presenta en la Figura 4.64 muestra poca variación en superficie y en el segundo nivel de residuos, pero en el sismo de 2008 (Figura 4.67) hay una visible atenuación de las velocidades y ambos niveles de residuos sólidos se comportan de forma casi idéntica para esta componente del sismo. Con relación a los desplazamientos calculados los mayores movimientos se observan en la superficie con disminución en los niveles de residuos sólidos (ver Figuras 4.65, 4.68 y Tabla 4.3).

De este primer análisis se puede concluir, que a pesar de que el sismo de 2006 es de menor magnitud, su cercanía a la zona del relleno sanitario y la poca profundidad epicentral hizo que tuviera mayor intensidad en la Macrocela VII donde está instalada la instrumentación.

La edad de los residuos tiene un impacto importante en la respuesta sísmica del relleno. En residuos jóvenes en estado suelto tienden a atenuar las señales sísmicas de las componentes transversal y longitudinal. A medida que ocurre la degradación de los residuos y la compactación de los mismos hay una amplificación de las aceleraciones. Las velocidades aparentemente no están significativamente influenciadas por la edad de los residuos y en ambos sismos se presentó aumento de estas en los residuos sólidos. En la componente vertical los residuos sólidos amplifican las aceleraciones iniciales de manera importante pero atenúan las velocidades y los desplazamientos. En esta caso no se puede observar una influencia de la edad de los residuos en la respuesta debido a la poca intensidad del sismo de 2008 analizado.

4.6.4. Espectro de Fourier

El espectro de amplitudes de Fourier se calculó mediante el programa DEGTRA 2007.

En los espectros obtenidos con los acelerogramas del sismo de 2006, la amplitud máxima se presenta a una frecuencia 0.3 Hz en el estrato duro en su componente transversal, como se puede observar en la Figuras 4.69a y 4.69b. En los estratos blandos y los residuos sólidos esta frecuencia disminuye a 0.2 Hz en las componentes transversal y longitudinal. De manera similar ocurre en el sismo de 2008 en el cual los estratos duros tiene una frecuencia fundamental alrededor de 0.2 Hz (Figuras 4.70a y 4.70b). En los residuos sólidos la amplitud máxima es de 33.7 cm/s y de 27.3 cm/s en superficie para el sismo de 2006 y para el sismo de 2008 son de 21.3 y 15.6 cm/s, respectivamente.

Por otra parte la componente vertical muestra un máximo a una frecuencia más alta para el sismo de 2006 (0.5 Hz), como se puede observar en las Figuras 4.69c y 4.70c y en general hay aumento de la amplitud para los estratos blandos y los residuos sólidos. En el sismo de 2008 se presentó mayor amplitud en la superficie (1.67 cm/s^2) y disminución en los niveles de residuos sólidos. En ambos casos los residuos más jóvenes (nivel 2) presentaron aumento en la amplitud del espectro de Fourier.

4.6.5. Función de transferencia

La función de transferencia se calcula como el cociente espectral de dos espectros de Fourier, en donde el denominador es la señal de entrada y el numerador la señal de salida en el estrato de interés.

Con respecto a las funciones de transferencia calculadas, se observó la respuesta obtenida en los distintos estratos para el sismo de intraplaca (2006). La respuesta en las componentes transversal y longitudinal es mayor en la frecuencia de 30 Hz para el estrato de suelo lacustre a 40 m de profundidad. La respuesta de los residuos sólidos es mayor en frecuencias de 20 Hz (Figuras 4.71a y 4.71b), presentando otro pico para los residuos y la superficie del terreno a 0.2 Hz. En la componente vertical los residuos sólidos tienen mayor respuesta que el suelo lacustre en frecuencias de 3 Hz y 10 Hz aproximadamente (Figura 4.71c). En la respuesta observada para el sismo de subducción (2008) se encontró que las componentes transversal y longitudinal tienen mayor respuesta en los residuos sólidos a una frecuencia de aproximadamente 0.2 Hz. La respuesta observada es muy similar a la obtenida en la superficie del suelo que se muestra un poco a la derecha de las gráficas de las Figuras 4.72a y 4.72b. En la componente vertical la respuesta superficial es mucho más notoria que la de los residuos sólidos a frecuencias de 0.2 Hz, 2 Hz y 8 Hz aproximadamente. La mayor respuesta en los residuos sólidos ocurre a la frecuencia de 10 Hz (Figura 4.72c).

En este análisis se observa que el tipo de sismo influye cualitativamente en el comportamiento del suelo lacustre a 40 m de profundidad y para el primer nivel de residuos. La respuesta difiere de forma apreciable en la componente vertical de los sismos. Además la componente transversal (N60E) tiene su energía distribuida en un rango más amplio de frecuencias.

4.6.6. Espectro de respuesta

El espectro de respuesta se calculó en el programa DEGTRA 2007 para un amortiguamiento estructural de 5%. Las Figuras 4.73 a 4.76 muestran los espectros de respuesta de pseudoaceleraciones normalizados con respecto a la aceleración inicial. Para las componentes longitudinal y transversal la respuesta máxima del sistema se encuentra en periodos entre 0.4 y 2 segundos y en la componente vertical entre 0.2 y 0.8 segundos, con mayor influencia en el relleno de residuos sólidos.

Para el sismo de 2008 los estratos de suelo lacustre tienen mayor respuesta a partir de periodos cercano a 0.2 segundos en las componentes longitudinal y transversal. En la componente vertical el primer nivel de residuos tiene mayor respuesta al mismo periodo.

El tipo de sismo también influye en los espectros de respuesta obtenidos. El sismo de intraplaca genera espectros con aceleraciones más altas que cubren un rango más amplio de periodos a partir de 0.2 s, mientras que el sismo de subducción muestra un espectro con las máximas aceleraciones en un rango pequeño a partir de 2 s. Esto muestra que en el caso del relleno sanitario, que es una estructura de poca altura y por tanto periodo bajo, los sismos de intraplaca representan un mayor riesgo para la estabilidad del relleno.

4.6.7. Comentarios

El comportamiento sísmico observado en Bordo Poniente es complejo y difícil de interpretar. Para hacer predicciones cuantitativas sobre la seguridad sísmica del relleno se deben realizar modelaciones usando herramientas computacionales.

Este estudio es pionero en su tipo si se toma en cuenta que la Cuarta Etapa del Bordo Poniente es el único relleno sanitario sobre suelos blandos que está instrumentado con acelerómetros.

Tabla 4.2 Descripción de los sismos analizados

Fecha	Hora sismo (GMT)	Coordenadas epicentrales		Profundidad (km)	Distancia epicentral (km)	Magnitud	Localización
		Latitud	Longitud				
11/08/06	14:30:41	18.32	101.27	51	268	5.9	Dentro del estado de Guerrero.
24/09/08	02:33:06	17.16	105.16	42	696	6.4	Costas del estado de Michoacán.

Tabla 4.3 Aceleración, velocidad y desplazamiento máximos registrados y calculados para cada componente en los distintos niveles de la estratigrafía

Nivel	Comp.	11/08/2006			24/09/2008		
		A cm/s ²	V cm/s	D cm	A cm/s ²	V cm/s	D cm
N-2 RSM	N60E	2.88	2.34	1.51	1.53	1.19	0.99
	N30W	3.37	1.87	1.24	1.23	0.95	0.77
	Vertical	1.86	0.29	0.14	0.09	0.06	0.05
N-1 RSM	N60E	3.27	2.28	1.43	1.40	1.08	0.90
	N30W	3.51	1.82	1.21	1.21	0.91	0.72
	Vertical	1.87	0.29	0.16	0.10	0.05	0.05
Superficie	N60E	4.87	2.13	1.17	1.19	0.90	0.75
	N30W	5.61	1.91	0.97	0.94	0.70	0.58
	Vertical	1.46	0.44	0.17	0.14	0.08	0.07
40 m	N60E	2.68	0.80	0.44	0.37	0.31	0.27
	N30W	2.99	0.88	0.29	0.66	0.32	0.27
	Vertical	0.94	0.27	0.09	0.08	0.04	0.03
100 m	N60E	1.84	0.67	0.26	0.27	0.17	0.14
	N30W	1.31	0.41	0.19	0.23	0.13	0.12
	Vertical	0.85	0.27	0.11	0.05	0.02	0.02

Nota: N-2 RSM y N-1 RSM: segundo y primer nivel de residuos sólidos municipales (RSM), A: aceleración medida, V: velocidad calculada, D: desplazamiento calculado

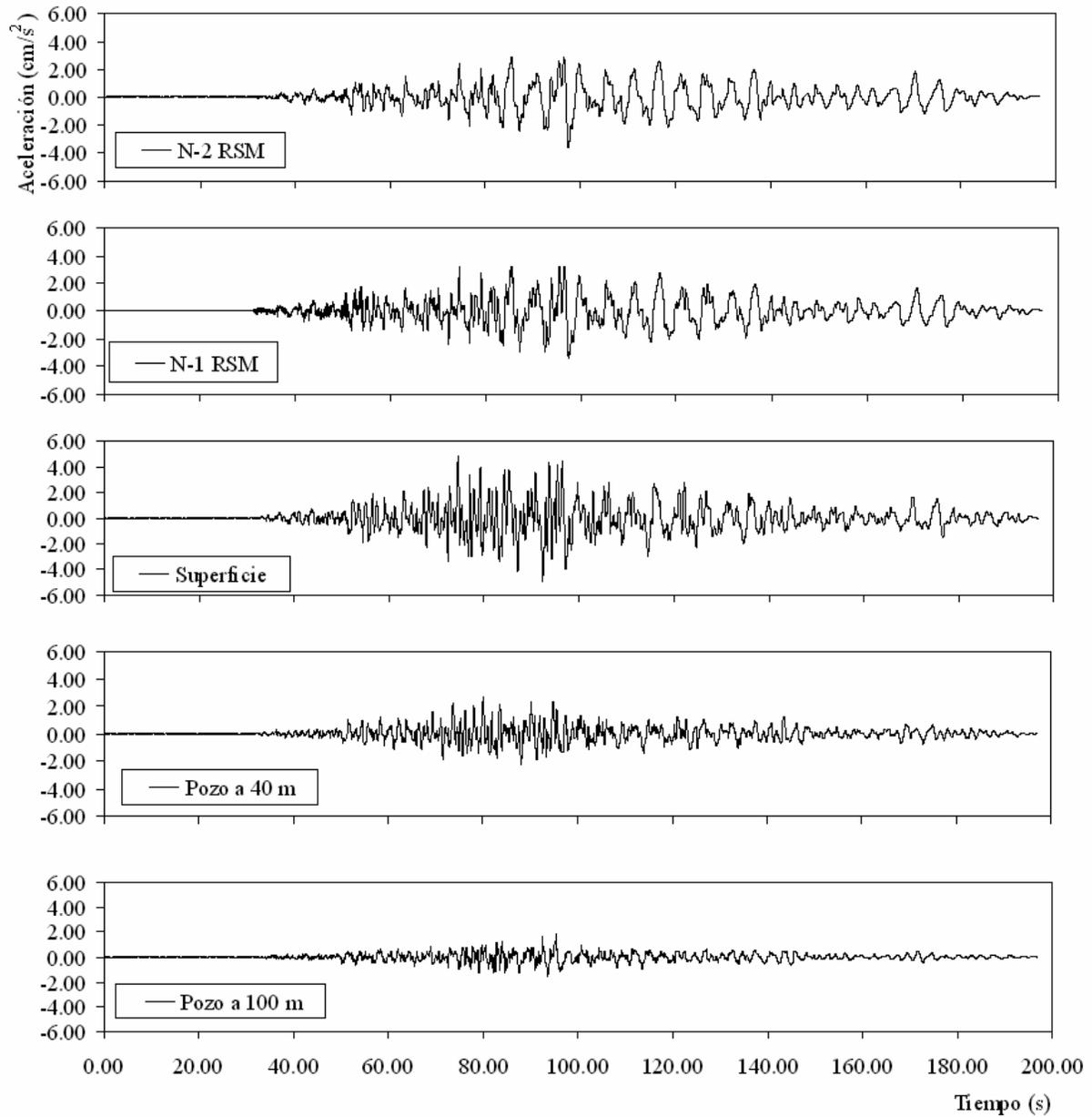


Figura 4.51 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, historia de aceleraciones dirección N60E en diferentes niveles del terreno

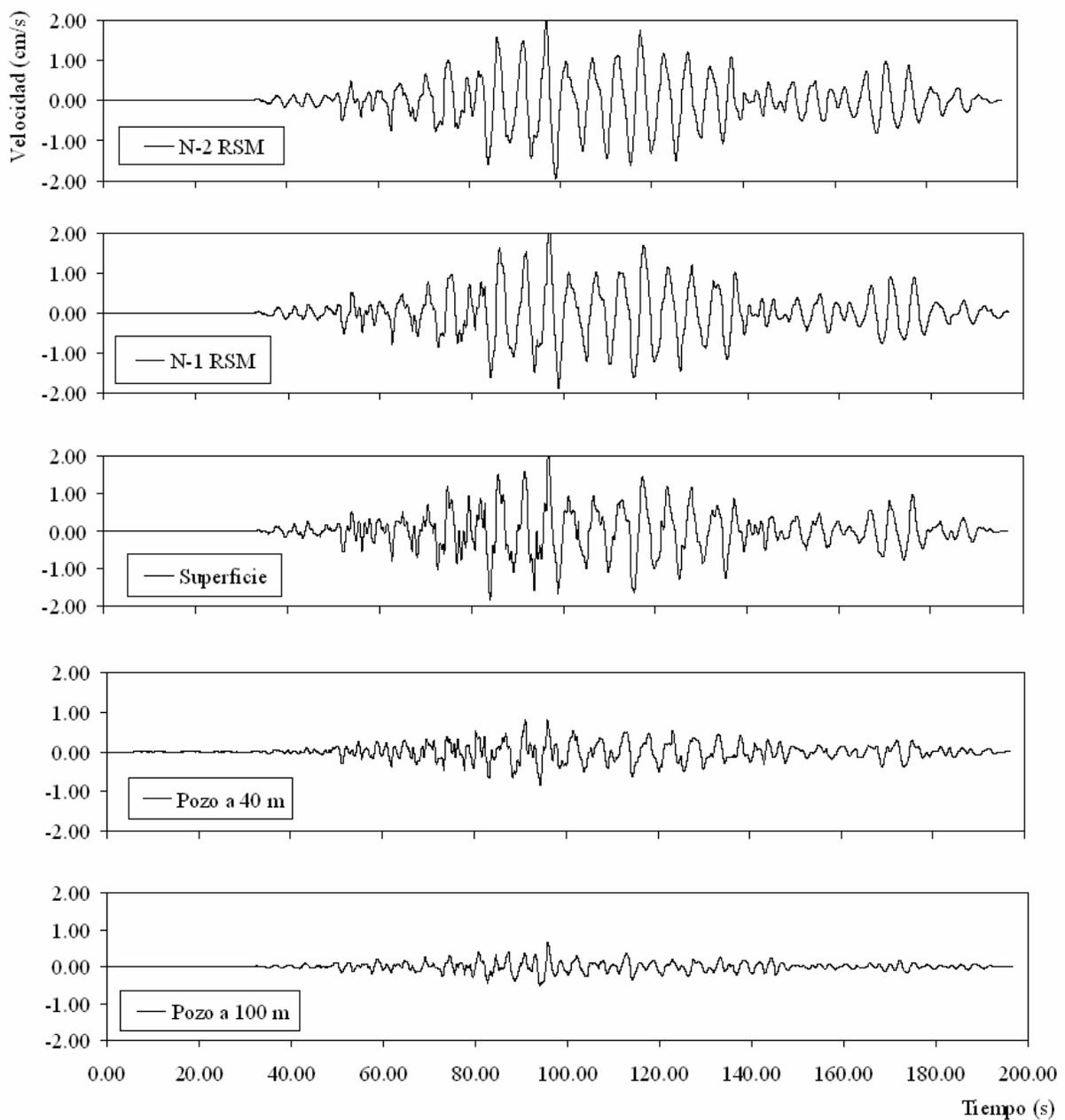


Figura 4.52 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, historia de velocidades en diferentes niveles del terreno, dirección N60E

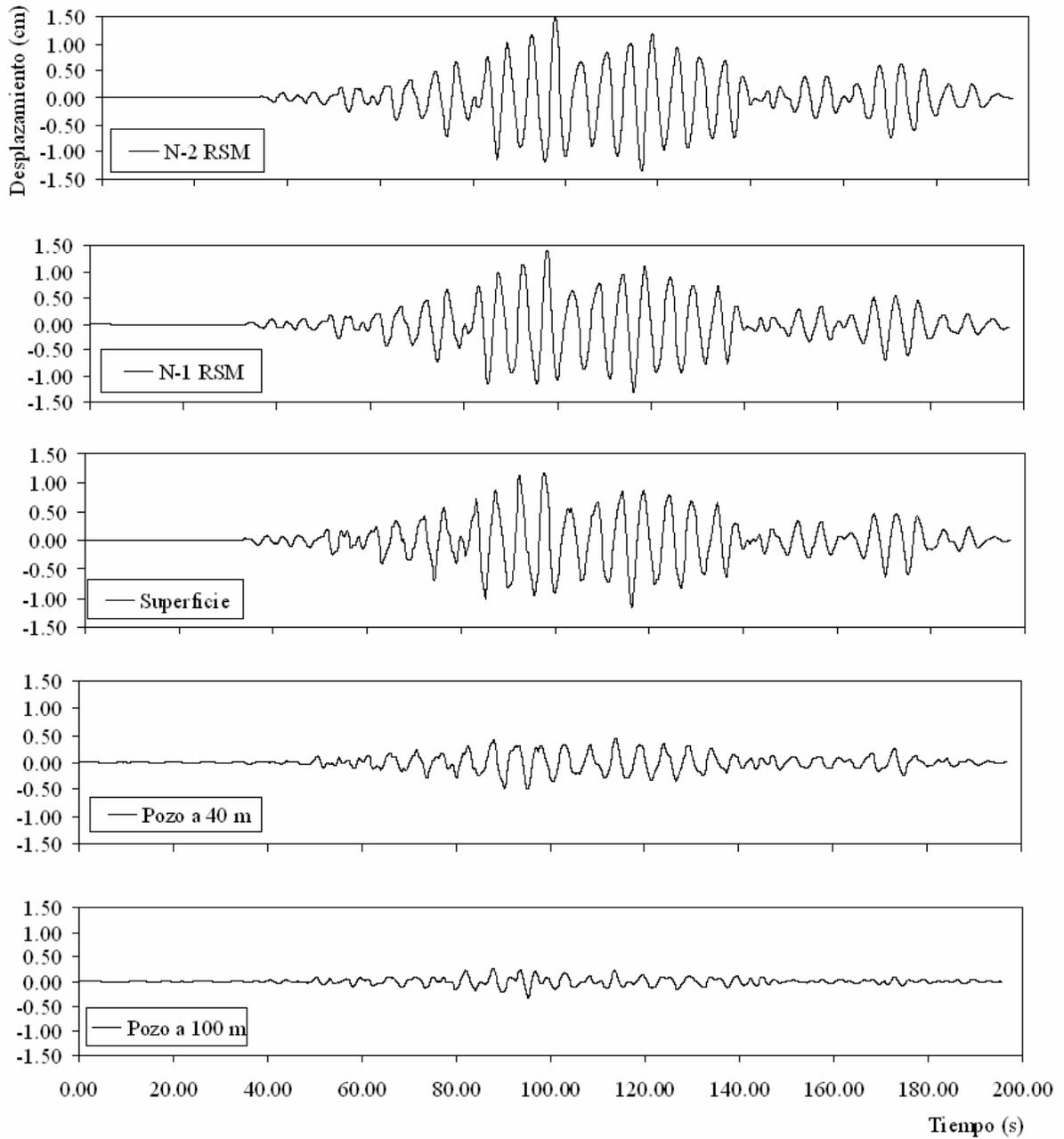


Figura 4.53 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, historia de desplazamientos en diferentes niveles del terreno, dirección N60E

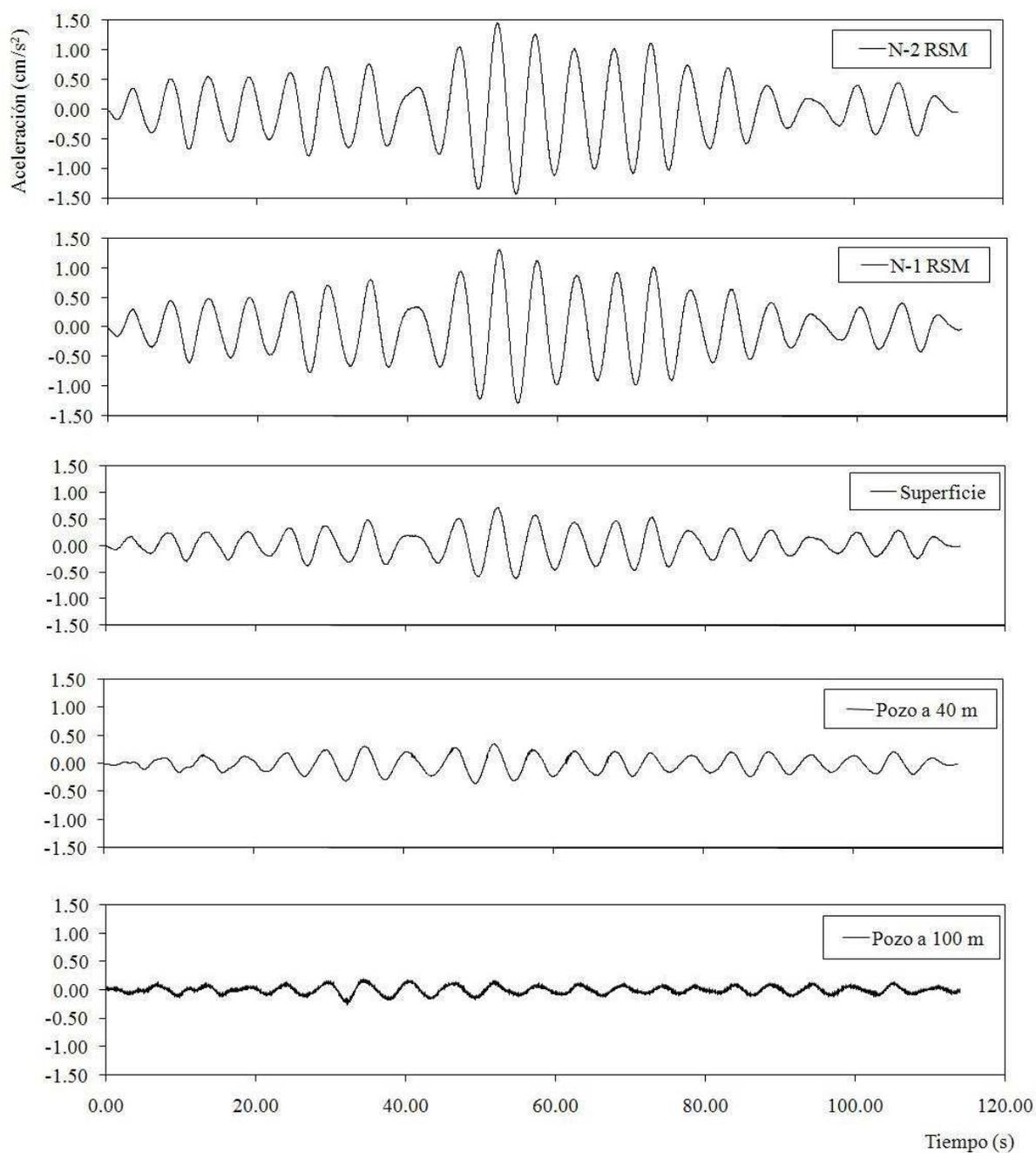


Figura 4.54 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, historia de aceleraciones, dirección N60E en diferentes niveles del terreno

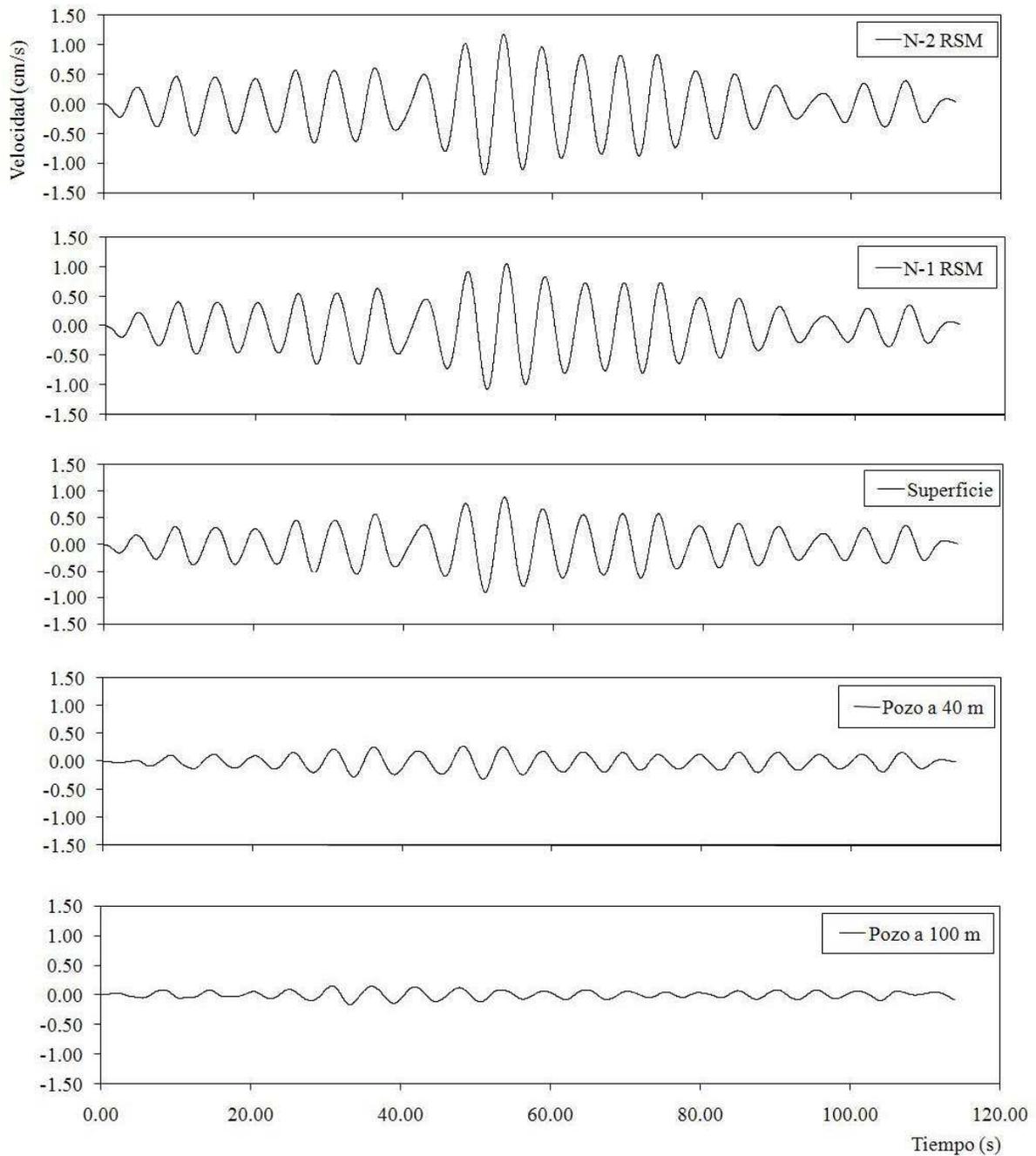


Figura 4.55 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, historia de velocidades en diferentes niveles del terreno, dirección N60E

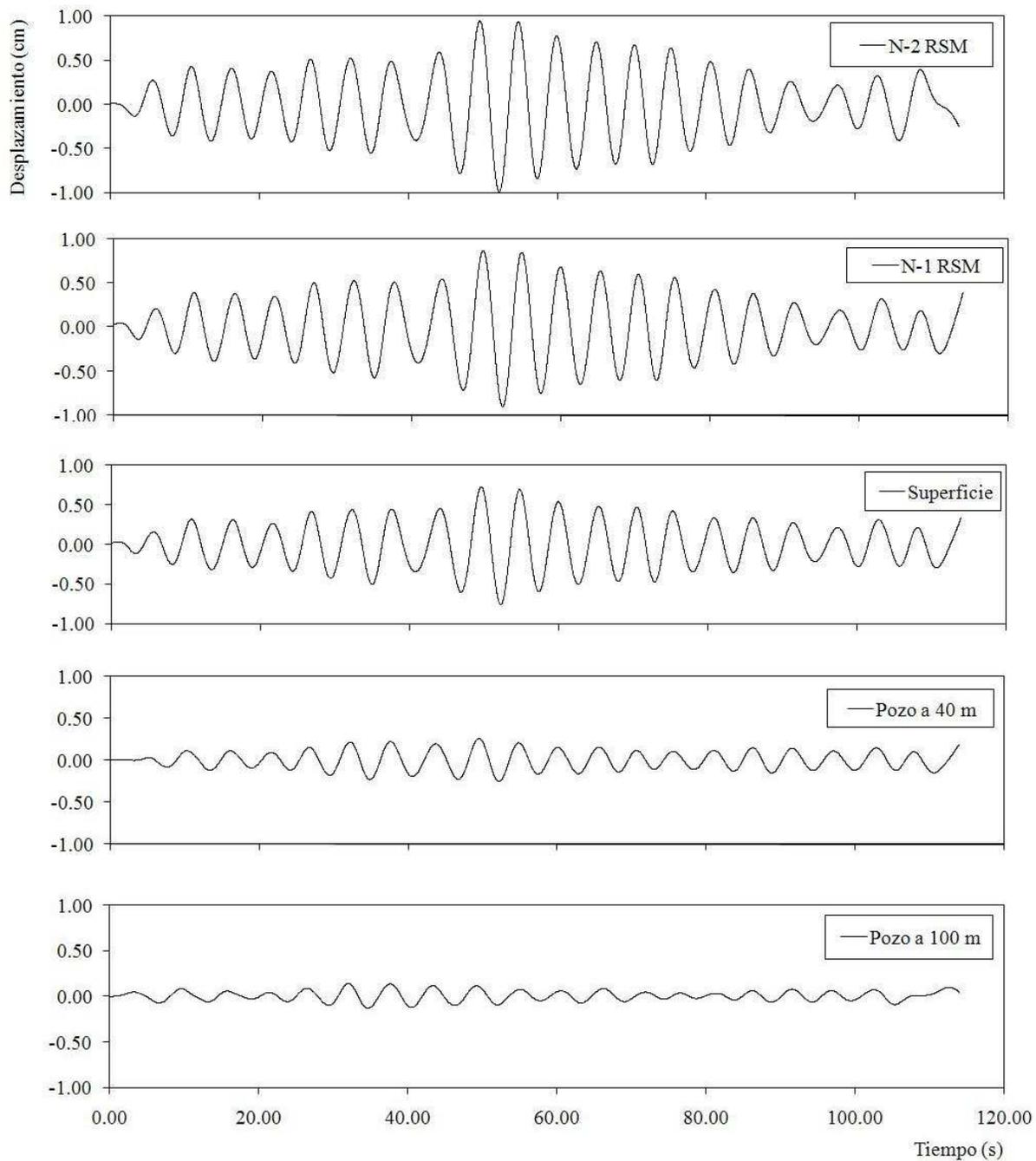


Figura 4.56 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, historia de desplazamientos en diferentes niveles del terreno, dirección N60E

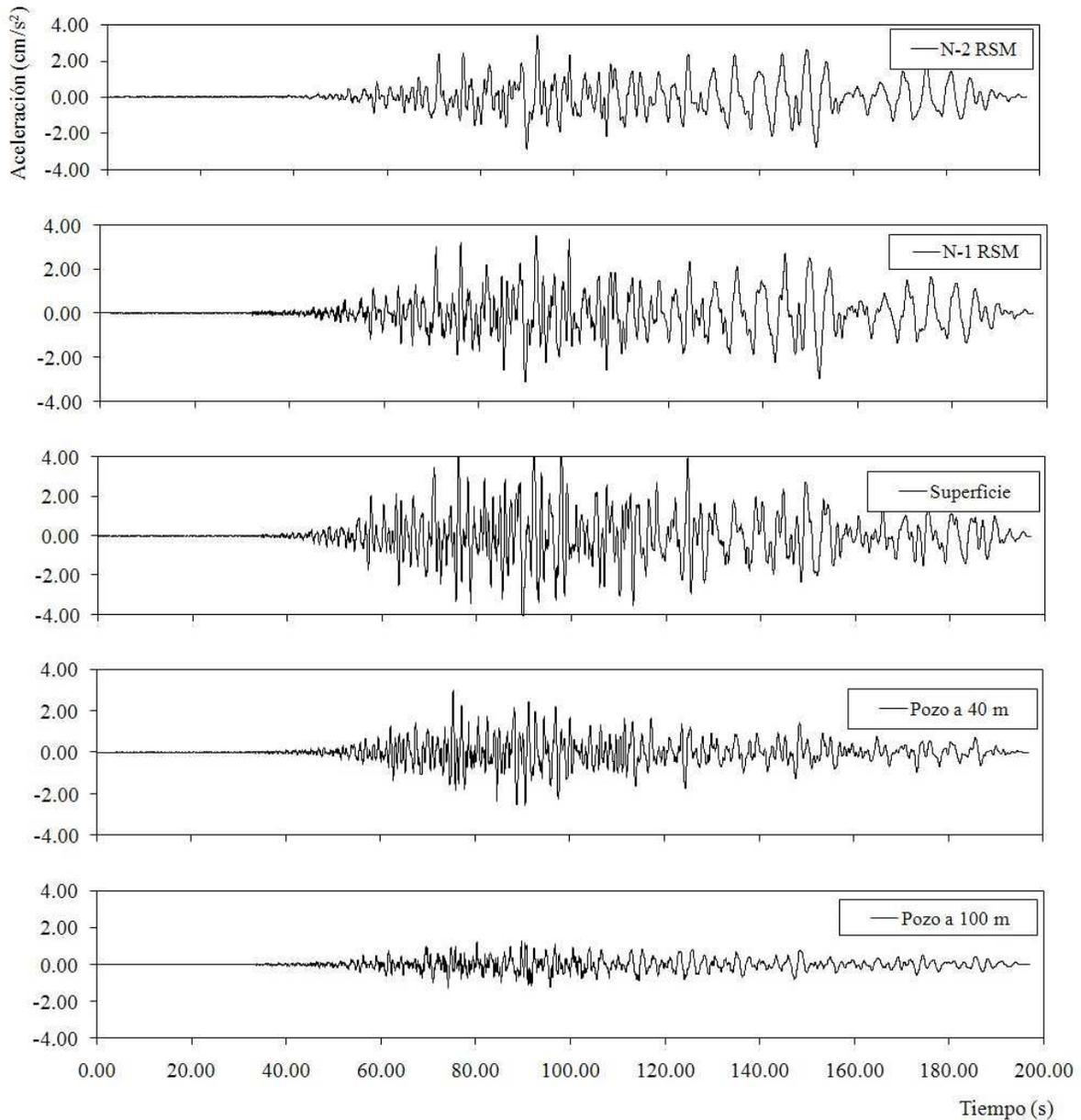


Figura 4.57 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, historia de aceleraciones, dirección N30W en diferentes niveles del terreno

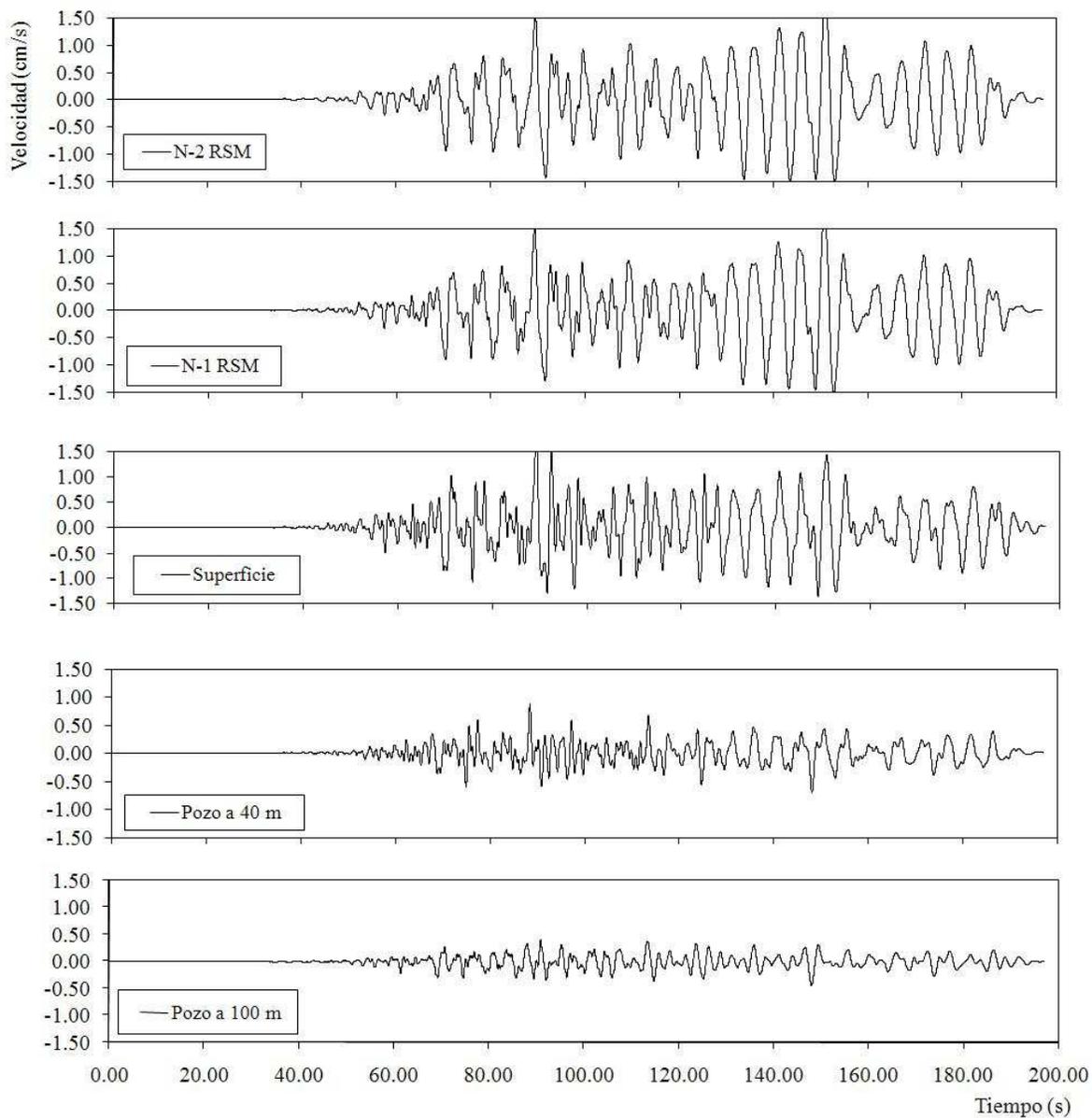


Figura 4.58 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, historia de velocidades en diferentes niveles del terreno, dirección N30W

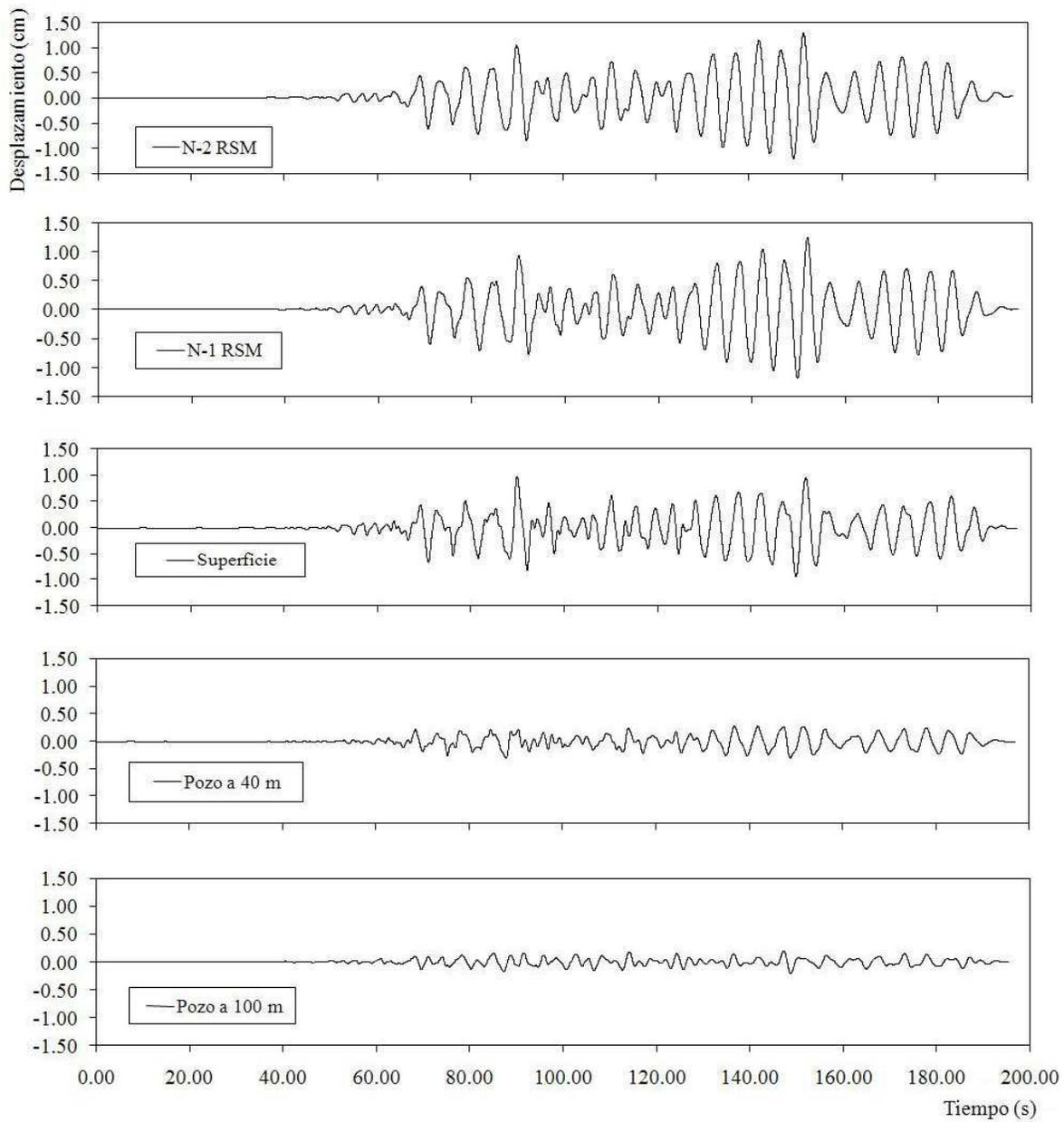


Figura 4.59 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, historia de desplazamientos en diferentes niveles del terreno, dirección N30W

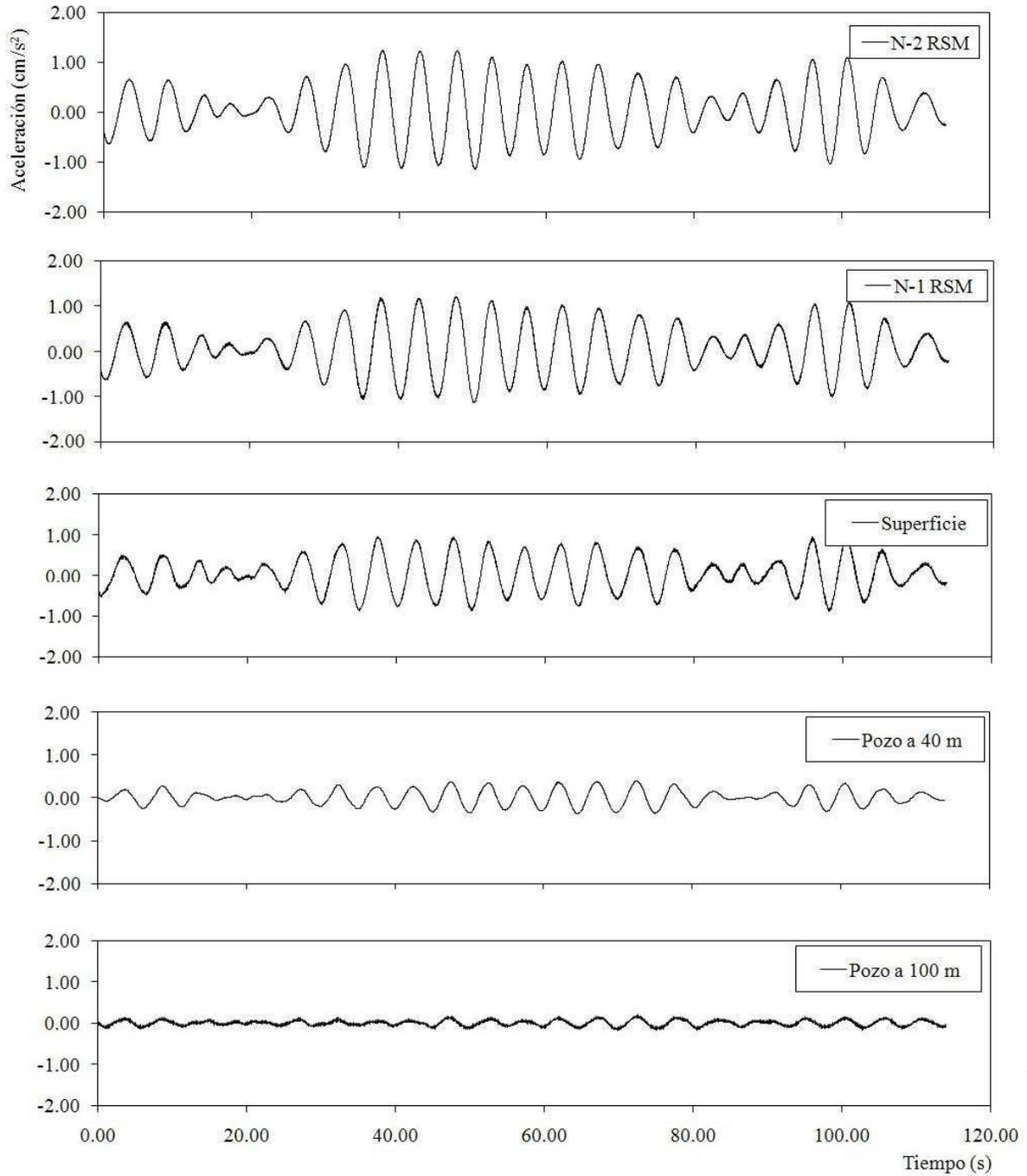


Figura 4.60 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, historia de aceleraciones, dirección N30W en diferentes niveles del terreno

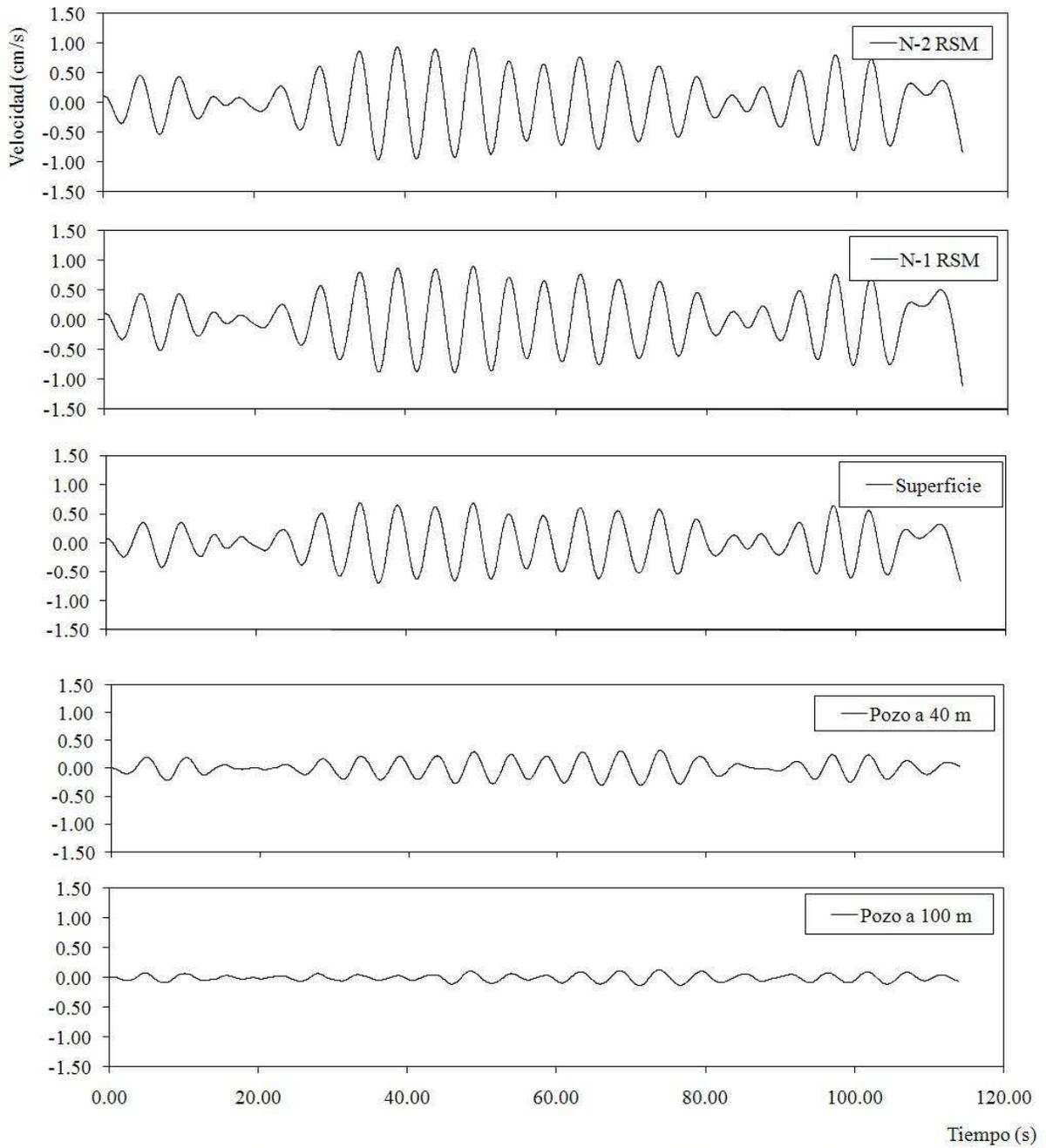


Figura 4.61 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, historia de velocidades en diferentes niveles del terreno, dirección N30W

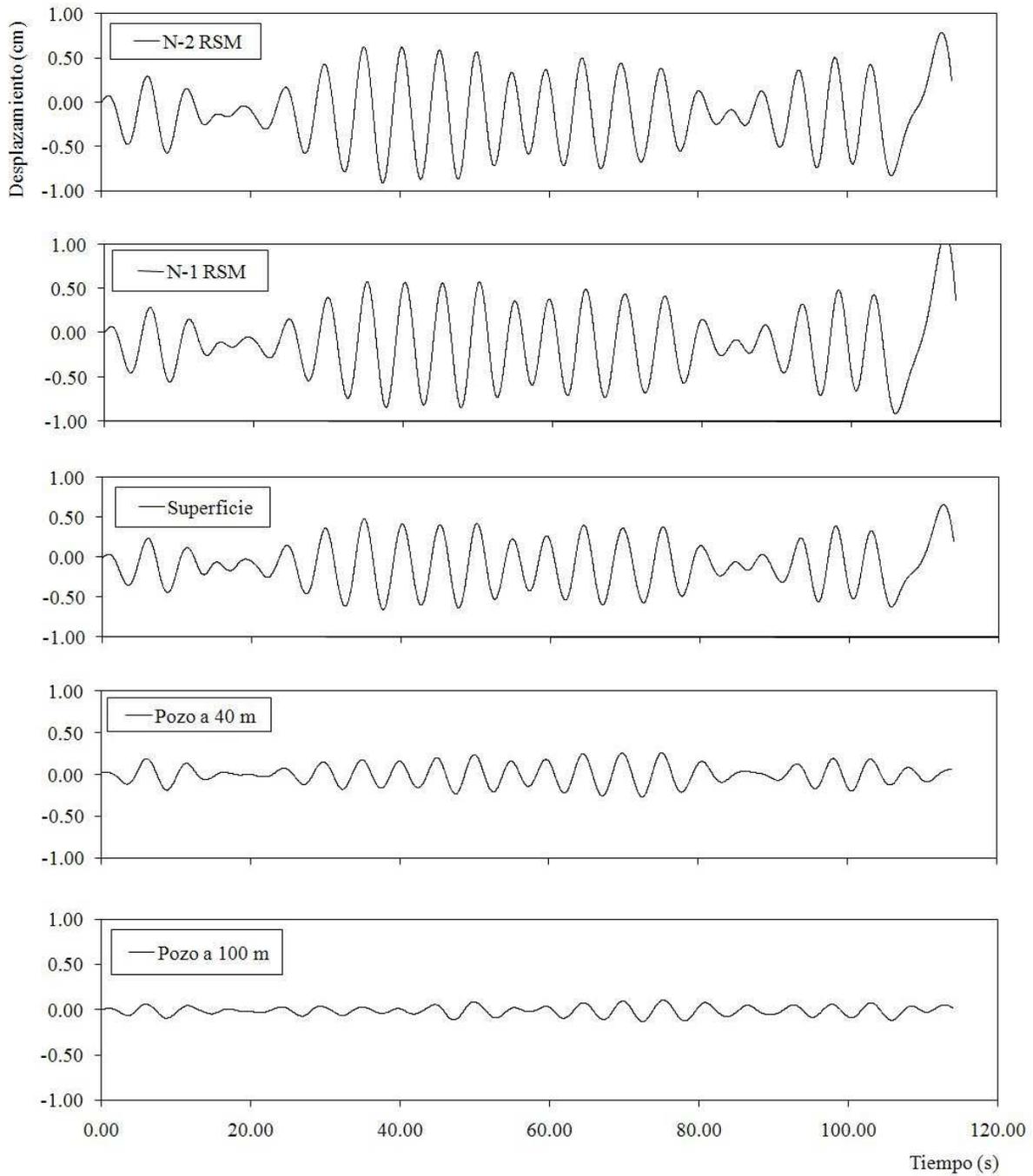


Figura 4.62 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, historia de desplazamientos en diferentes niveles del terreno, dirección N30W

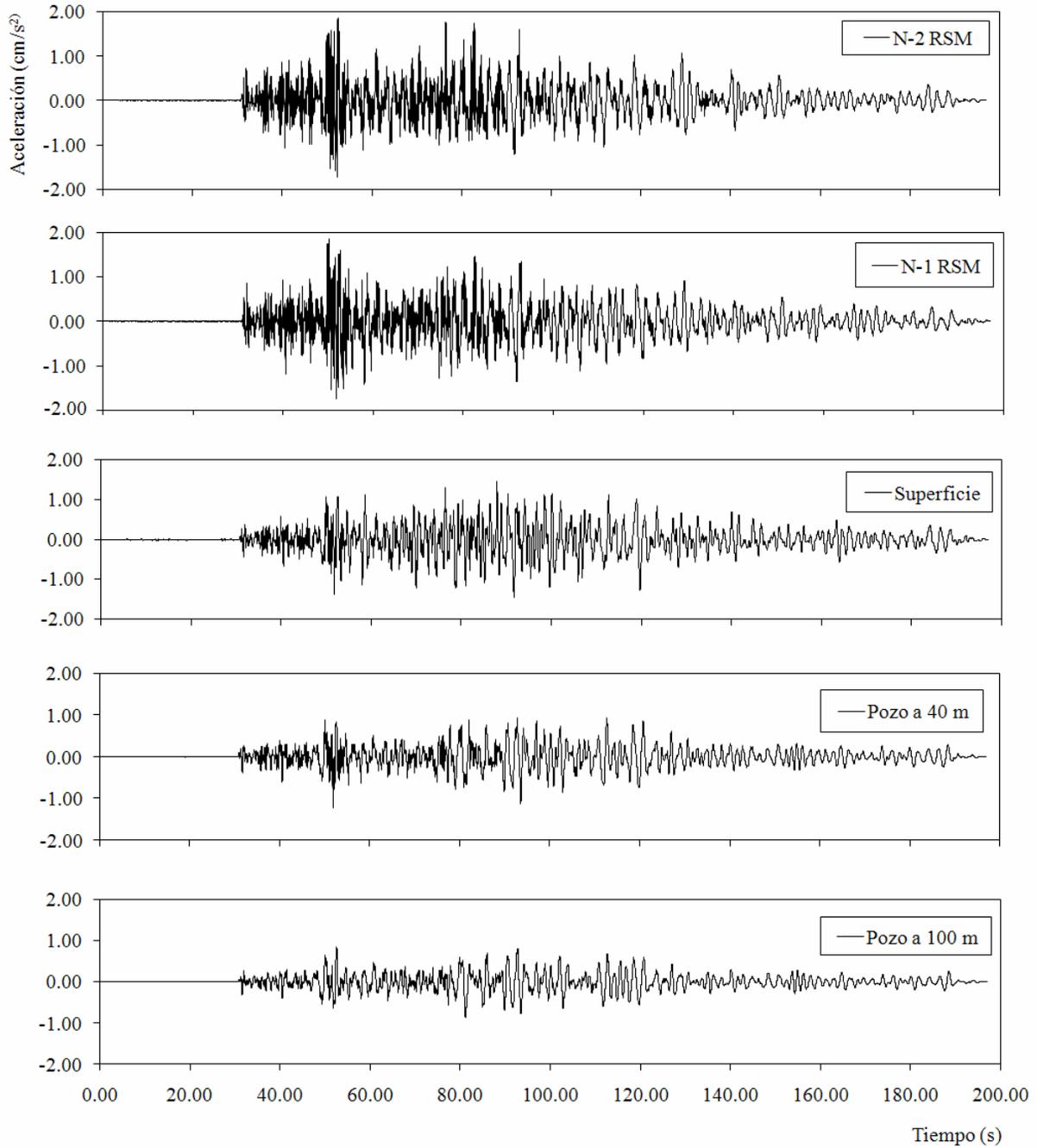


Figura 4.63 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, dirección Vertical en diferentes niveles del terreno

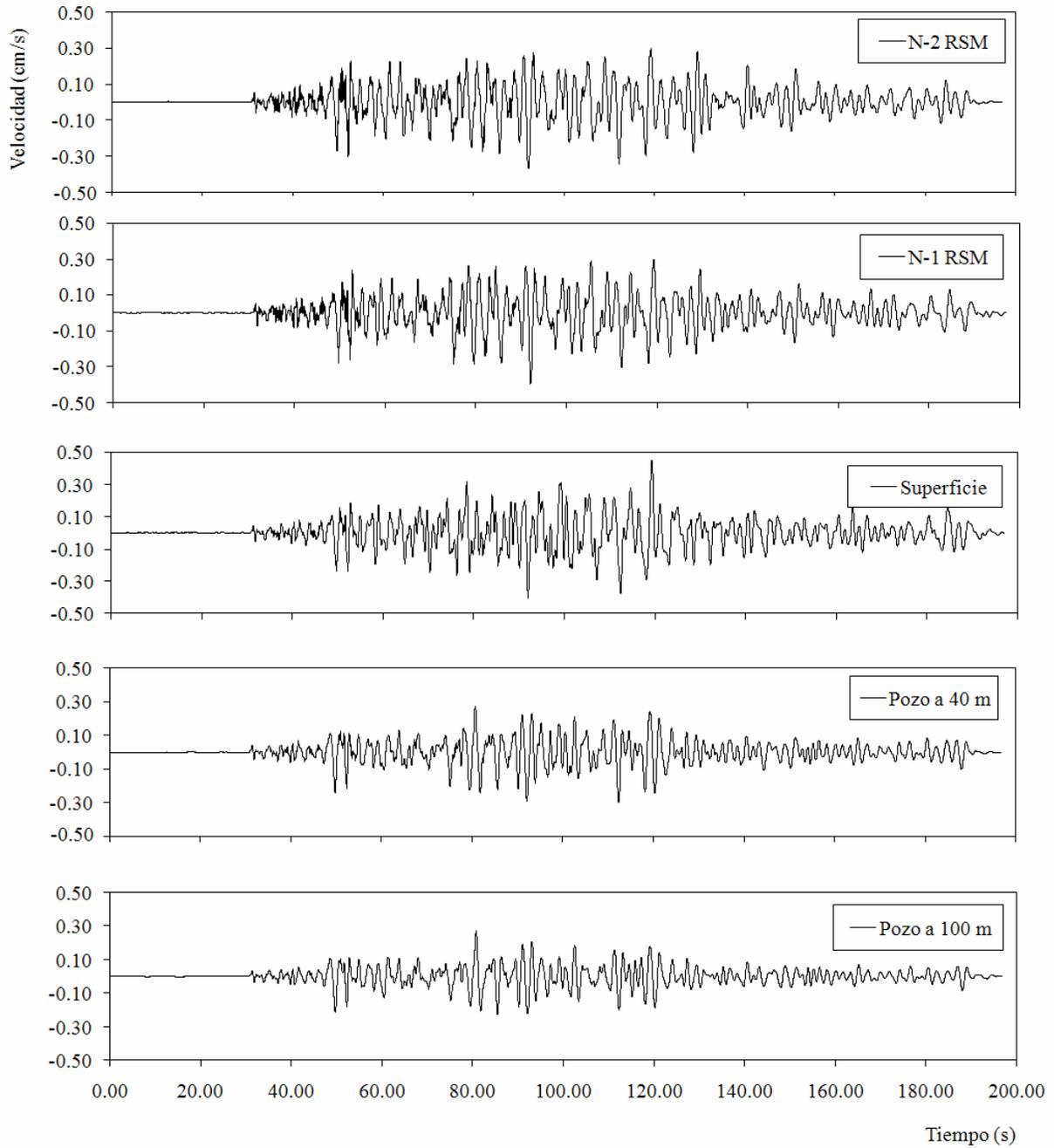


Figura 4.64 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, historia de velocidades en diferentes niveles del terreno, dirección vertical

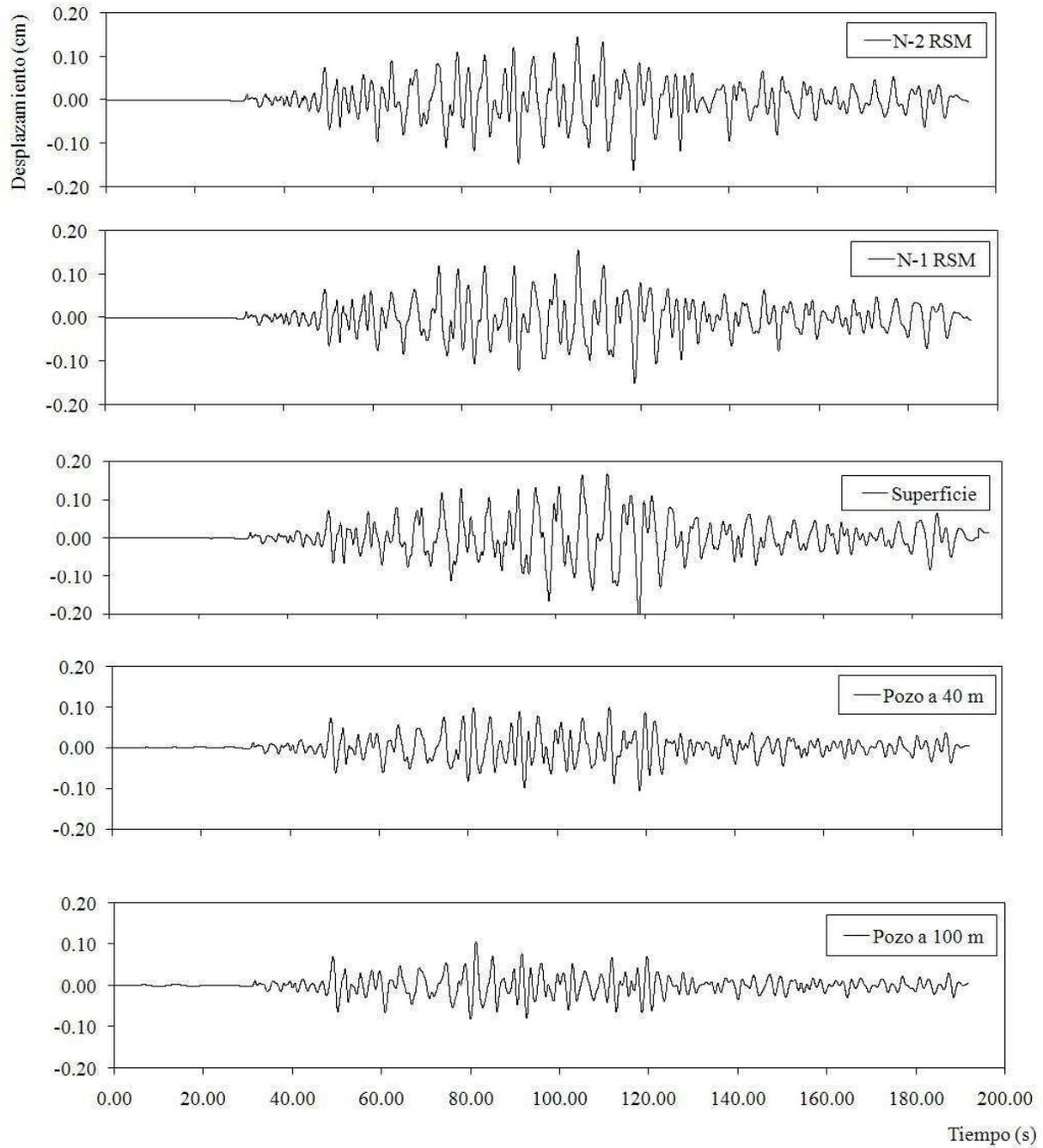


Figura 4.65 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, historia de desplazamientos en diferentes niveles del terreno, dirección vertical

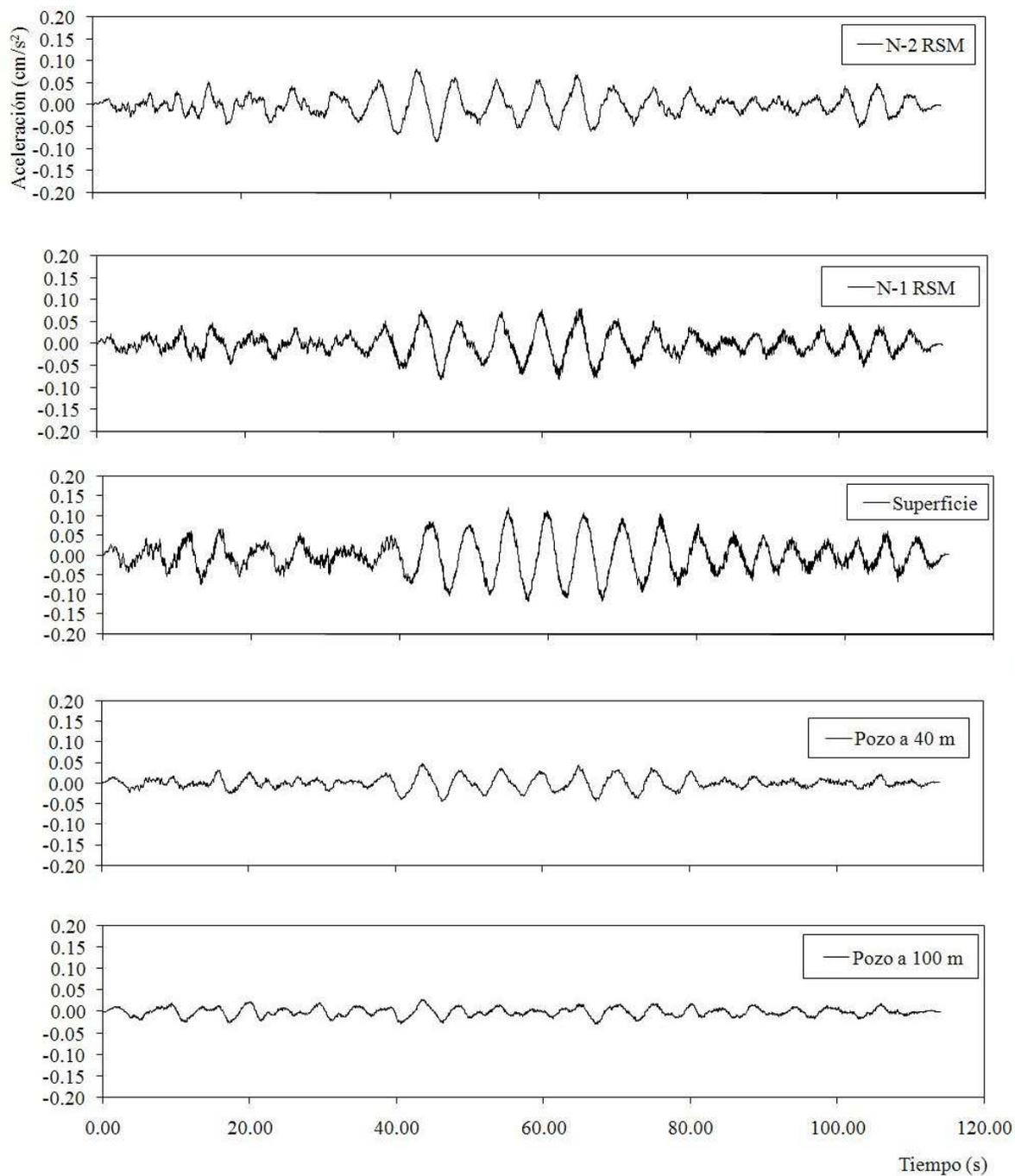


Figura 4.66 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, historia de aceleraciones, dirección vertical en diferentes niveles del terreno

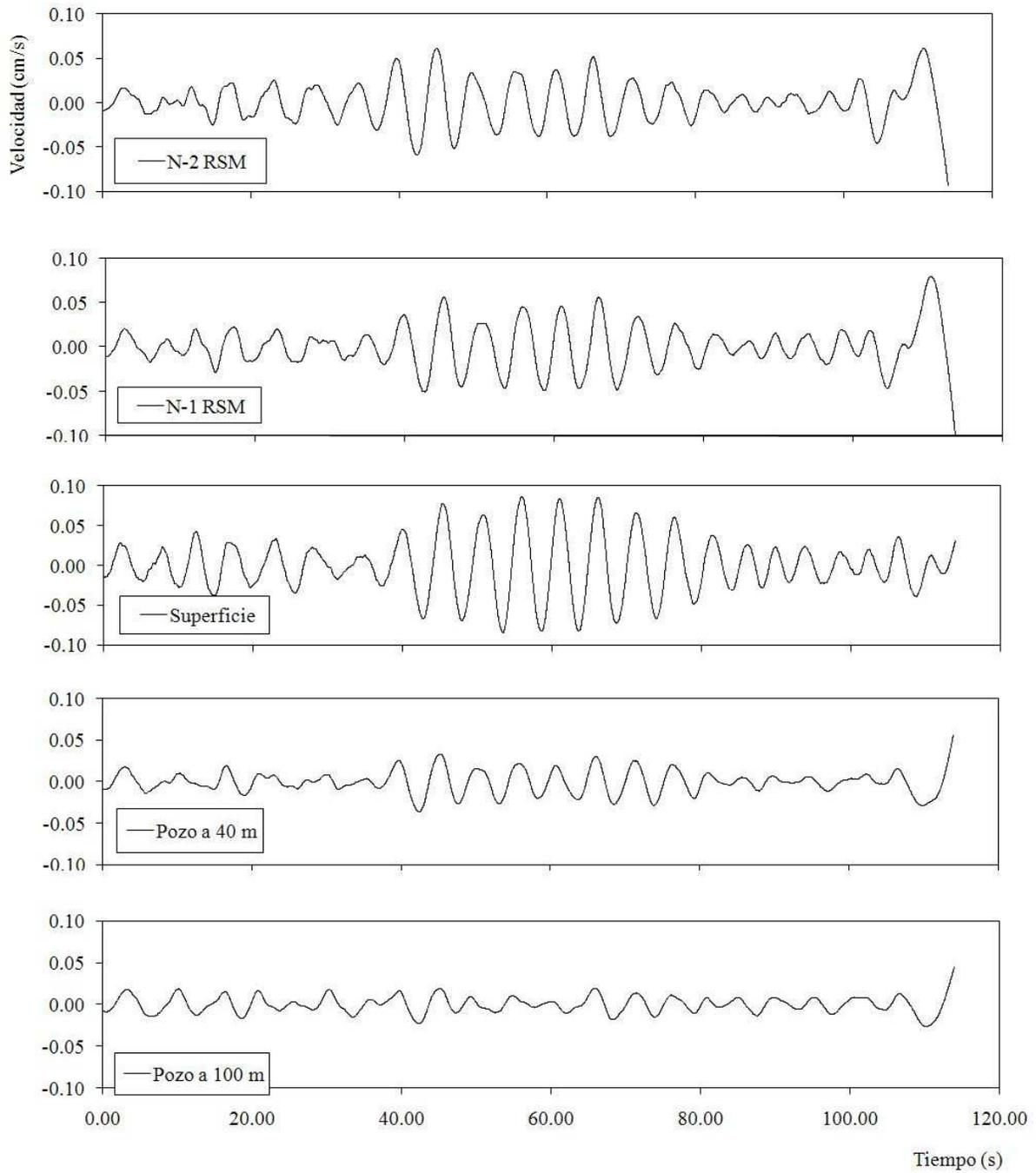


Figura 4.67 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, historia de velocidades en diferentes niveles del terreno, dirección vertical

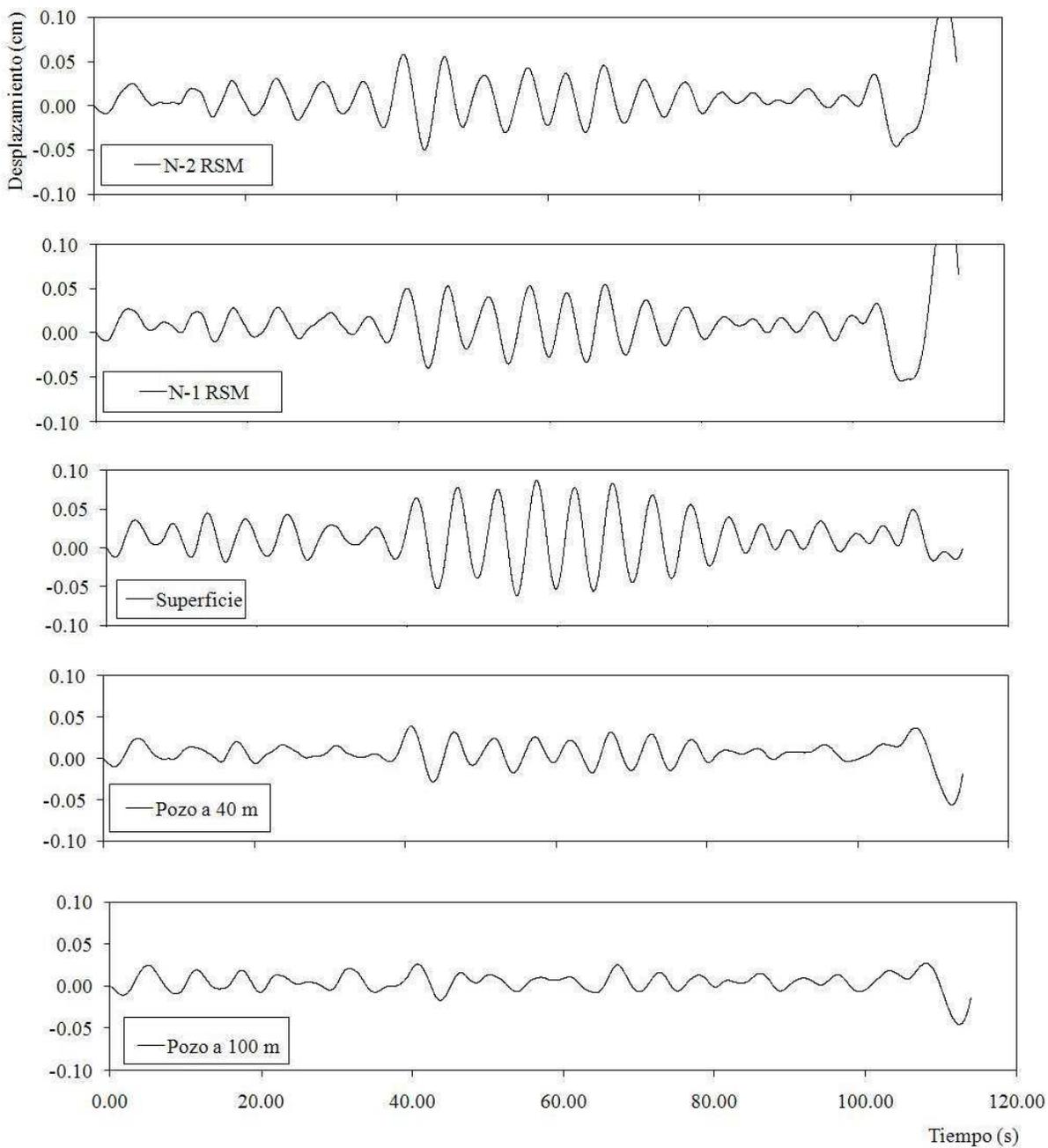


Figura 4.68 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, historia de desplazamientos en diferentes niveles del terreno, dirección vertical

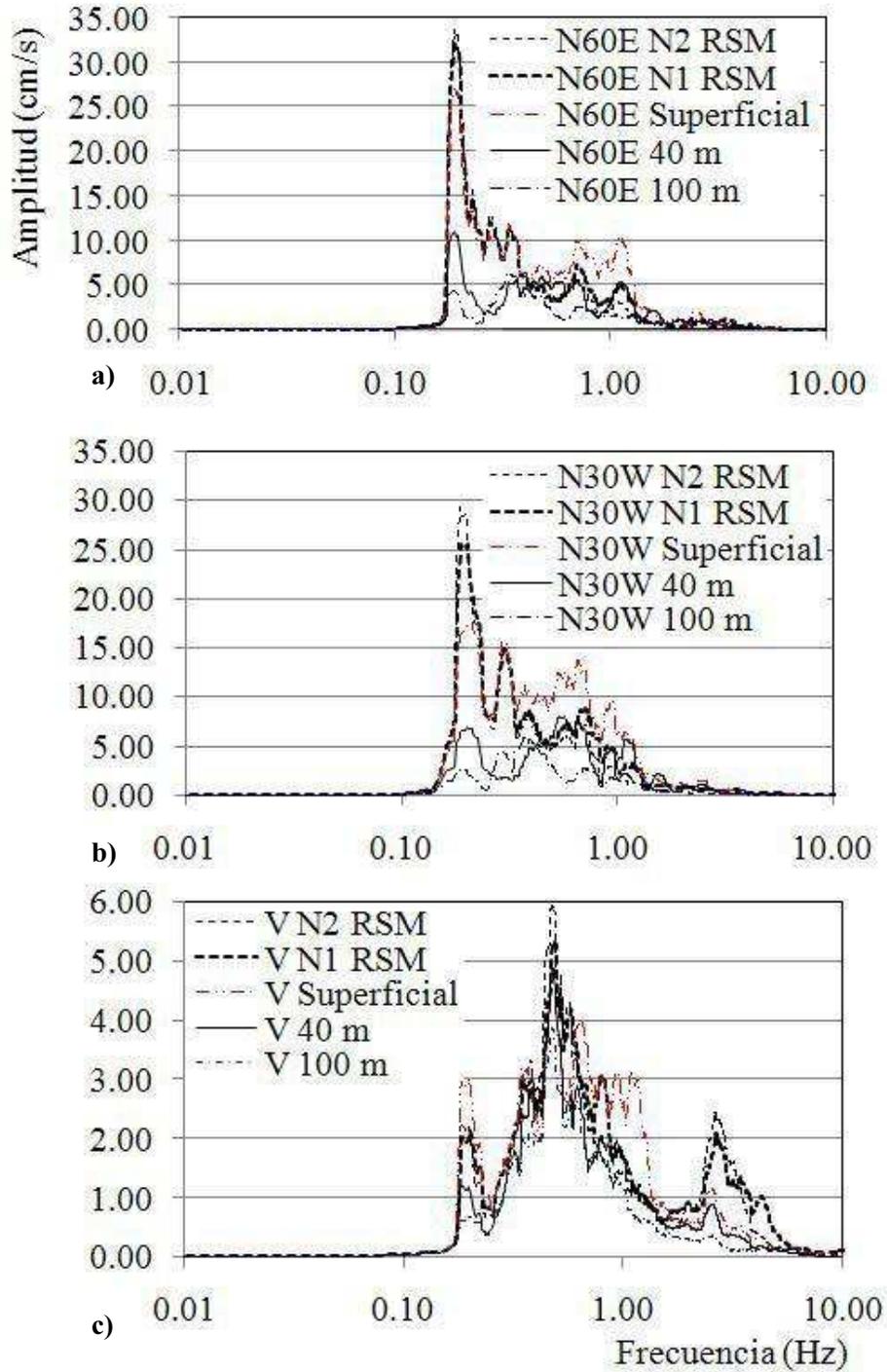


Figura 4.69 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, espectros de Fourier en diferentes niveles del terreno; (a) dirección N60E, (b) dirección N30W, (c) dirección vertical

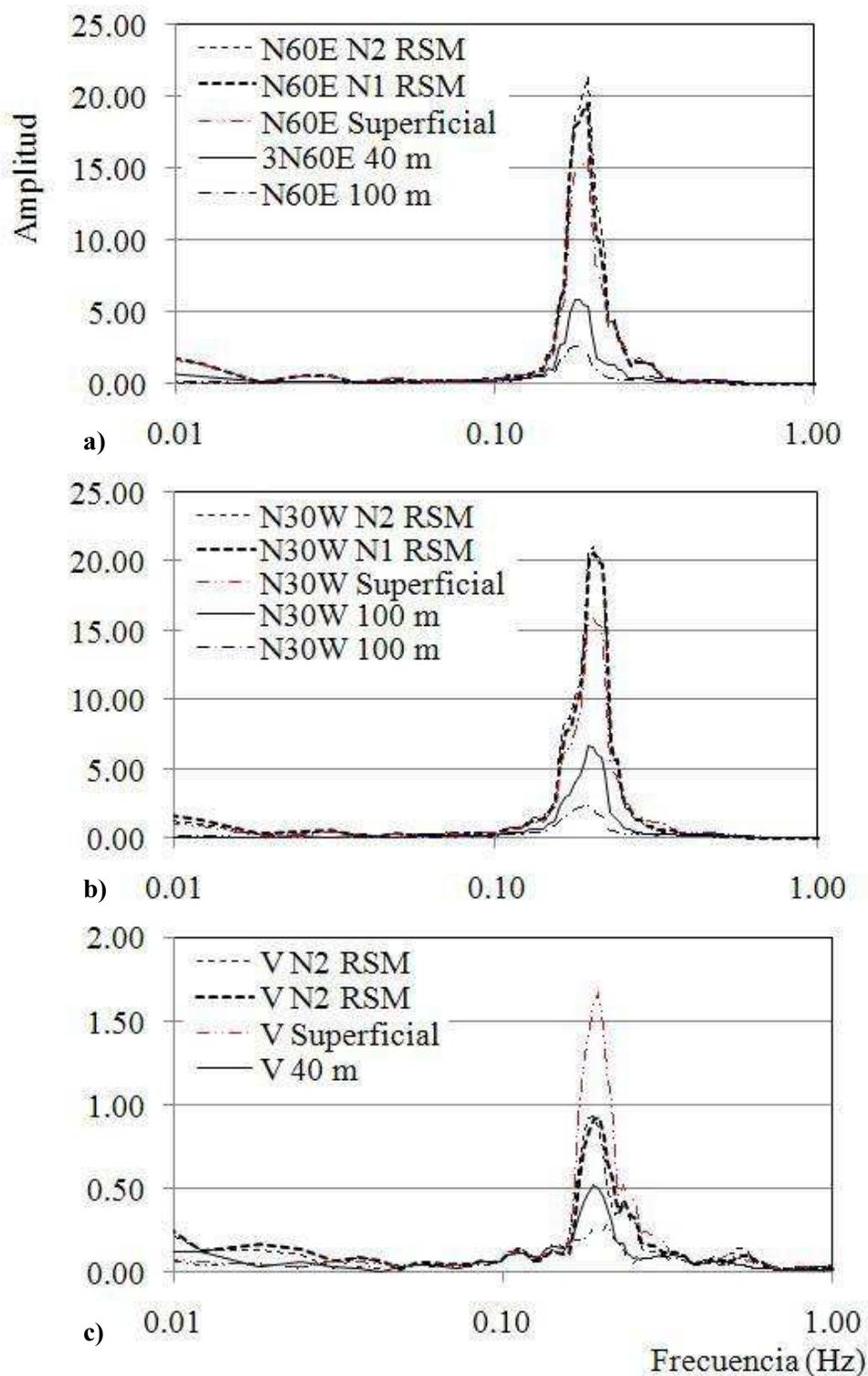


Figura 4.70 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, espectros de Fourier en diferentes niveles del terreno; (a) dirección N60E, (b) dirección N30W, (c) dirección vertical

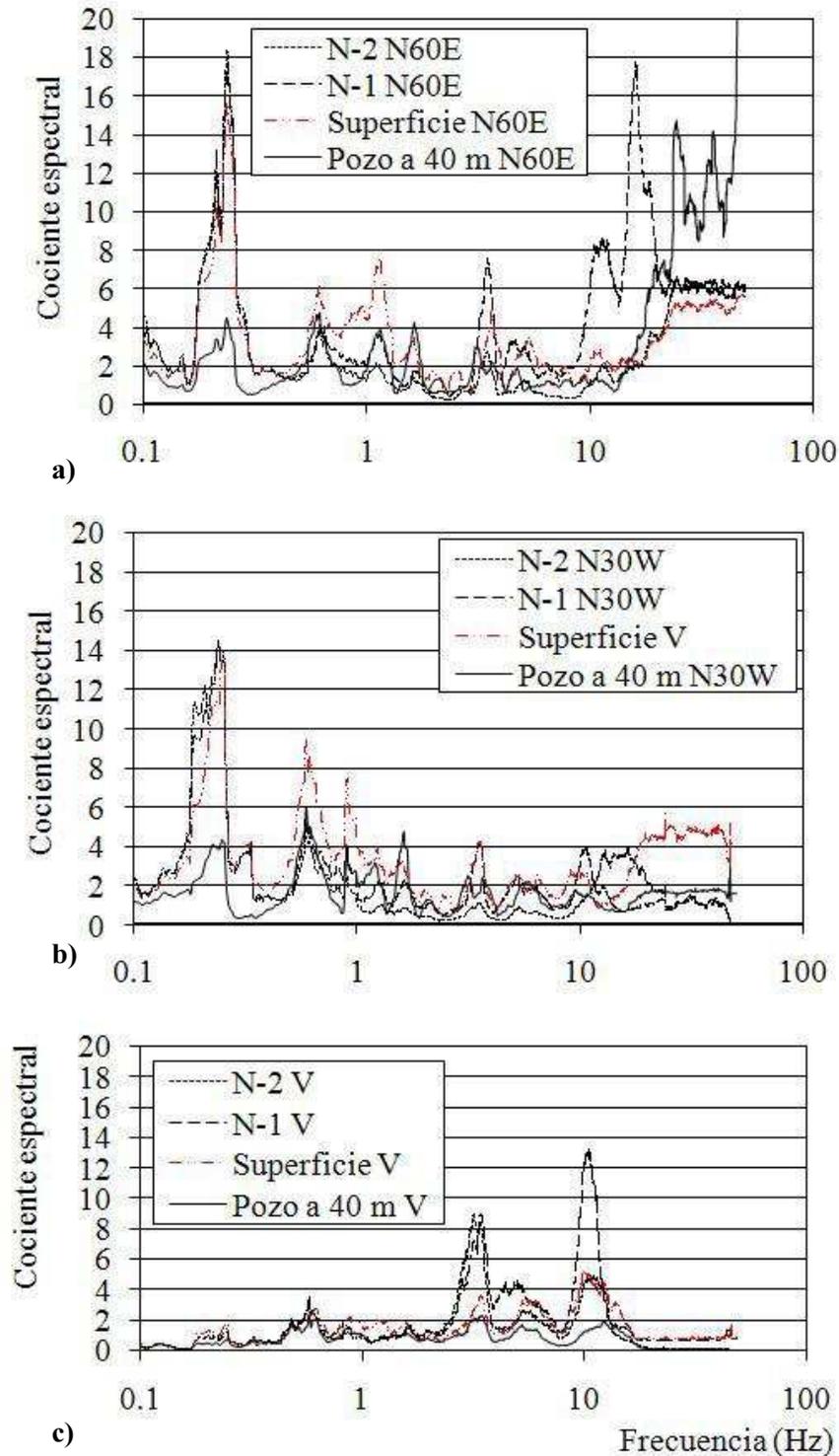


Figura 4.71 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, funciones de transferencia en diferentes niveles del terreno; (a) dirección N60E, (b) dirección N30W, (c) dirección vertical

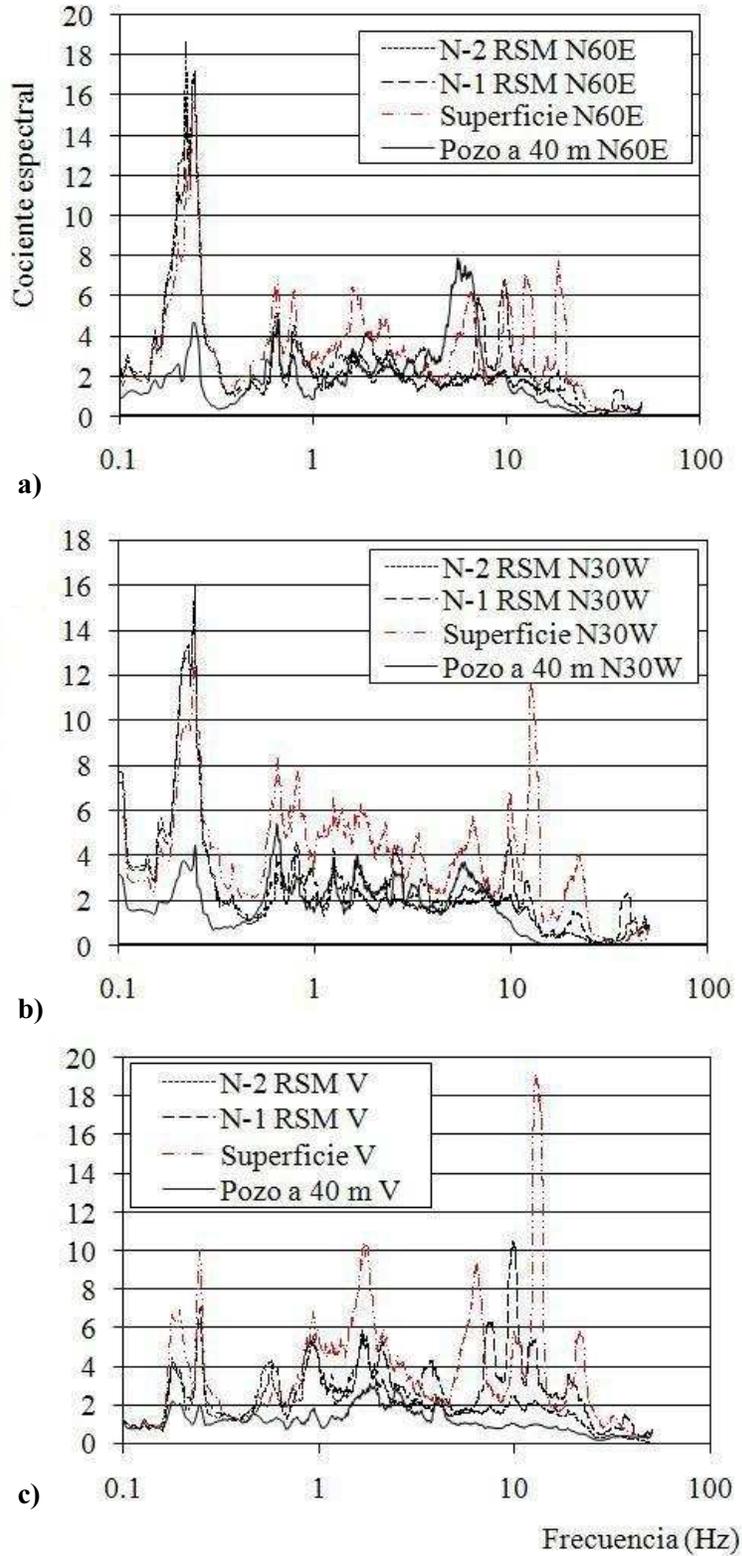


Figura 4.72 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, funciones de transferencia en diferentes niveles del terreno; (a) dirección N60E, (b) dirección N30W, (c) dirección vertical

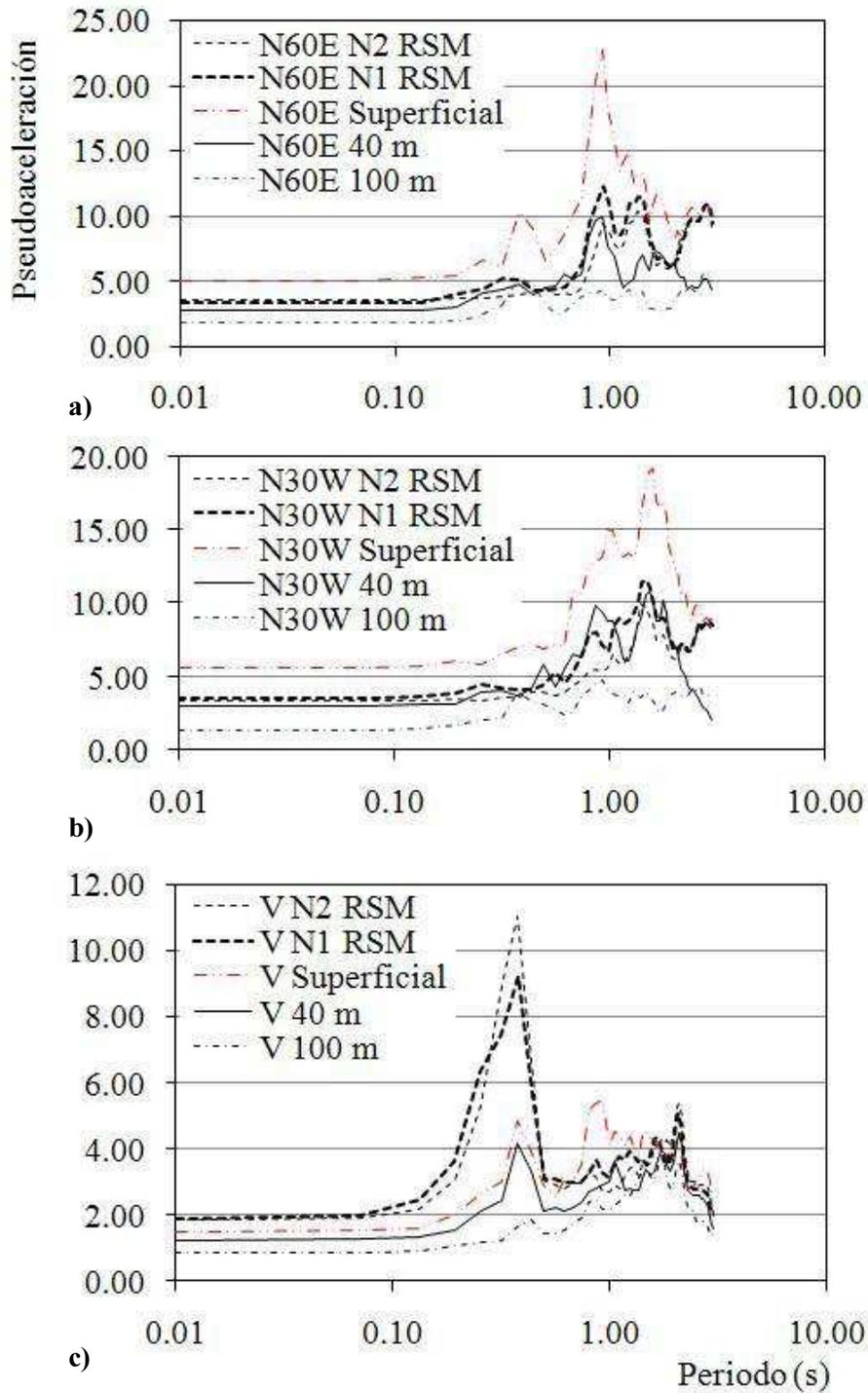


Figura 4.73 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, espectros de respuesta de pseudoaceleraciones en diferentes niveles del terreno; (a) dirección N60E, (b) dirección N30W, (c) dirección vertical

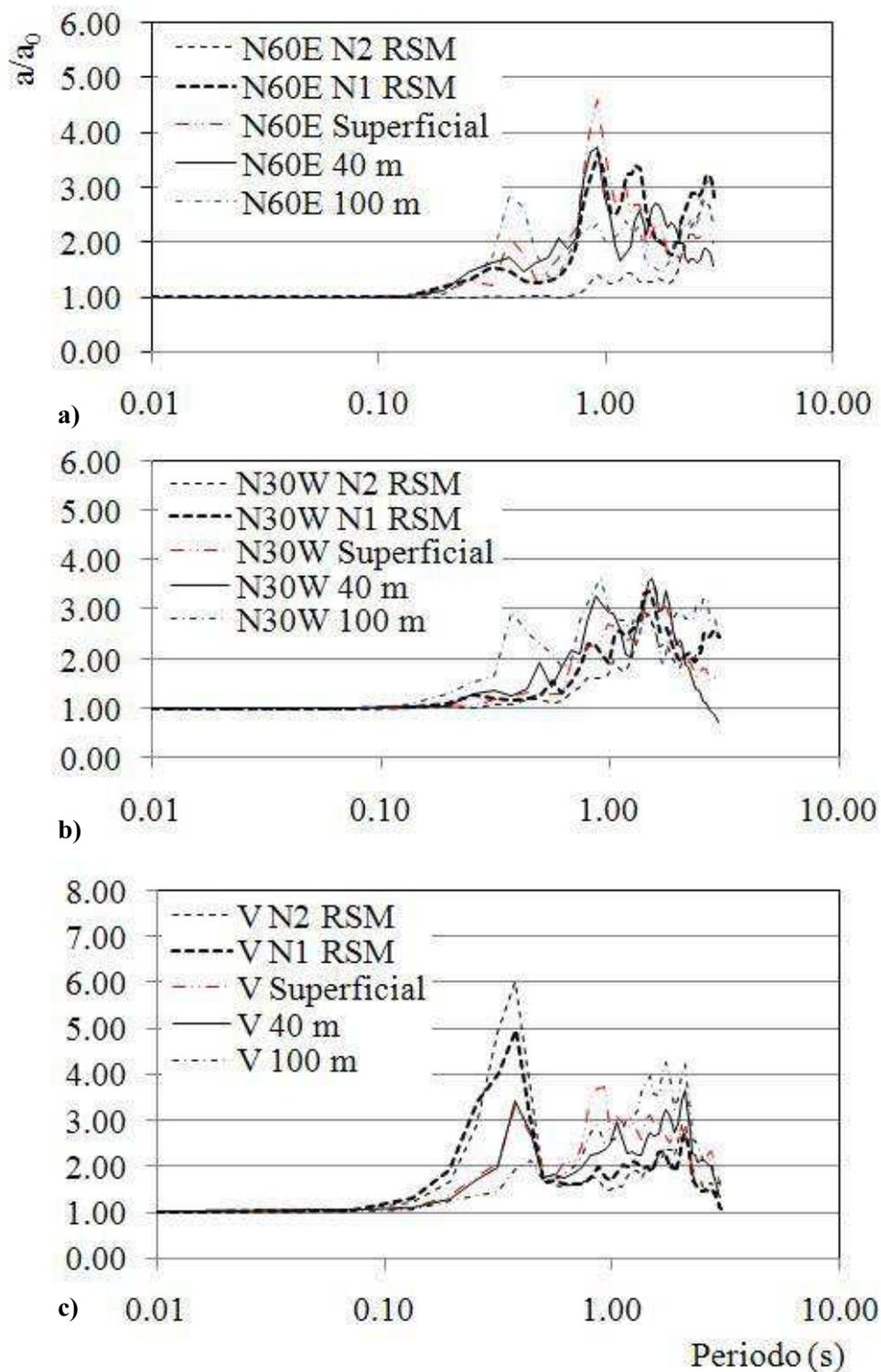


Figura 4.74 Sismo registrado el 11 de agosto de 2006 dentro del estado de Guerrero, espectros de respuesta normalizado en diferentes niveles del terreno; (a) dirección N60E, (b) dirección N30W, (c) dirección vertical

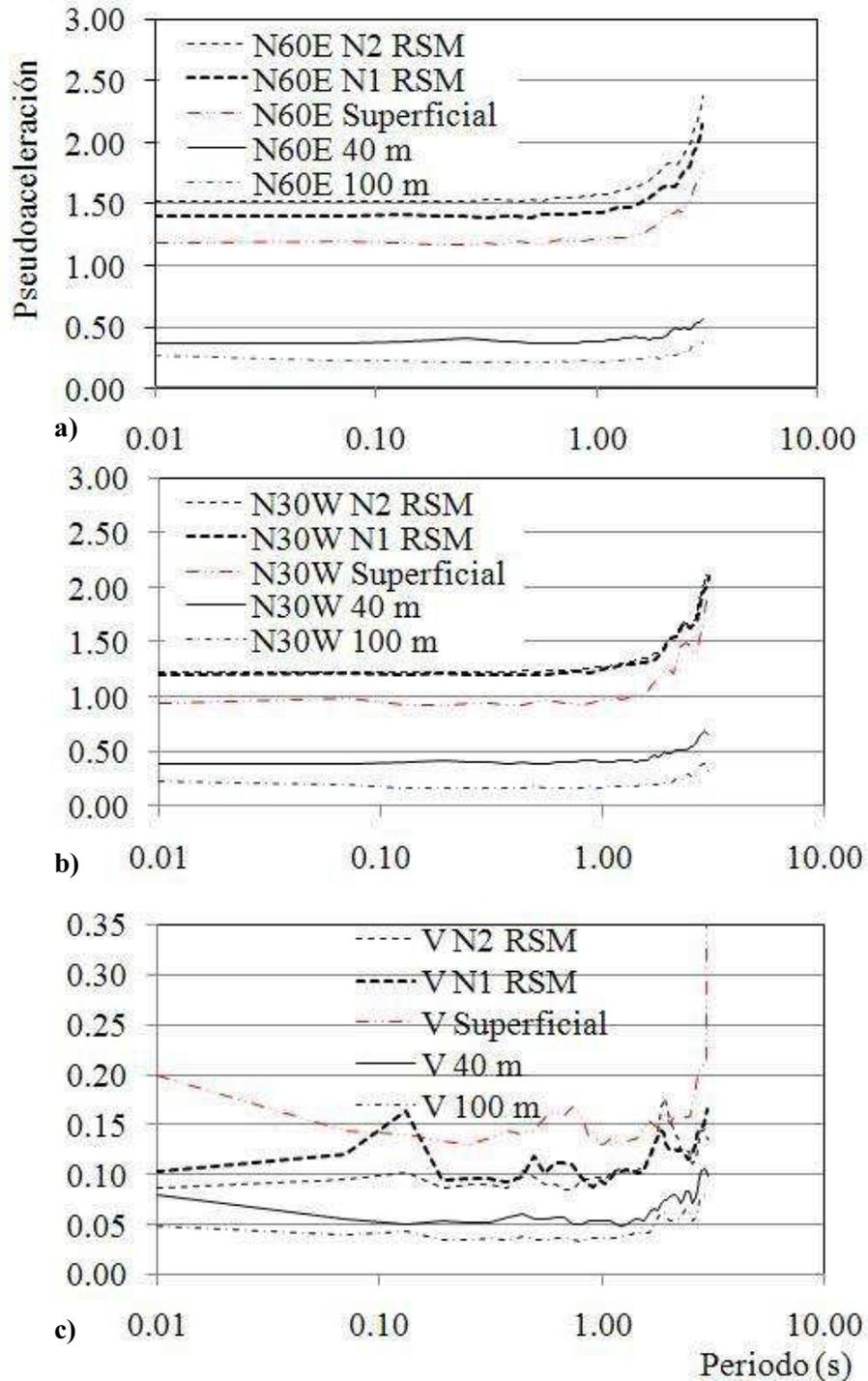


Figura 4.75 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, espectros de respuesta de pseudoaceleraciones en diferentes niveles del terreno; (a) dirección N60E, (b) dirección N30W, (c) dirección vertical

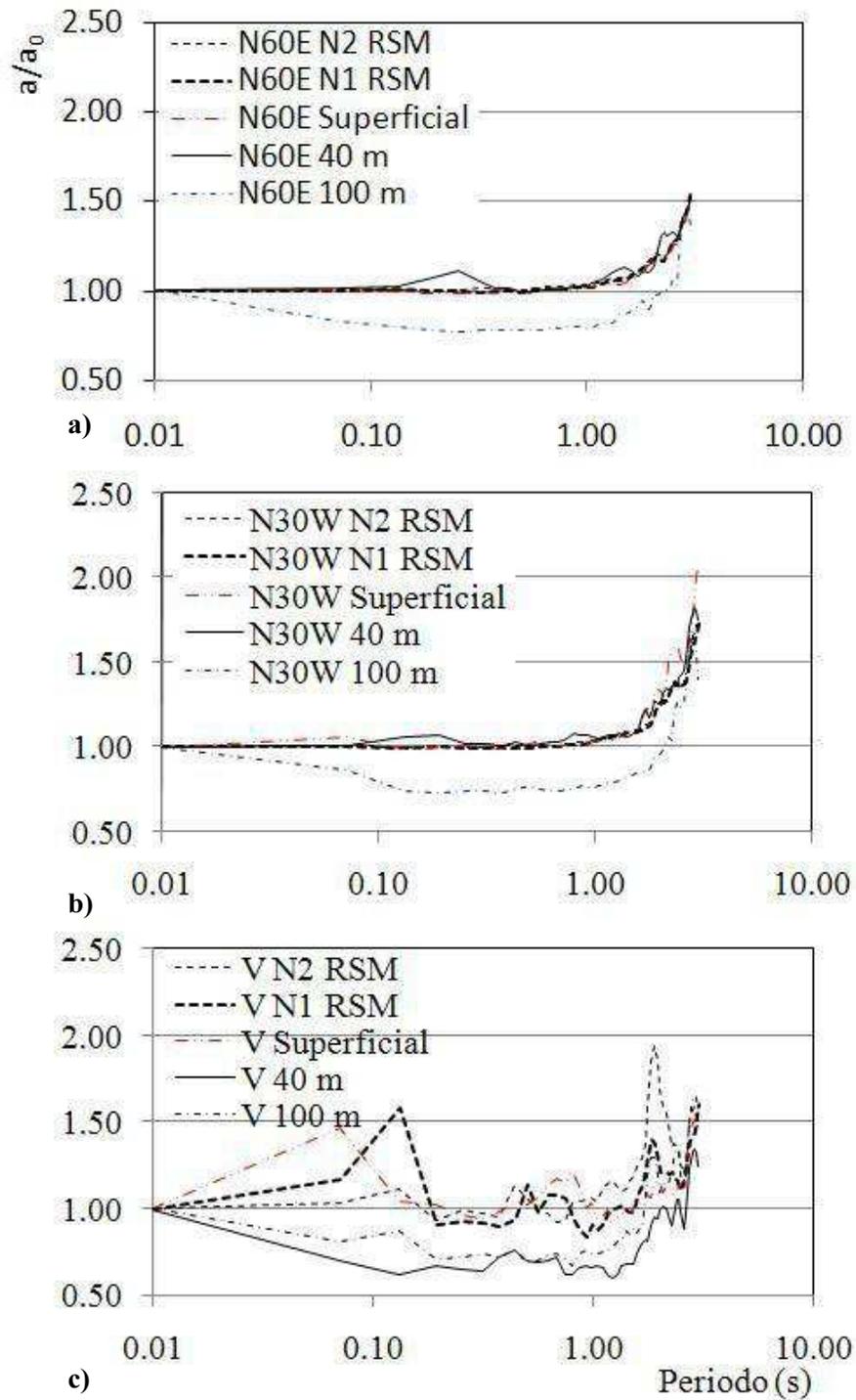


Figura 4.76 Sismo registrado el 24 de septiembre de 2008 en las costas de Michoacán, espectros de respuesta normalizado en diferentes niveles del terreno; (a) dirección N60E, (b) dirección N30W, (c) dirección vertical

CAPÍTULO 5

PROPIEDADES DE LAS GEOMEMBRANAS HDPE

Para el análisis del comportamiento de la Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente, la geomembrana tiene un papel importante puesto que cambia las condiciones de drenaje en la zona del relleno alterando el comportamiento de las presiones de poro. Además, al ser una membrana de aislamiento evita que el agua freática se mezcle con los residuos sólidos y los lixiviados que están gravitando sobre la geomembrana; esto evita la flotación de los residuos y controla la endentación, que es un fenómeno muy común en estructuras de tierra en el lago de Texcoco. En el caso de Bordo Poniente, se revisará el comportamiento del sistema de aislamiento que consiste una geomembrana HDPE lisa de 0.001 m de espesor sobre el suelo natural del Lago de Texcoco (arcilla lacustre). La geomembrana está protegida por una capa compactada de arena limosa de 0.40 m de espesor. Para realizar estos análisis se caracterizaron en laboratorio las geomembranas HDPE lisas de 0.001 y 0.0015 m mediante pruebas de tensión en laboratorio.

En este capítulo se presenta una descripción de las propiedades de las geomembranas HDPE, así como el equipo utilizado, los resultados de las pruebas y las implicaciones de los hallazgos en el comportamiento de Bordo Poniente.

5.1. ANTECEDENTES

Una parte importante de un relleno sanitario es la capa de impermeabilización. Su fin es proporcionar una superficie impermeable que evite la filtración de gases y de lixiviados al suelo natural. Forma parte del fondo y las paredes de una celda para la disposición de residuos sólidos (Tchobanoglous, 1993).

El sistema de impermeabilización más simple consiste en colocar sobre el suelo natural, una capa de arcilla compactada del lado húmedo y otra de arena drenante, sobre la cual se depositan los residuos sólidos. El uso de arcilla compactada en espesores mayores a 0.5 m representa la alternativa más confiable de impermeabilización cuando se diseña y se construye adecuadamente (Auvinet, 1985; Auvinet y Espinosa, 1979; Auvinet e Hiriart, 1980; Lara *et al.*, 1986). La falta de arcilla en ciertos proyectos hizo necesario emplear materiales geosintéticos para lograr la impermeabilización. En 1982 comienza la utilización de las geomembranas como barrera impermeable en proyectos ambientales. El sistema de impermeabilización más sencillo y que se utiliza con mayor frecuencia en México es el que se muestra en la Figura 5.1. Consiste en colocar sobre el suelo natural una geomembrana y luego una capa de arena drenante para protección del geosintético (Qian *et al.*, 2002).

Los materiales poliméricos más usados en la fabricación de geomembranas son: el polietileno de alta densidad HDPE, el polietileno de baja densidad LDPE, el cloruro de polivinilo PVC, y el polietileno clorosulfonado CSPE, este último producido por DuPont y que está en desuso (Qian *et al.*, 2002). En el caso de rellenos sanitarios se recomienda usar geomembranas de HDPE porque tienen menores tasas de transmisión de vapor de agua y de gas metano que otros materiales que se encuentran en el mercado (US EPA, 1998).

El HDPE (Por sus siglas en inglés *High Density Polyethylene*) es un polímero de estructura lineal formado por unidades de etileno. Es un material ligero con una densidad de 9.52 kN/m^3 y una conductividad hidráulica de $1.0\text{E}-09 \text{ m/s}$. Las geomembranas HDPE, se fabrican en un troquelador de lámina plana o por medio de un proceso de película soplada, en el cual se usa un 97% de polietileno de peso molecular alto, de 2 a 3% de carbón negro y de 0.5 a 1% de estabilizadores y antioxidantes. Destacan por su alta resistencia química que la hace tolerante al lixiviado, su baja permeabilidad para líquidos y gases como el metano y el vapor de agua, y su alta resistencia a los rayos ultravioleta. Estas geomembranas pueden tener acabado superficial texturizado en una de sus caras o liso. Se recomiendan

para rellenos sanitarios un espesor mínimo de 1.5 mm (0.0015 m). En el Bordo Poniente se utilizó una geomembrana de polietileno de alta densidad HDPE lisa de 1.0 mm (0.001 m) de espesor.

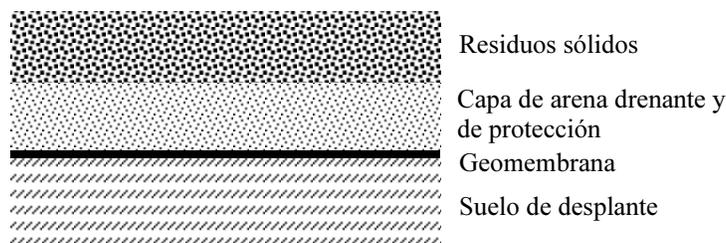


Figura 5.1 Sistema de capa simple de geomembrana

La disponibilidad en el mercado, su bajo peso y facilidad de instalación son las principales ventajas de las geomembranas de HDPE. Sin embargo, el material no se adapta a la superficie de instalación por lo que se generan arrugas que la hacen más vulnerable a la rotura. Otra desventaja es que se puede perforar durante la instalación lo cual aumenta la conductividad hidráulica del material. Por este motivo, el diseño de sistemas de impermeabilización con geomembrana considera la presencia de agujeros con el correspondiente aumento en permeabilidad (Qian *et al.*, 2002). Otro inconveniente, es que el contacto de la geomembrana con otros materiales crea una superficie de contacto de menor resistencia al esfuerzo cortante, que podría eventualmente generar una superficie de falla en el caso de rellenos construidos en laderas.

La instalación de las geomembranas se realiza en una superficie de apoyo que esté libre de elementos punzo-cortantes. Cada paño de geomembrana se extiende sobre el terreno de acuerdo a un plan de colocación y se asegura con sacos llenos de material hasta que se realice la fijación y el anclaje. Los empalmes entre paneles se realizan longitudinalmente y en el sentido de la pendiente del talud mediante traslapes de al menos 75 mm (0.0075 m) soldados por fusión o por extrusión. La soldadura por fusión consiste en aplicar calor por medio de un equipo como el de la Figura 5.2a. Un esquema del tipo de junta que se obtiene se observa en la Figura 5.2.b. En la soldadura por extrusión, se instala una cinta de resina fundida a lo largo del traslape. El equipo y el tipo de junta que se obtienen se observa en la Figura 5.3. Una vez realizada la instalación se hacen pruebas de calidad en las juntas para descartar la presencia de fugas (Auvinet y Esquivel, 1987).

En las geomembranas el comportamiento esfuerzo-deformación se estudia mediante pruebas de tensión. En esta investigación se realizaron pruebas de tensión uniaxial de acuerdo a la norma ASTM D6693-07. Esta prueba es la que más se utiliza para determinar la resistencia de materiales poliméricos porque las ecuaciones para el procesamiento de los resultados de laboratorio se conocen ampliamente en ingeniería. Además, se tienen datos previos de resistencia a la tensión, proporcionados por el fabricante del mismo tipo de geomembrana instalada en Bordo Poniente.

Hay otras pruebas como las de tensión multiaxial (ASTM D5617-94 y Andrejack y Wartman, 2010) la cual intenta medir las deformaciones de la geomembrana de manera tridimensional, simulando el comportamiento de este material en campo. El equipo adecuado para realizar esta prueba, el cual consiste en un vaso de presión de sección circular, no se encuentra disponible en la UNAM, por lo cual no se realizaron pruebas multiaxiales. El diseño e implementación de un equipo de laboratorio de este tipo no está contemplado en los objetivos del presente estudio.

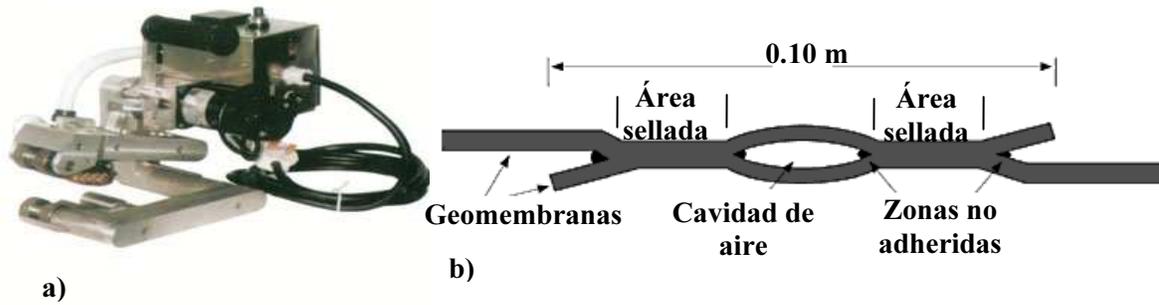


Figura 5.2 a) Equipo utilizado para efectuar la soldadura por cuña caliente en geomembranas, b) sección transversal del traslape

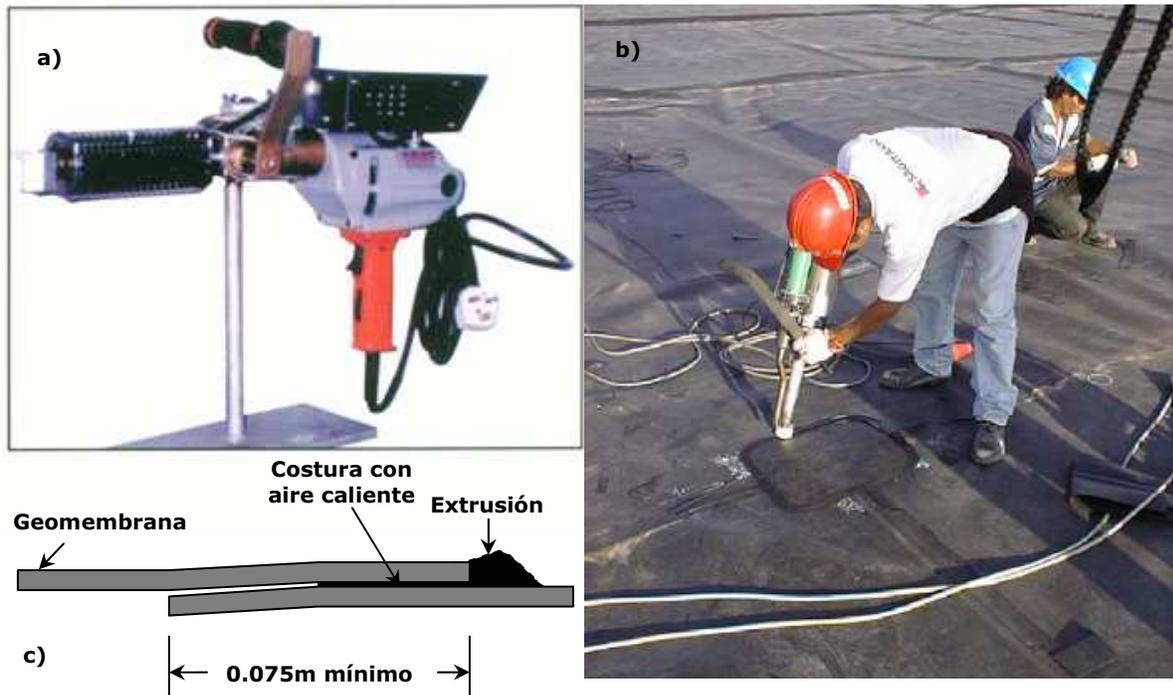


Figura 5.3 a) Pistola de aire caliente para efectuar la soldadura por extrusión en geomembranas, b) ejemplo de colocación en reparaciones, c) Sección transversal del traslape

La prueba de tensión uniaxial mide la resistencia de la geomembrana en una sola dirección y a una velocidad de deformación recomendada en la norma. Se utiliza un equipo con movimiento constante, equipado con mordazas que agarran los extremos de la probeta que se muestra en la Figura 5.4. La probeta se deforma con una velocidad de 50 mm/min hasta la rotura. Las condiciones de frontera varían en la muestra: mientras los extremos experimentan un estado de esfuerzo biaxial (no hay deformaciones laterales) en el segmento medio se tiene un estado de esfuerzos uniaxial que permite evaluar con certeza el comportamiento esfuerzo-deformación del material (Bray y Merry, 1999). Esta característica hace que la prueba sea más confiable que las de tensión multiaxial, cuya muestra circular se deforma en forma de semi-esfera y solo una pequeña zona de la muestra, localizada en el centro de la misma, describe un estado de esfuerzos biaxial isotrópico, en donde se cumplen a cabalidad las ecuaciones que describen el comportamiento esfuerzo-deformación del material (Bray y Merry, 1999).

La principal desventaja de la prueba uniaxial es que el resultado depende de la conformación de la probeta; las imperfecciones producidas durante el corte pueden producir falla anticipada, pero el tamaño de la muestra no afecta los resultados obtenidos. Otro aspecto a considerar, es que la prueba puede caracterizar el comportamiento a la tensión del material cuando la deformación ocurre en el segmento central de la muestra que tiene 0.033 m de longitud y un ancho uniforme de 0.006 m. Cuando la deformación supera este segmento, los cambios de espesor incrementan la fuerza resistente. Pese a esto, la norma ASTM recomienda que el esfuerzo de tensión se calcule considerando una longitud de muestra de 0.048 m. Marry y Bray (1996) encontraron que se pueden obtener datos de comportamiento aceptable, cuando la elongación de la muestra se mide con precisión en un espécimen de ancho uniforme.

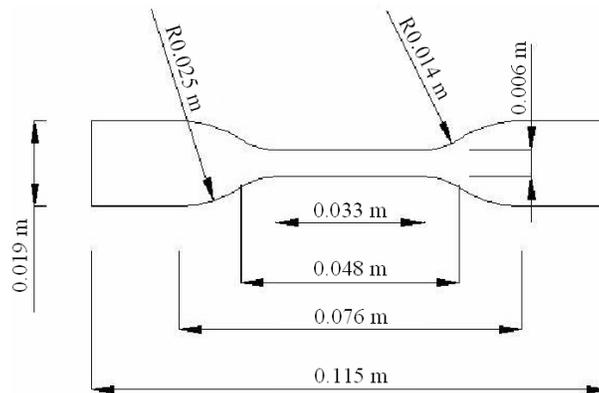


Figura 5.4 Probetas para la prueba de tensión uniaxial

Ellos propusieron las ecuaciones para determinar los esfuerzos nominales calculados con el área real de la deformación de una prueba uniaxial:

$$\sigma_u = \frac{F}{tw(1 - \nu\epsilon_a)^2} \quad (5.1)$$

$$\epsilon_a = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (5.2)$$

$$\nu = \frac{\sqrt{1 + \epsilon_a} - 1}{\epsilon_a \sqrt{1 + \epsilon_a}} \quad (5.3)$$

En donde: σ_u , es el esfuerzo uniaxial verdadero en la geomembrana; ϵ_a , es la deformación axial ingenieril; ν , es la relación de Poisson; F , es la fuerza de tensión medida; L_0 , es la longitud original de la geomembrana del tramo que se deforma; t , es el espesor original de la geomembrana; w , es el ancho original de la geomembrana; y ΔL , es la elongación global de la geomembrana.

Soderman y Giroud (1995), proponen una relación entre el módulo secante de Young obtenido de pruebas biaxiales y uniaxiales, la cual modifica la original propuesta por Giroud (1992). El módulo secante de Young se define como la línea entre el origen y el punto de fluencia de un diagrama esfuerzo-deformación y la relación entre ellos se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{E_{ib}}{E_u} = \frac{1}{1-\nu} \quad (5.4)$$

En donde: E_{ib} , es el módulo de Young para un material que se somete a un estado de esfuerzos biaxial, E_u , es el módulo para el mismo material que sufre a un estado de esfuerzos uniaxial, y ν es la relación de Poisson.

La relación de módulos depende del nivel de deformación, disminuyendo con el aumento de la deformación, como se observa en la Tabla 5.1. A deformaciones mayores al 10% los módulos obtenidos de las dos pruebas son aproximadamente iguales. La diferencia de estos resultados radica en las limitaciones de la prueba uniaxial para asegurar un estado de esfuerzos biaxial, perfectamente isotrópico.

Tabla 5.1 Variación de la relación de módulos secantes de Young con el nivel de deformación para geomembranas HDPE

% de deformación, ϵ	Relación E_{ib}/E_u
0.5%	2.4
1.0%	1.9
2.0%	1.45
5.0%	1.1
>10.0%	1.0

En la Cuarta Etapa del Bordo Poniente se instaló una geomembrana producida por *GSE Standard Products*, de 0.001 m de espesor y de acabado liso. Como referencia en la Tabla 5.2 se presenta la información de resistencia de esta geomembrana. Alcina (2010) proporcionó los resultados del control de calidad realizados a la geomembrana colocada en Bordo Poniente y la de 0.0015 m de espesor, así como muestras para ambos espesores conformadas de acuerdo a la norma ASTM D 6693-04.

Tabla 5.2 Datos de control de calidad de la geomembrana HDPE de 0.001 y 0.0015 mm de espesor

Propiedad	Método de ensaye	Valores medios	
		HDE 040A000	HDE 060A000
Espesor (mm)	ASTM D 5199	0.91	1.4
Densidad (kN/m ³)	ASTM D 1505	9.4	9.4
Resistencia a la rotura (kN/m)	ASTM D 6693	28	43
Resistencia a la fluencia (kN/m)	ASTM D 6693	15	23
Elongación a la rotura (%)	ASTM D 6693	700	700
Elongación a la fluencia (%)	ASTM D 6693	13	13

5.2. ENSAYES DE LABORATORIO

Adecuación del equipo

Para realizar las pruebas de tensión se utilizó un equipo servo-controlado MTS universal que se encuentra instalado en el Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Este equipo puede realizar pruebas de tracción con deformación controlada hasta una capacidad de 250 kN.

El equipo se adecuó instalando mordazas de presión en los cabezales superior e inferior, como se observa en la Figura 5.5 y una celda tipo plato con capacidad de 500 kg. También se adaptó un deformímetro de cuerda que permite registrar desplazamientos totales de hasta un metro.

Obtención de las muestras

En mayo de 2010 la firma *Soluciones Ambientales S.A de C.V.* (Alcina, 2010) proporcionó noventa probetas de geomembrana de dos espesores distintos (0.001 m y 0.0015 m) para realizar dos grupos de pruebas. El primer grupo consta de muestras cortadas de acuerdo a la norma ASTM D 6693-07 (Figuras 5.4 y 5.6a) y el segundo grupo corresponde a probetas cortadas de zonas de junta soldadas por extrusión (Figuras 5.2b y 5.6b). A las muestras de este último grupo se les denomina cupones.

Del total de muestras suministradas, cuarenta se usaron para pruebas de tensión en geomembranas de 0.001 y 0.0015 m de espesor, otras cuarenta eran cupones para realizar pruebas de rasgado y desprendimiento de los dos espesores; y las últimas diez eran cupones de 1.0 mm de espesor defectuosos, es decir en donde se excedió el calentamiento durante la fusión. De estas muestras se escogieron las cortadas con mejor calidad y se dejaron algunas como testigos.

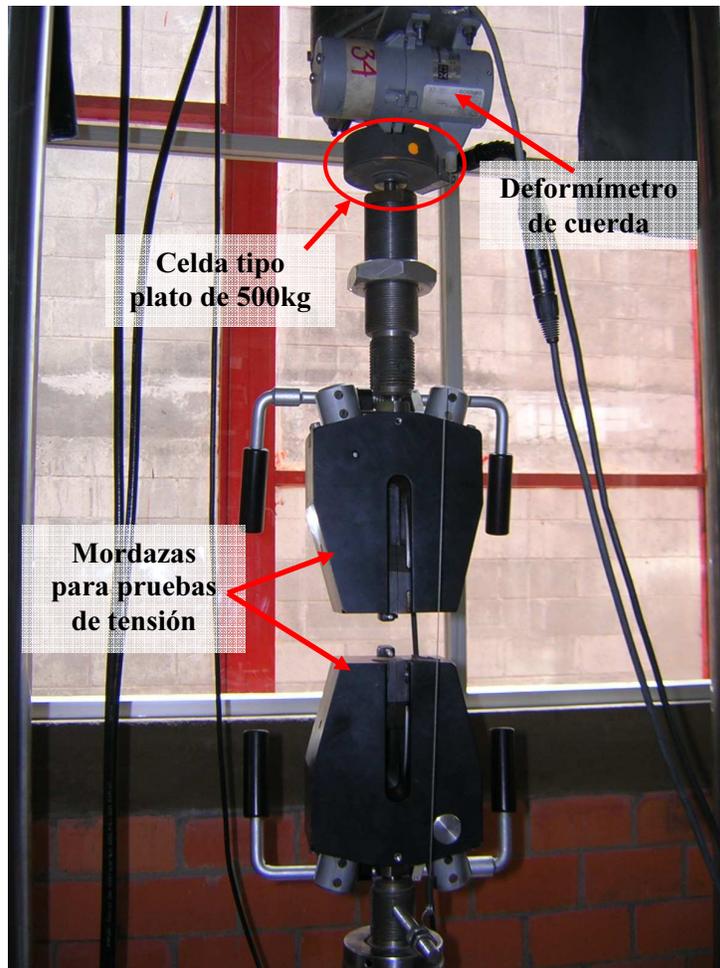


Figura 5.5 Equipo MTS adaptado para las pruebas de tensión en geomembranas

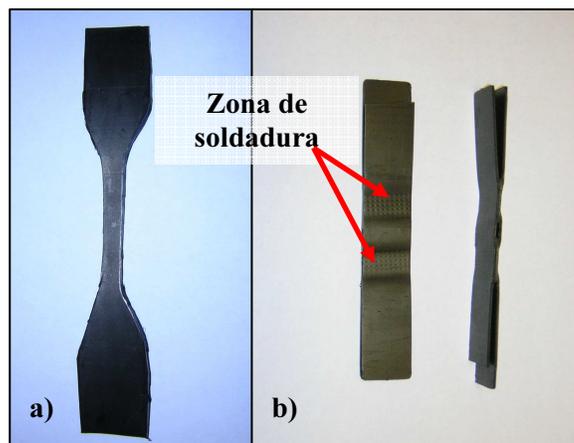


Figura 5.6 a) espécimen de geomembrana cortado de acuerdo a la norma ASTM D 6693-04, b) muestras de cupones

Metodología del ensaye

Entre el 9 de septiembre y el 22 de noviembre de 2010 se hizo la etapa de ensayos de laboratorio. Esta consistió en realizar pruebas tanto del cuerpo de la geomembrana como de cupones.

Para realizar las pruebas con muestras tipo ASTM D 6693-07, se tomaron mediciones de las probetas por medio de un vernier. De las probetas se obtuvieron medidas del ancho en las distintas zonas de cambio de sección, del espesor y de la longitud, tomando al menos tres mediciones de cada segmento. En las probetas se midió una separación central de seis centímetros y se marcaron los puntos guía para la colocación en las mordazas. Las muestras se numeraron para asignarles una velocidad de prueba. Los ensayos se hicieron con velocidades de desplazamiento de 50.0, 5.0 y 0.5 mm/min.

La prueba se efectúa en dos fases. La primera consiste en deformar la probeta hasta alcanzar un alargamiento de 0.10 m, que corresponde al desplazamiento máximo del cabezal inferior del equipo. El desplazamiento inicial es suficiente para caracterizar con precisión el comportamiento elástico del material, variando la velocidad de la prueba. En la segunda fase del ensaye se detuvo el cabezal inferior al mismo tiempo que se activó el cabezal superior del equipo. Esta fase se realizó a una velocidad constante de 50 mm/min y permite llevar la probeta a la falla. En la Figura 5.7 se observa una de las pruebas realizadas en estas muestras.

El análisis de los datos se realizó mediante las Ecuaciones 5.1 a 5.3, tomando en cuenta el área del segmento central de la muestra.



Figura 5.7 Pruebas de tensión en geomembranas con muestras tipo ASTM D 6693-07

Los cupones se probaron de dos formas: por rasgado (Figura 5.8.a) en donde los extremos contrarios de las muestras se sujetan con las mordazas; y por desprendimiento (Figura 5.8.b) tomando un solo lado de la junta y sujetando con las mordazas ambas hojas de la geomembrana. Se manejó una velocidad de desplazamiento de 50 mm/min en todos los especímenes.

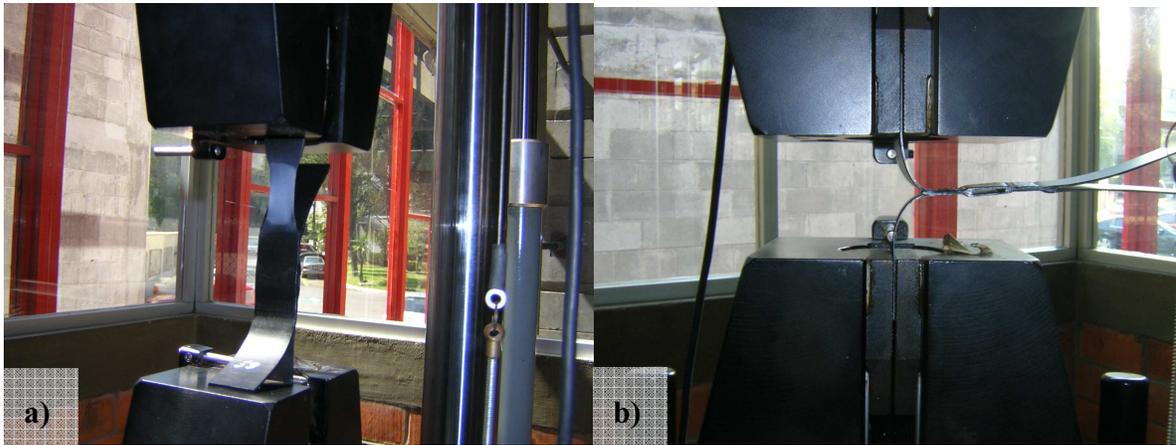


Figura 5.8 Pruebas de tensión en cupones. a) Prueba de rasgado y b) Prueba de desprendimiento

En la Tabla 5.3 se presenta el número de muestras ensayadas por prueba y la velocidad de ejecución del ensaye.

Tabla 5.3 Resumen de pruebas realizadas

Cantidad de muestras	Tipo	Espesor (m)	Tipo de prueba	Velocidad de carga (mm/min)
9	Probeta	0.0010	Tensión	50.0
7	Probeta	0.0010	Tensión	5.0
3	Probeta	0.0010	Tensión	0.5
8	Probeta	0.0015	Tensión	50.0
5	Probeta	0.0015	Tensión	5.0
2	Probeta	0.0015	Tensión	0.5
5	Cupón defectuoso	0.0010	Rasgado	50.0
8	Cupón	0.0010	Rasgado	50.0
8	Cupón	0.0010	Desprendimiento	50.0
8	Cupón	0.0015	Rasgado	50.0
8	Cupón	0.0015	Desprendimiento	50.0

5.3. RESULTADOS

Para analizar los resultados de laboratorio se obtuvieron curvas Fuerza – Desplazamiento de todas las pruebas. Para caracterizar el comportamiento esfuerzo-deformación se emplearon las ecuaciones de Merry y Bray (1996) hasta deformaciones de 0.10 m, en donde la zona deformada corresponde a la franja central de la muestra. De esta manera se determinó el límite elástico de material y su deformación a la fluencia.

En general durante la prueba de tensión, el material cambia el color negro a un gris oscuro en la zona estirada; se reduce el ancho y el espesor de la probeta. Una vez se deforma el segmento central del espécimen se presenta un aumento de resistencia correspondiente a cada cambio de sección. Por este motivo, las curvas fuerza-desplazamiento obtenidas muestran aumentos de resistencia antes de la falla,

y una trayectoria no lineal durante la deformación plástica. Por otra parte, el comportamiento elástico de estas curvas es lineal hasta que se presenta un pico de resistencia. En los controles de calidad realizados por el fabricante se considera este pico como el límite elástico del material. La deformación elástica y la resistencia a la fluencia que se presentan en la Tabla 5.2 se obtiene utilizando este criterio.

5.3.1. Muestras de 0.001 m de espesor

Las geomembranas de 0.001 m (1.0 mm) de espesor probadas a una velocidad de 50 mm/min presentan un comportamiento elastoplástico como se observa en la Figura 5.9.

En la curva fuerza-desplazamiento, el material muestra una resistencia pico de 124.5 N (17.2 kN/m) a una deformación media de 0.0038 m, que corresponde al 11.47% de elongación. La resistencia a la rotura es de 330.2 N (45.7 kN/m) con un estiramiento de 0.245 m que corresponde a una elongación de 512%. En términos generales la resistencia del material es mayor que la reportada por el fabricante, pero la elongación inferior.

En las curvas esfuerzo-deformación calculadas a partir de las ecuaciones de Marry y Bray (1996) se observó que el HDPE de 0.001 m de espesor a una velocidad de deformación de 50 mm/min describe un comportamiento elastoplástico. La parte elástica ocurre hasta una deformación media de 4.6%, luego se presenta etapa de fluencia en donde el material alcanza una deformación media de hasta aproximadamente el 58% y finalmente, se presenta una etapa de endurecimiento hasta la falla. El módulo de elasticidad medio del material es de 3,142 kPa. Bajo esta metodología, el límite elástico del material es considerablemente menor al determinado a partir de las curvas fuerza-desplazamiento. Para el nivel de deformación encontrado la diferencia entre el módulo de elasticidad es menor al que se obtendría en pruebas biaxiales, calculado con la Ecuación 5.4. En la Tabla 5.4 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en esta serie de pruebas.

En las pruebas realizadas a una velocidad de desplazamiento de 5 mm/min la geomembrana presenta un comportamiento elastoplástico como se observa en la Figura 5.10.

En la curva fuerza-desplazamiento el material muestra una resistencia pico de 104.21 N (14.3 kN/m) a una deformación media de 0.0046 m, que corresponde al 13.82% de elongación. La resistencia a la rotura es de 211 N (29 kN/m) con un estiramiento de 0.364 m que corresponde a una elongación de 758%.

Las curvas esfuerzo-deformación calculadas de este grupo de pruebas muestran que la geomembrana HDPE de 0.001 m de espesor, a una velocidad de desplazamiento de 5 mm/min describe un comportamiento elastoplástico en el cual la parte elástica ocurre hasta una deformación media de 4.9%, luego se presenta etapa de fluencia en donde el material alcanza una deformación media de hasta aproximadamente 61% y finalmente, se presenta una etapa de endurecimiento. El módulo de elasticidad medio del material es de 2,556 kPa. Bajo este análisis el límite elástico del material es menor al encontrado a velocidades mayores de deformación. En la Tabla 5.5 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en esta serie de pruebas y el módulo elástico calculado para pruebas multiaxiales.

En el caso de la pruebas realizadas a 0.5 mm/min, las curvas fuerza-desplazamiento no muestran una resistencia pico como las curvas obtenidas a mayores velocidades de desplazamiento, como se observa en la Figura 5.11. La máxima resistencia media es de 88.23 N a una deformación de 0.0047 m que corresponde a una elongación de 14.2%. La resistencia residual antes de la falla es de 68 N (9.5 kN/m) con un estiramiento de 0.077 m que corresponde a una elongación de 161%. Las resistencias y elongaciones medidas son significativamente menores que en la pruebas a mayor velocidad, lo cual muestra el comportamiento viscoso del material.

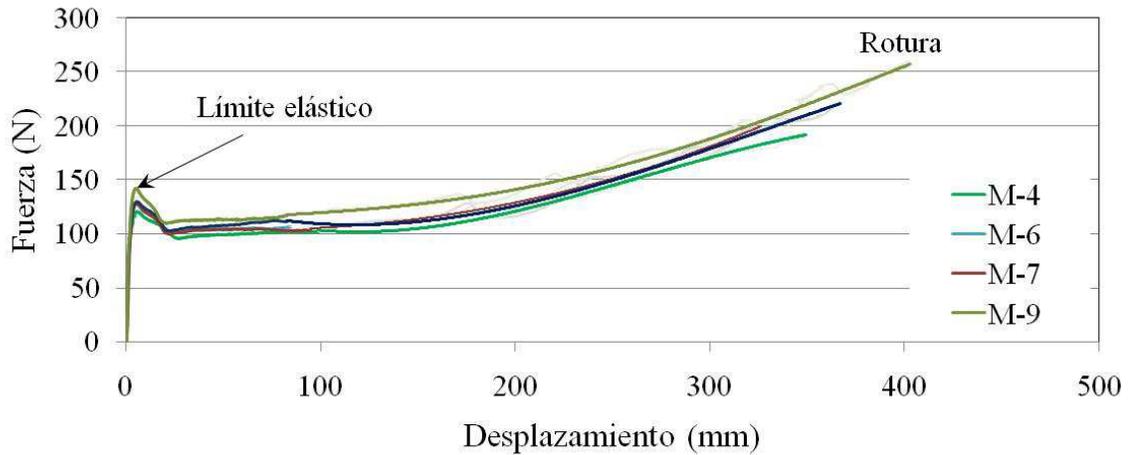


Figura 5.9 Resultados de pruebas de tensión en muestras de geomembranas de 1.0mm de espesor a velocidades de deformación de 50 mm/min

Tabla 5.4 Resumen de resultados obtenidos de pruebas de tensión para geomembrana de 1.0 mm de espesor y velocidad de deformación de 50 mm/min

Muestra	Deformación elástica (%)	Deformación a la fluencia (%)	Esfuerzo de Fluencia (kN/m)	E_u (kN/m ²)	E_{ib} (kN/m ²)
4	3.16	73.00	10.23	3,469	4,616
5	3.73	48.00	9.79	3,157	3,996
6	5.92	59.30	14.01	2,814	3,099
7	5.67	57.80	12.37	2,851	3,180
8	4.16	57.00	11.24	3,215	3,938
9	4.71	52.80	12.49	3,348	3,949
Valores medios	4.56	57.98	11.69	3,142	3,796

E_u : módulo de Young para pruebas uniaxiales; E_{ib} : Modulo de Young para prueba multiaxial calculado a partir de la relación de módulos y el nivel de deformación (Tabla 5.1)

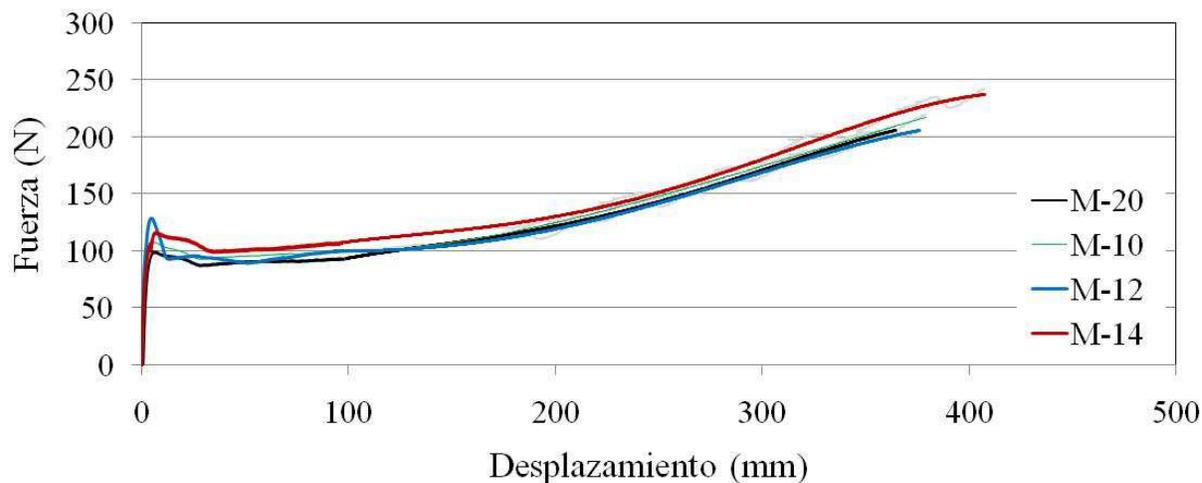


Figura 5.10 Resultados de pruebas de tensión en muestras de geomembranas de 1.0mm de espesor a velocidades de deformación de 5 mm/min

Tabla 5.5 Resumen de resultados obtenidos de pruebas de tensión para geomembrana de 1.0 mm de espesor y velocidad de deformación de 5 mm/min

Muestra	Deformación elástica (%)	Deformación a la fluencia (%)	Esfuerzo de Fluencia (kN/m)	E_u (kN/m ²)	E_{ib} (kN/m ²)
10	5.65	73.00	10.88	2,289	2,556
11	4.39	48.00	9.78	2,611	3,146
12	4.35	59.30	11.42	3,247	3,923
13	4.52	57.80	9.32	2,500	2,986
14	3.50	57.00	8.03	2,500	3,225
20	6.43	75.80	10.07	2,476	2,659
21	5.50	70.04	8.63	2,271	2,556
Valores medios	4.91	62.99	9.73	2,556	3,007

E_u : módulo de Young para pruebas uniaxiales; E_{ib} : Modulo de Young para prueba multiaxial calculado a partir de la relación de módulos y el nivel de deformación (Tabla 5.1)

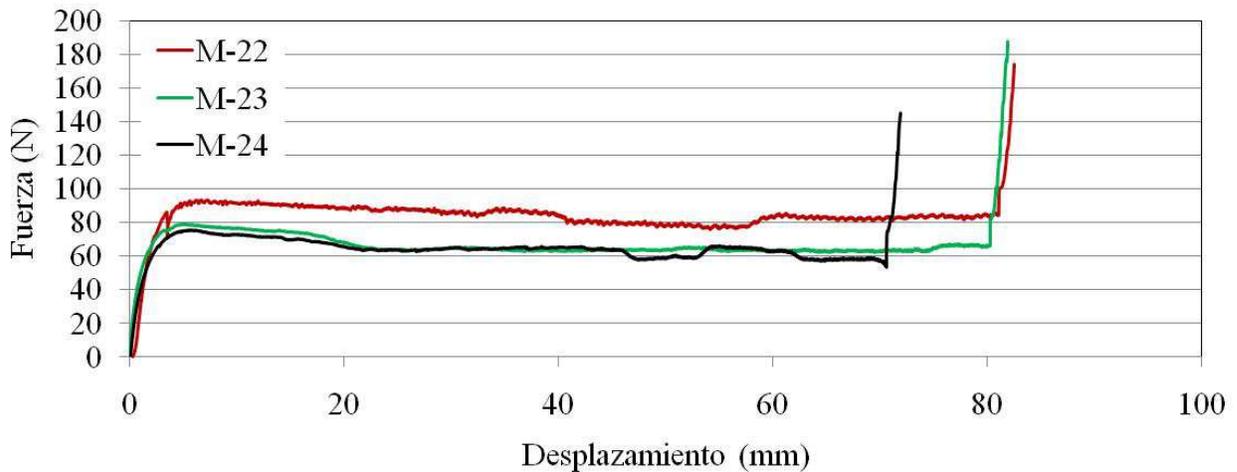


Figura 5.11 Resultados de pruebas de tensión en muestras de geomembranas de 1.0 mm de espesor a velocidades de deformación de 0.5 mm/min

Las curvas esfuerzo-deformación calculada de este grupo de pruebas muestran que la geomembrana HDPE de 0.001 m de espesor, ensayada a una velocidad de desplazamiento de 0.5 mm/min describe un comportamiento elastoplástico. La parte elástica ocurre hasta una deformación media de 4.6%, luego se presenta etapa de fluencia hasta aproximadamente 60% y finalmente, se presenta una etapa de endurecimiento, más corta que en pruebas realizadas a mayor velocidad. El módulo de elasticidad medio del material es de 1,944 kPa. En la Tabla 5.6 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en esta serie de pruebas y el módulo elástico calculado para pruebas multiaxiales de acuerdo al nivel de deformación elástica medida.

Tabla 5.6 Resumen de resultados obtenidos de pruebas de tensión para geomembrana de 1.0 mm de espesor y velocidad de deformación de 0.5 mm/min

Muestra	Deformación elástica (%)	Deformación a la fluencia (%)	Esfuerzo de Fluencia (kN/m)	E_u (kN/m ²)	E_{ib} (kN/m ²)
22	6.96	ND	10.45	1,869	1,960
23	3.41	59.05	7.51	2,042	2,656
24	3.28	61.53	6.29	1,768	2,129
Valores medios	4.55	60.29	6.90	1,944	2,543

E_u : módulo de Young para pruebas uniaxiales; E_{ib} : Modulo de Young para prueba multiaxial calculado a partir de la relación de módulos y el nivel de deformación (Tabla 5.1)

ND: no detectado

En general, en las muestras de 0.001 m de espesor se observa un efecto en la velocidad de deformación. A menor velocidad se presenta disminución en el límite elástico y aumento en la deformación de fluencia, mientras el módulo elástico disminuye. La resistencia a la rotura pasó de 45.7 kN/m a 9.5 kN/m y la deformación de 512% a 161%. Otra particularidad de este efecto es que a menores velocidades, antes de la rotura, hay un incremento súbito de la resistencia del material que se

observa claramente en las curvas de la Figura 5.11. La Figura 5.12 muestra una comparación de muestras de dimensiones similares probadas a diferentes velocidades de deformación.

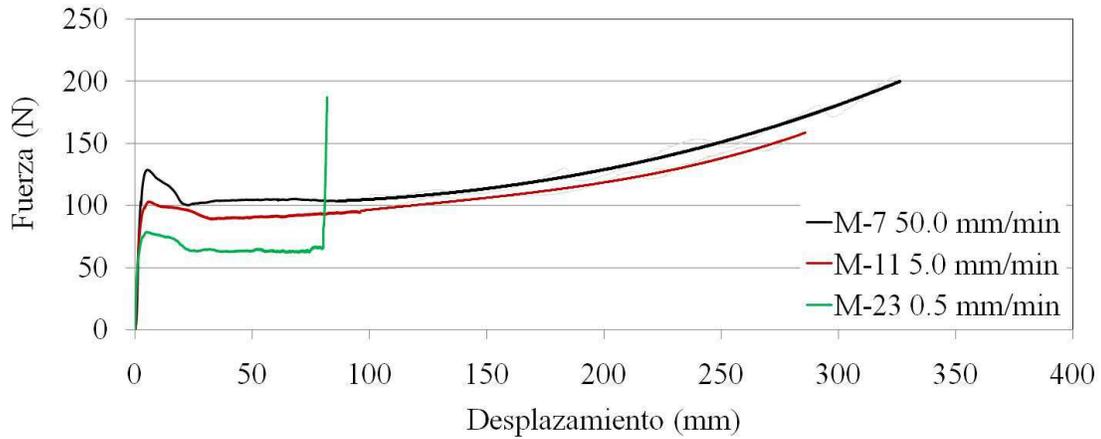


Figura 5.12 Efecto de la velocidad de deformación en muestras de geomembrana de 1.0 mm de espesor

5.3.2. Muestras de 1.5 mm de espesor

En la Figura 5.13 se observan las curvas fuerza-desplazamiento para las geomembranas probadas a una velocidad de 50 mm/min. El material muestra una resistencia pico media de 160.2 N (25.3 kN/m) a una deformación media de 0.0057 m, que corresponde al 17.2% de elongación. La resistencia a la rotura es de 174.7 N (28 kN/m) con un estiramiento de 0.26 m que corresponde a una elongación de 543%.

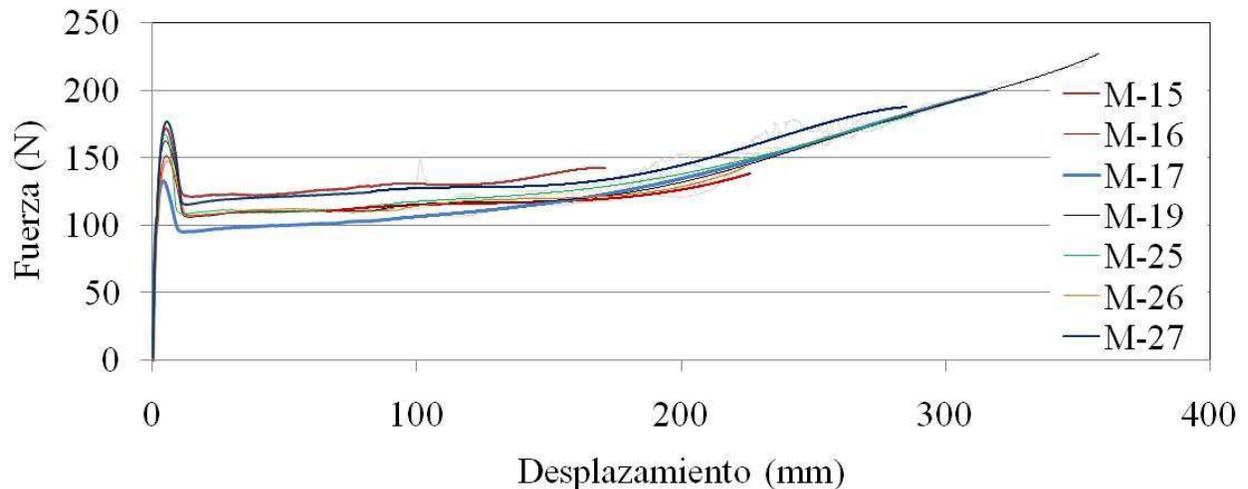


Figura 5.13 Resultados de pruebas de tensión en muestras de geomembranas de 1.5 mm de espesor a velocidades de deformación de 50 mm/min

En la curva esfuerzo-deformación calculada de este grupo de pruebas se observa que el HDPE de 1.5mm de espesor a una velocidad de desplazamiento de 50 mm/min describe un comportamiento elastoplástico. La parte elástica ocurre hasta una deformación media de 5.7%, luego se presenta etapa de fluencia (menos prolongada que en las muestra de 0.001 m) en donde el material alcanza una deformación media de hasta aproximadamente el 34% y finalmente, se presenta una etapa de endurecimiento. El módulo de elasticidad medio del material es de 3,230 kPa, similar a las muestras de 1.0mm probadas a la misma velocidad. Para el nivel de deformación encontrado, el módulo de elasticidad es menor al que se obtendría en pruebas biaxiales. En la Tabla 5.7 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en esta serie de pruebas.

En las muestra ensayadas a una velocidad de 5.0 mm/min, la resistencia pico media es de 157.1 N (22.0 kN/m) con una deformación media de 0.0066 m, que corresponde al 20% de elongación como se observa en las curvas fuerza-desplazamiento de la Figura 5.14. La resistencia a la rotura es de 193.3 N (27 kN/m) con un estiramiento de 0.51 m que corresponde a una elongación de 524%.

En el comportamiento esfuerzo-deformación calculado, la parte elástica ocurre hasta una deformación media de 4.94%, luego se presenta etapa de fluencia en donde el material alcanza una deformación media de hasta aproximadamente el 44% y finalmente, se presenta una etapa de endurecimiento. El módulo de elasticidad medio del material es de 2,440 kPa, menor a las muestras probadas a mayor velocidad. En la Tabla 5.8 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en esta serie de pruebas en donde se observa el módulo equivalente para pruebas de tensión biaxial calculado de acuerdo al nivel de deformación.

Las curvas fuerza-desplazamiento para las muestras de 0.0015 m de espesor a una velocidad de 0.5 mm/min se presentan en la Figura 5.16. La resistencia pico media es de 94.7 N (15.3 kN/m) con una deformación media de 0.0055 m, que corresponde al 16.7%. La resistencia a la rotura (residual) es de 71.6 N (11.6 kN/m) con un estiramiento de 0.78 m que corresponde a una elongación de 163%.

En la curva esfuerzo-deformación calculada de estas muestras, la parte elástica ocurre hasta una deformación media de 4.14%, la etapa de fluencia hasta aproximadamente el 59% y finalmente, se presenta la etapa de endurecimiento. El módulo de elasticidad medio del material es de 1770 kPa, menor a las muestras probadas a mayor velocidad. En la Tabla 5.9 se presenta un resumen de los resultados obtenidos en esta serie de pruebas en donde se observa el módulo equivalente para pruebas de tensión biaxial calculado de acuerdo al nivel de deformación.

En general, en las muestras de 0.0015 m de espesor se observó un efecto en la velocidad de desplazamiento. A menores velocidades se presenta una disminución del límite elástico del material y aumento en la deformación a la fluencia; también, disminución del módulo de elasticidad. La resistencia a la rotura también varía de 27.6 kN a 11.6 kN/m y la deformación de 543% a 163%. Las muestras ensayadas a menor velocidad de deformación muestran un aumento súbito en resistencia al momento de la falla como se observa en la Figura 5.15. En la Figura 5.16 se presenta una comparación entre muestras de geometría similar probadas a distintas velocidades de deformación.

Por otra parte, las geomembranas de 0.001 mm y 0.0015 mm de espesor prácticamente tienen el mismo módulo de elasticidad y la misma elongación.

Tabla 5.7 Resumen de resultados obtenidos de pruebas de tensión para geomembrana de 1.5 mm de espesor y velocidad de deformación de 50 mm/min

Muestra	Deformación elástica (%)	Deformación a la fluencia (%)	Esfuerzo de Fluencia (kN/m)	E_u (kN/m ²)	E_{ib} (kN/m ²)
15	5.47	36.69	10.70	3,222	3,633
16	6.10	36.61	11.83	3,162	3,451
17	5.03	31.11	9.80	3,255	3,764
18	4.85	28.05	12.53	4,105	4,800
19	5.48	35.88	8.92	3,160	3,561
25	5.54	31.15	9.85	2,772	3,114
26	6.54	39.18	9.67	2,788	2,979
27	6.36	35.39	11.03	3,376	3,638
Valores medios	5.67	34.26	10.54	3,230	3,617

E_u : módulo de Young para pruebas uniaxiales; E_{ib} : Modulo de Young para prueba multiaxial calculado a partir de la relación de módulos y el nivel de deformación (Tabla 5.1)

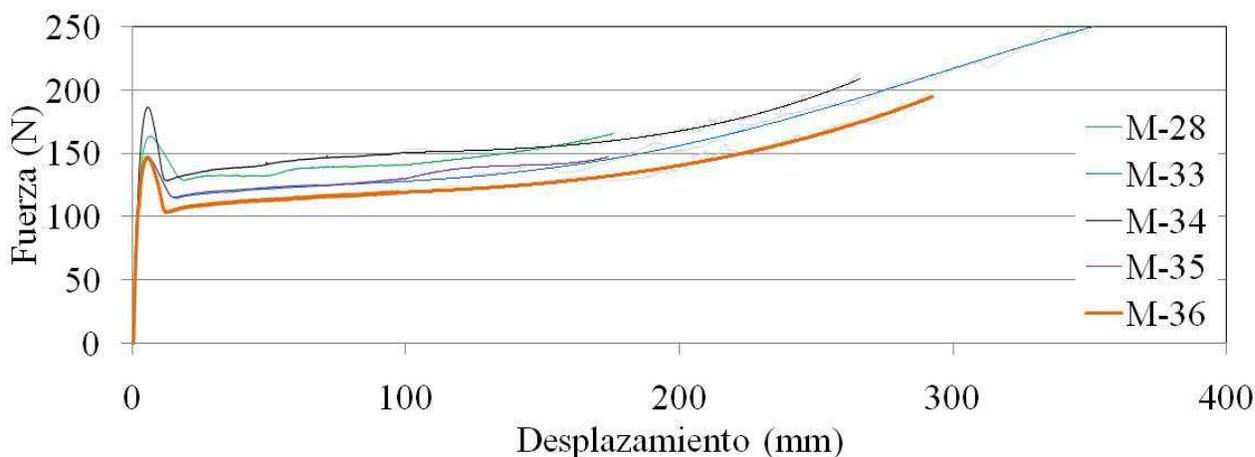


Figura 5.14 Resultados de pruebas de tensión en muestras de geomembranas de 1.5 mm de espesor a velocidades de deformación de 5 mm/min

Tabla 5.8 Resumen de resultados obtenidos de pruebas de tensión para geomembrana de 1.5 mm de espesor y velocidad de deformación de 5 mm/min

Muestra	Deformación elástica (%)	Deformación a la fluencia (%)	Esfuerzo de Fluencia (kN/m)	E_u (kN/m ²)	E_{ib} (kN/m ²)
28	5.36	55.82	9.09	2,317	2,629
33	4.13	45.33	9.60	2,755	3,382
34	4.31	37.00	8.63	2,584	3,131
35	5.28	43.74	8.59	2,275	2,592
36	5.62	37.85	10.35	2,269	2,538
Valores medios	4.94	43.95	9.25	2,440	2,854

E_u : módulo de Young para pruebas uniaxiales; E_{ib} : Modulo de Young para prueba multiaxial calculado a partir de la relación de módulos y el nivel de deformación (Tabla 5.1)

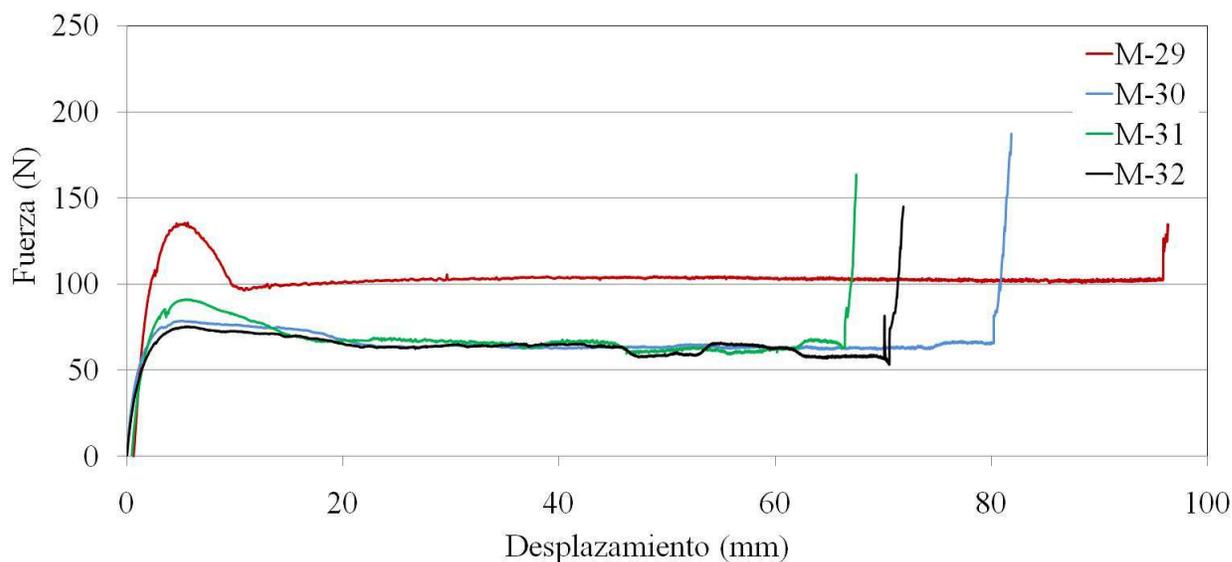


Figura 5.15 Resultados de pruebas de tensión en muestras de geomembranas de 1.5 mm de espesor a velocidades de deformación de 0.5 mm/min

Tabla 5.9 Resumen de resultados obtenidos de pruebas de tensión para geomembrana de 1.5 mm de espesor y velocidad de deformación de 0.5 mm/min

Muestra	Deformación elástica (%)	Deformación a la fluencia (%)	Esfuerzo de Fluencia (N/mm)	E_u (kN/m ²)	E_{ib} (kN/m ²)
29	5.51	33.03	9.73	2,717	3,057
30	2.90	66.88	7.63	1,594	2,177
31	5.12	52.58	4.70	1,884	2,168
32	3.15	64.94	4.87	1,656	2,205
Valores medios	4.14	58.76	4.79	1,770	2,186

E_u : módulo de Young para pruebas uniaxiales; E_{ib} : Modulo de Young para prueba multiaxial calculado a partir de la relación de módulos y el nivel de deformación (Tabla 5.1)

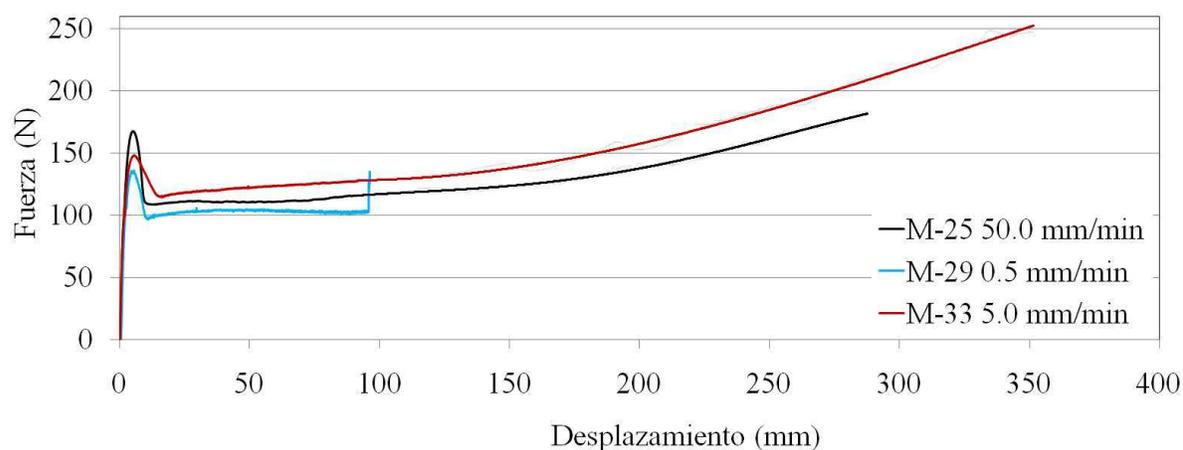


Figura 5.16 Efecto de la velocidad de deformación en muestras de geomembrana de 1.5 mm de espesor

5.3.3. Juntas termo-fusionadas

En las Figura 5.17 y 5.18 se presentan las curvas fuerza-desplazamiento obtenidas de las pruebas de rasgado en muestras de juntas termo-fusionadas de 0.001 y 0.0015 m de espesor, respectivamente. En las Figuras 5.19 y 5.20 las curvas obtenidas para pruebas de desprendimiento para espesores de 0.001 y 0.0015 m de espesor, respectivamente.

En las muestras de 0.001 m de espesor no se observó una diferencia en la resistencia de juntas defectuosas y las normales. La resistencia media a la rotura fue de 16.0 kN/m en pruebas de rasgado y de 12.1 kN/m en las pruebas de desprendimiento.

La muestras de 0.0015 m de espesor presentaron una resistencia media de 21.1 kN/m en la pruebas de rasgado y de 9.38 kN/m en las de desprendimiento.

Como se esperaba, las juntas termo-fusionadas de 0.0015 mm de espesor tuvieron mayor resistencia al rasgado que las de 0.001 m, pero en las pruebas de desprendimiento resistieron un poco más las de menor espesor.

En general, las muestras fallaron en un extremo exterior de la junta y a una resistencia menor que el cuerpo de la geomembrana. Esto muestra un debilitamiento del material en la zona de la junta debido al calentamiento.

Al comparar estos resultados con los obtenidos para el cuerpo de la geomembrana se observa que las juntas de geomembranas de 0.001 m de espesor resisten menos que la geomembrana misma (45.7 kN/m vs 16 kN/m), lo cual indica que la zona de soldadura termo-fusionada es un punto crítico en el comportamiento del sistema. En las geomembranas de 0.0015 m de espesor la diferencia de resistencia entre la resistencia de la junta y el cuerpo de la geomembrana es menor (28 kN/m vs 21.1 kN/m).

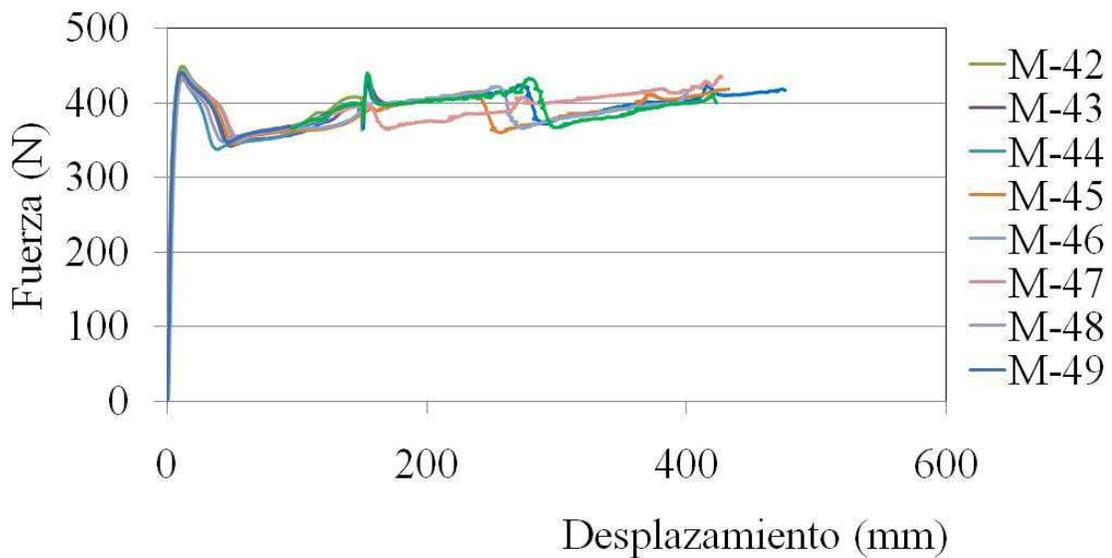


Figura 5.17 Curvas fuerza-desplazamiento de la prueba de rasgado para cupones de 1.0 mm de espesor

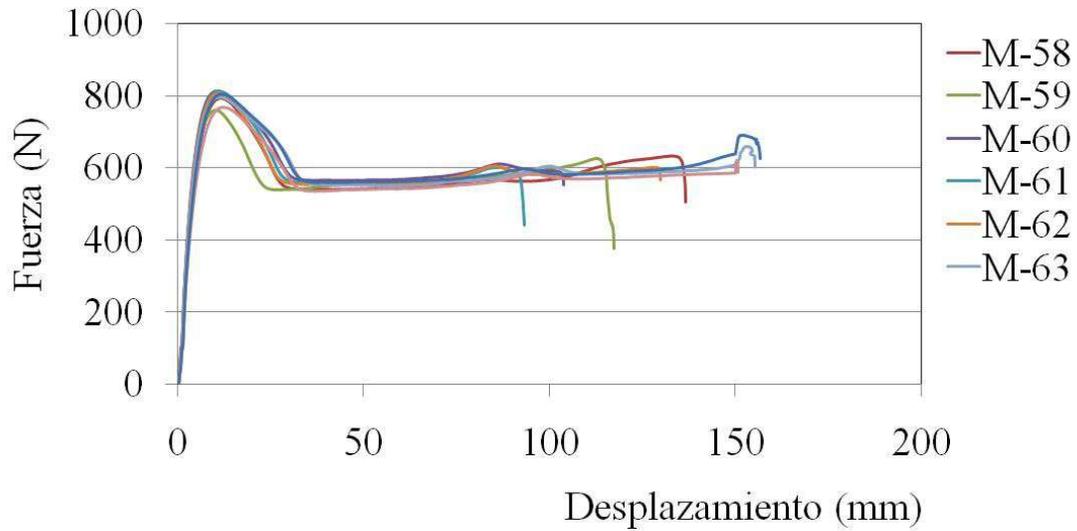


Figura 5.18 Curvas fuerza-desplazamiento de la prueba de rasgado para cupones de 1.5 mm de espesor

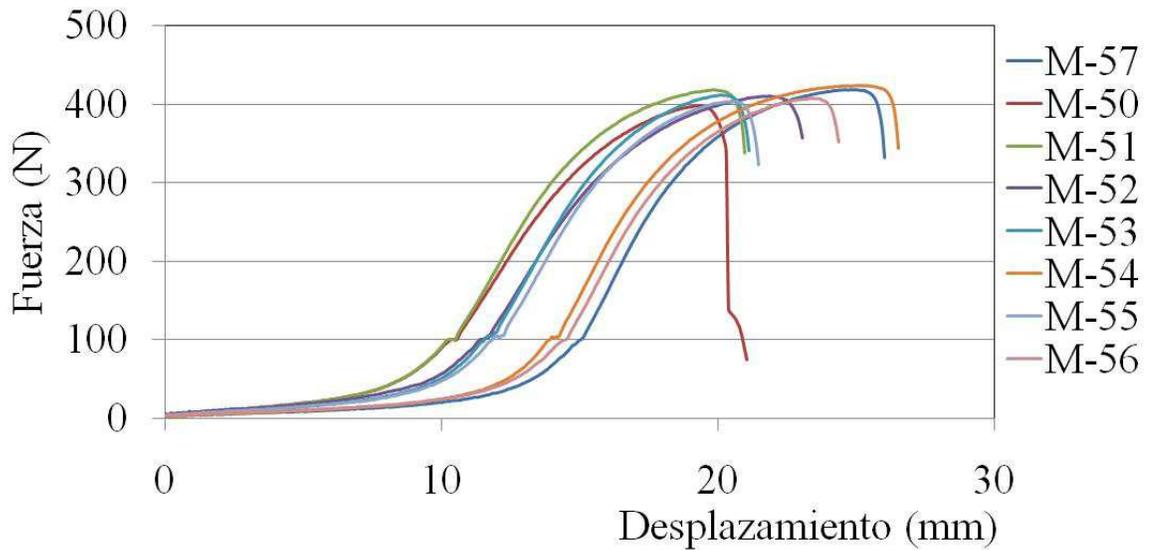


Figura 5.19 Curvas fuerza-desplazamiento de la prueba de desprendimiento para cupones de 1.0 mm de espesor

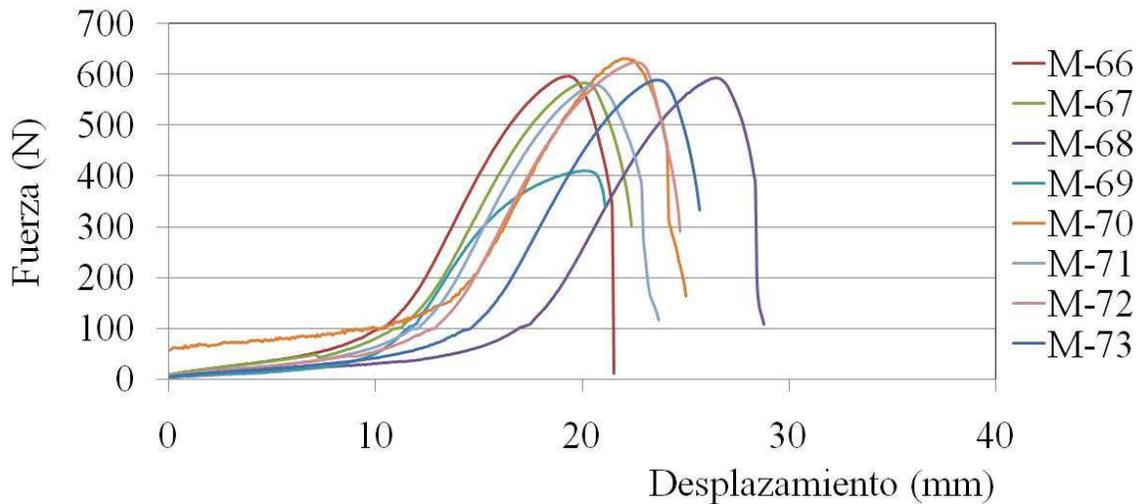


Figura 5.20 Curvas fuerza-desplazamiento de la prueba de desprendimiento para cupones de 1.5 mm de espesor

5.4. COMENTARIOS GENERALES

En las pruebas de tensión se observó el comportamiento viscoso de las geomembranas HDPE. A menores velocidades de deformación se observa una disminución notoria en la resistencia a la rotura del material. Este efecto se puede apreciar en las curvas fuerza-desplazamiento (Figuras 5.12 y 5.16). A mayores velocidades hay una resistencia pico mucho mayor que la residual antes de la falla. En pruebas a velocidades menores, la diferencia entre la resistencia pico y la residual es menor (Figuras 5.11 y 5.15). En geomembranas de 0.001 m de espesor La resistencia a la rotura pasa de 45.7 kN/m a 9.5 kN/m y la deformación de 512% a 161% y en geomembranas de 0.0015 m de espesor, la resistencia varía de 27.6 kN a 11.6 kN/m y la deformación de 543% a 163%. Los módulos de elasticidad pasaron de 3,142 kPa a 1,944 kPa, y de 3,230 kPa a 1,770 kPa con la disminución de la velocidad de deformación para los espesores de 0.001 m y 0.0015 m, respectivamente. Por este motivo se presentan rotura de los sistemas de impermeabilización en pruebas realizadas en campo dado que las velocidades de desplazamiento reales son mucho menores que las reproducidas en laboratorio.

Por otra parte, se observa que la geomembrana de menor espesor tiene menor resistencia a la fluencia y mayor a la rotura que la de 0.0015 m de espesor (velocidad de la prueba de 50.0 mm/min) como se puede observar en la Tabla 5.10. Con respecto a los datos proporcionados por el fabricante, la geomembrana tiene menor elongación a la rotura. La resistencia y elongación a la fluencia están dentro de los valores esperados.

Tabla 5.10 Comportamiento de la geomembrana HDPE de acuerdo a las curvas fuerza-desplazamiento obtenidas a una velocidad de desplazamiento de 50.0 mm/min

Propiedad	Espesor de la geomembrana	
	0.001 m	0.0015 m
Resistencia a la rotura (kN/m)	45.7	28.0
Resistencia a la fluencia (kN/m)	11.7	25.3
Elongación a la rotura (%)	512%	543%
Elongación a la fluencia (%)	11.5%	17.2%

Las deformaciones a la rotura obtenidas de pruebas realizadas a velocidades de deformación de 0.5 mm/min, son altas en comparación a las obtenidas en pruebas multiaxiales por otros investigadores (U.S. EPA, 1998; Andrejack y Wartman, 2010). Las deformaciones a la rotura de geomembranas HDPE de 0.001 m de espesor son del orden del 3% en pruebas multiaxiales, mientras que para geomembranas de mayor espesor se esperan deformaciones entre el 9 y el 15%, lo cual corresponden, aproximadamente a las deformaciones elásticas de las pruebas uniaxiales. En el caso de la resistencia a la rotura, ambas pruebas dan valores similares a la misma velocidad de desplazamiento.

Con respecto a las pruebas realizadas en juntas termo-fusionadas, se observó que para los dos espesores estudiados, la resistencia al rasgado es mayor. La prueba de rasgado se adapta más a la condición de trabajo de la geomembrana en campo. También, se observó que la junta tiene menor resistencia que el cuerpo de la membrana, lo cual es más notorio en geomembranas de 0.001 mm de espesor. En la Tabla 5.11 se observa un resumen de los resultados. En el caso de la Cuarta Etapa del Bordo Poniente, la zona de las juntas representa la zona más débil del sistema de impermeabilización. En rellenos sanitarios sobre suelos blandos, en donde se esperan deformaciones importantes y velocidades de deformación menores a las reproducidas en laboratorio, se debe considerar otro sistema de empalme para los rollos de geomembrana que aumenten la seguridad del sistema de impermeabilización. La soldadura por extrusión podría ser una mejor solución, puesto que no intervienen directamente el material. Las longitudes de traslapes que usualmente son de 0.15 m podrían aumentarse para mejorar el comportamiento del sistema. Este tema en particular requiere de mayor estudio dado que no hay investigaciones rigurosas sobre el comportamiento de las juntas y su efecto en el funcionamiento de sistemas de impermeabilización.

Tabla 5.11 Resistencia a la rotura de las juntas (velocidad de desplazamiento de 50.0 mm/min)

Propiedad	Espesor de la geomembrana	
	0.001 m	0.0015 m
Resistencia a la rotura rasgado (kN/m)	16.0	21.1
Resistencia a la rotura desprendimiento (kN/m)	12.1	9.38

A la luz de estos resultados, las pruebas de tensión uniaxial realizadas a velocidades de deformación de 0.5 mm/min son de gran utilidad práctica para caracterizar el comportamiento esfuerzo-deformación de geomembranas HDPE. Este tipo de prueba permite determinar con más precisión el comportamiento del material en condiciones de deformación más próximas a las que se presentan en campo. Se recomienda que para determinar los parámetros de diseño del sistema de impermeabilización se utilice la resistencia residual de este tipo de pruebas y los módulos de elasticidad obtenidos a partir de la ecuación 5.4.

En el caso de rellenos sanitarios como el de Bordo Poniente, la escogencia del espesor y el material de la geomembrana para el sistema de impermeabilización, se debe realizar considerando que el material

se comporte dentro del rango elástico. Esto se debe a que durante la deformación plástica ocurre un cambio en la estructura del material que se visualiza en el cambio de color; propiedades como la permeabilidad hidráulica se ven afectadas.

CAPÍTULO 6

REVISIÓN DEL SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN

Para el diseño de un sistema de impermeabilización con geomembrana para un relleno sanitario la literatura recomienda escoger el espesor adecuado del geosintético mediante la revisión de su estado de esfuerzos y diseñar un sistema de anclaje que mantenga fija la geomembrana en los extremos durante toda la vida del relleno sanitario (Qian *et al.*, 2002) . En el Anexo A se describen las ecuaciones para los dos análisis anteriores.

En este capítulo se verifica el estado de esfuerzos del sistema de impermeabilización con geomembrana, se revisa el anclaje construido para fijar la geomembrana y la permeabilidad equivalente del sistema instalado en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente.

6.1. REVISIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD A LA FALLA POR TENSION

El factor de seguridad a la falla por tensión de la geomembrana se calcula mediante la siguiente expresión:

$$(FS)_T = T_{per} / T_{Pro} \quad (6.1)$$

La fuerza de tensión permitida es:

$$T_{per} = \sigma_{per} * t \quad (6.2)$$

En donde,

$(FS)_T$: factor de seguridad de la geomembrana a la tensión,

T_{Pro} : fuerza de tensión producida en la geomembrana por unidad de ancho (kN/m),

T_{per} : fuerza de tensión permitida por unidad de ancho (kN/m),

σ_{per} : esfuerzo de tensión permitido en la geomembrana (kN/m²),

t : espesor de la geomembrana (m).

La fuerza producida se calcula mediante la siguiente expresión cuya deducción se presenta en el Anexo A.

$$T_{Pro} = (S_U - S_L) = [(c_{aU} - c_{aL}) + \gamma_s * H * \cos \beta * (\tan \delta_U - \tan \delta_L)] * L \quad (6.3)$$

En donde:

S_U , es la fuerza cortante por unidad de ancho en la parte superior de la interfaz (kN/m);

S_L , es la fuerza cortante por unidad de ancho en la parte inferior de la interfaz (kN/m);

c_{aU} , es la adhesión de la parte superior de la interfaz (kN/m²);

c_{aL} , es la adhesión en la parte inferior de la interfaz (kN/m²);

δ_U , es el ángulo de fricción de la parte superior de la interfaz, en grados;

δ_L , es el ángulo de fricción de la parte inferior de la interfaz, en grados.

γ_s , es el peso específico del suelo sobre la geomembrana (kN/m^3);

H , es el espesor del suelo sobre la geomembrana (m).

L : longitud de la geomembrana (m),

β : ángulo de inclinación de fondo de la celda, en grados,

Para Bordo Poniente se realizó la verificación del estado de esfuerzos de la geomembrana para distintas alturas del relleno de residuos sólidos, considerando que el esfuerzo de tensión permitido de la geomembrana corresponde a la resistencia a la rotura de la prueba realizada a una velocidad de deformación de 0.5 mm/min, cuyo valor equivale al 82% del límite de fluencia del material. En la Tabla 6.1 se presentan los resultados de este análisis.

En la Tabla 6.1 se observa que los esfuerzos de tensión se comienzan a movilizar a una altura del relleno de residuos sólidos de 10.3 m y que la geomembrana comienza a trabajar en el rango plástico hasta alturas del relleno mayores de 11 m.

Tabla 6.1 Variación del factor de seguridad a la tensión de la geomembrana con la altura del relleno de residuos sólidos municipales

Altura relleno residuos (m)	Resistencia al cortante en la interfaz (kPa)		Esfuerzo movilizado en la interfaz (kPa)	T_{pro} (kN/m) (Ec. 6.3)	$(FS)_T$
	Arcilla - Geomembrana (τ_L)	Geomembrana - Tepetate (τ_U)			
0.50	23.43	3.34	-	-	-
5.72	24.58	15.46	-	-	-
8.00	25.07	20.65	-	-	-
10.30	25.56	25.89	0.33	1.5	6.17
10.95	25.56	25.89	0.33	7.9	1.20
11.11	25.56	25.89	0.33	9.5	1.00
12.00	25.93	29.76	3.83	18.2	0.52
17.00	27.01	41.15	14.14	67.1	0.14
19.00	27.44	45.70	18.26	86.6	0.11

6.2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ANCLAJE PARA LA GEOMEMBRANA

Un anclaje para una geomembrana debe tener una longitud de terminado L_{Ter} y una zanja cubierta por suelo compactado (ver Figura 6.1). En el Anexo B se deduce la ecuación para el cálculo de dicho anclaje a partir de la condición de equilibrio límite.

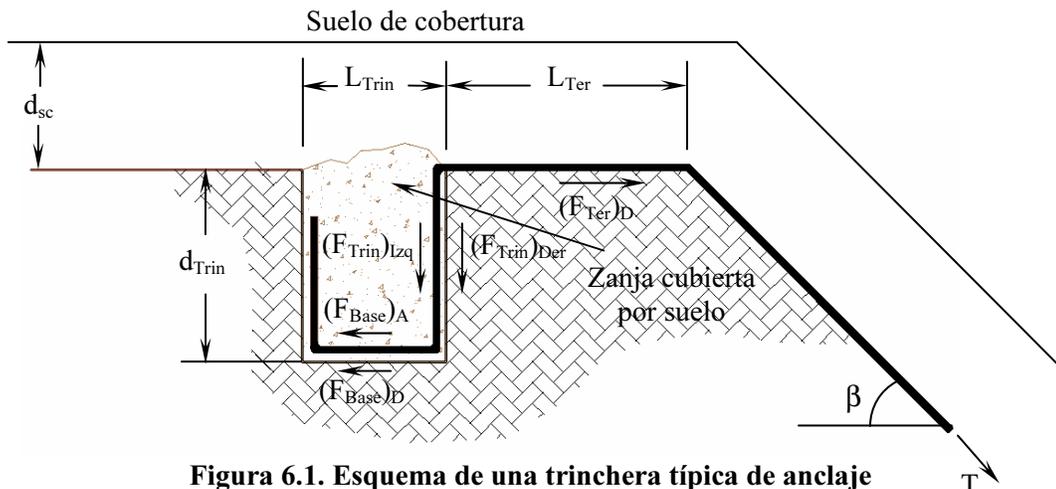


Figura 6.1. Esquema de una trinchera típica de anclaje

La ecuación para calcular la fuerza de tensión que resiste el anclaje es la siguiente.

$$T = \frac{q_B * L_{Ter} * \tan \delta + 2 \tan \delta * [K_o * (\sigma_v)_{medio} * d_{Trin} + \sigma_{vB} L_{Trin}]}{(\cos \beta - \text{sen} \beta * \tan \delta_c)} \quad (6.4)$$

$$q_B = \gamma_s * d_{CS} \quad (6.5)$$

$$\sigma_{vB} = \gamma_s * (d_{sc} + d_{Trin}) \quad (6.6)$$

En donde:

T : fuerza de tensión en el anclaje de la geomembrana por unidad de ancho (kN),

$(\sigma_v)_{medio}$: esfuerzo vertical medio en el anclaje (kN/m^2),

d_{Trin} : profundidad media de la trinchera de anclaje (m),

K_o : coeficiente de empuje de tierra en reposo,

L_{Ter} : longitud de terminado de la geomembrana (m),

d_{sc} : espesor del suelo de cobertura (m).

γ_s : peso volumétrico del suelo de cobertura y de relleno de la trinchera (kN/m^3),

δ_c : ángulo de fricción entre la geomembrana y el suelo subyacente (grados),

δ : ángulo de fricción entre la geomembrana y el suelo (grados),

β : ángulo de inclinación de la geomembrana, medido con la horizontal (grados).

Con la Ecuación 6.4 se revisó el anclaje de la geomembrana instalada en Bordo Poniente en la zona de la prueba de carga y que se describió en el Numeral 2.3 del Capítulo 2. El anclaje está conformado por una longitud de terminado de 0.5 m y una zanja de 0.3 m de ancho y 0.4 m de

profundidad (Figura 2.8). En la Tabla 6.2 se dan los valores del factor de seguridad de este anclaje para distintos espesores del relleno de residuos sólidos.

La fuerza de tensión que resiste el anclaje de la geomembrana en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente calculada de acuerdo a la Ecuación 6.4 es de 3.86 kN/m. Esta es menor a la resistencia a la rotura del material (11.55 kN/m). Además se observa que a alturas menores del relleno de residuos de 10.3 m, el anclaje de geomembrana tiene factores de seguridad aceptables.

Bordo Poniente se llevó hasta una altura máxima de 12 m al final de la segunda fase de operación, en esta condición el anclaje de la geomembrana es insuficiente para la fuerza de tensión que se moviliza $T_{pro}=18.17$ kN/m. Este resultado implica que el sistema de anclaje de la geomembrana en Bordo Poniente deja de ser funcional para alturas mayores de 10.3 m del relleno de residuos sólidos municipales; es decir, a partir de esa altura la geomembrana trabaja en una condición de extremos libres.

Tabla 6.2 Factores de seguridad del anclaje calculados para distintas alturas del relleno de residuos sólidos

Altura relleno residuos H (m)	T_{pro} (kN/m)	(FS)
0.50	-	-
5.72	-	-
8.00	-	-
10.30	1.54	2.51
10.95	7.90	0.49
11.11	9.46	0.41
12.00	18.17	0.21
16.20	59.26	0.07
19.00	86.65	0.07

6.3. REVISIÓN DE LA PERMEABILIDAD DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

En el Anexo A se describió la metodología para revisar la permeabilidad de los tres tipos de sistemas de impermeabilización más comunes que se utilizan en rellenos sanitarios: arcilla compactada, geomembrana y la combinación de arcilla con geomembrana.

En la IV Etapa de Bordo Poniente el sistema de impermeabilización consiste en la arcilla natural del lago de Texcoco sobre la cual se instaló una Geomembrana HDPE de 1.0 mm de espesor. Utilizando la metodología descrita en el Anexo A se realizó un análisis para determinar la velocidad de filtración del sistema de impermeabilización

La capa superficial de arcilla sobre la que se construyó Bordo Poniente tiene un permeabilidad de aproximadamente $1.70E-08$ m/s. Utilizando la ley de Darcy se calculó el gasto a través del suelo superficial, asumiendo una altura de 1.5 m de lixiviado, que es el nivel máximo que alcanza al interior de la celda. El gasto por metro cuadrado a través de la capa superficial de arcilla de 1.3 m de espesor, es de $3.66E-08$ m³/s.

Para analizar el gasto de filtración a través de la geomembrana se consideran los agujeros producidos durante la instalación. No se cuenta con la información sobre los controles de calidad

durante la instalación de la geomembrana en Bordo Poniente. Después de la instalación de una geomembrana se acepta que en un metro cuadrado hay un orificio de 0.1 cm de diámetro.

El gasto a través del sistema de impermeabilización usando geomembranas se calcula a partir de la Ecuación A.56 del Anexo A, la cual considera un contacto deficiente entre la geomembrana y el suelo. Las geomembranas HDPE no pueden adaptarse perfectamente a la superficie del terreno, por lo que durante la instalación se forman arrugas que afectan el comportamiento del sistema.

En la Tabla 6.3 se presenta un análisis de la variación de la permeabilidad del sistema de impermeabilización, con geomembrana o combinado, con el número de imperfecciones por metro cuadrado (agujeros). El gasto de filtración a través de un metro cuadrado de geomembrana es mayor que el que se presenta a través de una capa de arcilla de 1.3 m de espesor y la permeabilidad del material se aumenta considerablemente con el número de agujeros. De acuerdo con el fabricante la geomembrana HDPE de 1.0 mm de espesor tiene una permeabilidad que varía entre 1.0E-10 y 1.0E-15 m/s sin la presencia de imperfecciones. La geomembrana en combinación con la arcilla del lago de Texcoco presenta menores caudales de filtración y menores permeabilidades equivalentes que ambos materiales aislados.

Tabla 6.3 Variación de la permeabilidad con el número de imperfección para un metro cuadrado de sistema de impermeabilización

# agujeros por m ² de geomembrana	a (m ²)	Geomembrana		Geomembrana - Arcilla	
		Q (m ³ /s)	Permeabilidad equivalente (m/s)	Q (m ³ /s)	Permeabilidad equivalente (m/s)
1	7.85E-07	2.56E-06	9.37E-08	3.85E-11	2.85E-14
2	1.57E-06	5.11E-06	2.18E-07	6.71E-11	5.50E-14
3	2.36E-06	7.67E-06	3.56E-07	9.28E-11	8.07E-14
4	3.14E-06	1.02E-05	5.06E-07	1.17E-10	1.06E-13
5	3.93E-06	1.28E-05	6.63E-07	1.40E-10	1.31E-13

a : área de agujeros por metro cuadrado de geomembrana, Q : gasto a través de la geomembrana

De acuerdo con los resultados de la Tabla 6.3, los valores de permeabilidad equivalente muestran que el sistema geomembrana – arcilla en el sentido práctico es impermeable. La diferencia entre comportamiento entre la condición de impermeabilidad y usar una permeabilidad del sistema de 1.31E-13 m/s radica en que, con la última la disipación de las presiones de poro es un poco mayor en el corto plazo aumentando ligeramente los asentamientos; incluso, desde el punto de vista de la estabilidad geotécnica en el corto plazo es favorable, pero no desde el punto de vista ambiental.

6.4. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

En la revisión del sistema de impermeabilización se encontró que los esfuerzos de tensión en la geomembrana se comienzan a movilizar cuando el relleno sanitario sobrepasa 10.3 m de altura y se vence el rango elástico del material a alturas mayores a 11.0 m.

Por otra parte, el anclaje construido para fijar la geomembrana perimetralmente a cada celda resiste una fuerza de tensión de 3.86 kN/m, menor a la resistencia a la rotura del material (11.55 kN/m). Pese a esto, el anclaje funcionó de manera aceptable hasta llegar a una altura del relleno de residuos de 10.3 m.

Esto indica que el sistema de impermeabilización se diseñó para una altura máxima del relleno sanitario de 10.0 m y que este debió funcionar dentro de lo esperado cuando se culminó la primera fase de operación del relleno el 2 de octubre de 2004. La Cuarta Etapa del Bordo Poniente se llevó hasta una altura máxima de 9.35 m (Capítulo 2, Tabla 2.2).

En la segunda fase de operación, que terminó el 31 de julio de 2008, la Cuarta Etapa del Bordo poniente alcanzó una altura media de 12.0 m. Una vez finalizada la segunda fase, el relleno comenzó una etapa de preclusura que duraría hasta el 19 de diciembre de 2011 cuando el relleno tuviera una altura máxima de 17.0 m. En estas condiciones, el anclaje de la geomembrana no funciona adecuadamente.

Teniendo en cuenta estos pormenores, para estudiar la seguridad de llevar el relleno sanitario hasta la altura proyectada, se requieren hacer análisis de estabilidad de la estructura considerando en principio que la geomembrana trabaja en condición de extremos libres. Otro aspecto que se debe considerar en los análisis es la impermeabilidad del sistema geomembrana – arcilla.

CAPÍTULO 7

ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DEL RELLENO SANITARIO

La prueba de carga se analizó con elemento finito bidimensional usando el programa *PLAXIS 2D FOUNDATION Versión 8.5* (Brinkgreve *et al.*, 2006). Se estudió el problema de Bordo Poniente y se observó la influencia de factores como la interfaz geomembrana-suelo y el comportamiento a corto y largo plazo del relleno.

En este Capítulo se propone una metodología de análisis para estudiar el comportamiento del relleno sanitario que contempla la calibración de modelos numéricos en elemento finito bidimensional. Los modelos reproducen la respuesta medida en campo, teniendo en cuenta la resistencia a la tensión obtenida en laboratorio de la geomembrana y las propiedades de la interfaz geomembrana – suelo obtenidas de estudios previos.

Los modelos se diferencian en el tipo de criterio de falla adoptado para modelar el comportamiento del suelo lacustre. Un primer modelo considera el criterio de Mohr-Coulomb y el otro un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas.

Con los modelos se efectuaron análisis de sensibilidad con el propósito de revisar el efecto de los parámetros considerados en la interfaz. También se estudió el comportamiento de las presiones de poro con el tiempo y finalmente, se estudiaron las condiciones al límite de servicio para determinar la máxima altura a la que se puede llevar el relleno.

7.1. DESPLAZAMIENTOS Y PRESIONES DE PORO DE REFERENCIA

En el Capítulo 4 se describió el comportamiento medido en campo de la IV Etapa de Bordo Poniente. En los modelos numéricos para estudiar el comportamiento a corto y largo plazo del relleno, se calibran las propiedades de resistencia del suelo para reproducir los desplazamientos y presiones de poro de acuerdo a los resultados de la prueba de carga.

Las mediciones de las deformaciones horizontal y vertical de la Línea de Colimación, LC-1, (Figuras 7.1 y 7.2), los desplazamientos horizontales medidos con el Inclinómetro I-1 entre la superficie y 40.3 m de profundidad (Figura 7.3) y las presiones de poro en la estación piezométrica EP-11 (Figura 7.4) son las mediciones de referencia. Los desplazamientos horizontales esperados entre el inicio de la prueba de carga y la etapa 9 de la misma, a una distancia 41m del pie del talud, es decir donde se encuentra la LC-1 son de 0.36 m. Además, los desplazamientos verticales superficiales entre el inicio y la última etapa de la prueba en el punto que coincide con la LC-1 son de 0.20 m. La distribución de presiones de poro deberá semejarse a la obtenida en campo al final de la prueba de carga.

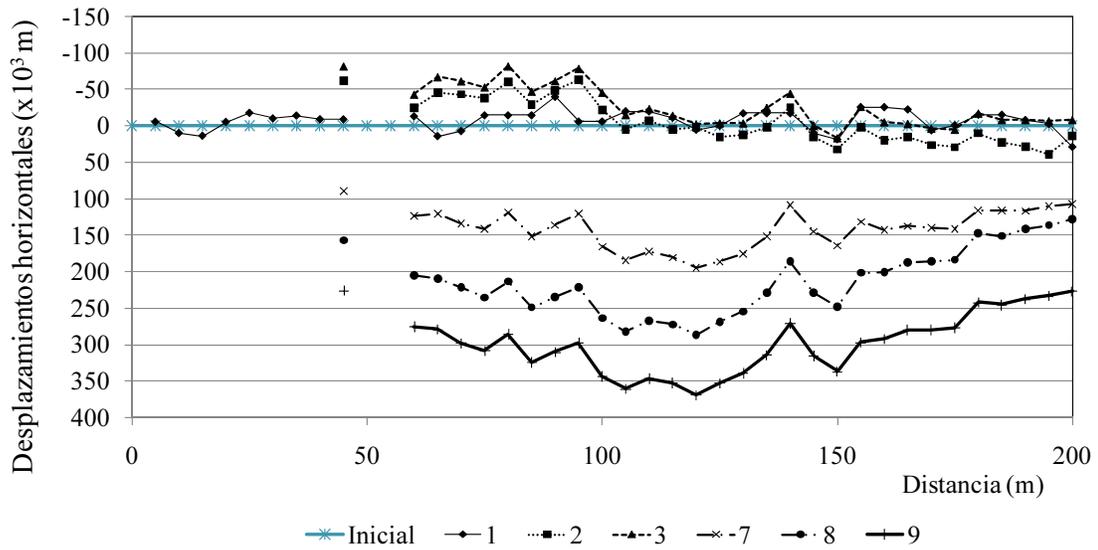


Figura 7.1 Desplazamientos horizontales de referencia medidos en la línea de colimación LC-1 para la calibración del modelo de la prueba de carga. 1, 2, 3, 7, 8 y 9 se refieren a las etapas de carga durante la prueba de carga

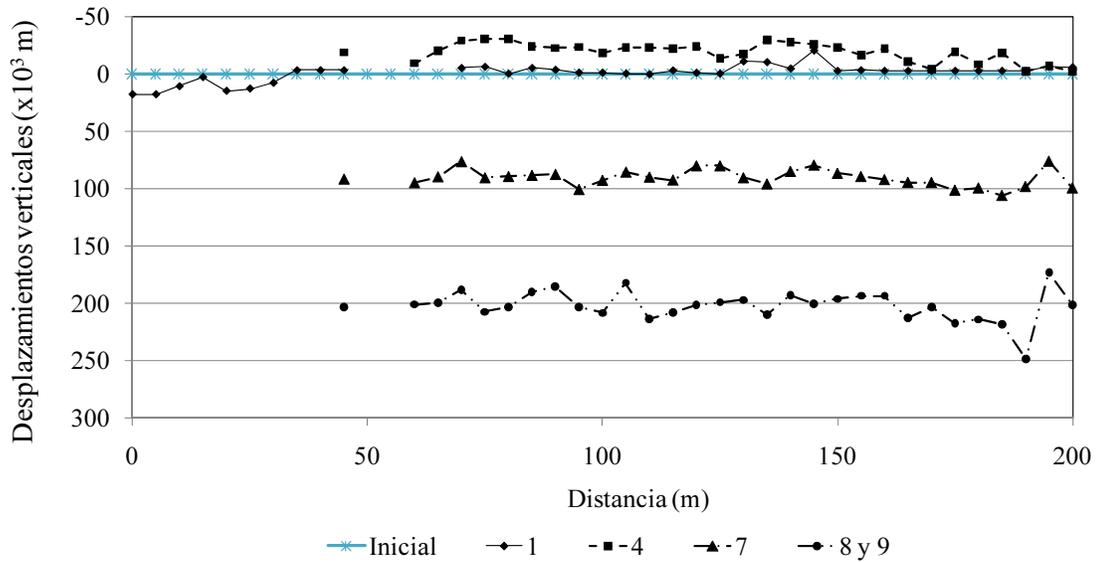


Figura 7.2 Desplazamientos verticales de referencia medidos en la línea de colimación LC-1 para la calibración del modelo de la prueba de carga. 1, 4, 7, 8 y 9 se refieren a las etapas de carga durante la prueba de carga

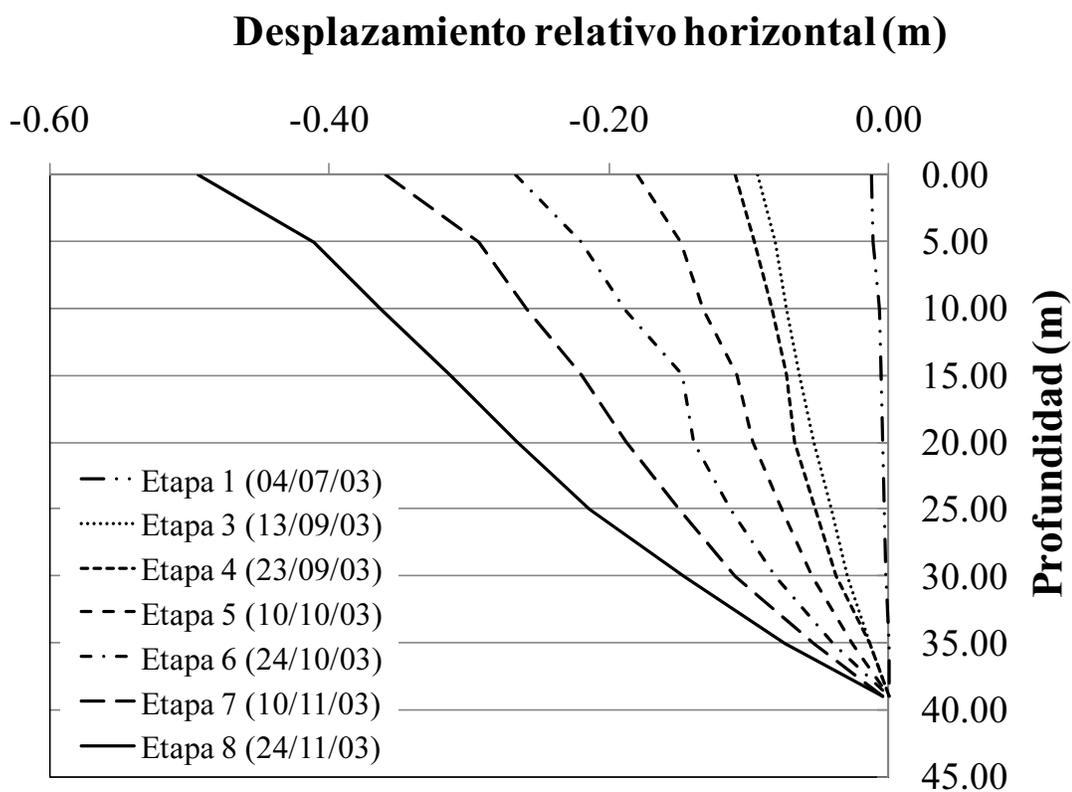


Figura 7.3 Desplazamientos horizontales medidos en campo en el inclinómetro I-1 en distintas etapas de la prueba de carga

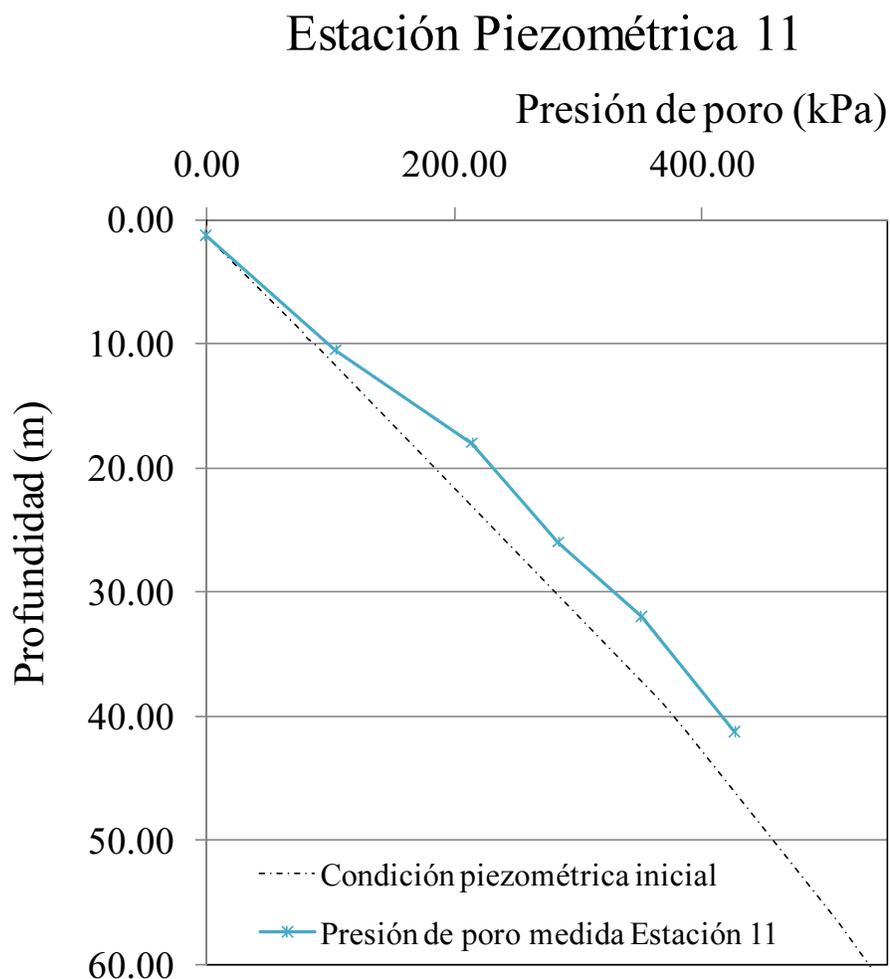


Figura 7.4 Condiciones piezométricas de referencia para la calibración del modelo de la prueba de carga

7.2. DEFINICIÓN DE LA GEOMETRÍA DEL MODELO

Para realizar los modelos bidimensionales, se simplificó la geometría considerando un estado de deformación plana. Esta simplificación es válida en una franja central de la prueba de carga, de pocos metros de ancho. La prueba de carga tiene un área muy pequeña en comparación a la celda de residuos.

Para la construcción de la geometría del modelo se definen las condiciones piezométricas iniciales las cuales preceden a la colocación del relleno de residuos en la Macroelda VII. Se buscaron los registros históricos de estaciones piezométricas cercanas; estos corresponden al piezómetro P-536 instalado en mayo de 1962 en Sosa Texcoco (Méndez, 2008) y al piezómetro No. 1 instalado por TGC GEOTECNIA en 2001, en la zona donde se construiría el nuevo

aeropuerto de la Ciudad de México (Alanís-González, 2003). En las condiciones hidrostáticas iniciales para el modelo que se presentan en la Figura 7.5 y como ahí se ve, el abatimiento comienza a partir de los 38.0 m de profundidad.

Las condiciones de frontera definidas en el modelo bidimensional son: en las fronteras verticales que corresponden a los extremos izquierdo y derecho del eje x, los desplazamientos horizontales son nulos ($u_x=0$). En la frontera horizontal inferior los desplazamientos horizontales y verticales son nulos ($u_x=0$ y $u_y=0$). En la Figura 7.6 se presenta la geometría del modelo, la cual considera también el relleno de residuos y la mitad de la prueba de carga como una carga distribuida. El relleno de residuos sólidos se consideró de manera simplificada como un elemento trapezoidal de 5.7 m de altura y un ángulo de inclinación del talud de 18° . La frontera vertical del extremo izquierdo está alejada del relleno de residuos una distancia mayor a cinco veces el espesor del estrato deformable y tres veces la longitud de la carga distribuida, anulando el efecto de la prueba de carga en los esfuerzos medidos en la frontera exterior.

Para definir la malla de elementos finitos se realizó un análisis de sensibilidad para calibrar el tamaño de los elementos. La malla está conformada por elementos triangulares de 15 nodos y tiene un total de 22912 nodos. En la Figura 7.7 se observa la malla de elemento finito.

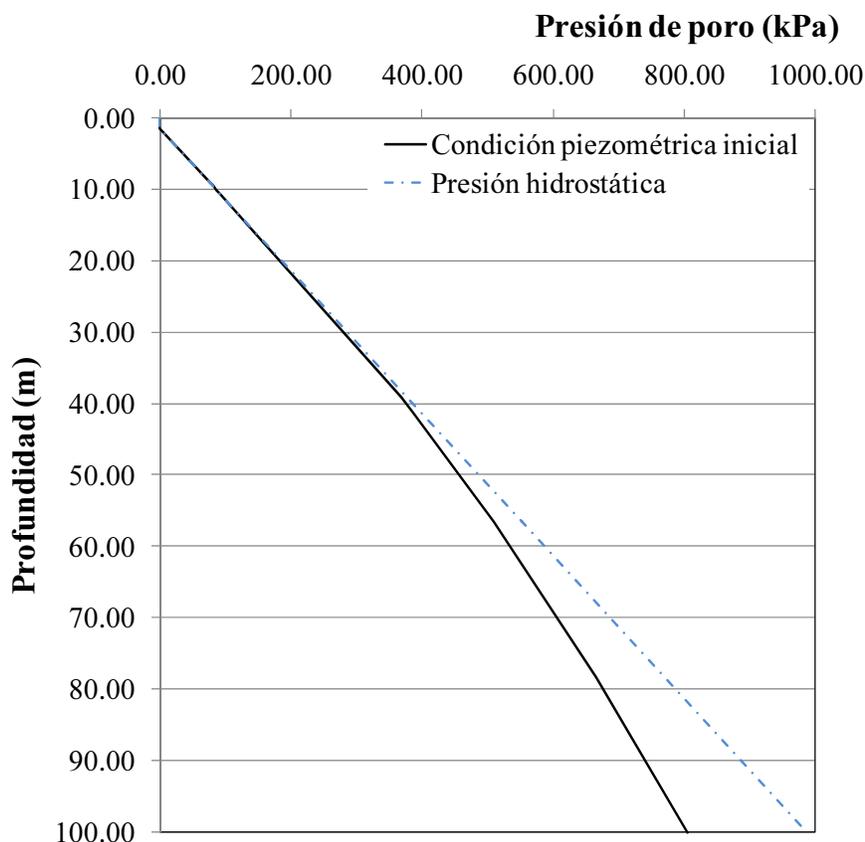


Figura 7.5 Condiciones piezométricas iniciales en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente

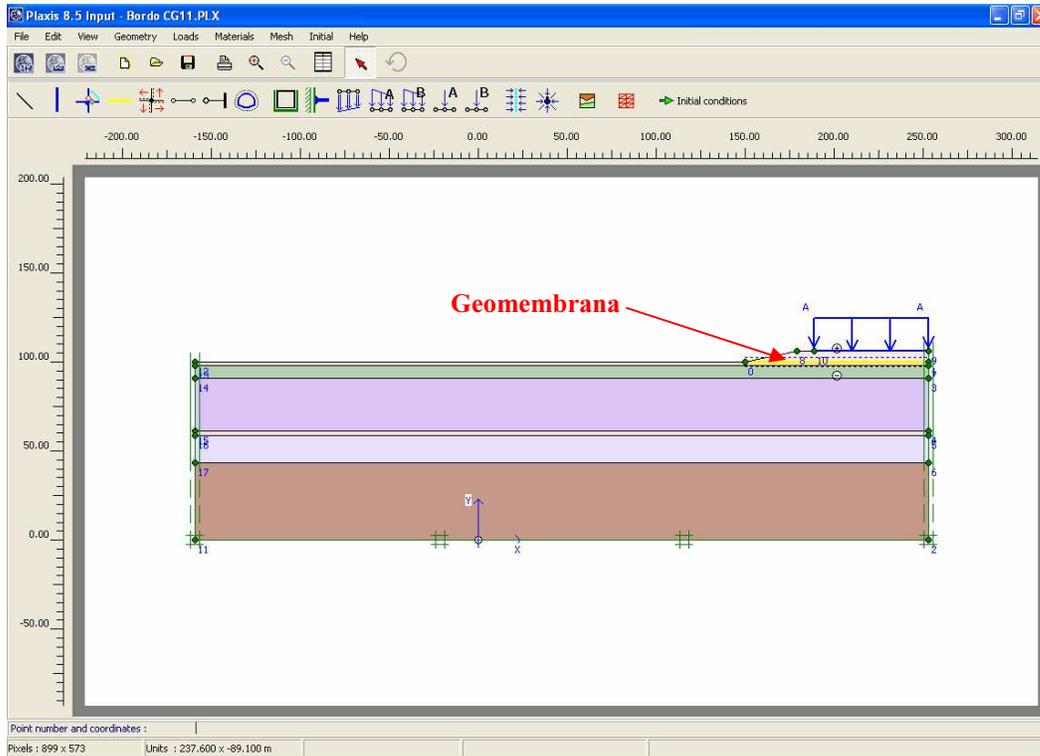


Figura 7.6 Geometría del modelo en elemento finito bidimensional

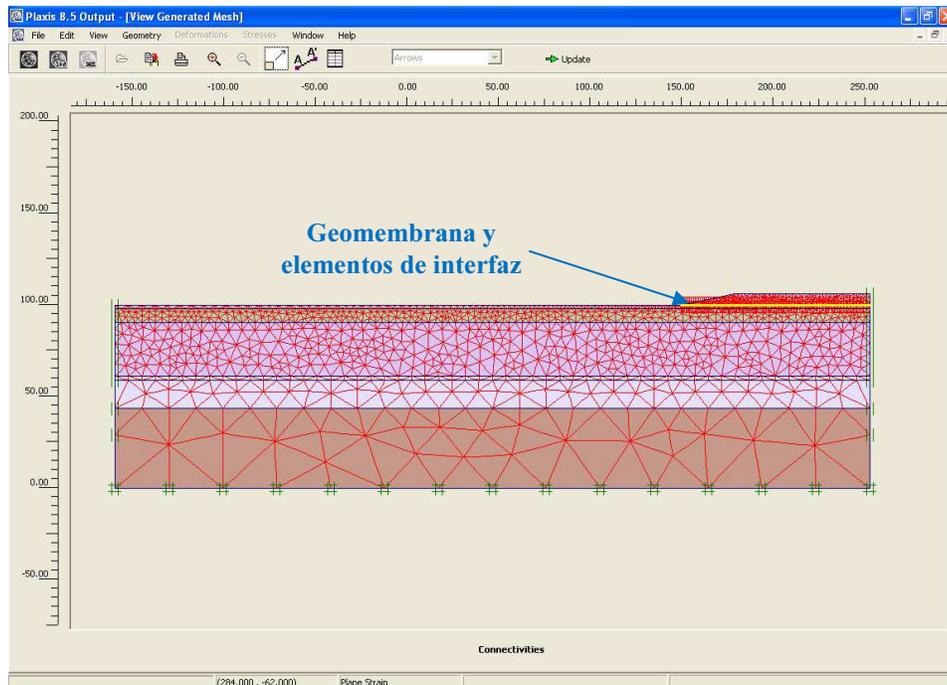


Figura 7.7 Malla de elemento finito modelo bidimensional

7.3. ESTRATIGRAFÍA Y PARÁMETROS DEL SUELO

La estratigrafía que se consideró para los análisis se describió en la Tabla 3.1 del Capítulo 3. El suelo está conformado por tres estratos de arcilla lacustre de alta compresibilidad separados por una lente permeable subyaciendo el segundo estrato arcilloso. Después del suelo lacustre se consideraron los depósitos profundos, los cuales tienen una rigidez cien veces mayor a la arcilla lacustre. Los desplazamientos son muy pequeños en comparación con los que se presentan en los estratos arcillosos. Este estrato se presenta a partir de los 56.5 m de profundidad como se comprobó en el sondeo realizado para la instalación de la instrumentación dinámica (Numeral 4.7.1 del Capítulo 4) y se llevó hasta una profundidad de 100 m.

El suelo lacustre se caracterizó con los parámetros de resistencia definidos en términos de esfuerzos efectivos, por lo que se recurrió a datos del suelo lacustre de la ciudad de México obtenidos de pruebas consolidadas no drenadas (CU) con medición de presión de poro en otra investigación (Giraldo-Sierra, 1996). La conductividad hidráulica vertical de la arcilla se tomó de curvas de permeabilidad contra esfuerzo efectivo vertical obtenidas en laboratorio por López-Velázquez (2002) y la permeabilidad horizontal se consideró un orden de magnitud mayor. La resistencia de los lentes permeables se determinó a partir de las pruebas de laboratorio (Contreras *et al.*, 2000) y se asumió una conductividad hidráulica 100 veces mayor a la del suelo lacustre. En la Tabla 7.1 se presenta un resumen de las propiedades del suelo en la zona del relleno sanitario.

El suelo se modeló, en primer lugar, como un material elastoplástico que sigue el criterio de falla de Mohr-Coulomb con la ventaja de que se puede observar la variación del factor de seguridad con el tiempo. También, se realizaron modelos usando un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas (*Soft Soil Model*) que está disponible en *PLAXIS 2D Foundation*. En este capítulo estos modelos se nombrarán como MC y MCANC, respectivamente.

Tabla 7.1 Parámetros drenados de las capas de suelo

Profundidad (m)	Estrato	γ_{nat} (kg/m ³)	k_v (m/seg)	e_0	C_c	C_s	ϕ'	c (kPa)	ν
5.72 - 0	Residuos sólidos	10.0	1.2E-06	0.50			28.00	20	0.33
0.00 - 1.30	Costra Superficial	16.0	5.0E-08	3.20			2.00	80	0.35
1.3 - 9.5	Arcilla lacustre 1	12.3	5.0E-08	3.20	6.43	0.62	44.52	0	0.35
9.5 - 10.5	Capa dura 1	16.0	1.2E-07	0.50			35.00	80	0.25
10.5 - 39.0	Arcilla lacustre 2	12.8	3.0E-08	8.68	9.02	0.90	45.47	0	0.35
39.0 - 41.3	Capa dura 2	18.0	1.2E-07	0.50			35.00	85	0.25
41.3 - 56.5	Arcilla lacustre 3	13.4	1.0E-08	6.20	9.04	0.90	47.50	0	0.35
56.5 - 100	Depósitos profundos	17.0	1.2E-07	0.50			35.00	1000	0.25

7.4. MODELACIÓN DEL SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN

En las Figuras 7.6 y 7.7 se observa un elemento de separación entre los residuos sólidos y el suelo de desplante. Este corresponde a la geomembrana, la cual se modela como un elemento lineal elástico e impermeable con las siguientes propiedades: peso volumétrico 9.4 kN/m^3 (Dove y Frost, 1999), modulo de elasticidad obtenido de las pruebas de laboratorio de $2,543 \text{ kN/m}^2$ (ver Capítulo 5) y una relación de Poisson de 0.45 (Giroud, 2004).

La geomembrana se modela con elementos lineales que tienen dos grados de libertad para los desplazamientos horizontal y vertical (u_x y u_y) por cada nodo. Los elementos lineales se conforman de cinco nodos en los cuales se hace coincidir puntos de esfuerzo en donde se evalúan fuerzas axiales. Cada nodo coincide con los nodos de los elementos del suelo subyacente (cinco por cada lado).

Los elementos lineales se define en términos de la rigidez axial elástica, EA , y de la fuerza máxima de tensión axial N_p (en unidades de fuerza sobre unidad de ancho).

$$EA = \frac{F}{\Delta l / l} \quad (7.1)$$

En donde: F , es la fuerza máxima en el rango elástico por unidad de ancho; Δl es la elongación y l la longitud inicial.

Utilizando las pruebas de tensión en la geomembrana HDPE de 0.001 m de espesor, a una velocidad de desplazamiento de 0.5 mm/min, se obtuvieron los parámetros para la modelación del material. La rigidez axial, EA , es igual a 206 kN/m y la fuerza máxima de tensión, N_p , es la equivalente a la fuerza pico e igual a 12.37 kN/m.

Se consideraron también elementos de interfaz impermeables que se describen de acuerdo a un modelo elastoplástico, usando el criterio de Coulomb, cuyos parámetros se ligan a los parámetros del estrato de suelo.

Cuando la interfaz trabaja dentro del rango elástico la resistencia al cortante, τ , es:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \delta + \alpha \quad (7.2)$$

Donde,

$$|\tau| = \sqrt{\tau_{Sx}^2 + \tau_{Sy}^2} \quad (7.3)$$

Siendo τ_{Sx}^2 y τ_{Sy}^2 las resistencias al cortante en las dos direcciones perpendiculares y σ_n , es el esfuerzo normal efectivo.

Para el comportamiento plástico, τ , se define así:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \delta + \alpha \quad (7.4)$$

Donde: δ y α son el ángulo de fricción y la cohesión de la interfaz que se determinan a partir de ensayos de corte directo.

El principal parámetro de la interfaz en el método de elemento finito es el Factor de Reducción de Resistencia, R_{inter} , el cual liga las propiedades de resistencia del suelo a las de la interfaz. Las

propiedades de resistencia de la interfaz se calculan a partir de las propiedades del suelo aplicando las siguientes reglas:

$$\alpha = R_{inter} c_{suelo} \quad (7.5)$$

$$\tan \delta = R_{inter} \tan \phi_{suelo} \leq \tan \phi_{suelo} \quad (7.6)$$

En donde: c_{suelo} es la resistencia a la cohesión del suelo y ϕ_{suelo} es el ángulo de fricción interna del suelo.

Cuando la interfaz es elástica se espera que ocurran movimientos relativos paralelos y perpendiculares a ella. La magnitud de estos desplazamientos se calcula de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\text{Movimiento elástico paralelo a la interfaz} = \frac{\sigma}{K_S} = \frac{\sigma t_i}{E_{oed,i}} \quad (7.7)$$

$$\text{Movimiento elástico perpendicular a la interfaz} = \frac{\tau}{K_S} = \frac{\tau t_i}{G_i} \quad (7.8)$$

En donde: G_i es el módulo cortante, $E_{oed,i}$ es el módulo de compresión unidimensional, t_i es el espesor virtual, K_N es la rigidez normal elástica y K_S es la rigidez al cortante elástico de la interfaz. Los módulos cortante y de compresión se relacionan por las siguientes expresiones:

$$E_{oed,i} = 2G_i \frac{1 - \nu_i}{1 - 2\nu_i} \quad (7.9)$$

$$G_i = R_{inter}^2 G_{suelo} \leq G_{suelo} \quad (7.10)$$

En donde ν_i es igual a 0.45.

Para modelar la interfaz se asume un factor de espesor virtual de 0.1, el cual al ser aumentado se incrementan las deformaciones elásticas de la interfaz y al reducirlo se pueden generar errores numéricos en el análisis.

En la Cuarta Etapa del Bordo Poniente la geomembrana forma una interfaz en donde se definen los parámetros de las partes superior e inferior. La parte superior de la interfaz está conformada por la geomembrana y una capa de protección que consiste en arena limosa compactada (Tepetate) de 0.40 m de espesor. La parte inferior es la que corresponde al contacto entre la geomembrana y la arcilla de la costra superficial. En la Figura 7.8 se presenta la dirección de las fuerzas cortantes en la interfaz calculadas a partir de los parámetros del suelo circundante.

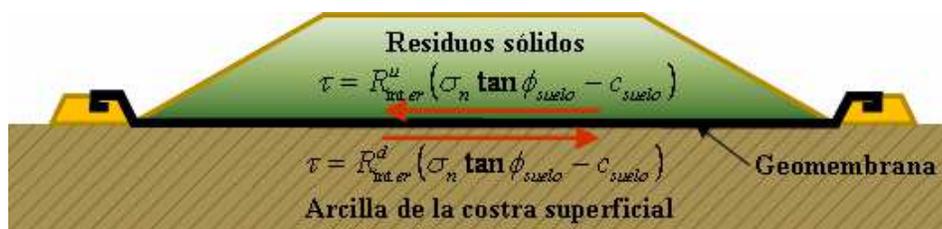


Figura 7.8 Esfuerzos cortantes en la interfaz

En el Anexo B se presentan los resultados de pruebas de corte directo de la interfaz entre la Geomembrana HDPE y otros materiales, obtenidas en investigaciones previas: Koerner *et al.* (1986), Chang (1997), U.S. EPA (1998), Dove y Frost (1999), Rusell *et al.* (1998), Chang (2005), Fleming *et al.* (2006), Sharma *et al.* (2006) y Bergado *et al.* (2006). También se presenta un resumen de los resultados obtenidos por Cuanalo-Campos (1993) para la resistencia al cortante de la interfaz entre la arcilla del valle de México y otros materiales. De esta información se determinaron los rangos de valores adecuados para los parámetros de fricción y cohesión de la interfaz presente en Bordo Poniente, los cuales se presentan en la Tabla 7.2.

Tabla 7.2 Valores residuales de ángulo de fricción y cohesión en la interfaz para la Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente

Interfaz	Ángulo de fricción δ	Cohesión α (kPa)
Arena limosa- Geomembrana	13.7° a 21.4°	0.9
Geomembrana – arcilla	1.26° a 8.2°	23.2 a 46.5

En el caso del contacto geomembrana con arcilla, los valores de la Tabla 7.2 arrojan resistencias al cortante que se encuentran entre 34.00 kPa y 60.91 kPa, similares a los obtenidos por Cuanalo-Campos (1993) para la interfaz arcilla – plástico – concreto.

Para determinar los valores de factores de reducción para las partes superior e inferior de la interfaz, las cuales se diferenciarán en este trabajo por los superíndices *u* y *d*, respectivamente (R_{inter}^u y R_{inter}^d), se tomaron los datos de la Tabla 7.2 y Los parámetros del suelo para los residuos sólidos y la costra superficial de la Tabla 7.1. El rango de valores para los factores R_{inter}^u y R_{inter}^d se presentan en la Tabla 7.3.

Como se observa en la Tabla 7.3, los valores de los factores de reducción varían considerablemente, por lo que se decidió realizar un análisis de sensibilidad para determinar el efecto de estos en los resultados de la modelación. Para una primera calibración de los parámetros del suelo se tomaron como los valores iniciales propuestos en la Tabla 7.4.

Tabla 7.3 Parámetros de resistencia al cortante en la interfaz

Parte superior			Parte inferior		
δ_u	$Tan \delta_u$	R_{inter}^u	δ_d	$Tan \delta_d$	R_{inter}^d
13.7	0.24	0.46	1.3	0.02	0.63
21.4	0.39	0.74	8.2	0.14	-
α_u	c_s (kPa)	R_{inter}^u	α_d	c_s (kPa)	R_{inter}^d
0.9	20	0.045	23.2	80	0.29
			46.5	80	0.58

Tabla 7.4 Factores de reducción de resistencia escogidos para el análisis

Interfaz	R_{inter}
Arena limosa- Geomembrana	0.46
Geomembrana – arcilla (condición no drenada)	0.63

7.5. MODELACIÓN DE LA PRUEBA DE CARGA

La prueba de carga se modeló reproduciendo las nueve etapas de construcción y los tiempos de consolidación posteriores. En la Tabla 7.5 se presenta las etapas consideradas en los modelos numéricos.

Tabla 7.5 Etapas de la prueba de carga

ETAPA	CARGA (kPa)	Inicio etapa	Final etapa	Tiempo consolidación (días)
Relleno RSM	57.20	21/09/2000	18/06/2003	1000
1	9.28	18/06/2003	04/07/2003	27
2	14.85	15/06/2003	30/07/2003	15
3	13.04	31/06/2003	30/08/2003	30
4	10.60	01/09/2003	25/09/2003	25
5	8.84	26/09/2003	05/10/2003	10
6	9.40	10/10/2003	25/10/2003	15
7	7.91	26/10/2003	09/11/2003	16
8	8.21	11/11/2003	24/11/2003	13
9	7.34	25/11/2003	08/12/2003	13

Las etapas de consolidación se realizan usando la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi, considerando flujo vertical únicamente. Esta hipótesis se consideró adecuada ya que para flujo horizontal la frontera de drenaje está muy lejana.

En el software utilizado se hace una actualización de la malla de elemento finito después de cada paso de carga, lo que minimiza la presencia de elementos esbeltos que puedan generar problemas de convergencia en la solución numérica.

7.6. CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO

En esta investigación se utilizaron dos modelos de comportamiento del suelo para modelar el suelo lacustre. El primer consiste en un comportamiento elastoplástico con el criterio de falla de Mohr Coulomb (modelo MC) el cual no considera la compresibilidad del suelo. Posteriormente, también se realizaron análisis con un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas (MCANC).

7.6.1. Usando el modelo Mohr-Coulomb

Para obtener los parámetros de rigidez y resistencia adecuados del suelo se hizo un retroanálisis para reproducir la respuesta obtenida en campo con la instrumentación: presiones de poro y deformaciones obtenidas de la línea de colimación L-1.

En la Figura 7.9 se observan los valores de desplazamientos horizontales medidos en la superficie en la línea de colimación LC-1 que se encuentra a 41 m del pie de talud. Estos se comparan con los calculados con el modelo. La deformación relativa horizontal calculada es de 0.36 m en la etapa 9 de la prueba de carga casi igual a la medida en el centro de la LC-1, con un error del 3%. Sin embargo, la curva esfuerzo vertical contra desplazamiento medido muestra un comportamiento no lineal, mientras la calculada con el modelo muestra uno lineal.

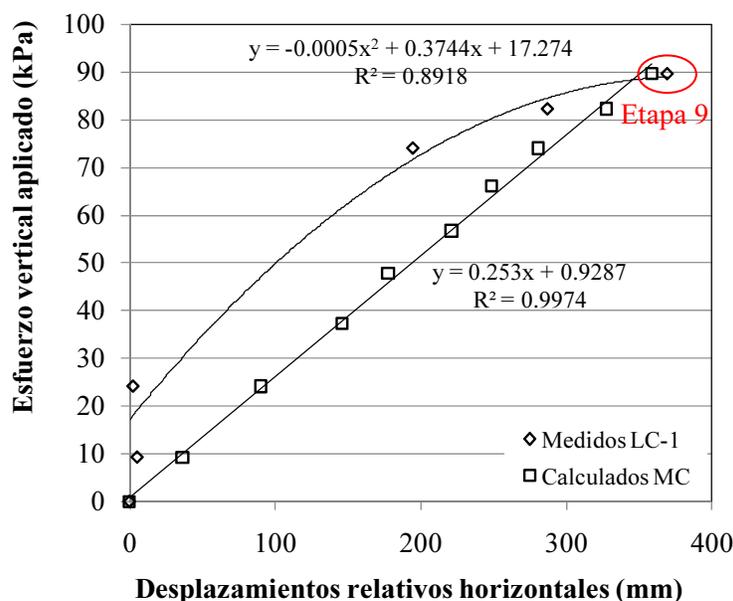


Figura 7.9 Esfuerzo vertical aplicado durante la prueba de carga contra los desplazamientos horizontales relativos en la superficie del terreno. Resultados medidos en la línea de colimación LC-1 y calculados

Con respecto a los desplazamientos verticales en la zona de la línea de colimación LC-1 al final de la prueba de carga se registró una expansión de 0.20 m, mientras en el modelo se obtuvo una expansión de 0.14 m, con un error del 33%. En campo los desplazamientos verticales presentan un comportamiento no lineal con el esfuerzo aplicado y asentamientos en las primeras 5 etapas y de la prueba. Los datos calculados, muestran que dentro del rango de esfuerzos aplicados no ocurrió plastificación, por lo que el suelo se mantuvo dentro del rango de comportamiento lineal como se puede observar en la Figura 7.10.

Los desplazamientos relativos horizontales calculados a 13 m del pie del talud se compararon con los desplazamientos horizontales, medidos en el inclinómetro I-1 en las etapas 1 y 8 de la prueba de carga y hasta una profundidad de 39 m (Profundidad de instalación del inclinómetro). En la Figura 7.11 se observa que en campo la deformación debida a la primera etapa de la prueba son menores que las calculadas, aunque el modelo reproduce de manera aceptable los desplazamientos en la etapa 8 de la prueba.

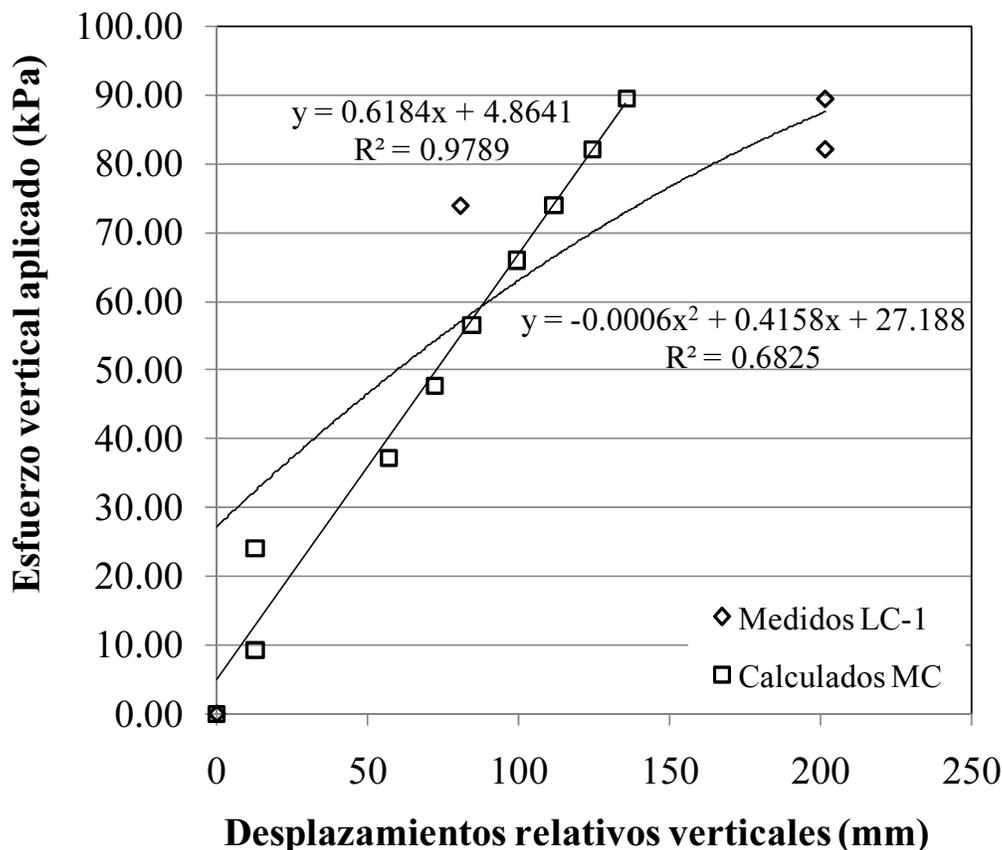


Figura 7.10 Esfuerzo vertical aplicado durante la prueba de carga contra los desplazamientos verticales relativos en la superficie del terreno. Resultados medidos en la línea de colimación LC-1 y calculados

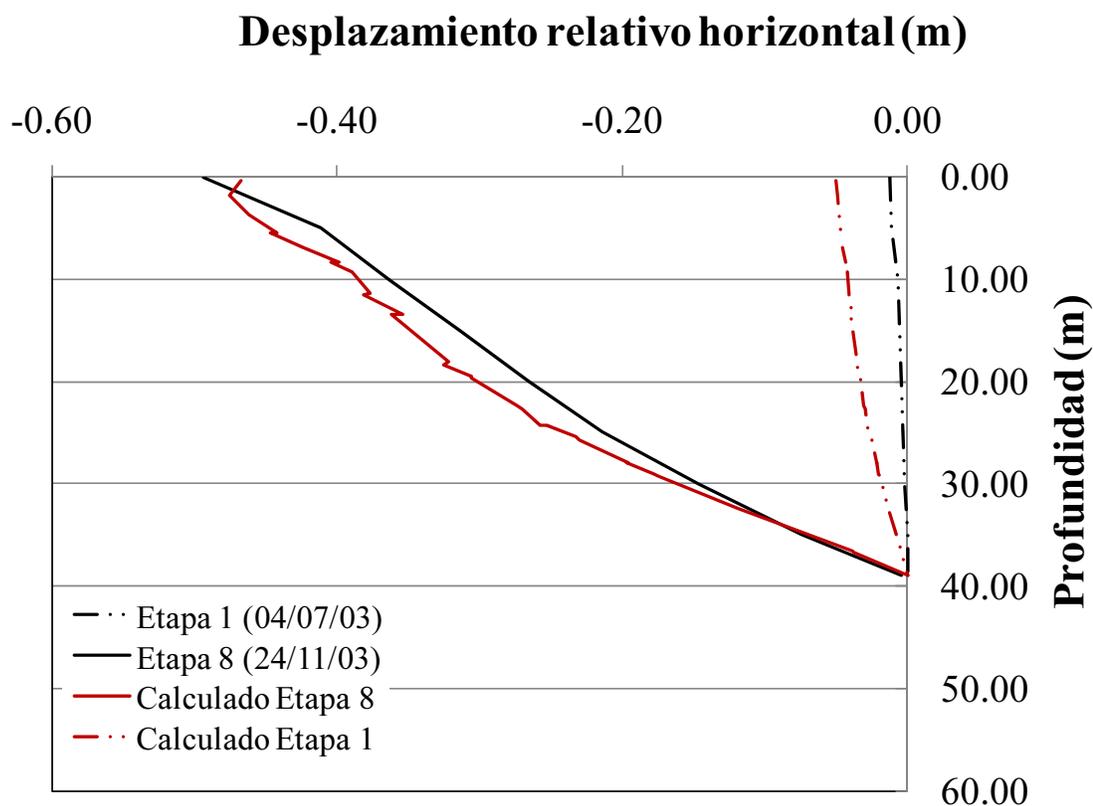


Figura 7.11 Desplazamientos horizontales relativos debidos a la prueba de carga. Se comparan los datos medidos y calculados a 13 m del pie del talud en donde se instaló en Inclinómetro I-1

Con respecto a las presiones de poro calculadas en el modelo bidimensional estas se encuentran ligeramente por debajo de las medidas en campo con un 10% de error máximo. En la Figura 7.12 se presenta la distribución de presión de poro medida y calculada para la estación de medición EP-11, a 13.0 m del pie del talud. La distribución de excesos de presión de poro se muestra en la Figura 7.13. Como se observa las presiones de poro, por convención del programa, tienen valores negativos.

El modelo numérico reproduce de manera satisfactoria los datos medidos en campo de presión de poro y desplazamientos horizontales. Al igual que lo observado durante la prueba de carga, hay una rápida acumulación de presiones de poro que no se alcanza a disipar en el periodo analizado. Los parámetros de los estratos del suelo usados para la calibración del modelo bidimensional se presentan en la Tabla 7.6.

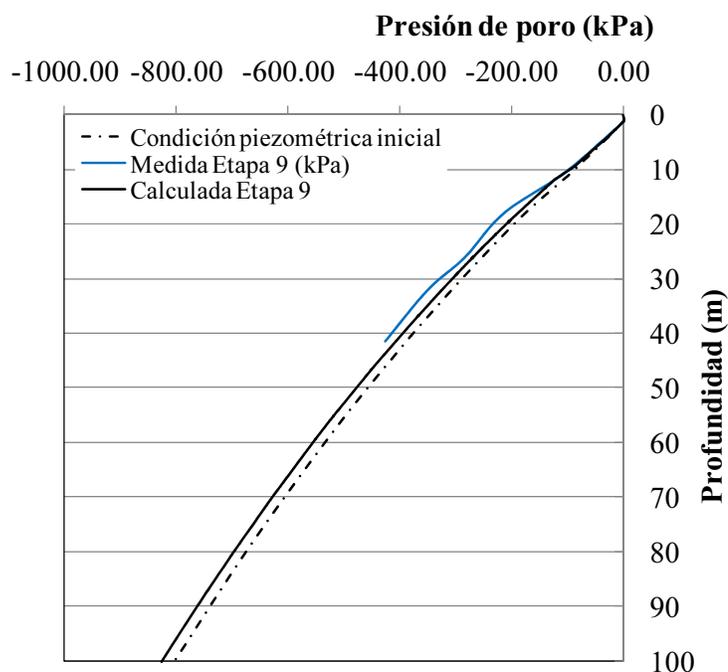


Figura 7.12 Comparación de las presiones de poro calculadas y medidas en la etapa 9 de la prueba de carga en la estación piezométrica EP-11, 13 m del pie del talud

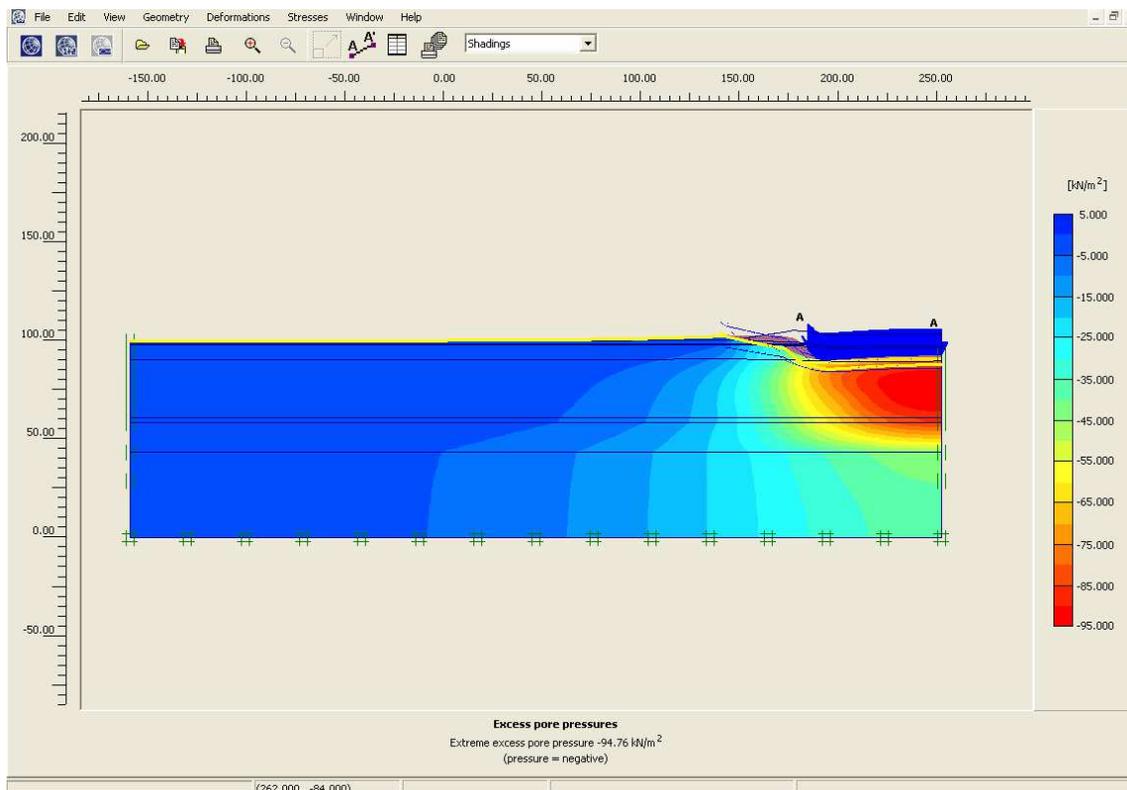


Figura 7.13 Distribución de excesos de presiones de poro en el modelo bidimensional al final de la prueba de carga

Tabla 7.6 Parámetros calibrados con el modelo numérico

Parámetros	RSM	CS	AL-1	AL-2	LP-2	AL-3	DP
Profundidad (m)	5.72	-1.3	-9.5	-39.0	-41.3	-56.5	-100
Condición	No drenada	No drenada	Drenada	Drenada	Drenada	Drenada	Drenada
e_0	0.5	3.2	3.2	8.9	0.5	6.2	0.5
γ_{nat} (kN/m ³)	10.0	12.3	12.3	12.8	18.0	13.4	17.0
k_v (m/s)	1.0E-13	5.0E-08	5.0E-08	3.0E-08	1.2E-07	1.0E-08	1.2E-07
k_h (m/s)	1.0E-13	5.0E-07	5.0E-07	3.0E-07	1.2E-07	1.0E-07	1.2E-07
E' (kPa)	5550	200	300	1250	9.4E04	9900	5.0E05
ν	0.49	0.49	0.34	0.34	0.25	0.33	0.33
ϕ'	28.0°	1.0°	44.5°	45.5°	35.0°	47.5°	35.0°
c (kPa)	20.0	85.0	0.0	0.0	85.0	0.0	80

RSM: residuos sólidos municipales, CS: costra superficial, AL: arcilla lacustre, LP: lente permeable, DP: depósitos profundos, e_0 : relación de vacíos, γ_{nat} : peso específico, k : permeabilidad, E' : módulo de elasticidad, ν : relación de Poisson, ϕ' : ángulo de fricción y c : resistencia a la cohesión

7.6.2. Usando un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas

Se hizo un análisis usando un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas (Burland, 1965).

Las variables de consolidación para este modelo se calculan a partir de las obtenidas de la prueba de consolidación unidimensional:

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)}, \quad \kappa^* \approx \frac{2}{2.3} \frac{C_r}{1+e} \quad (7.11)$$

En donde λ^* es el índice de compresión modificado, κ^* es el índice de recompresión modificado, e es la relación de vacíos y C_c y C_r son los parámetros de la consolidación unidimensional de compresión y recompresión, respectivamente.

La pendiente de la curva de estado crítico M , *PLAXIS* la determina mediante la siguiente ecuación (Brinkgreve, 1994) en términos del coeficiente de empuje en reposo K_0 para suelos normalmente consolidados y de la relación de Poisson, ν_{ur} .

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}}{(7.12)}$$

Los parámetros de consolidación unidimensional se ajustaron a partir de los presentados en la Tabla 7.1 de manera que se reprodujeran las deformaciones obtenidas en campo. En la Tabla 7.7 se presentan los parámetros empleados en el análisis.

Tabla 7.7 Parámetros del suelo lacustre usados en el modelo

Estrato	γ_{nat} (kN/m ³)	k (m/seg)	e_0	Cc	Cs	ϕ'	c (kPa)	ν
Arcilla lacustre 1	12.3	5.0E-08	3.20	6.43	0.64	44.52	0	0.35
Arcilla lacustre 2	12.8	3.0E-08	8.68	8.02	0.80	45.47	0	0.35
Arcilla lacustre 3	13.4	1.0E-08	6.20	9.04	0.90	47.50	0	0.35

Al igual que en el modelo MC se realizó un retroanálisis para obtener los parámetros de compresibilidad y resistencia del suelo, adecuados para reproducir la respuesta obtenida en campo con la instrumentación: presiones de poro y deformaciones obtenidas de la línea de colimación LC-1.

En la Figura 7.14 se comparan los valores de desplazamientos horizontales medidos en la superficie en la línea de colimación LC-1 con los calculados. La deformación relativa horizontal calculada es de 0.38 m en la etapa 9 de la prueba de carga casi igual a la medida en el centro de la LC-1, con un error del 5%. Al igual que en el modelo MC el comportamiento esfuerzo – desplazamiento durante la prueba de carga es lineal. Las calibraciones realizadas de los modelos arrojan resultados muy satisfactorios con respecto a lo observado en campo. Estos análisis muestran también que las condiciones de campo son difíciles de replicar de manera exacta mediante modelos numéricos.

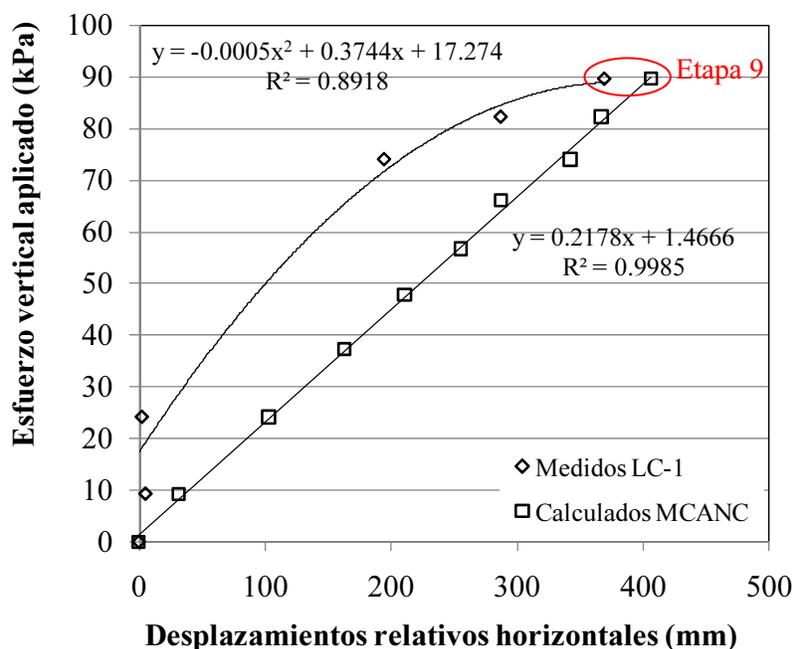


Figura 7.14 Esfuerzo vertical aplicado durante la prueba de carga contra los desplazamientos horizontales relativos en la superficie del terreno. Resultados medidos en la línea de colimación LC-1 y calculados con MCANC

En el modelo los desplazamientos verticales muestran asentamientos hasta la etapa 6 de la prueba y luego una ligera expansión. Los valores muestran un comportamiento esfuerzo-desplazamiento vertical de tipo lineal (Figura 7.15). En el campo los asentamientos se presentaron hasta la etapa 5 de la prueba y luego se observó una expansión de hasta 0.2 m.

Con respecto al cálculo de los desplazamientos horizontales en la zona del inclinómetro I-1 hasta una profundidad de 39.0 m, se observa que son inferiores a los medidos en campo en la etapa 8 de la prueba. En la Figura 7.16 se observa que en campo la deformación debida a la primera etapa de carga es menor que la calculada, aunque el modelo reproduce de manera aceptable los desplazamientos en la etapa 8 de la prueba.

En relación a las presiones de poro calculadas con el modelo MCANC son iguales a las medidas en campo al final de la prueba de carga (Figura 7.17). En la Figura 7.18 se presenta la gráfica de exceso de presiones de poro al final de la prueba.

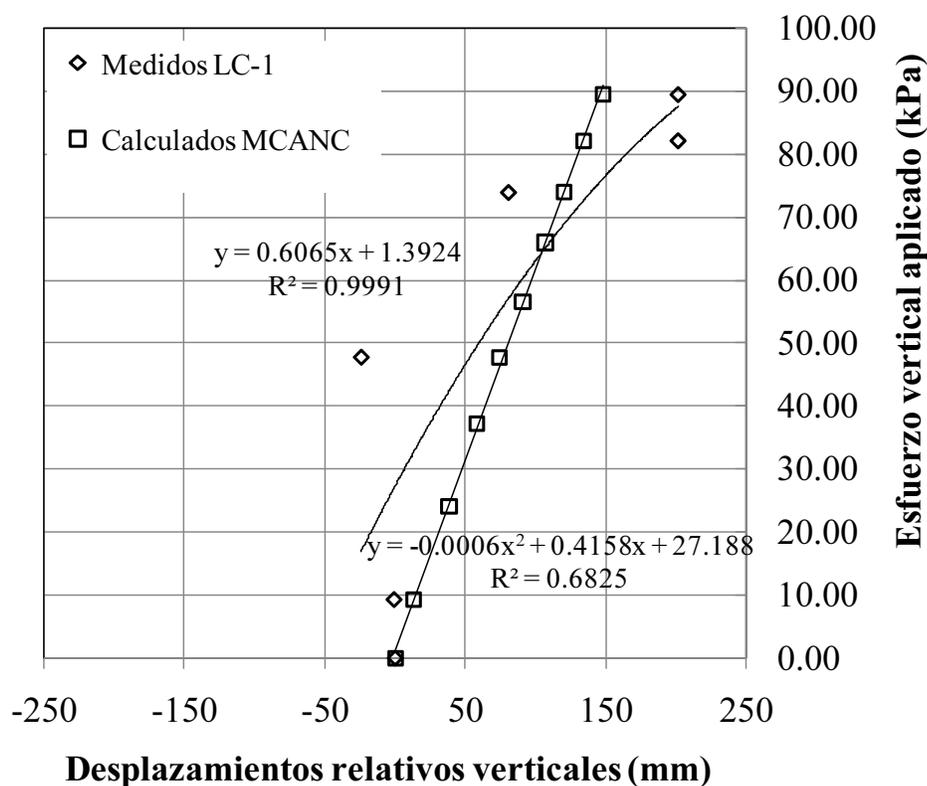


Figura 7.15 Esfuerzo vertical aplicado durante la prueba de carga contra los desplazamientos verticales relativos en la superficie del terreno. Resultados medidos en la línea de colimación LC-1 y calculados con MCANC

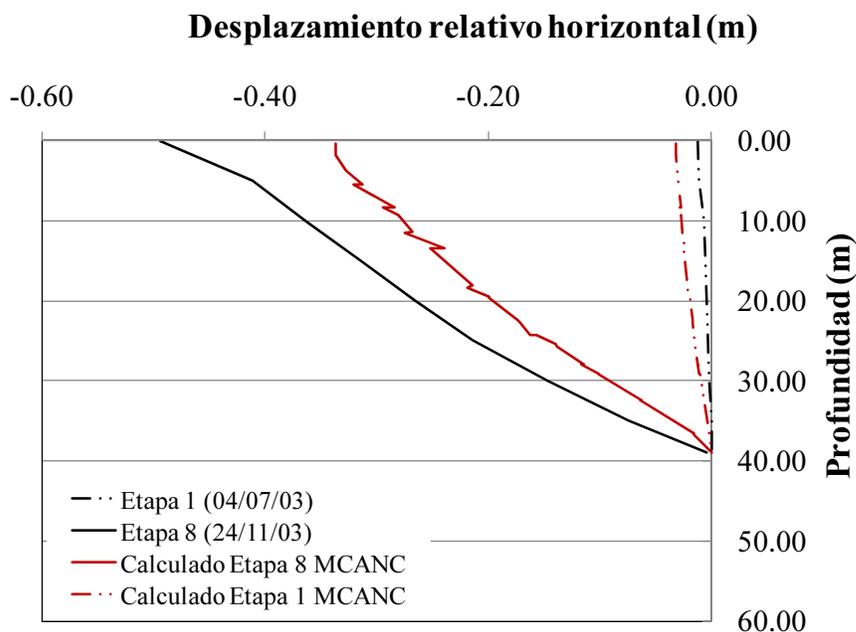


Figura 7.16 Desplazamientos horizontales relativos debidos a la prueba de carga. Se comparan los datos medidos y calculados a 13 m del pie del talud en donde se instaló en inclinómetro I-1

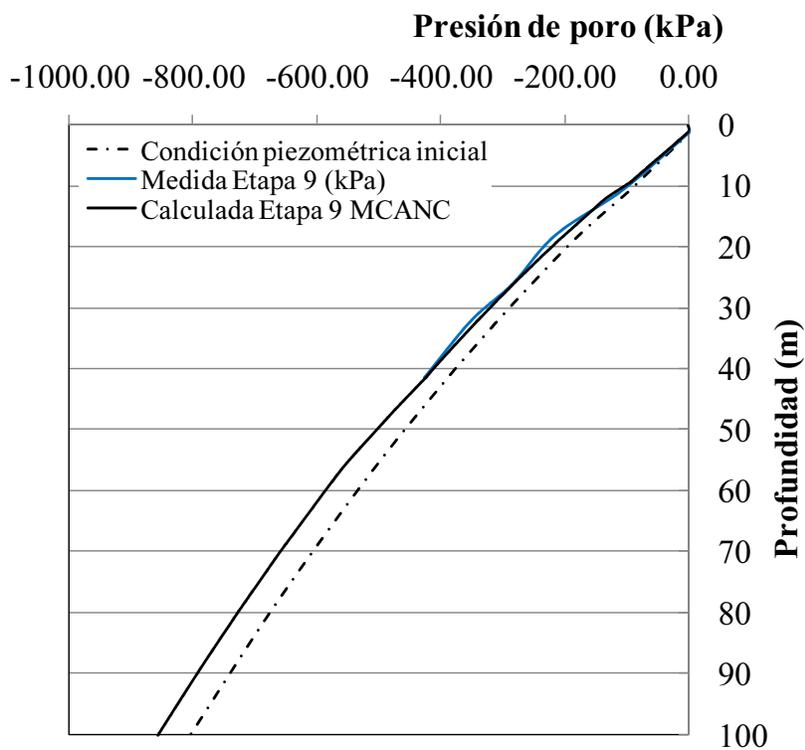


Figura 7.17 Comparación de las presiones de poro calculadas y medidas en la etapa 9 de la prueba de carga en la estación piezométrica EP-11 a 13 m del pie del talud

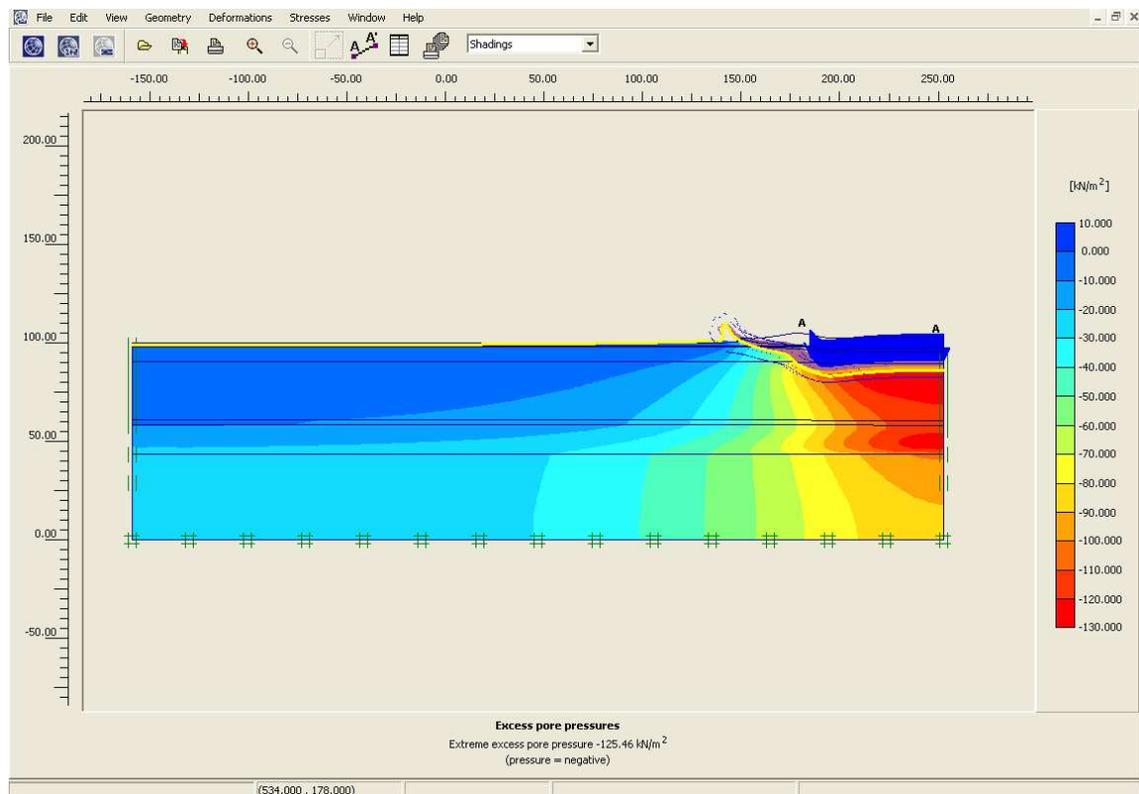


Figura 7.18 Distribución de excesos de presiones de poro en el modelo bidimensional al final de la prueba de carga

También se observó que en el largo plazo los asentamientos calculados para ambos modelos son diferentes. En el modelo MC se encontró que por la construcción del terraplén de basura el asentamiento luego de tres años es de 1.24 m, mientras con el modelo MCANC son de 1.62 m. Esto muestra que el modelo elastoplástico subestima los desplazamientos en el largo plazo lo cual es una limitación.

En la Figura 7.19 se observa la gráfica de asentamientos relativos calculados en los modelos. En ambas gráficas los resultados son similares; en cambio, en los desplazamientos horizontales relativos a distintas profundidades, se observan diferencias entre los valores medidos y los calculados en ambos modelos (Figuras 7.20 y 7.21).

Estos resultados muestran que ambos modelos: MC y MCANC, se acercan de forma aceptable a las mediciones de desplazamientos horizontales al final de la prueba de carga. El modelo MCANC se ajusta mejor a las mediciones de campo en lo que respecta a presiones de poro, y desplazamientos verticales.

Las similitudes encontradas en estos análisis indican que el modelo MC puede usarse de manera confiable en el análisis de problemas que requieran predicciones a corto plazo. Para evaluar el comportamiento a largo plazo se debe recurrir a modelos de comportamiento que consideren la compresibilidad del suelo.

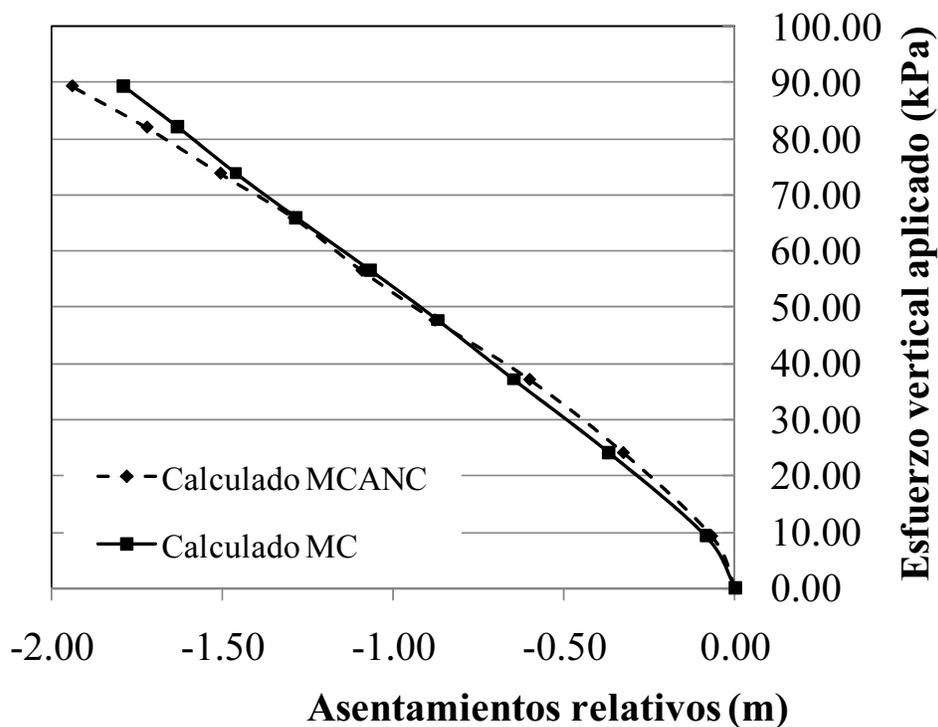


Figura 7.19 Asentamientos relativos debidos a la prueba de carga

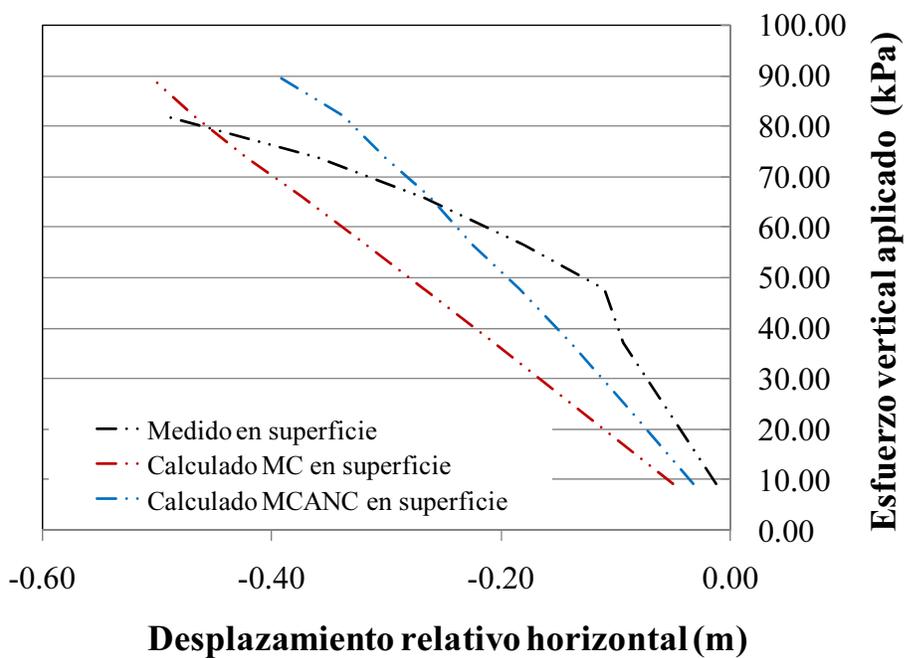


Figura 7.20 Desplazamientos horizontales relativos medidos y calculados en superficie

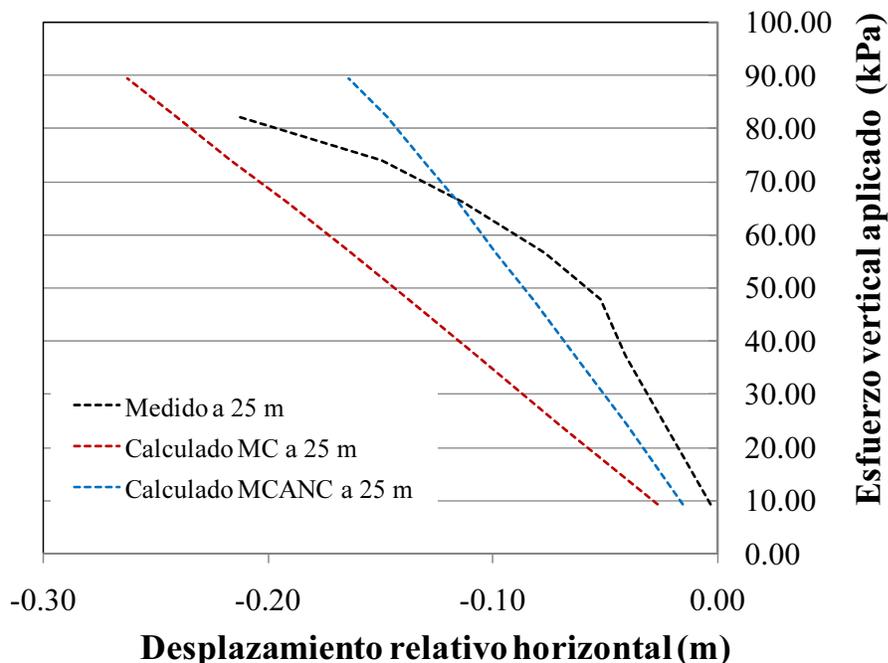


Figura 7.21 Desplazamientos horizontales relativos medidos y calculados a 25 m de profundidad

7.7. INFLUENCIA DEL PARÁMETRO R_{inter} EN LA RESPUESTA DE LOS MODELOS

Considerando los modelos calibrados: MC y MCANC, se realizaron análisis de sensibilidad para estudiar la influencia de los parámetros de la interfaz en los resultados de los análisis del estado de esfuerzos y desplazamientos.

Con los parámetros de las Tablas 7.6 y 7.7 se realizó un análisis sin considerar elementos de interfaz en la zona de la geomembrana y manteniendo la condición de impermeabilización. Para este análisis se asumió un valor de 1.0 para los factores R_{inter}^u y R_{inter}^d . En los análisis de los modelos MC y el MCANC se presentaron desplazamientos al pie del talud, producidos por la construcción del relleno de residuos sólidos municipales de 0.922 m y 0.930 m, respectivamente.

Para determinar la influencia de los valores de los coeficientes de reducción de resistencia (R_{inter}^u y R_{inter}^d) se analizaron varios modelos para calcular los desplazamientos al pie del talud originados por la construcción del terraplén de basura de 5.72 m. En las Tablas 7.8 y 7.9 se presentan los factores utilizados en los distintos análisis y los desplazamientos obtenidos al pie del talud. Como se observa los desplazamientos calculados son independientes del valor de R_{inter}^u utilizado. Esto quiere decir que los desplazamientos calculados dependen únicamente del valor de R_{inter}^d , es decir, del parámetro de resistencia al cortante de la interfaz Geomembrana – arcilla.

Se encontró en el modelo MC, que para valores de R_{inter}^d menores que 0.30 se obtienen desplazamientos de mayor magnitud que los obtenidos en el modelo sin geomembrana (0.922 m). En el límite de 0.3 el comportamiento de la interfaz con geomembrana se asemeja al del suelo natural. En el modelo MCANC los desplazamientos obtenidos siempre son mayores a los valores obtenidos con la condición sin geomembrana (0.930 m).

En las Figuras 7.22, se presenta la gráfica de los valores normalizados para los modelos MC y MCANC. En el eje de las ordenadas se graficaron los R_{inter}^d y en el eje de las abscisas los valores de desplazamientos horizontales normalizados con respecto al menor valor de desplazamiento.

Las gráficas muestran que las curvas para diferentes R_{inter}^u coinciden en una misma trayectoria. Esto indica que la interfaz entre la geomembrana y el terraplén de residuos no influye en el comportamiento del terraplén como se discutió anteriormente. Además, para valores de R_{inter}^d mayores de 0.6, los desplazamientos normalizados se acercan a 1.0, que equivale a valores de desplazamiento horizontal de 0.88 m. La Figura 7.22, presenta la ecuación de ajuste de los datos calculados, la cual es válida para valores de R_{inter}^d entre 0.20 y 0.70, y la zona de valores de R_{inter}^u apropiados para la calibración de acuerdo a la literatura.

Tabla 7.8 Valores de desplazamientos horizontales en el pie del talud para la construcción del terraplén de basura de 5.72 m de altura para distintos valores de R_{inter}^u y R_{inter}^d para los análisis con el modelo MC

$R_{inter}^u=0.15$		$R_{inter}^u=0.25$		$R_{inter}^u=0.35$		$R_{inter}^u=0.45$		$R_{inter}^u=0.55$		$R_{inter}^u=0.65$		$R_{inter}^u=0.75$	
R_{inter}^d	$u(x)$ (m)												
0.25	0.9641	0.20	0.9778	0.20	0.9750	0.20	0.9740	0.20	0.9733	0.2	0.9729	0.20	0.9724
0.45	0.9008	0.25	0.9490	0.25	0.9498	0.29	0.9247	0.29	0.9241	0.29	0.9238	0.29	0.9235
0.75	0.8839	0.45	0.8929	0.35	0.9062	0.45	0.8896	0.52	0.8842	0.45	0.8855	0.45	0.8853
0.90	0.8818	0.75	0.8799	0.55	0.8836	0.52	0.8846	0.55	0.8827	0.65	0.8794	0.75	0.8784
0.95	0.8814	0.90	0.8788	0.75	0.8789	0.65	0.8797	0.75	0.8784	0.75	0.8783	0.80	0.8788
				0.90	0.8836	0.90	0.8864			0.85	0.8834	0.90	0.8878

$u(x)$ Desplazamientos horizontales en el pie del talud (m) (por convención negativos)

Tabla 7.9 Valores de desplazamientos horizontales en el pie del talud para la construcción del terraplén de basura de 5.72 m de altura para distintos valores de R_{inter}^u y R_{inter}^d para los análisis con el modelo MCANC

$R_{inter}^u=0.25$		$R_{inter}^u=0.45$		$R_{inter}^u=0.75$		$R_{inter}^u=0.90$	
R_{inter}^d	$u(x)$ (m)						
0.20	-1.027	0.20	-1.020	0.20	-1.025	0.20	-1.026
0.40	-0.951	0.40	-0.948	0.40	-0.947	0.40	-0.947
0.50	-0.940	0.50	-0.939	0.50	-0.939	0.50	-0.939
0.60	-0.936	0.60	-0.935	0.60	-0.936	0.60	-0.935
0.70	-0.935	0.70	-0.932	0.70	-0.932	0.70	-0.932
0.80	-0.934	0.80	-0.932	0.80	-0.931	0.80	-0.931
0.90	-0.932	0.90	-0.931	0.90	-0.930	0.90	-0.930

$u(x)$ Desplazamientos horizontales en el pie del talud (m)

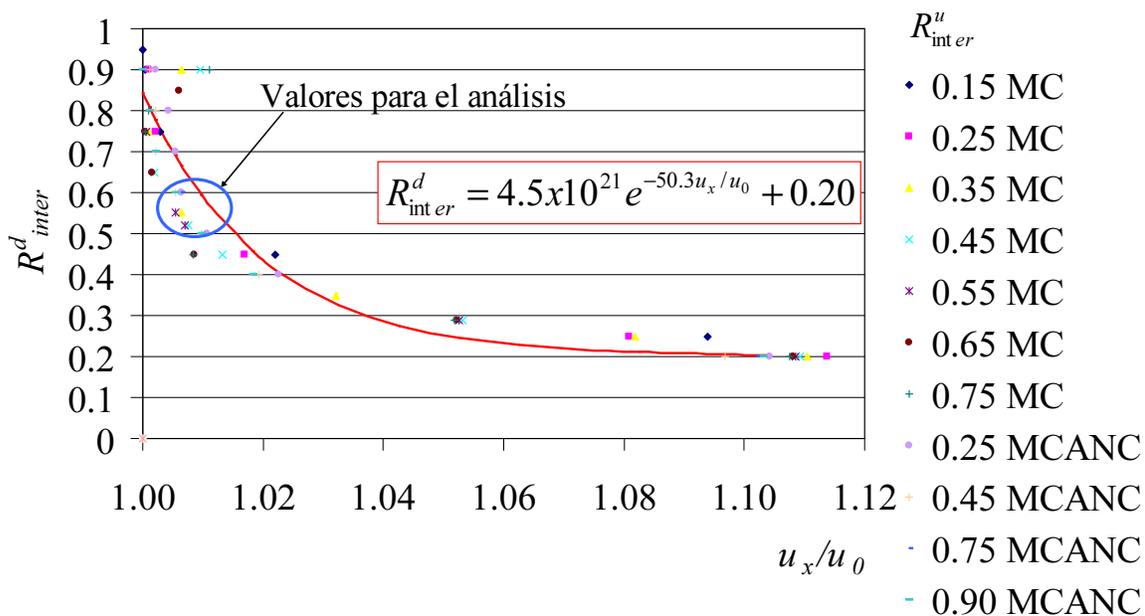


Figura 7.22 Gráfica de valores de desplazamientos horizontales normalizados contra R_{inter}^d para distintos valores de R_{inter}^u . Calculada con los modelo MC y MCANC

7.8. COMPORTAMIENTO DEL RELLENO SANITARIO

Los desplazamientos verticales relativos al final de la prueba de carga fueron de 1.8 m en el modelo MC (Figura 7.23) y de 2.1 en el Modelo MCANC (Figura 7.24). Como se observa, la diferencia entre los resultados de ambos modelos en términos de asentamientos durante la prueba de carga es de 0.3 m, aunque los desplazamientos horizontales son casi iguales.

Los desplazamientos superficiales del terreno están asociados a las deformaciones producidas en el material geosintético del sistema de impermeabilización. Una manera de cuantificar este aspecto es calculando la elongación producida a partir de la longitud final de la geomembrana en la zona modelada (la mitad de la zona ocupada con la prueba de carga). Para este fin, los desplazamientos totales superficiales se dividen en segmentos rectos de longitud similar y se aplica la ecuación de la longitud de arco:

$$s = \int_a^b \sqrt{1 + [f'(x)]^2} dx \quad (7.13)$$

En donde: s , es la longitud lineal de una curva que va desde el punto a al punto b ; $f'(x)$, es la derivada de la función que define cada segmento.

La elongación se define como el cociente entre el alargamiento producido por la deformación y la longitud inicial de la geomembrana. Los desplazamientos produjeron elongaciones de 20% en el modelo MC y de 27.03% en el modelo MCANC. Estas elongaciones exceden el límite elástico del material (3.35% a una velocidad de deformación de 0.5 mm/min) sin alcanzar su límite de rotura de 161% (ver Capítulo 5).

Los modelos se llevaron hasta el límite de servicio haciendo incrementos de esfuerzo vertical de 8.5 kPa y dejando tiempos de consolidación de 15 días hasta el colapso de la estructura. De este análisis se encontró que la prueba de carga llega a la falla cuando el esfuerzo vertical aplicado sobre el relleno de residuos es de 123.5 kPa en el modelo MC, lo que equivale a tener un relleno de residuos sólidos de 20.5 m. En los análisis considerando el MCANC la falla ocurre cuando la prueba de carga transmite un esfuerzo vertical de 132 kPa, lo que equivale a una altura máxima de residuos sólidos, con un peso específico de 8.5 kN/m³, de 21.0 m.

En ambos modelos la falla que se presenta es de tipo rotacional como se observa en las Figuras 7.25 y 7.26. La falla afecta hasta una distancia de 106.5 m en el modelo MC y de 99.0 m en el MCANC.

De acuerdo a estos resultados, el sistema de impermeabilización no falló durante la prueba de carga, pero sufrió un estiramiento dentro del rango plástico en la zona más deformada. Lo deseable es que los materiales geosintéticos trabajen dentro del rango elástico para que no se presenten cambios en su porosidad y se evite el debilitamiento del material. Afortunadamente, en Bordo Poniente la conductividad hidráulica de la arcilla del lago de Texcoco ayuda a controlar las posibles filtraciones.

En la Figura 7.27 se presenta el comportamiento de las presiones de poro con el tiempo y su efecto en los factores de seguridad del relleno sanitario. Con el incremento de los esfuerzos verticales las presiones de poro se incrementan en el corto plazo y el factor de seguridad antes de la prueba cae de 5.3 a 2.63 y luego hasta 2.37, después de poco más de 20 años de tiempo de consolidación. Se observó en los análisis que el factor de seguridad aumenta de manera notoria después de 30 años.

Si bien los modelos bidimensionales reproducían adecuadamente el proceso de carga durante la prueba, el uso de un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas mejoró la descripción de lo que ocurre en campo.

Efecto de la geomembrana

Con respecto al efecto de la colocación de la geomembrana en el relleno sanitario, la Figura 7.28 muestra una comparación entre los desplazamientos horizontales medidos y calculado con geomembrana contra los calculados sin considerar el geosintético. Se observa que al quitar la geomembrana hay mayores desplazamientos horizontales, aunque esto no afectó la estabilidad general del relleno como se demostró en los análisis realizados al límite de servicio. La prueba de carga llega a la falla cuando el esfuerzo vertical aplicado sobre el relleno de residuos es de 123.5 kPa. En la Figura 7.29 se observan los desplazamientos totales calculados en la superficie. Como ahí se ve, aparentemente hay un incremento de los desplazamientos que están asociados al aumento de los desplazamientos verticales cuando se analiza el problema considerando la presencia del geosintético.

También se comparó el modelo analizado con otro que consideró la geomembrana fija en el extremo. Ambos modelos se llevaron hasta el límite de servicio para determinar las diferencias de comportamiento. En las condiciones analizadas el comportamiento del relleno sanitario no varía hasta llegar a la aplicación de un esfuerzo vertical de 132 kPa (ver Tabla 7.10). En la tabla 7.10 se puede ver que a esfuerzos verticales mayores a 132 kPa, hay un incremento gradual de los desplazamientos verticales cuando la geomembrana trabaja libre en el extremo.

7.9. DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

Se encontraron algunas diferencias en el uso del modelo elastoplástico MC y el MCANC que radican principalmente en los valores de asentamientos calculados al final de la prueba de carga y a largo plazo, siendo más realista el modelo MCANC .

Con respecto al comportamiento de Bordo Poniente se puede concluir lo siguiente:

- a) Debido a la prueba de carga, la celda de residuos sólidos sufrió un asentamiento máximo de 3.56 m.
- b) De acuerdo a los análisis bidimensionales y a lo observado en campo, la existencia del sistema de impermeabilización modifica el comportamiento de las presiones de poro. En las primeras etapas de la prueba se acumulan excesos de presión de poro en el contacto con la geomembrana la cuales se disipan lentamente. Esto hace que los factores de seguridad del relleno sanitario disminuyan significativamente. Luego, por el procesos de consolidación y el aumento de esfuerzos efectivos, los factores de seguridad del relleno sanitario aumentan, lo cual es notorio después de 30 años, como se comprobó en los análisis. Esto garantiza que después de la clausura del relleno las condiciones de seguridad geotécnica permanecerán constantes en la zona del relleno sanitario.
- c) Los análisis también mostraron que hay desplazamientos de la formación de arcilla lacustre que subyace el segundo lente permeable. Esto tiene un efecto directo en los registros de los inclinómetros, en especial en el inclinómetro I-1 que ese encuentra orientado hacia el eje central del área cargada y empotrado en el segundo lente impermeable. Los inclinómetros registraron desplazamientos horizontales que se ajustan mejor a los calculados con el modelo MCANC para las primeras seis etapas de la prueba.

e) El modelo elastoplástico resultó conservador en términos de desplazamientos horizontales al compararlo con el viscoelastoplástico.

f) El uso de un modelo adecuado que describa el comportamiento del suelo de manera más realista lleva a la obtención de resultados más confiables, aunque esto tiene sus implicaciones. El uso de un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas u otros para suelos blandos, obliga a la determinación de parámetros en laboratorio mediante pruebas de consolidación unidimensional y ensayos triaxiales consolidados – drenados, CD, o bien consolidados – no drenados, CU, con medición de presión de poro, algo que no es muy usual en la práctica profesional de México.

Tabla 7.10 Comparación de los desplazamientos verticales máximos (asentamientos) calculados considerando la geomembrana trabajando en condición de extremo fijo y extremo libre

Esfuerzo vertical aplicado (kPa)	Asentamiento máximo (m)	
	Geomembrana fija en el extremo	Geomembrana libre en el extremo
89.47	-4.35	-4.35
97.97	-4.85	-4.85
106.50	-5.43	-5.43
115.00	-6.06	-6.06
123.50	-7.15	-7.15
132.00	-8.30	-8.30
140.50	-9.66	-9.70
149.00	-11.33	-11.38
157.50	-13.31	-13.45
166.00	-14.72	-96.52

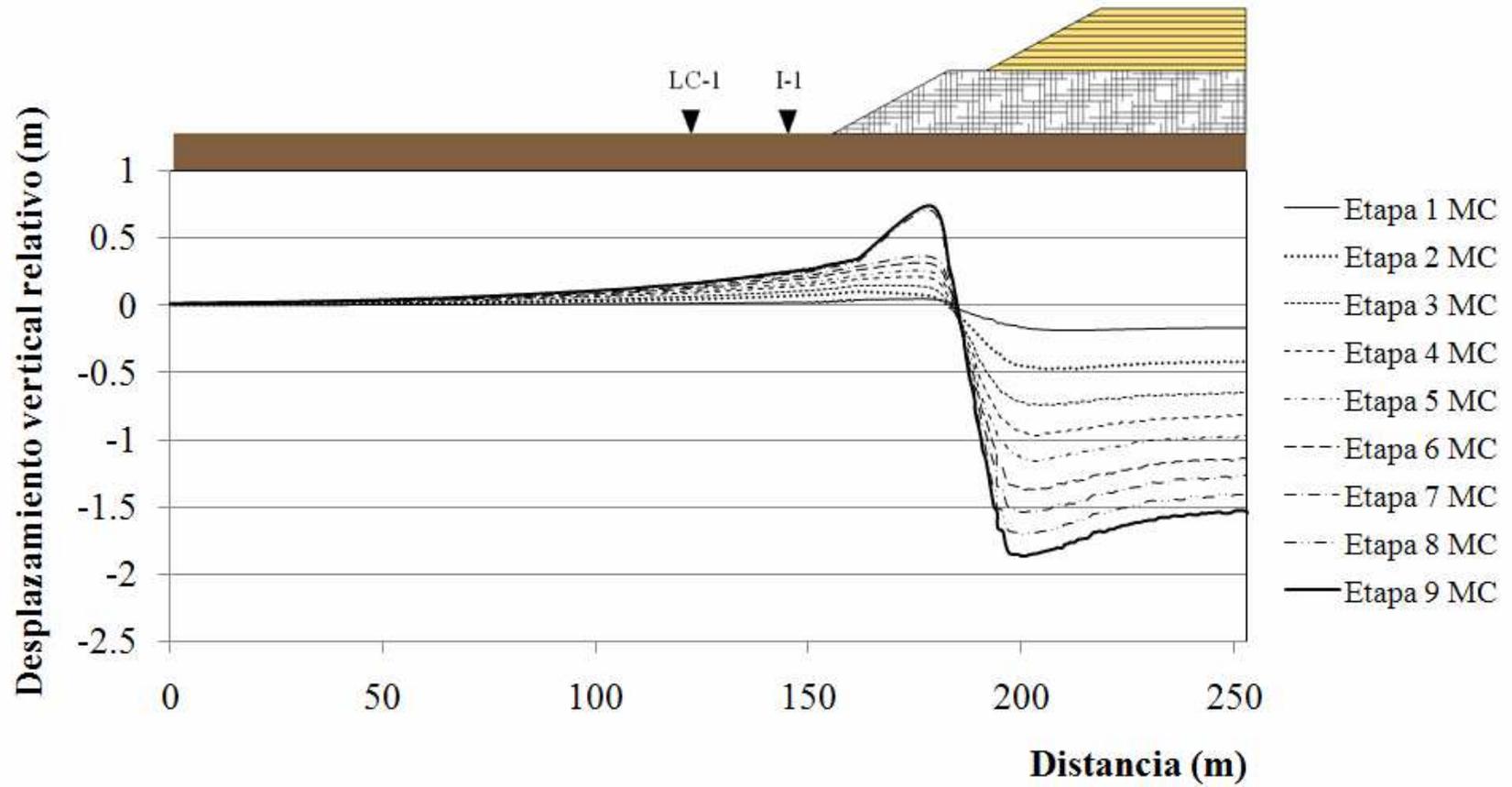


Figura 7.23 Asentamientos relativos calculados con el modelo Mohr-Coulomb

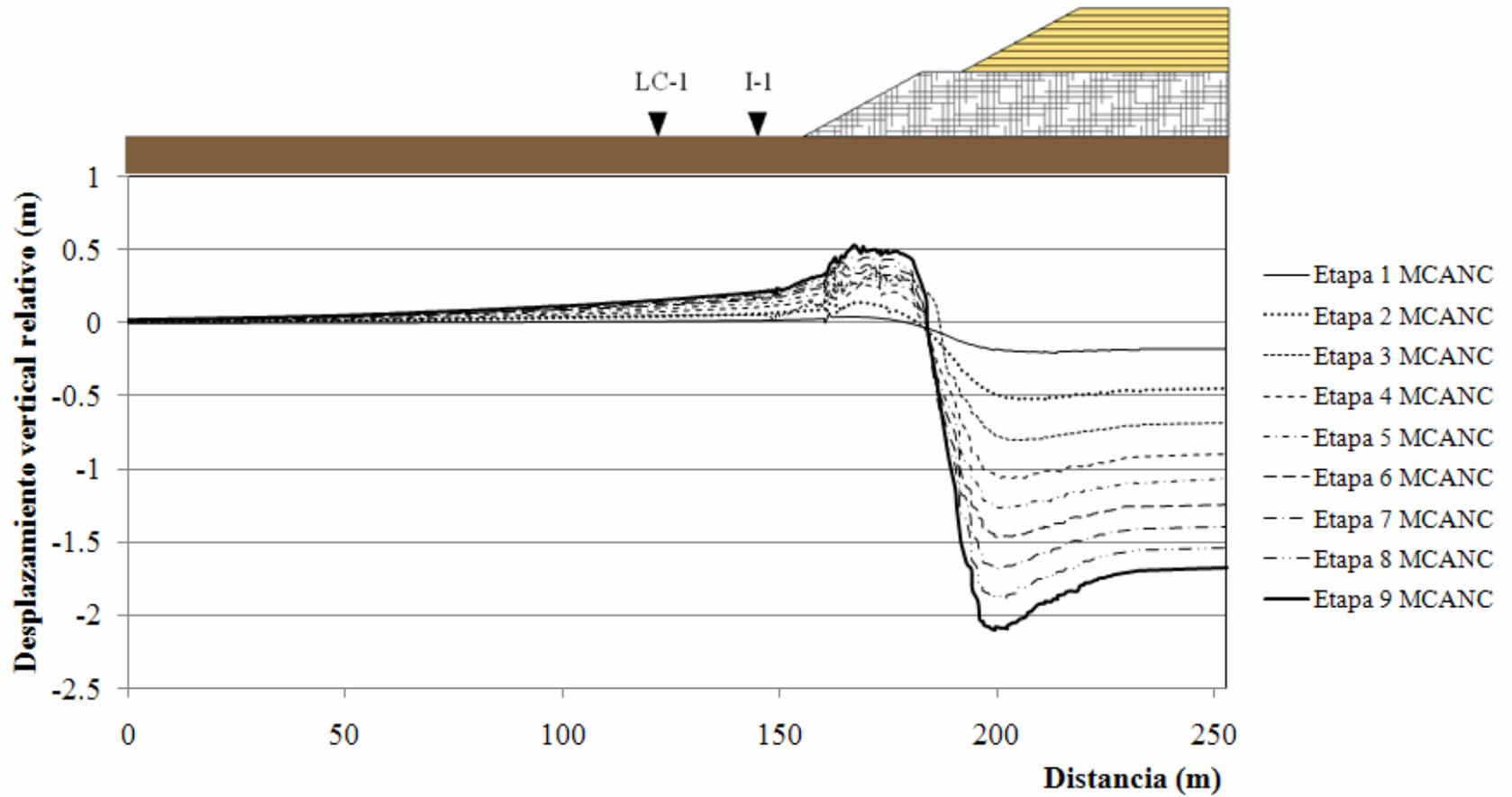


Figura 7.24 Asentamientos relativos calculados con el modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas

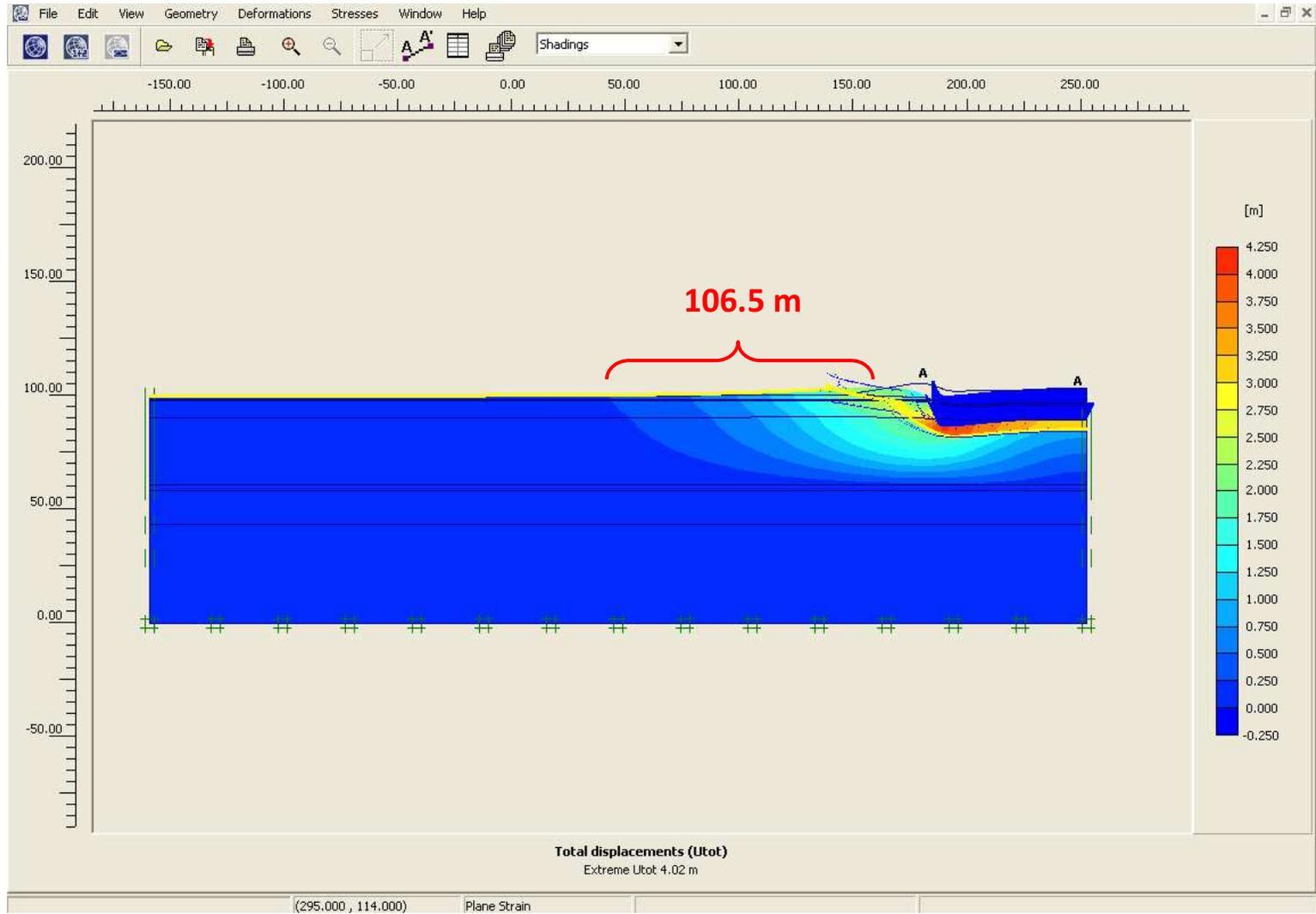


Figura 7.25 Desplazamientos totales antes de la falla en el modelo Mohr-Coulomb. Se observa afectación hasta 106.5 m del pie del talud

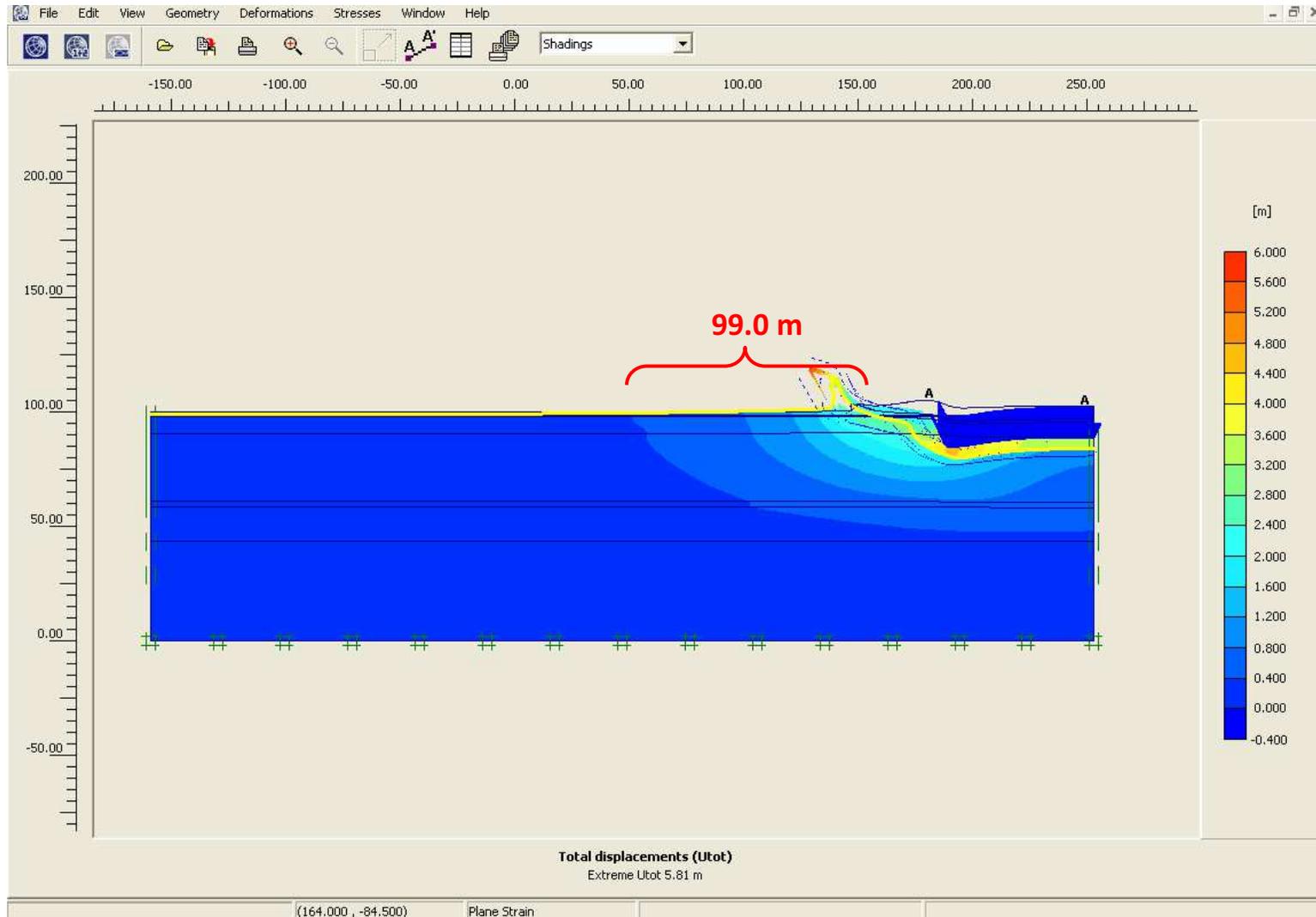


Figura 7.26 Desplazamientos totales antes de la falla, calculados con el modelo constitutivo para arcillar normalmente consolidadas. Se observa afectación hasta una distancia de 99.0 m del pie del talud

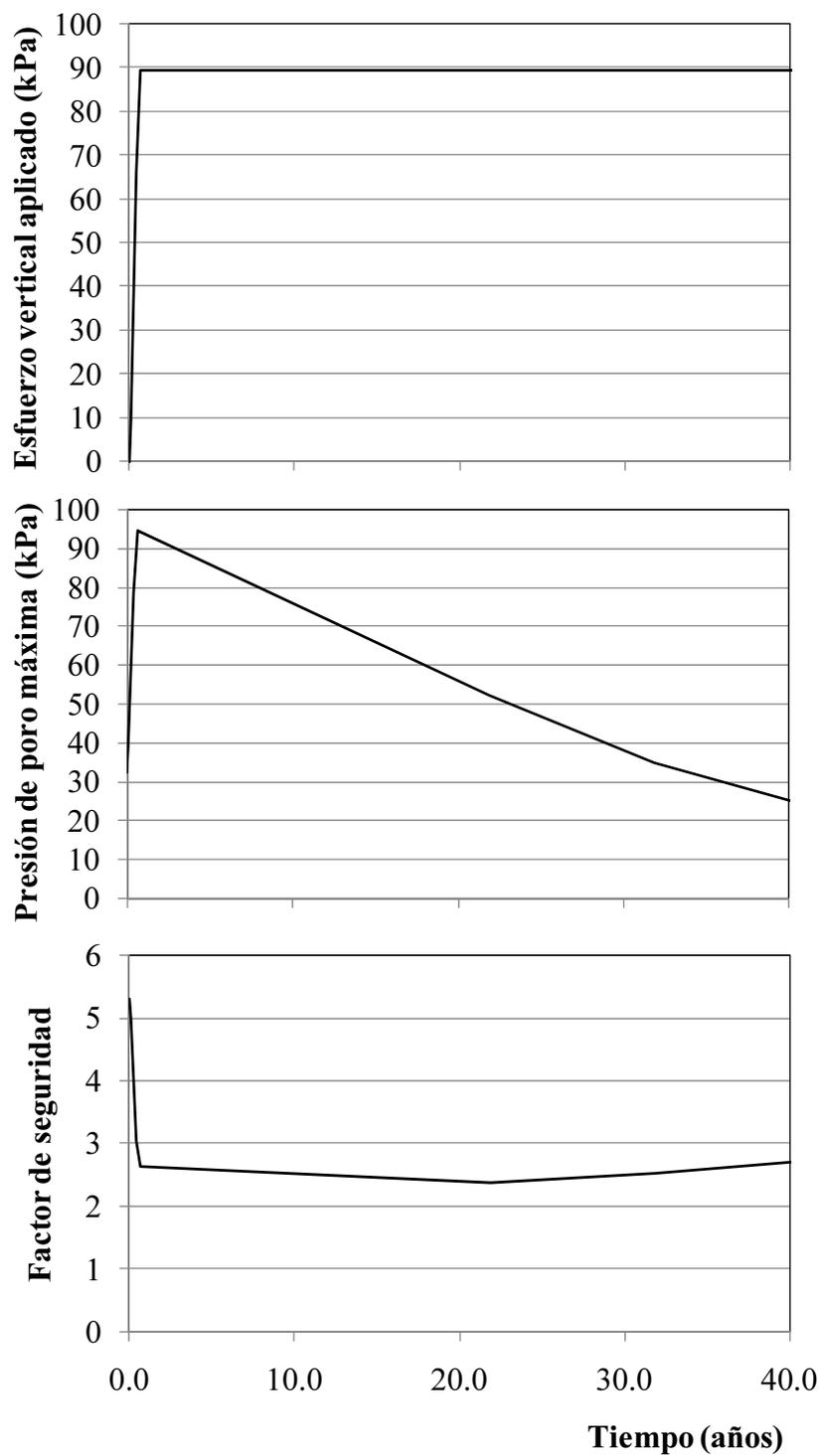


Figura 7.27 Comportamiento del factor de seguridad del relleno sanitario con respecto al cambio de la presión de poro con el tiempo

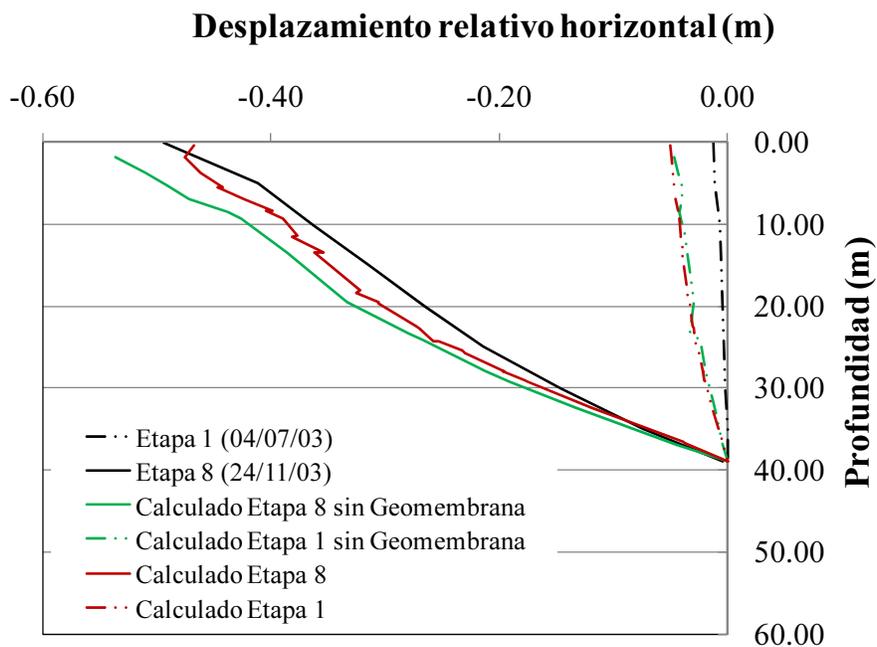


Figura 7.28 Comparación de desplazamientos verticales calculados sin geomembrana, calculados con geomembrana y los medidos en campo

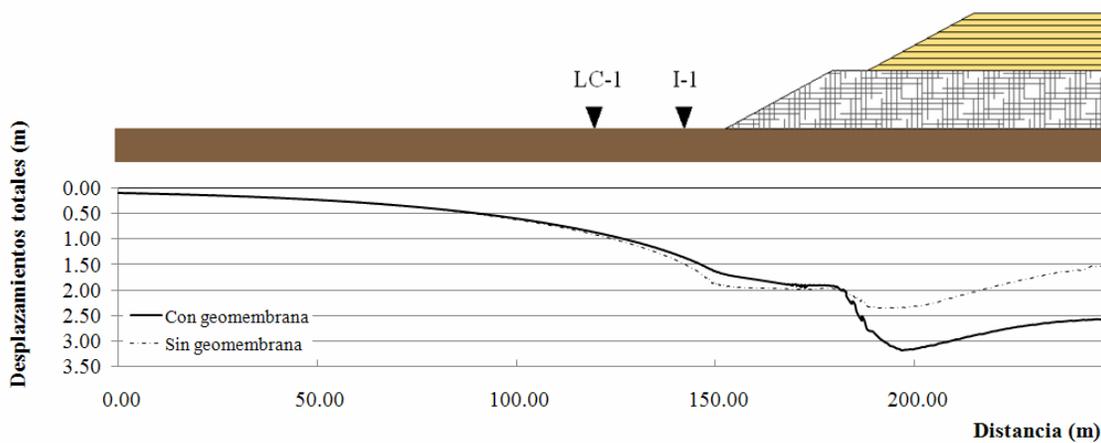


Figura 7.29 Comparación de desplazamientos totales calculados sin geomembrana y con geomembrana

CAPÍTULO 8

ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DEL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO DEL RELLENO SANITARIO

Al igual que en los análisis bidimensionales, se calibraron modelos tridimensional de la prueba de carga para obtener los parámetros del suelo que reprodujeran las deformaciones y las presiones de poro medidas en campo, usando el programa *PLAXIS 3D FOUNDATION versión 2.2* (Brinkgreve y Swolfs, 2007). Los modelos se diferencian en el tipo de criterio de falla adoptado para modelar el comportamiento del suelo lacustre. El primer modelo considera el criterio de falla de Mohr Coulomb y en el segundo, el suelo lacustre se modela con el *Isotropic Hardening Soil Model* (Schanz y Vermeer, 1998) que para arcillas blandas considera su comportamiento logarítmico a la compresión.

Los modelos permiten observar los efectos de la prueba de carga en las estructuras vecinas así como estudiar el efecto de la geomembrana en la estabilidad a corto y largo plazo del relleno sanitario. Otra ventaja del modelo tridimensional, es que permite observar el comportamiento de las presiones de poro hacia el interior de la celda de residuos y cuantificar con una mejor aproximación la elongación que sufrió la geomembrana.

8.1. METODOLOGÍA

Partiendo de los datos de la instrumentación medidos durante la prueba de carga y que mencionaron en el Numeral 7.1 se calibró un modelo tridimensional en elementos finitos. Para este fin se siguió la siguiente metodología:

En la Figura 8.1 se observa el área modelada. Esta geometría se eligió para garantizar que se conserven relaciones adecuadas entre las dimensiones del modelo y para evitar errores numéricos. La Figura 8.2 muestra la geometría del modelo tridimensional y la localización relativa de la prueba de carga.

Las condiciones de frontera definidas en el modelo tridimensional son: en las fronteras verticales los desplazamientos horizontales son nulos, es decir que en los extremos del eje x , $u_x=0$, y en los extremos del eje z , $u_z=0$. En la frontera horizontal inferior ($y=0$) los desplazamientos horizontales y verticales son nulos ($u_x=0$, $u_y=0$ y $u_z=0$).

En el modelo se consideró una geomembrana de separación entre los residuos sólidos y el suelo de desplante, la cual se modeló como un elemento anisótropo e impermeable con las siguientes propiedades: peso volumétrico 9.4 kN/m^3 (Dove y Frost, 1999), módulo de Young de $2,543 \text{ kN/m}^2$ en el sentido longitudinal (Wesseloo, et al, 2006) y de $1,944 \text{ kN/m}^2$ en el sentido transversal y una relación de Poisson de 0.49 (Giroud, 2004). Para efectos del modelo, la geomembrana se analizó como una barrera impermeable. Se debe aclarar que en los diseños de sistemas de impermeabilización se debe considerar la presencia de imperfecciones en la geomembrana (1 agujeros de 0.01 m de diámetro en un metro cuadrado de geomembrana equivale a una permeabilidad de $9.5\text{E}-11 \text{ m/s}$). Además, se consideran elementos de interfaz con R_{inter}^u y R_{inter}^d de 0.46 y 0.63, respectivamente.

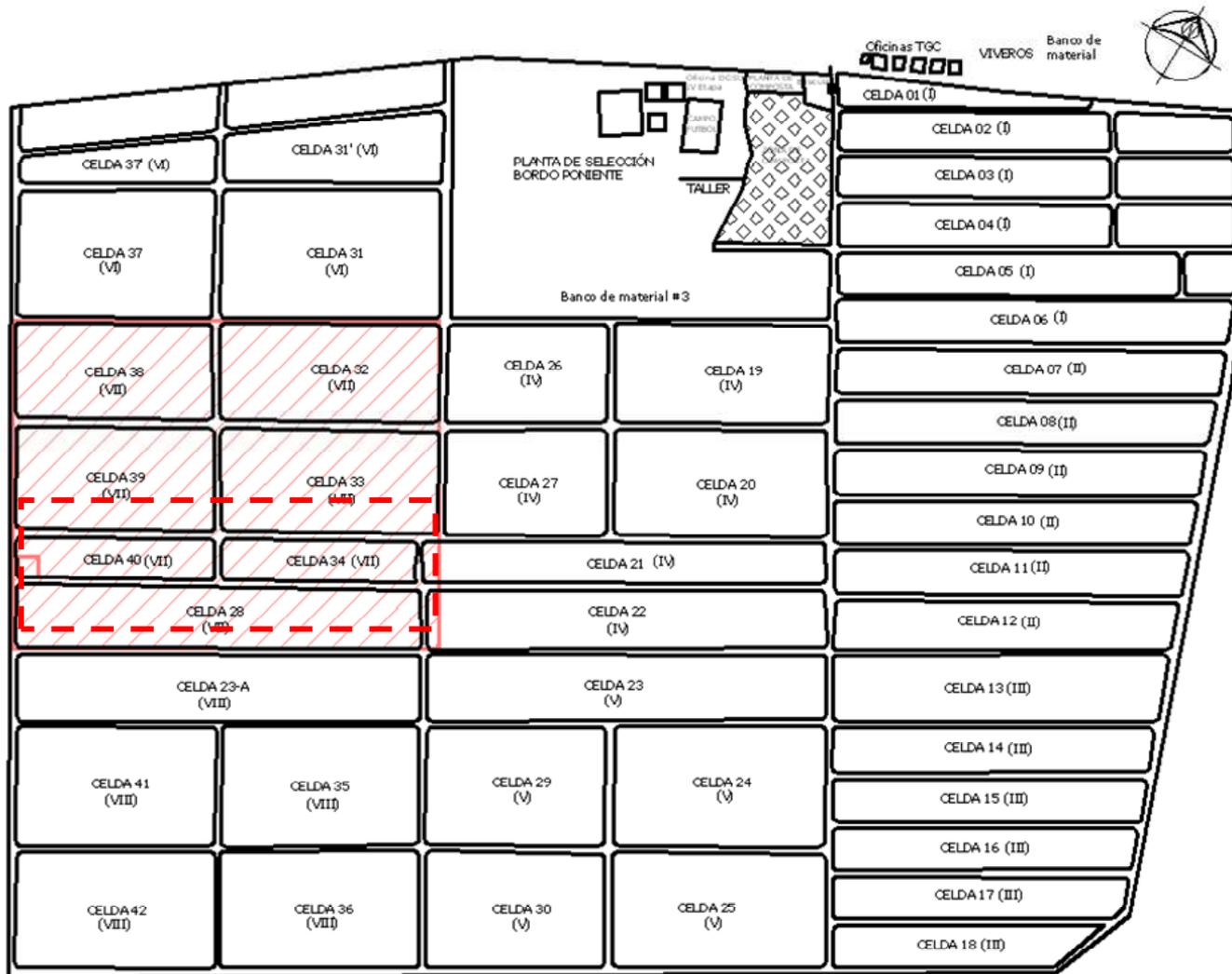


Figura 8.1 Esquema de localización de la zona modelada en la macrocelda VII

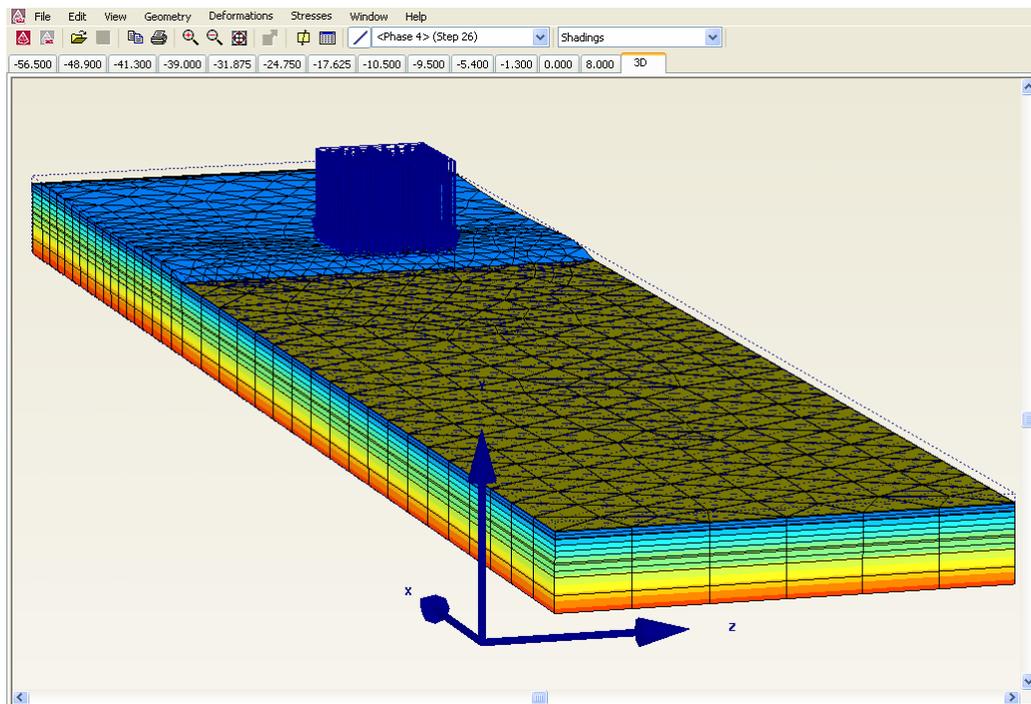


Figura 8.2 Modelo tridimensional de la prueba de carga

Con respecto a la geometría adoptada para el modelo, el relleno de residuos sólidos se consideró de manera simplificada como un elemento trapezoidal de 5.7 m de altura media y un ángulo de inclinación de los taludes de 18° . Como se observa en la Figura 8.2, la frontera exterior al relleno sanitario está alejada una distancia mayor a cinco veces la longitud de la carga distribuida.

Se hizo un retroanálisis para obtener los parámetros de rigidez y resistencia del suelo a fin de reproducir la respuesta obtenida en campo con la instrumentación: presiones de poro, y deformaciones obtenidas en la línea de colimación LC-1 y en el inclinómetro I-1. Una vez calibrados los parámetros del suelo se procedió a efectuar un análisis no drenado en términos de esfuerzos efectivos, para conseguir después de cada incremento de carga, la generación de un exceso de presión de poro. Luego se emuló el proceso de consolidación del suelo subyacente, lo que permitió realizar el análisis del comportamiento a largo plazo. Finalmente, se hizo un análisis llevando el relleno hasta el límite de servicio con el fin de determinar la altura máxima a la que puede llevarse Bordo Poniente de manera segura.

8.2. CALIBRACIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL SUELO

Se calibraron dos tipos de modelo: en el primero de ellos el suelo lacustre se comporta elastoplásticamente, bajo el criterio de falla de Mohr-Coulomb, mientras en el segundo se consideró la compresibilidad de la arcilla y su comportamiento logarítmico a la compresión. Este último se basa en la teoría de la plasticidad considerando la dilatación del suelo. Los datos de partida para las calibraciones se presentaron en las Tablas 7.6 y 7.9.

Calibración con el modelo Mohr-Coulomb (MC)

En la Tabla 8.1 se presentan los parámetros ajustados obtenidos del retroanálisis. El suelo se modeló como un material elastoplástico que sigue el criterio de falla de Mohr-Coulomb (Brinkgreve *et al.*, 2007). En el modelo numérico, se colocó un relleno de RSM sobre el suelo natural con el fin de reproducir las condiciones previas a la prueba de carga y generar la condición de la membrana en forma de cazuela.

Tabla 8.1 Parámetros calibrados para el modelo tridimensional

Estrato	Condición	γ_{nat} (kN/m ³)	k_v (m/seg)	e_0	E (kPa)	ν	ϕ' (°)	c (kPa)
Residuos sólidos	Drenada	10.0	2.9E-14	0.50	5550	0.33	20.0	5
Costra Superficial	No drenada	16.0	1.0E-08	3.20	110	0.33	20.0	0
Arcilla lacustre 1	No drenada	12.3	1.0E-09	3.20	500	0.35	44.5	0
Capa dura 1	No drenada	16.0	1.2E-08	0.50	1000	0.30	35.0	75
Arcilla lacustre 2	No drenada	12.8	1.2E-11	8.68	1400	0.35	45.5	0
Capa dura 2	No drenada	18.0	1.2E-08	0.50	20000	0.25	35.0	85
Arcilla lacustre 3	No drenada	13.4	1.0E-09	6.20	5000	0.35	47.5	0
Depósitos profundos	No drenada	17.0	1.2E-08	0.50	350000	0.25	35.0	1000

γ_{nat} : peso específico del suelo, k_v : permeabilidad vertical, e_0 : relación de vacíos inicial, E : módulo de Young, ν : relación de Poisson, ϕ' : ángulo de fricción interna y c : la resistencia a la cohesión.

Los desplazamientos horizontales y verticales obtenidos con este modelo, se compararon con los que se obtuvieron de los registros de la línea de colimación LC-1 (Figuras 7.1 y 7.2). En las Figuras 8.3 y 8.4 se observan los desplazamientos verticales y horizontales, respectivamente, calculados con el modelo y comparados con los obtenidos en campo para la etapa 9 de la prueba de carga. Las Figuras muestran que el modelo reproduce un patrón de desplazamientos que son mayores hacia el centro del área cargada. Este resultado es diferente a lo medido en campo, en especial en los desplazamientos verticales que son ligeramente mayores hacia un extremo de la línea de colimación. La aproximación entre lo medido y lo calculado es muy buena en una franja central, que para los desplazamientos verticales se encuentran entre 95 y 105 m de distancia y para los horizontales, entre 100 y 155 m de distancia.

También se visualizan otras diferencias entre lo medido en campo y lo calculado. En los desplazamientos verticales relativos medidos (Figura 7.2) se observa asentamiento en las primeras 5 etapas y expansión en las restantes, mientras en los desplazamientos calculados muestran expansión en todas las etapas (Figura 8.3). Con respecto a los desplazamientos horizontales relativos medidos en campo que se presentaron en la Figura 7.1, en las primeras tres etapas la LC-1 registró desplazamientos hacia el talud y solo hasta después de la etapa 4 los movimientos se presentaron hacia fuera del talud. En el modelo (Figura 8.4) los desplazamientos desde las primeras etapas se producen hacia fuerza del talud. Las diferencias entre los resultados de campo y los obtenidos en el modelo ponen de manifiesto defectos en la instalación de estos aparatos que indujeron a mediciones erróneas en las primeras etapas, como se discutió en el numeral 4.5.1.; también se deben a otros aspectos que son difíciles de modelar como

inundaciones de la zona, aparición de fisuras debidas a la desecación y movimientos de los taludes de la canaleta colindante a la última línea de colimación.

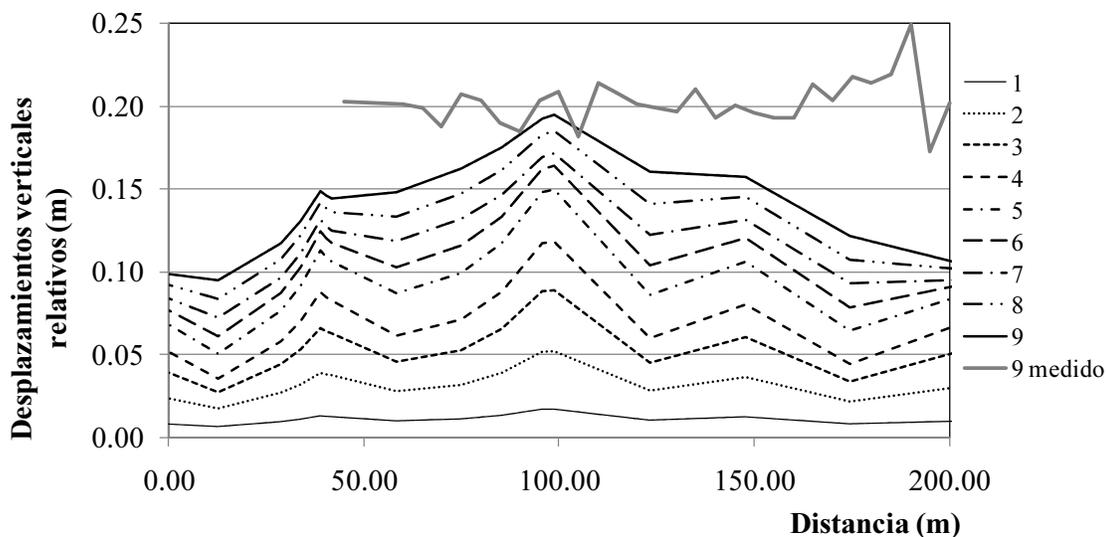


Figura 8.3 Desplazamientos verticales calculados en las diferentes etapas de la prueba de carga, comparados con los medidos al final de la prueba de carga. 1 a 9 indican las etapas de la prueba de carga

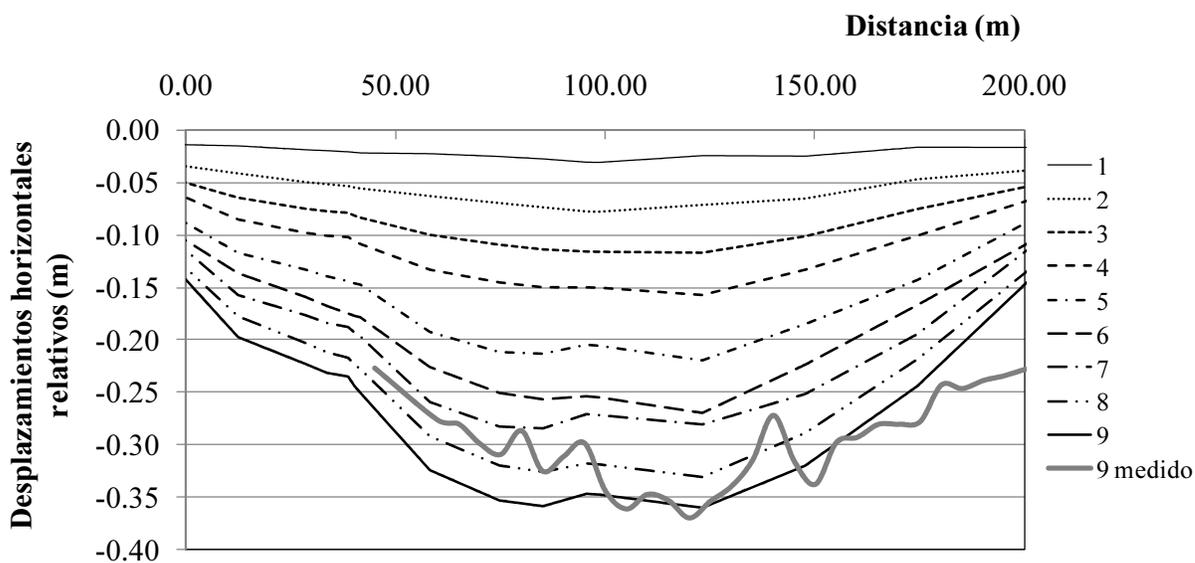


Figura 8.4 Desplazamientos horizontales, calculados en las diferentes etapas de la prueba de carga, comparados con los medidos al final de la prueba de carga. 1 a 9 indican las etapas de la prueba de carga

Con respecto a los desplazamientos horizontales relativos calculados a 13 m del pie de talud, que corresponden a la zona de instalación del inclinómetro I-1, estos se acercaron de manera satisfactoria a las mediciones de campo, como se puede observar en la Figura 8.5. Con respecto al tercer estrato de arcilla lacustre donde no se tienen mediciones, se alcanzaron desplazamientos de hasta 0.13 m, que sugieren un desplazamiento horizontal de la base del inclinómetro del mismo orden de magnitud.

También se compararon las presiones de poro calculadas numéricamente con las obtenidas en la estación piezométrica EP-11. Se observa en la Figura 8.6 que la respuesta obtenida en el modelo es similar a la de campo.

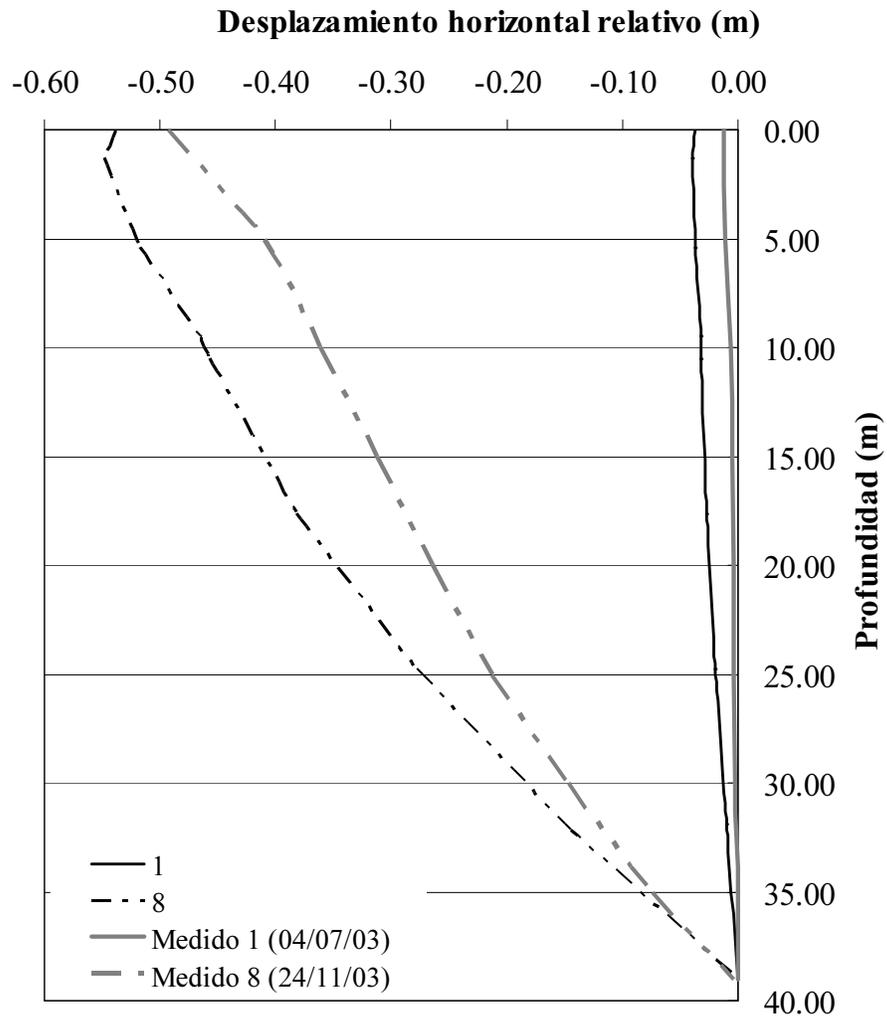


Figura 8.5 Desplazamientos horizontales relativos medidos y calculados durante la prueba de carga. 1 y 8 son las etapas de carga de la prueba de campo

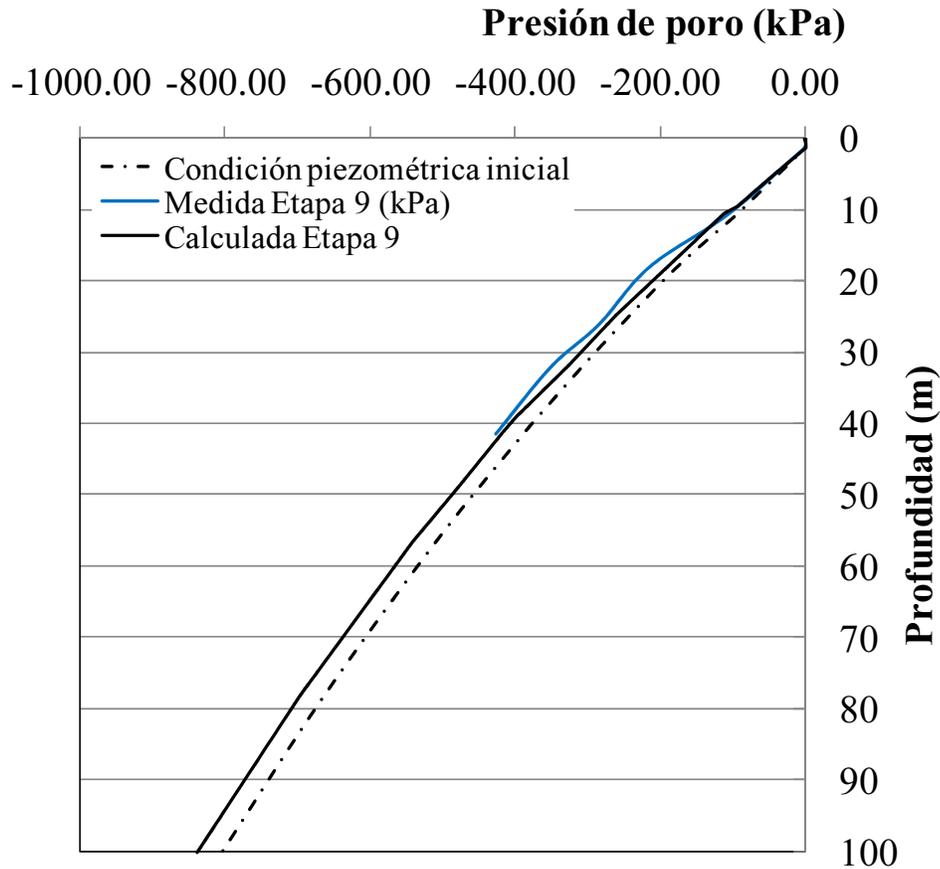


Figura 8.6 Presiones de poro medidas en la etapa 9 de la prueba de carga comparadas con las calculadas con el modelo numérico

Calibración con el modelo hiperbólico (MH)

Para modelar el suelo lacustre se eligió el *Isotropic Hardening soil Model* que es un modelo que describe una relación hiperbólica entre la deformación axial ε_1 , y el esfuerzo desviador $q = \sigma_1 - \sigma_3$ en un ensaye triaxial drenado:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad q < q_f \tag{8.1}$$

En donde q_a es el valor asintótico de la resistencia al cortante y E_i es el módulo inicial como se observa en la Figura 8.7.

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - q_f/q_a} \tag{8.2}$$

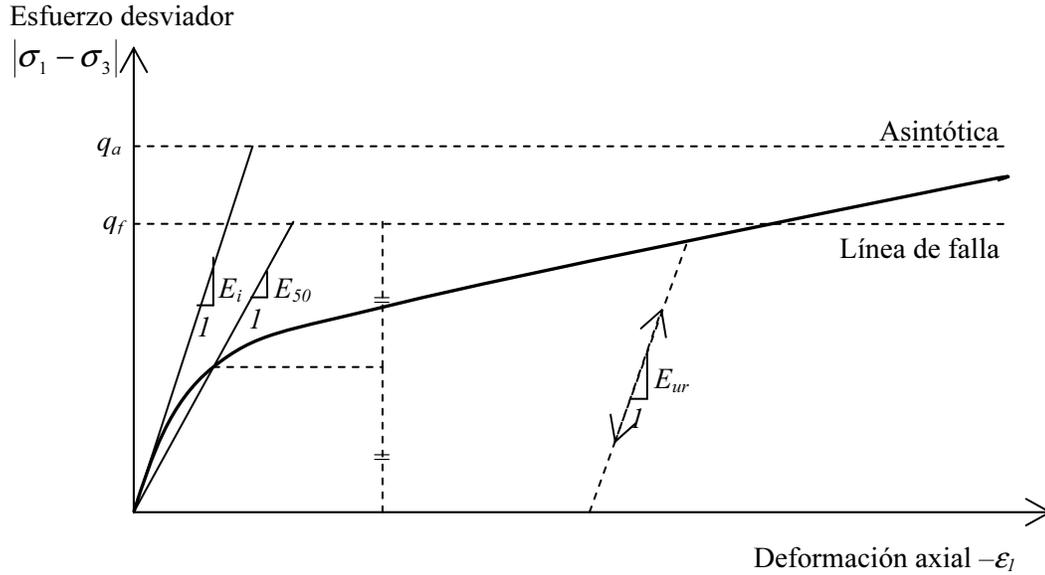


Figura 8.7 Relación esfuerzo – deformación hiperbólica para un ensayo triaxial drenado estándar

En la Figura 8.7 también se observa el módulo secante E_{50} que corresponde a la presión de confinamiento de referencia p^{ref} . Este valor para la arcilla lacustre del lago de Texcoco se encuentra cerca de 50 kPa.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma_3' \text{sen} \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \text{sen} \phi} \right)^m \quad (8.3)$$

Donde E_{50}^{ref} es el módulo de rigidez de referencia correspondiente a la presión confinante de referencia, p^{ref} ; σ_3' es el esfuerzo principal menor que corresponde a la presión de confinamiento de un ensaye triaxial y m el factor de relación de esfuerzo que para arcillas blandas es 1.0. A partir del criterio de falla de Mohr-Coulomb se obtiene el esfuerzo de falla:

$$q_f = (c \cot \phi - \sigma_3') \frac{2 \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (8.4)$$

En donde R_f es la relación entre q_a y q_f , la cual es menor a uno. Para la arcilla lacustre del lago de Texcoco un valor adecuado de R_f es de 0.9.

Para suelos blandos hay una relación directa entre el índice de compresión modificado y el índice de compresión edométrica,

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*} \quad (8.5)$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \quad (8.6)$$

En donde E_{oed}^{ref} es el módulo tangente para consolidación primaria, p^{ref} es la presión de referencia para el cálculo del módulo tangente, λ^* es el índice de compresión modificado y λ es el índice de compresión bajo condición isotrópica.

Para el cálculo del módulo de descarga-recarga, E_{ur}^{ref} , se tienen las siguientes expresiones que dependen del índice de carga y descarga en condición isotrópica κ , y el índice de carga y descarga modificado κ^* :

$$E_{ur}^{ref} = \frac{3p^{ref}(1 - 2\nu_{ur})}{\kappa^*} \quad (8.7)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1 + e_0)} \quad (8.8)$$

Para efectos prácticos $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$

El MH al considerar el comportamiento logarítmico de la arcilla blanda y el endurecimiento del suelo por la aplicación de la carga, puede representar el comportamiento del suelo lacustre con el tiempo. Además, las zonas aledañas al relleno sanitario sufren un proceso análogo al de descarga, debido a la generación de excesos de presión de poro y la disipación de los mismos; por tal motivo la utilización del MH para representar el comportamiento del suelo es justificable.

En la Tabla 8.2 se presentan los parámetros usados para calibrar el modelo numérico. Se aprecia en la tabla que los módulos de rigidez usados para los dos primeros estratos de arcilla lacustre son similares a los obtenidos para el criterio de falla de Mohr Coulomb, mientras en el del tercer estrato arcilloso el módulo obtenido es un 70% menor.

Tabla 8.2 Parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo lacustre usados para calibrar el MH

Estrato	e_0	c (kPa)	ϕ	λ	κ	E_{50}^{ref} (kPa)
Arcilla lacustre 1	3.20	0	44.52°	0.62	0.25	500
Arcilla lacustre 2	8.68	0	45.50°	1.11	0.23	1250
Arcilla lacustre 3	6.20	0	47.50°	1.11	0.14	1500

e_0 : relación de vacíos inicial, c : resistencia a la cohesión, ϕ : ángulo de fricción interna, λ : índice de compresión bajo condición isotrópica, κ : índice de carga y descarga bajo condición isotrópica.

En las Figuras 8.8 y 8.9 se ilustran los desplazamientos relativos horizontales y verticales debidos a la prueba de carga, calculados con el MH. Al igual que con el criterio de falla de Mohr Coulomb, se observa que los desplazamientos son mayores hacia el centro del área cargada. Como referencia el área cargada se encuentra localizada a una distancia entre 25 y 175 m. Además, la aproximación entre lo medido y lo calculado es muy buena en una franja localizada entre los 45 y 140 m de distancia para los desplazamientos horizontales y entre los 85 y 110 m de distancia para los desplazamientos verticales.

Como se aprecia en la Figura 8.8, los desplazamientos horizontales relativos máximos calculados y medidos en la superficie al final de la prueba de carga son similares, incluso se logró una mejor replica de lo observado que usando el criterio de falla de Mohr Coulomb. Los

desplazamientos relativos verticales que se muestran en la Figura 8.9 son mayores que los medidos en campo con un error del 15% lo cual se considera aceptable.

Las diferencias entre lo calculado y lo medido en campo se atribuyen a los factores discutidos antes para el criterio de falla de Mohr Coulomb.

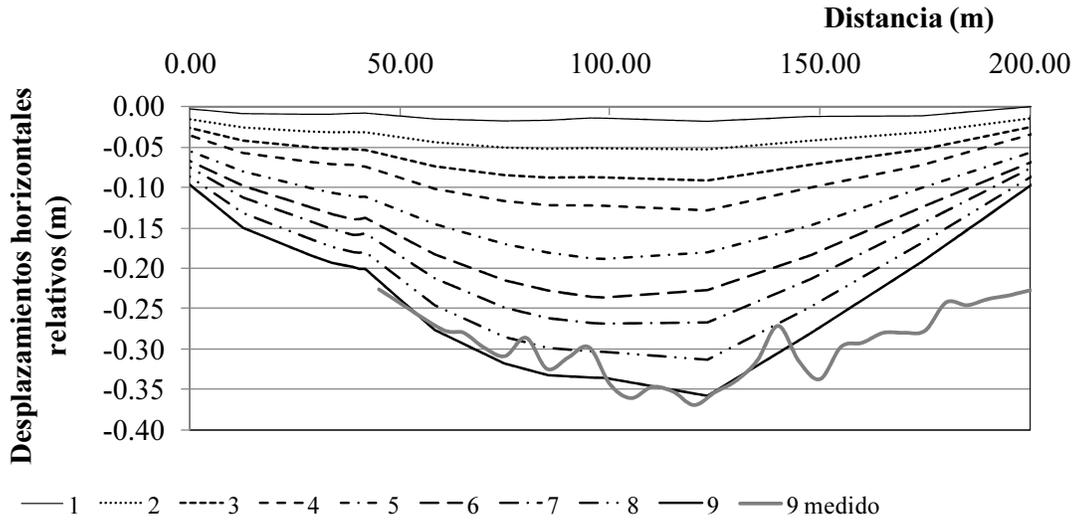


Figura 8.8 Desplazamientos relativos horizontales, calculados en las diferentes etapas de la prueba de carga, comparados con los medidos al final de la prueba de carga. 1 a 9 indican las etapas de la prueba de carga

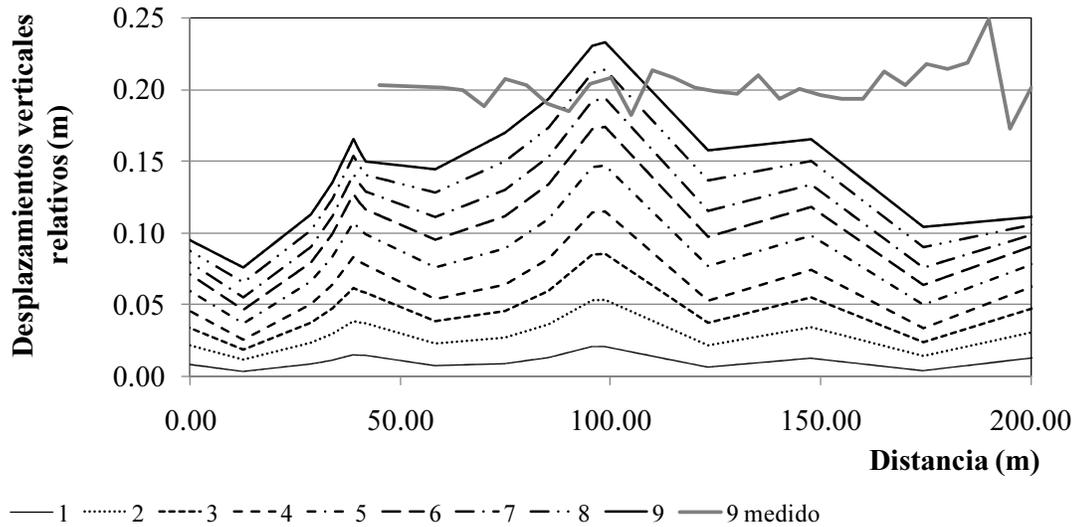


Figura 8.9 Desplazamientos relativos verticales, calculados en las diferentes etapas de la prueba de carga, comparados con los medidos al final de la prueba de carga. 1 a 9 indican las etapas de la prueba de carga

Con respecto a los desplazamientos horizontales calculados a 13 m del pie de talud, que corresponden a la zona de instalación del inclinómetro I-1, estos se acercaron de manera satisfactoria a las mediciones de campo con valores casi iguales a los calculados con el modelo Mohr-Coulomb, como se puede ver en la Figura 8.10. En el tercer estrato de arcilla lacustre se alcanzaron desplazamientos horizontales de 0.10 m, ligeramente inferiores a los calculados con el criterio de falla de Mohr Coulomb.

Si se observa el comportamiento de los desplazamientos debidos al esfuerzo vertical aplicado, las Figuras 8.11 y 8.12 indican que en ambos modelos este es muy similar hasta el final de la prueba de carga, reproduciendo un comportamiento prácticamente lineal. Sin embargo, en las mediciones de campo se observa plastificación a esfuerzos verticales aplicados de 50.0 kPa, tanto en superficie como a 25 m de profundidad.

También se compararon las presiones de poro calculadas numéricamente con las obtenidas de la Estación Piezométrica 11. Se observa en la Figura 8.13 que la respuesta obtenida en el modelo es muy similar a la de campo e igual a la obtenida con el modelo MC.

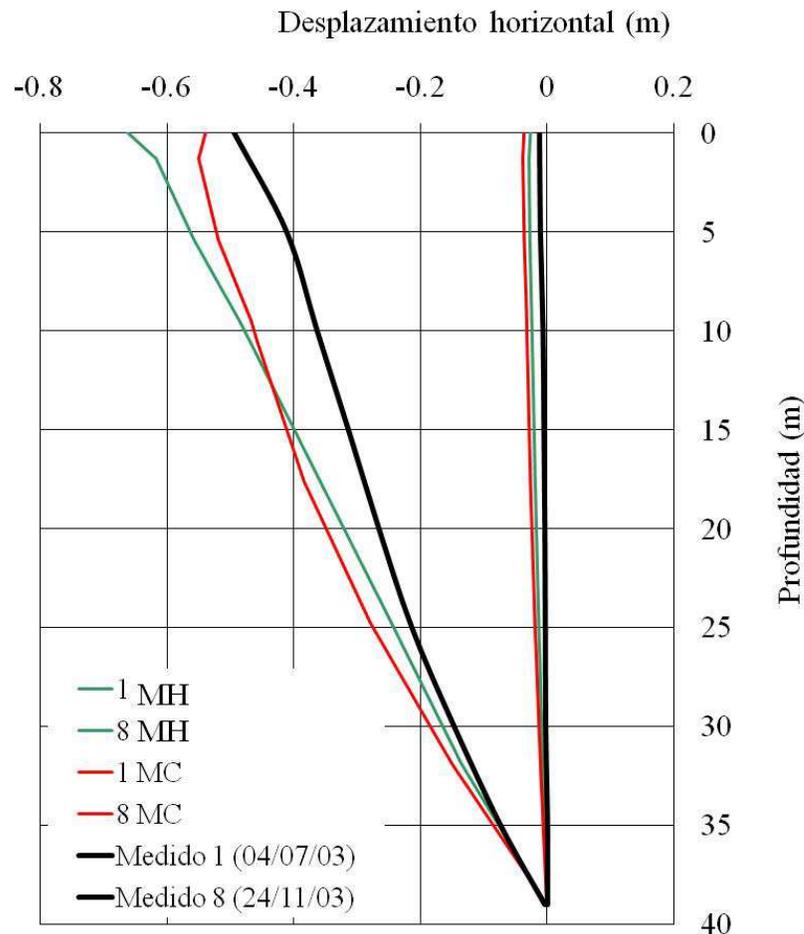


Figura 8.10 Desplazamientos horizontales relativos a 13 m del pie de talud. 1 y 8 representan etapas de carga de la prueba de campo, MH los valores calculados con el modelo para arcillas blandas y MC los calculados con Mohr-Coulomb

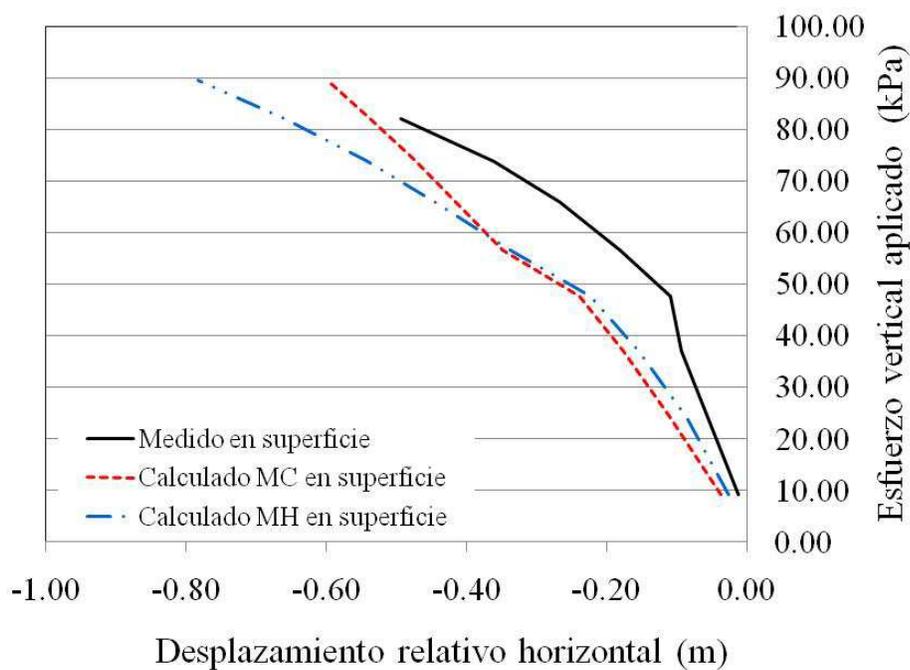


Figura 8.11 Desplazamientos relativos horizontales en la superficie, debidos al esfuerzo vertical aplicado, calculados y medidos a 13 m del pie del talud

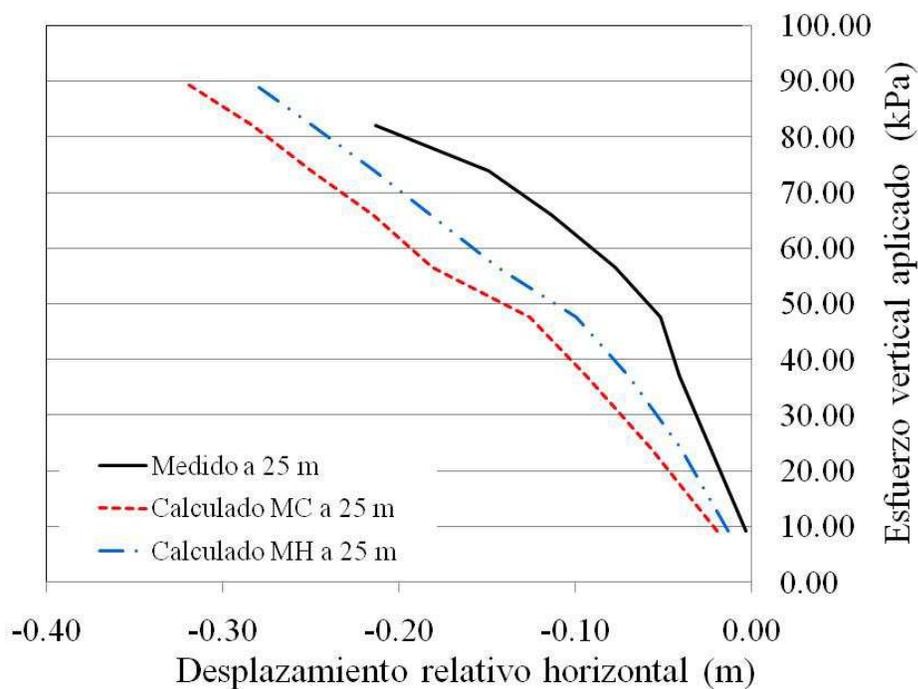


Figura 8.12 Desplazamientos relativos horizontales a 25 m de profundidad, debidos al esfuerzo vertical aplicado, calculados y medidos a 13 m del pie del talud

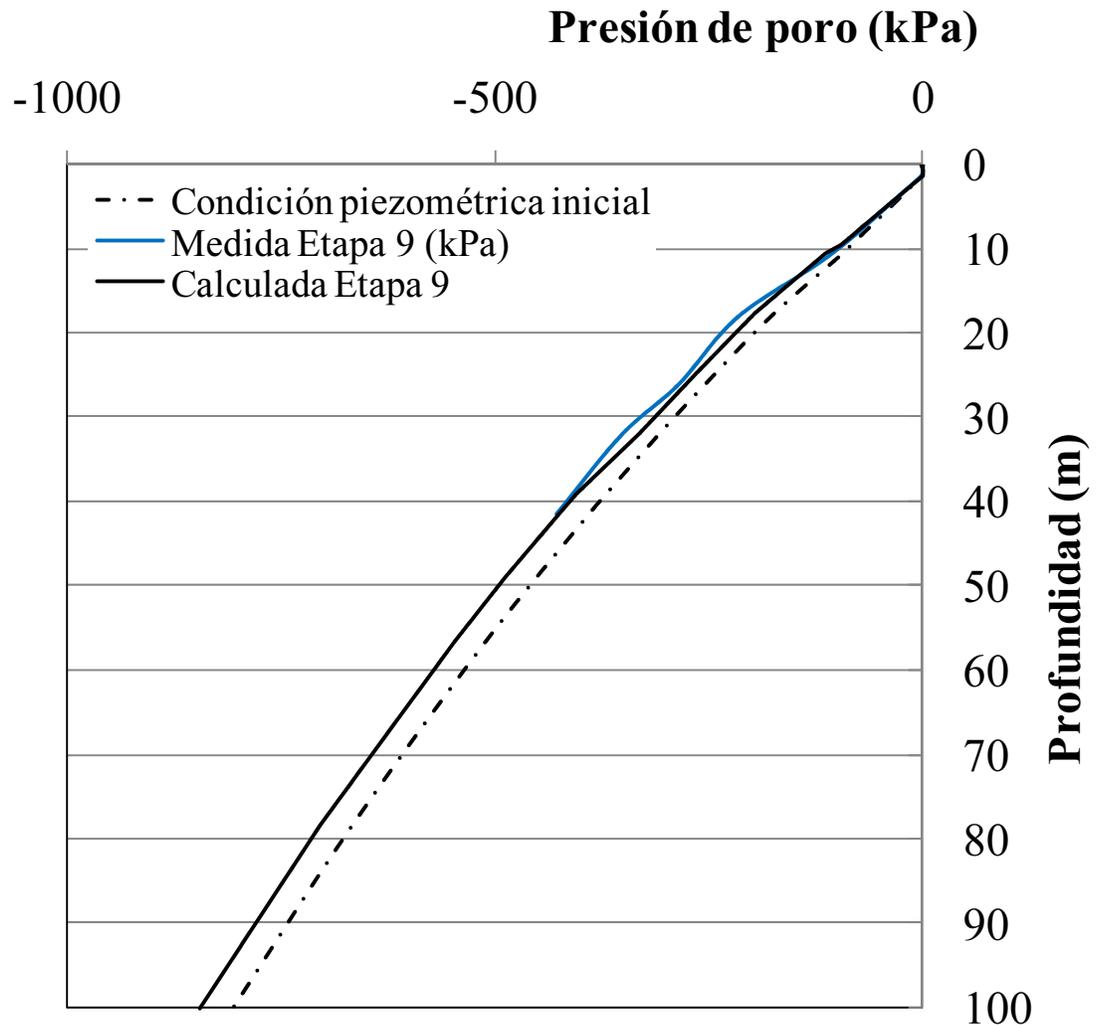


Figura 8.13 Presiones de poro calculadas a 13 m del pie de talud

Al comparar el MH con el criterio de falla de Mohr Coulomb los resultados son muy similares en términos de desplazamientos y presiones de poro calculadas a 13 m del pie del talud, pero al comparar los módulos de rigidez hay diferencias en el usado para la última capa de arcilla lacustre. Si bien este estrato sufre un desplazamiento horizontal importante, estos no tienen efecto en los desplazamientos de los estratos superficiales en donde se instalaron los instrumentos. Además, se pudo observar que la falta de empotramiento en la base del inclinómetro, lo cual no es deseable, permitió el desplazamiento horizontal sin rotación del aparato; afortunadamente, esto no afectó la calidad de las mediciones, logrando una buena aproximación con lo calculado en los modelos numéricos.

La similitud entre ambos modelos de comportamiento en el análisis de este problema en particular era de esperarse en condición de carga y en zonas plastificadas pequeñas. MH

considera el mismo criterio de falla de Mohr Coulomb. Sin embargo, en condiciones en donde se presenta descarga del suelo es el MH el que describe adecuadamente el comportamiento, como en el caso del análisis de excavaciones y túneles.

La compresibilidad del suelo hace la diferencia entre ambos modelos cuyo efecto se notará en el análisis del comportamiento a largo plazo del relleno sanitario.

Otra diferencia se encontró en las presiones de poro calculadas en ambos modelos, 70 años después de la prueba de carga. En el MH las presiones de poro se disipan de manera más lenta que usando MC. Esto es de esperarse dado que el modelo MC no considera la compresibilidad del suelo.

8.3. COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO

En la Figura 8.14 se presenta una comparación entre las presiones de poro medidas en campo, las calculadas con el criterio de falla de Mohr Coulomb, en la estación piezométrica número 11 (EP-11) y en diferentes puntos de la celda de residuos al final de la prueba de carga. En el centro del área cargada, la presión de poro calculada en el contacto con la geomembrana es de 170 kPa. Esta se compara con la presión de poro estimadas en el centro de la celda de residuos que es de 62.4 kPa.

Por otro lado, el exceso de presión de poro producido por la colocación del relleno de residuos (62.5 kPa) no se ha disipado de acuerdo al valor medido en el centro de la celda de residuos (62.4 kPa) en donde la prueba de carga tiene poca influencia. Esto indica que los excesos de presión de poro debidos a la construcción del vertedero se han disipado muy poco.

En contraste con este resultado, al usar el modelo hiperbólico se observa una mayor acumulación de excesos de presión de poro en los estratos de suelo lacustre y en el contacto con la geomembrana, en donde el máximo calculado es de 183 kPa, mayor al obtenido con Mohr-Coulomb (Figura 8.15).

En ambos modelos usados (Mohr-Coulomb y MH) se observaron asentamientos de gran magnitud debidos al relleno sanitario y a la prueba de carga, concentrados en el borde de la zona cargada donde alcanzan un valor de 3.20 m (Figuras 8.16 y 8.17). Esto implica esfuerzos cortantes movilizado del orden de 16.13 kPa que corresponde al 19% de la resistencia disponible. Estos asentamientos se asocian a deformaciones diferenciales calculadas a partir de la configuración existente antes de la prueba de carga. Su gran magnitud se debe a la alta compresibilidad de la arcilla.

Con respecto al comportamiento de la geomembrana, los desplazamientos totales calculados muestran que superficialmente hay una elongación de 32% al final de la prueba de carga, en la zona cargada. Estos resultados muestran que la geomembrana se encuentra dentro del rango plástico pero lejos de la rotura (161%), lo cual en términos del comportamiento del geosintético no es aceptable si se tiene en cuenta que este tipo de material debe trabajar dentro del rango elástico para garantizar el buen funcionamiento del sistema de impermeabilización. Desde el punto de vista geotécnico el sistema de aislamiento trabajó satisfactoriamente sin afectar la estabilidad general del relleno sanitario.

El modelo de la prueba de carga se llevó a la condición límite de servicio, haciendo incrementos del esfuerzo vertical de 8.5 kPa y dejando tiempos de consolidación de 15 días de manera similar como se hizo en campo. Con respecto a este análisis, las Figuras 8.18 y 8.19 muestran los asentamientos máximos y desplazamientos horizontales calculados en la superficie y debidos al

esfuerzo vertical aplicado, usando el criterio de falla de Mohr Coulomb y el MH. Un aspecto notorio de estos resultados, es que no se presenta un colapso del relleno sanitario; en cambio, se observaron incrementos importantes de los desplazamientos a partir de un esfuerzo vertical de 110 kPa (Figura 8.18) que se identificó como la condición límite de servicio para el relleno sanitario. A partir de este punto comienza la plastificación del suelo, mientras en campo se observó plastificación a esfuerzos verticales mayores de 50 kPa. Debido al incremento del esfuerzo vertical aplicado, los desplazamientos se incrementan favoreciendo la endentación del relleno sin presentar una falla súbita del suelo de cimentación o de los taludes del relleno sanitario.

El límite de servicio se obtuvo de los resultados obtenidos con el MH en donde se identifica claramente un punto de cadencia, mas notorio que en el modelo Mohr-Coulomb. De acuerdo con este resultado, el máximo esfuerzo vertical al que se puede llevar el terraplén de prueba es de 110 kPa, es decir una altura adicional de residuos sólidos de 13.0 m con un peso volumétrico de 8.5 kPa. Esto implica que la altura máxima a la que se puede llevar bordo poniente de manera segura es 19.0 m. Bajo esta condición límite se presentan asentamientos relativos de 3.8 m y desplazamientos horizontales relativos al pie del talud de 1.9 m como se indica en las Figuras 3.18 y 3.19. Se debe considerar que si se permiten mayores desplazamientos, la elongación del sistema de impermeabilización se incrementaría de manera importante alterando la condición de impermeabilización que se requiere.

Al final de la prueba de carga, la afectación en el suelo de desplante alcanza una distancia de 188 m hacia afuera del pie del talud con desplazamientos totales menores a 0.06 m, mientras a 100 m del pie del talud, los desplazamientos totales comienzan a ser importantes (mayores de 0.2 m). Esto indica que las obras de infraestructura hidráulicas que rodean Bordo Poniente y que están a una distancia de 150 m, aproximadamente, no se ven afectadas de forma importante por la operación del relleno sanitario. Por otro lado, los resultados de estos análisis también significan que la probabilidad de que se movilicen mecanismos de falla profundos es inexistente o nula, para todo fin práctico. En la Figura 8.20 se presenta el diagrama de desplazamientos totales mostrando el contorno de falla y la distancia de afectación calculados con el modelo hiperbólico.

Se debe resaltar que la presencia de la geomembrana retardó la disipación del exceso de presión de poro durante el ensaye, como se comprobó en los análisis numéricos. En la Figura 8.21 se observa que la consolidación ocurre a una velocidad mucho más lenta y se presentan abatimientos importantes en el contacto con la geomembrana hasta después de 70 años posteriores al ensaye. Esto resulta favorable en general pues las deformaciones súbitas suelen causar alarma o malestar.

Sin embargo, los excesos de presión de poro no disipados o disipados lentamente implican una reducción de los factores de seguridad en los taludes del relleno durante el proceso de carga, hasta alcanzar valores relativamente bajos en el corto plazo (Figura 8.22). Posteriormente, los factores de seguridad se incrementan conforme aumentan los esfuerzos efectivos al transcurrir el proceso de consolidación. En efecto, en el corto plazo el factor de seguridad es ligeramente inferior a 2.00. En el largo plazo alcanza valores cercanos a 2.36.

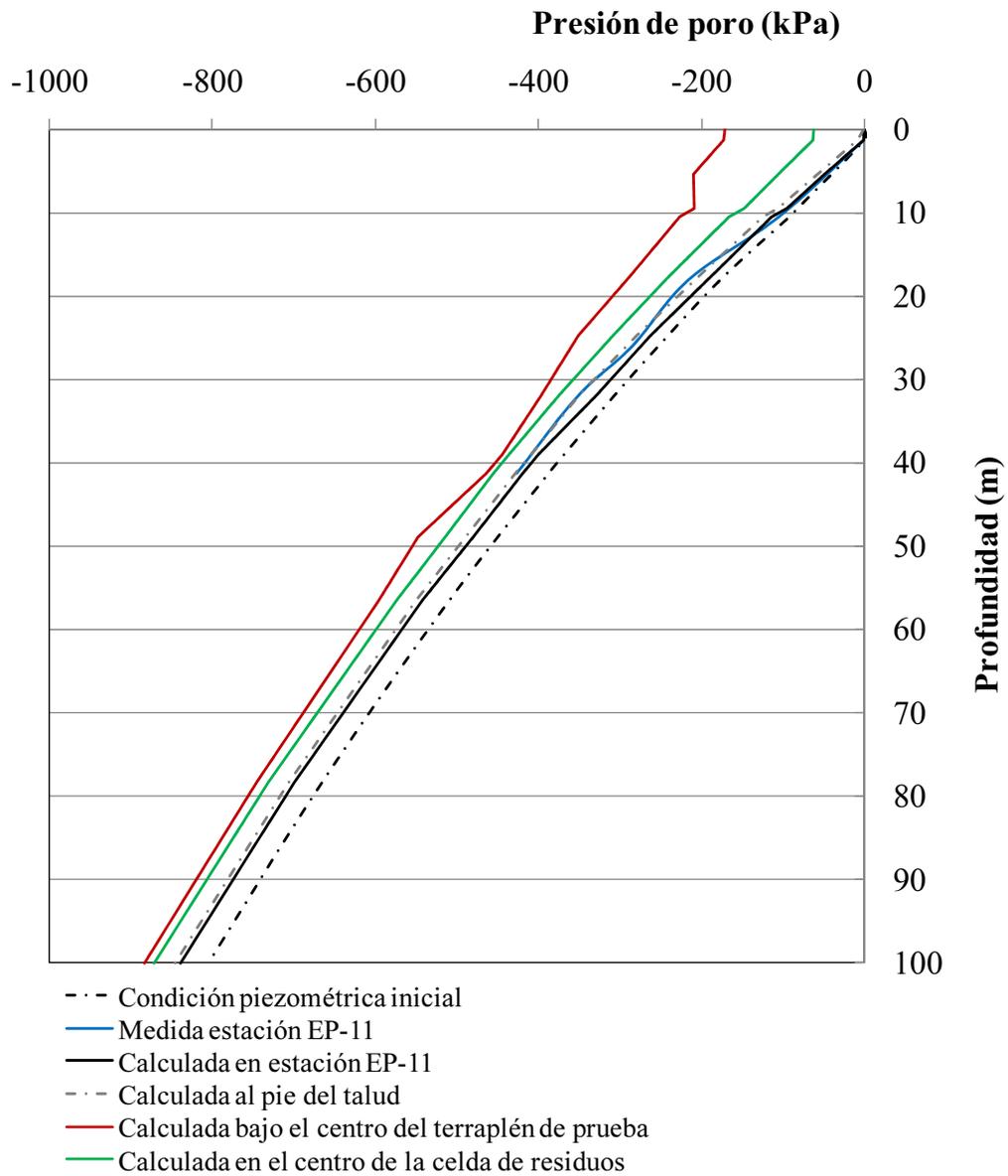


Figura 8.14 Comparación de las presiones de poro medidas y calculadas al final de la etapa 9 de la prueba de carga, con las obtenidas en el centro de la prueba y en el centro de la celda de residuos. Datos obtenidos con el criterio de falla de Mohr-Coulomb

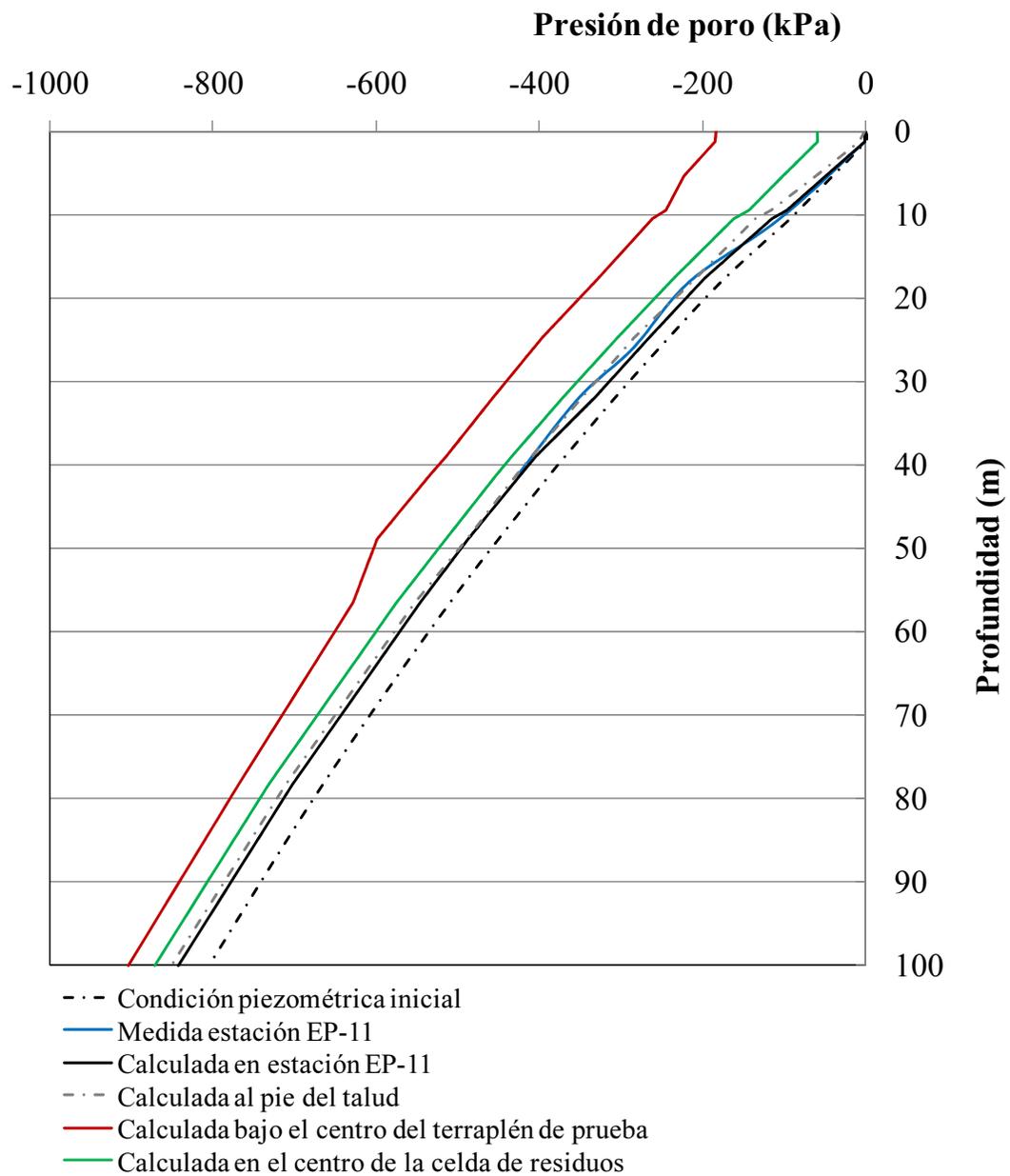


Figura 8.15 Comparación de las presiones de poro medidas y calculadas al final de la etapa 9 de la prueba de carga, con las obtenidas en el centro de la prueba y en el centro de la celda de residuos. Datos obtenidos con el MH

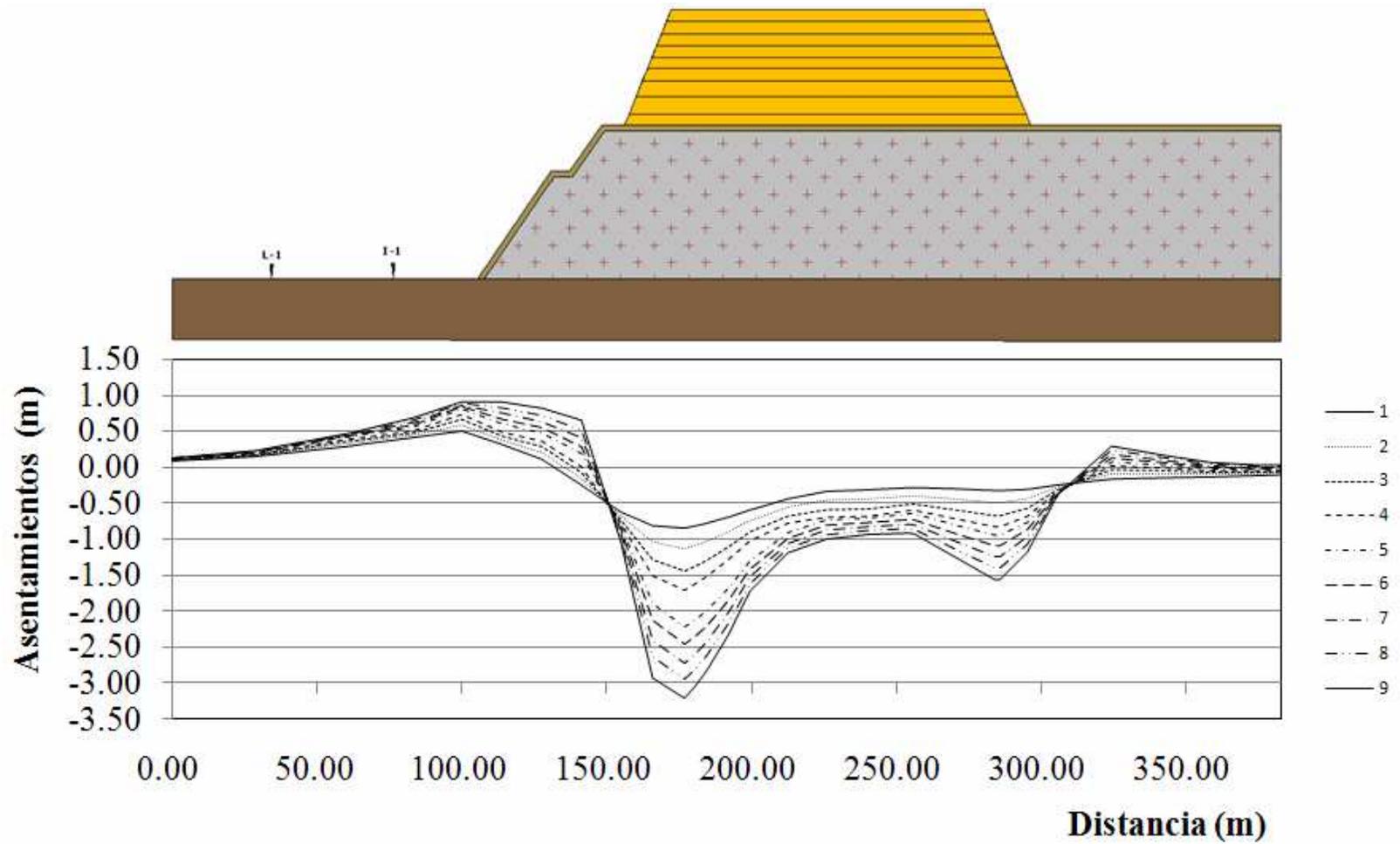


Figura 8.16 Asentamientos totales debidos a la colocación del relleno de residuos y la realización de la prueba de carga. 1 a 9 corresponden a las etapas de la prueba de carga calculadas con el MC

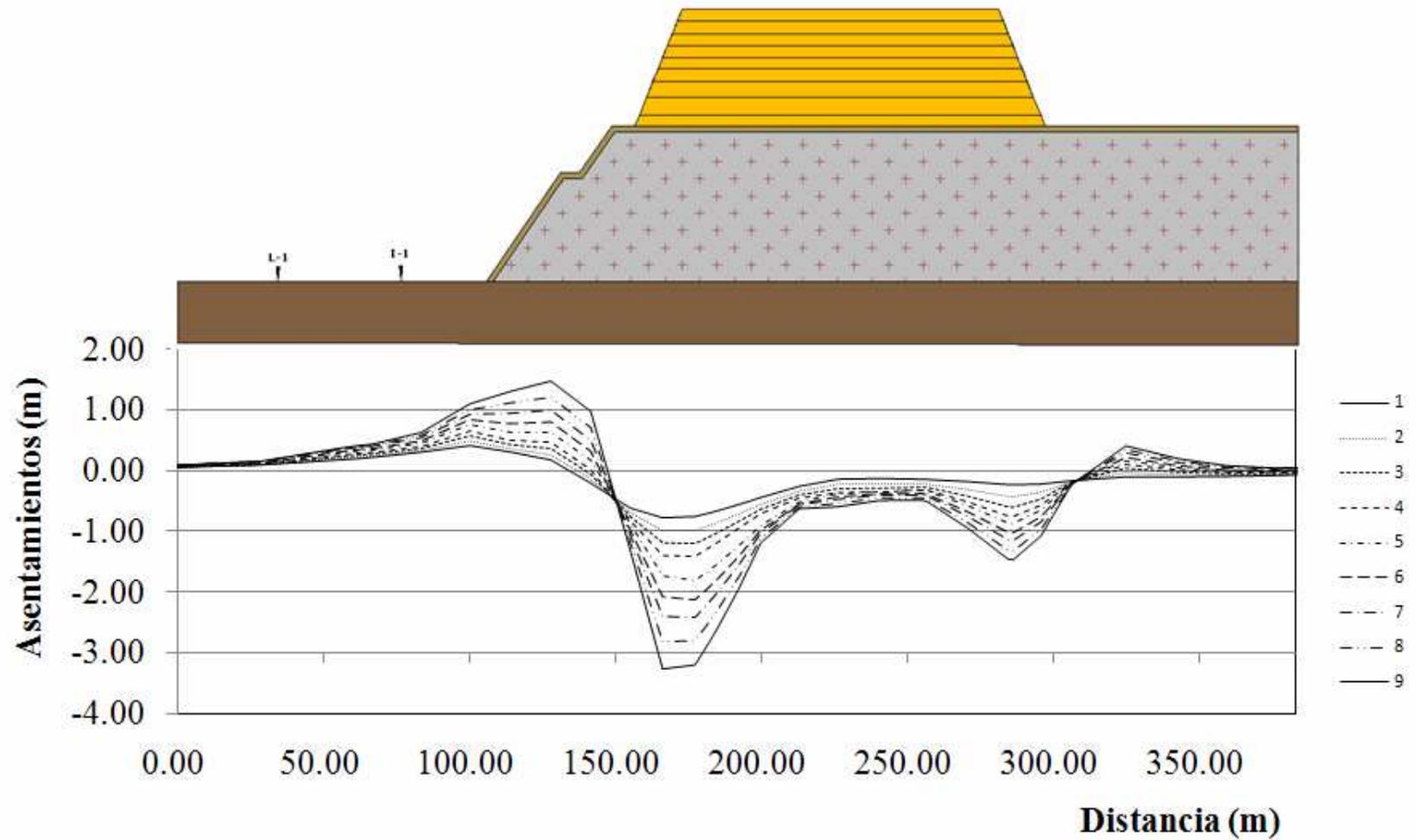


Figura 8.17 Asentamientos totales debidos a la colocación del relleno de residuos y la realización de la prueba de carga. 1 a 9 corresponden a las etapas de la prueba de carga calculadas con el MH

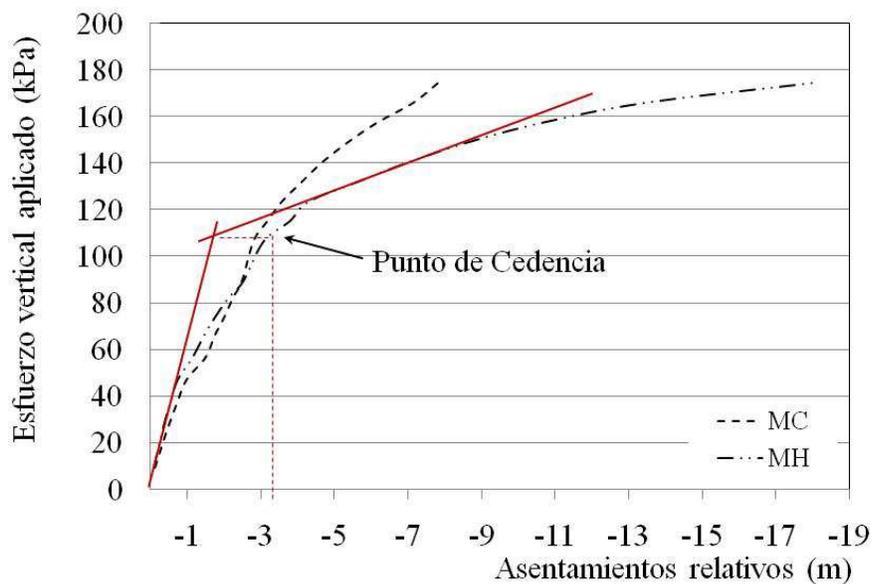


Figura 8.18 Asentamientos superficiales debidos al esfuerzo vertical aplicado. En el MH se define claramente un punto de cedencia que corresponde a 110 kPa y 3.8 m de asentamiento

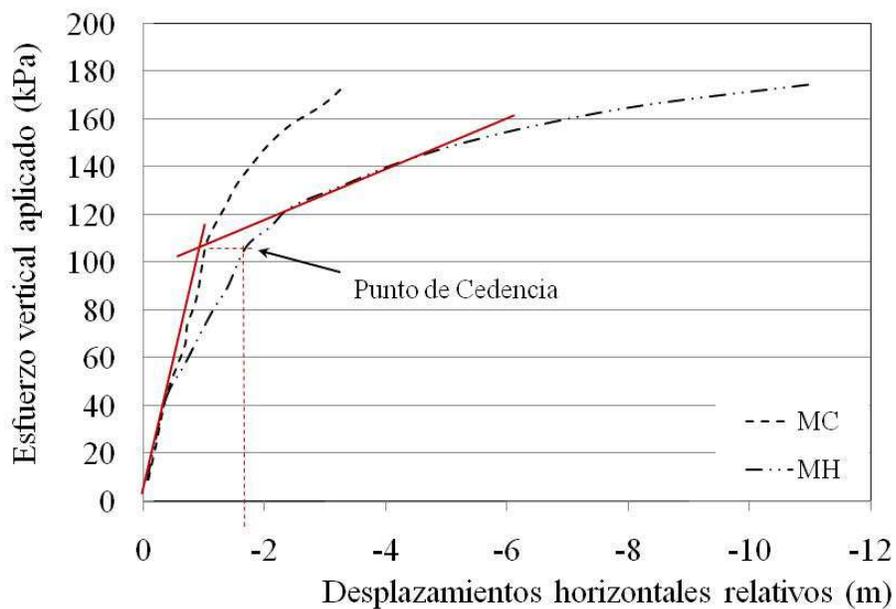


Figura 8.19 Desplazamientos horizontales en la superficie debidos al esfuerzo vertical aplicado. En el MH se define claramente un punto de cedencia que corresponde a 110kPa y 1.9 m de desplazamiento horizontal

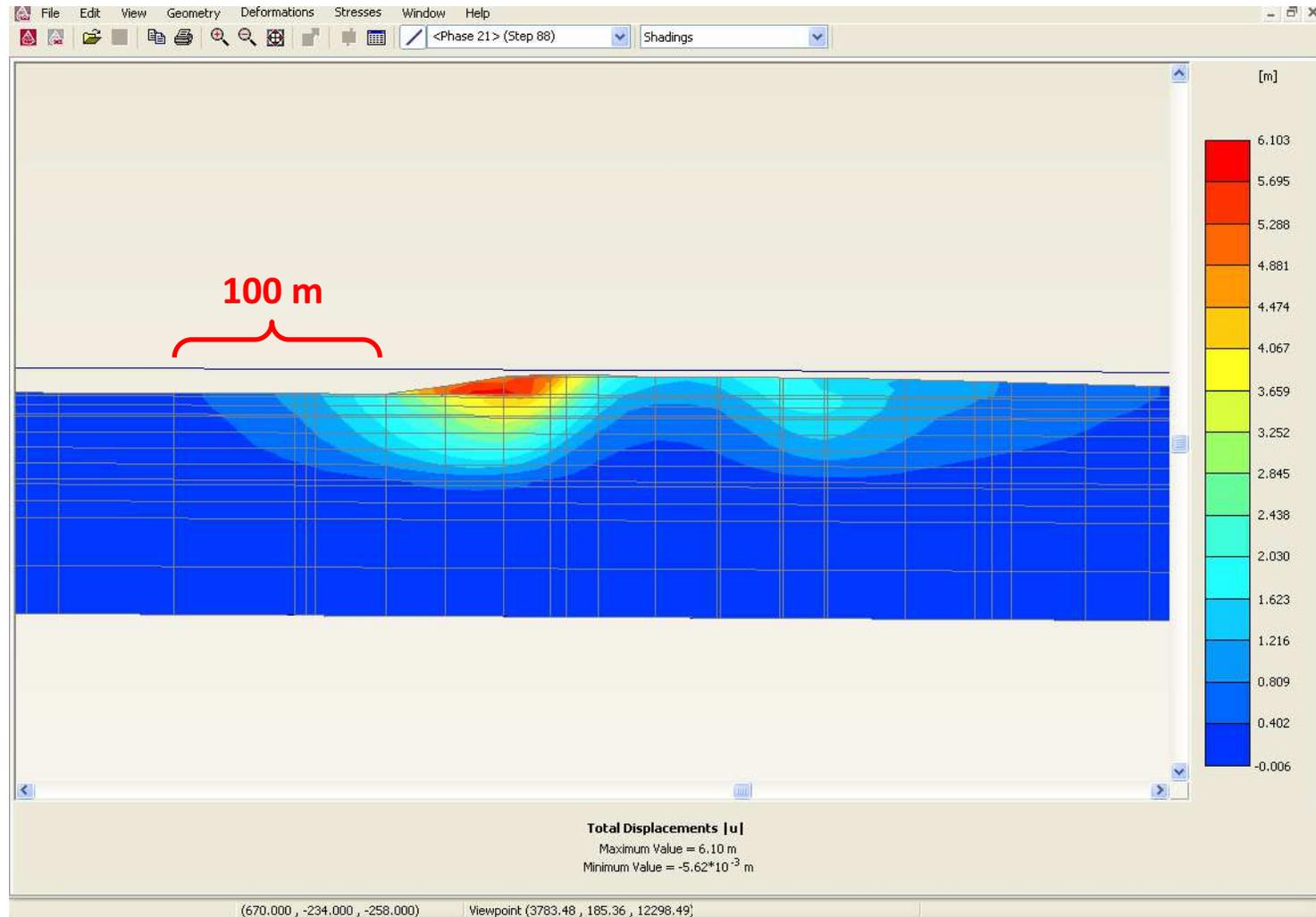


Figura 8.20 Desplazamientos totales al final de la prueba de carga. La distribución de los desplazamientos describe una superficie potencial de falla circular que afecta una distancia hacia afuera del relleno de 100 m

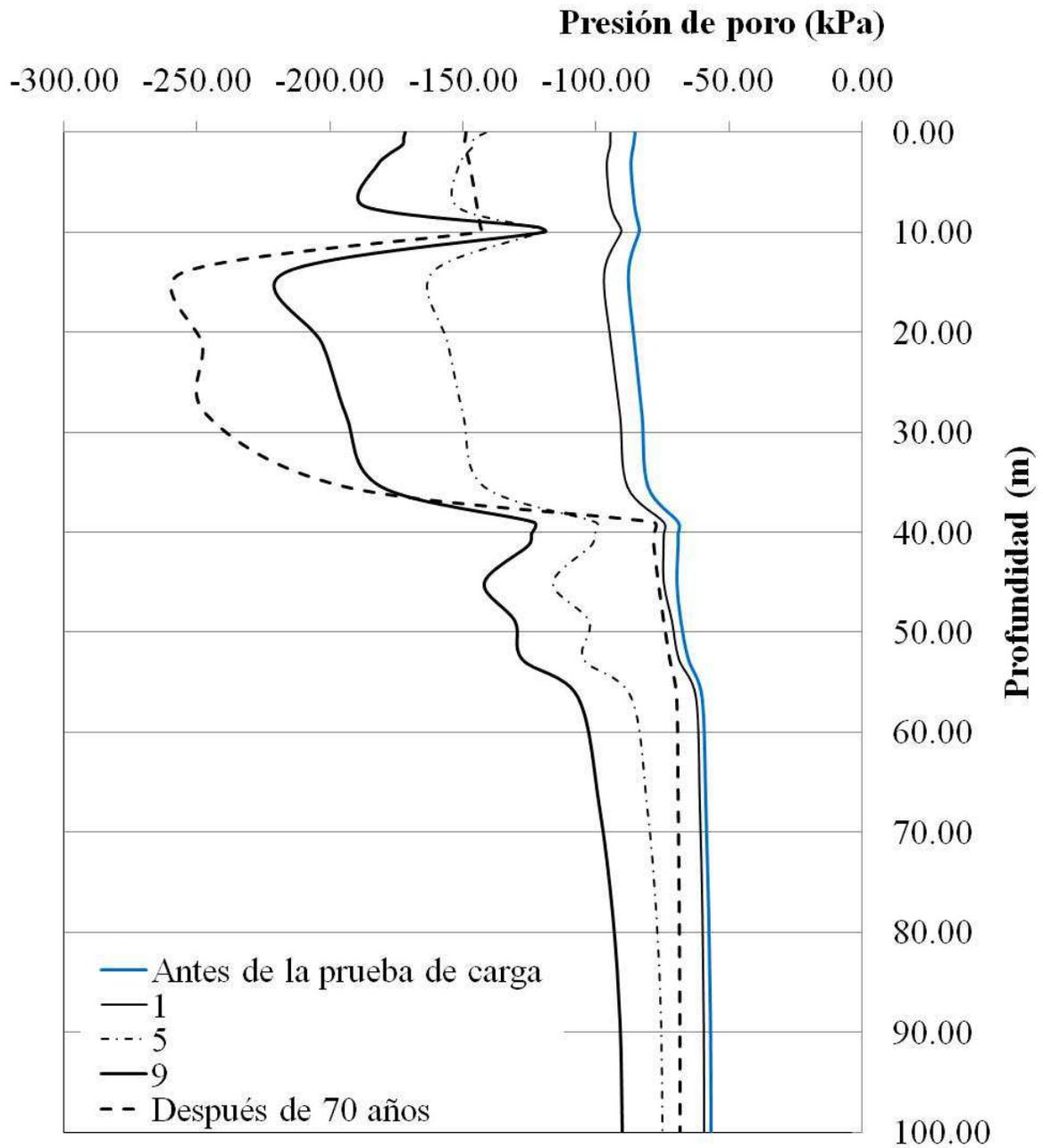


Figura 8.21 Variación con el tiempo de los excesos de presiones de poro calculados en el centro de la prueba de carga. 1, 5 y 9 se refieren a las etapas de carga de la prueba

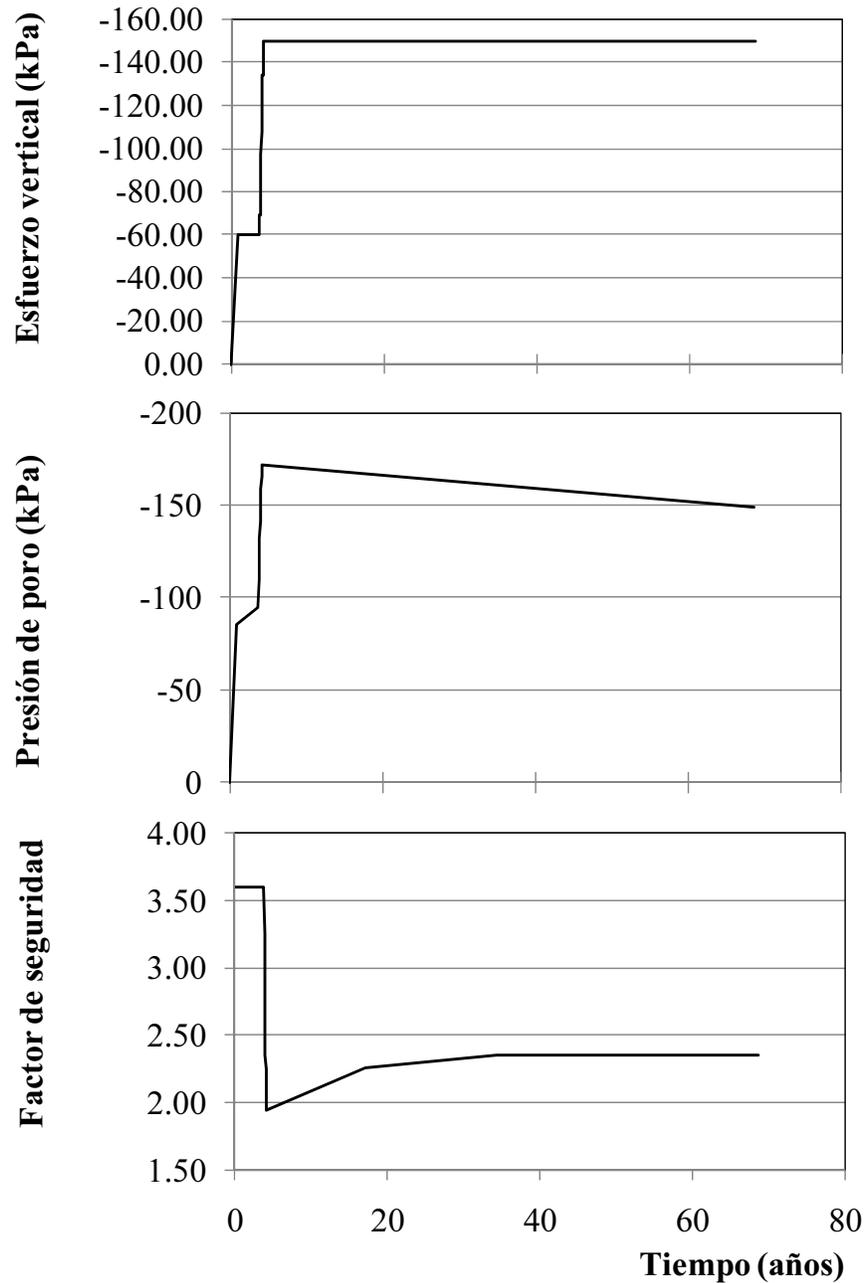


Figura 8.22 Comportamiento de la construcción de la prueba de carga con el tiempo con respecto a las presiones de poro y los factores de seguridad. Debido al incremento en el esfuerzo vertical las presiones de poro se incrementan y los factores de seguridad se reducen considerablemente hasta un valor ligeramente inferior a 2.0. Con el tiempo y proceso de consolidación, el aumento de los esfuerzos efectivos aumenta el factor de seguridad

CAPÍTULO 9

CONCLUSIONES

Bordo Poniente es el único relleno sanitario documentado sobre suelos blandos y por ello un caso de interés académico que hace a esta investigación pionera en su género. Los análisis que aquí se plantean demuestran que es posible instalar y operar con seguridad rellenos sanitarios cimentados en suelos muy blandos o de alta compresibilidad. A continuación se presentan las principales conclusiones de esta investigación.

Comportamiento observado en campo

Entre julio y diciembre de 2003 se realizó una prueba de carga de grandes dimensiones con el objeto de determinar la máxima altura a la que podía llevarse la Cuarta Etapa del Bordo Poniente de manera segura y evaluar la influencia del terraplén en las obras de infraestructura hidráulica que rodean el relleno. La prueba se realizó sobre una de las celdas de residuos sólidos municipales existente y que tenía instalada una geomembrana HDPE de 0.001 m de espesor que separa el suelo natural de los residuos. El terraplén se hizo con arena limosa (tepetate) compactada, en un área de 150 x 150 m y transmite un esfuerzo vertical al terraplén de residuos de 89.5 kPa. El terraplén se construyó colocando nueve capas de carga entre las cuales se dejaron tiempos de descanso de 15 días aproximadamente. El terraplén se instrumentó con cinco piezómetros de cuerda vibrante, dos piezómetros abiertos, tres inclinómetros y cuatro líneas de colimación.

El terraplén de prueba se diseñó para que fallara. En análisis realizados para revisar las condiciones de equilibrio límite considerando la geomembrana y la endentación del relleno (fenómeno que consiste en la penetración del material que conforma el relleno en el suelo de desplante durante la etapa de colocación) se obtuvo un factor de seguridad de 0.9. De acuerdo con estos análisis se presenta una falla a través del suelo de desplante que afecta las zonas aledañas al relleno que se localizan a distancias menores de 45 m del pie del talud. Los análisis también descartaron la ocurrencia de una superficie de falla profunda, debido a que el espesor de arcilla lacustre es apenas de 60m.

No obstante lo anterior, el terraplén de prueba no falló, como se indicó en el Capítulo 4. En cambio se presentaron desplazamientos horizontales de 0.49 m a 13 m del pie del talud, desplazamientos verticales que reflejaron asentamientos en las primeras cuatro etapas de la prueba y expansiones en las posteriores (etapas 5 a 9) y desplazamientos horizontales hacia de la zona cargada en primeras tres etapas y luego hacia afuera de la misma. Con respecto a las presiones de poro medidas en campo, las mayores se registraron durante la etapa siete de la prueba y luego se observó lenta disipación de estas que persiste en las mediciones posteriores.

Después de la prueba de carga se observaron agrietamientos encima del material que cubre la basura y del terraplén de prueba. Estas no corresponden a una falla generalizada de la zona cargada debido a la magnitud de las deformaciones medidas con la instrumentación. Las fisuras se deben a la mayor rigidez de los materiales colocados a nivel superficial y al asentamiento de los mismos. Por efecto de la gravedad y de la degradación de la fracción orgánica de los residuos sólidos se genera la compresión de la basura y por consiguiente asentamientos del terraplén de

prueba. Los asentamientos son de mayor magnitud en el centro del área cargada haciendo que se presente el patrón de fisuras que se muestra en la Figura 4.39.

La instrumentación estática tiene limitaciones ya que se instaló después de la colocación de la geomembrana en sitios permitidos para ello. A pesar de esto, la información obtenida en campo proporciona una idea del orden de magnitud de los excesos de presión de poro y los desplazamientos generados por la carga.

La instrumentación se debió instalar antes de la adecuación de las celdas de disposición de residuos de manera que se registraran desplazamientos y presiones de poro en el centro del área cargada sin afectar la condición de impermeabilización que se requiere ambientalmente. También faltó la colocación de inclinómetros a pie de talud y de celdas de desplazamiento a diferentes niveles de la basura que permitieran obtener mayor información.

En esta investigación se demostró que los métodos usados para la revisión de la condición de equilibrio límite de la prueba de carga no fueron adecuados para predecir lo que ocurrió en campo. En general, en estos métodos se asume una superficie en donde se satisface un criterio de falla a partir del equilibrio de fuerzas; Entre sus limitaciones se encuentran que no consideran la distribución interna de esfuerzos en la masa de suelo y por tanto no satisfacen los requerimientos de compatibilidad de deformaciones, además no pueden representar de manera adecuada las etapas del proceso constructivo que se realizaron en campo. En esta investigación se comprobó que considerar la masa de suelo en condición de falla es un supuesto muy conservador y que en este caso, es más apropiado recurrir a un método numérico que pueda satisfacer las condiciones de equilibrio, compatibilidad, comportamiento esfuerzo – deformación del suelo y de frontera, que represente con mejor aproximación lo que ocurre en campo.

Análisis cualitativo de las señales sísmicas

Además de la instrumentación estática instalada en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente, se instalaron tres estaciones de registro sísmico ERS con acelerógrafos superficiales y de pozo. El objetivo de instalar acelerómetros en Bordo Poniente es registrar la respuesta sísmica de los residuos sólidos en distintos niveles del vertedero y compararlas con las mediciones de referencia efectuadas en el campo libre.

Del análisis cualitativo de las señales sísmicas se concluyó que la edad de los residuos tiene un impacto importante en la respuesta sísmica del relleno. En residuos jóvenes en estado suelto tienden a atenuar las señales sísmicas de las componentes transversal y longitudinal. A medida que ocurre la degradación de los residuos y la compactación de los mismos hay una amplificación de las aceleraciones. Además, se encontró que el tipo de sismo también influye en la respuesta sísmica del relleno sanitario. Por ser una estructura de poca altura y periodo bajo, los sismos de intraplaca representan un mayor riesgo para la estabilidad del relleno.

El análisis cuantitativo comportamiento sísmico del relleno sanitario no se encuentra entre los objetivos de este trabajo. Es un tema que amerita ser investigado a profundidad posteriormente en otras investigaciones.

Comportamiento medido en laboratorio de la geomembrana HDPE

Uno de los aspectos en los que se profundizó en esta investigación fue en la revisión del sistema de impermeabilización instalado en Bordo Poniente y en especial en el efecto de la Geomembrana HDPE en la estabilidad del vertedero. Para efectos de este estudio, se caracterizaron en laboratorio geomembranas HDPE lisas de 1.0 y 1.5 mm de espesor mediante pruebas de tensión y a distintas velocidades de deformación. Estos materiales son del mismo tipo y fabricante que los instalados en Bordo Poniente.

En las pruebas de tensión realizadas en el cuerpo de la geomembrana se observó el comportamiento viscoso de las geomembranas HDPE. Como se describió en el Capítulo 5, a menores velocidades de deformación se observa una disminución notoria en la resistencia a la rotura del material, de la elongación y del módulo de elasticidad, pero no se encontraron diferencias notorias por el cambio de espesor.

Por otra parte, este estudio comprobó experimentalmente que la resistencia a la fluencia del material y la elongación a la fluencia, que son los parámetros que controlan el diseño de un sistema de impermeabilización, son similares a los reportados por el fabricante; sin embargo la elongación a la rotura es mucho menor que la esperada.

Con respecto a las pruebas realizadas en juntas termo-fusionadas, se observó que para los dos espesores estudiados, la resistencia al rasgado es mayor. También, se observó que la junta tiene menor resistencia que el cuerpo de la geomembrana, lo cual es más notorio en geomembranas de 0.001 mm de espesor. En efecto, la zona de las juntas representa la zona más débil del sistema de impermeabilización.

Por el comportamiento viscoso de la geomembrana se sobrestima la resistencia del material en laboratorio debido a las dificultades de reproducir las velocidades de deformación reales. A pesar de lo anterior, el efecto de utilizar en los análisis las propiedades del material determinadas en laboratorio es mínimo debido a que la resistencia de este material tiene poca influencia en la estabilidad general del relleno sanitario. Además, la falla del geosintético ocurre a elongaciones mucho mayores que las de campo como se comprobó en los análisis realizados en el Capítulo 7 y que se discuten más adelante. Aunado a lo anterior, los análisis realizados con métodos numéricos se calibraron con las deformaciones medidas en campo lo que disminuye el posible error debido a las propiedades del geosintético. Lo anterior demuestra que los datos usados para los análisis son adecuados para los alcances de este estudio.

La realización de pruebas de laboratorio a velocidades muy bajas de deformación es impráctico debido al tiempo que se debe invertir en cada prueba. La extrapolación de los resultados de laboratorio realizados a diferentes velocidades representa una solución adecuada para determinar la resistencia y rigidez de los materiales a la escala de campo.

Análisis del sistema de impermeabilización

En el Capítulo 6 se presenta la revisión de la capacidad mecánica del sistema de impermeabilización usando soluciones analíticas. Se encontró que el sistema de impermeabilización se diseñó para una altura de celda de diez metros. Por este motivo la geomembrana comenzó a trabajar en el rango plástico durante la segunda fase de operación cuando se llevó bordo Poniente a doce metros de altura. Igual ocurre con el anclaje que fija la geomembrana perimetralmente el cual comenzó a trabajar en condición de extremos libres

cuando la altura de los residuos rebasó los 10 m de altura. Sin embargo, desde el punto de vista estático estos aspectos no alteran las condiciones generales de estabilidad del relleno sanitario.

Análisis con modelos bidimensionales

Para estudiar el comportamiento de la Cuarta Etapa del relleno sanitario Bordo Poniente se propuso una metodología la cual consistió en calibrar modelos numéricos con el objeto de encontrar los parámetros del suelo que reprodujeran la respuesta obtenida en campo en términos de desplazamientos y presiones de poro. Posteriormente, los modelos calibrados se utilizan para hacer predicción de comportamiento futuro del relleno.

Para modelar el comportamiento del suelo lacustre se utilizó el criterio de falla de Mohr Coulomb, MC, y un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas, MCANC, que considera la compresibilidad del suelo. Los modelos numéricos reprodujeron de manera satisfactoria los datos medidos en campo de presión de poro y desplazamientos horizontales y fue el modelo MCANC el que arrojó resultados más realistas.

Los modelos bidimensionales sirvieron para estudiar la influencia de la resistencia al cortante arriba y abajo de la geomembrana. De estos análisis se concluyó que el comportamiento analizado dependen únicamente del valor del parámetro de resistencia al cortante de la interfaz geomembrana – arcilla debido a la baja pendiente del fondo de la celda.

De acuerdo con los análisis la geomembrana ayuda a reducir los desplazamientos horizontales en la superficie del terreno y la condición de extremos libres facilita la generación de desplazamientos verticales, pero desde el punto de vista de la estabilidad del relleno sanitario estos aspectos no tienen implicaciones importantes.

Por otra parte, se encontraron algunas diferencias en el uso del modelo elastoplástico que sigue el criterio de falla de Mohr Coulomb, MC y el modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas, MCANC. Las diferencias radican principalmente en los valores de desplazamientos horizontales en donde se ve que el modelo MCANC tiene un comportamiento esfuerzo – desplazamiento más parecido a lo medido en campo que el MC. Otra diferencia se encontró en la predicción del comportamiento a largo plazo en donde con el modelo MC se calcularon asentamientos menores a los calculados con el MCANC. Por último las presiones de poro determinadas a partir del MCANC son más cercanas a las medidas en campo. Estos indicios demuestran que el modelo MCANC arroja resultados más realistas debido a que considera la compresibilidad del suelo.

De estas observaciones se concluye que el modelo MC permite hacer predicciones confiables en el corto plazo con la ventaja de requerir un número reducido de variables que se pueden determinar con relativa facilidad a partir de pruebas de laboratorio. Para análisis a largo plazo es necesario emplear modelos que consideren la compresibilidad del suelo como el MCANC.

El uso de un modelo adecuado que describa el comportamiento del suelo de manera más realista lleva a la obtención de resultados más confiables, aunque esto tiene sus implicaciones. El uso de un modelo constitutivo para arcillas normalmente consolidadas u otros para suelos blandos, obliga a la determinación de parámetros en laboratorio mediante pruebas de consolidación unidimensional y ensayos triaxiales consolidados – drenados (CD) o bien consolidados – no drenados (CU) con medición de presión de poro, algo que no es muy usual en práctica profesional de México.

Análisis con modelos tridimensionales

En estos análisis también se utilizaron dos modelos de comportamiento del suelo lacustre que fueron el criterio de falla de Mohr Coulomb y un modelo hiperbólico isotrópico que considera el comportamiento logarítmico a la compresión de arcillas blandas (MH) y que se describe en el Numeral 8.2. Estos modelos reproducen adecuadamente los desplazamientos y presiones de poro medidas en campo. En general, se reproduce un patrón de desplazamientos que son mayores hacia el centro del área cargada. La aproximación entre lo medido y lo calculado es muy buena en una franja central de 25 m de ancho.

Los modelos tridimensionales permitieron visualizar algunas diferencias entre lo medido en campo y lo calculado con respecto a los desplazamientos horizontales y verticales. Estas diferencias además de sugerir errores por la instalación de los equipos, dejaron en claro que con el uso de modelo numérico no se pueden reproducir todas las condiciones de campo.

Al comparar el MH con el criterio de falla de Mohr Coulomb los resultados son muy similares en términos de desplazamientos y presiones de poro calculadas en el corto plazo. Esta similitud era de esperarse en condición de carga y para zonas plastificadas pequeñas como las que presenta este problema y se deben a que el MH considera el mismo criterio de falla de Mohr Coulomb como se discutió en el Capítulo 8. En otros problemas como el análisis de excavaciones y túneles en donde se induce descarga en el suelo, el MH describe de forma más realista el comportamiento.

Con respecto a las presiones de poro calculadas a largo plazo se encontraron diferencias. Los excesos de presión de poro se disipan más rápidamente usando el modelo MC dado que no considera la compresibilidad del suelo.

Diferencias entre los modelos bidimensionales y tridimensionales

Desde el punto de vista de la calibración de los parámetros, en el modelo tridimensional los parámetros de rigidez son menores para las capas de arcilla lacustre, considerando que el suelo es más blando. Esto se debe a que en el modelo 2D se simplifica la geometría asumiendo una condición de deformación plana que es válida en una franja central de la prueba de carga como se discutió en el capítulo 7. En realidad la falla no tiene la forma cilíndrica y continua que se asume en una condición de deformación plana sino una de forma de cazuela como la que describe un análisis tridimensional en donde se involucra una zona de plastificación de menor área. La forma de la superficie de falla y la distribución de los esfuerzos a lo largo de la superficie donde se movilizan los esfuerzos hacen que para este análisis el modelo bidimensional requiera de una mayor rigidez del suelo para llegar al mismo nivel de desplazamientos medidos en campo. En efecto, en el modelo en elemento finito 3D se obtienen asentamientos relativos máximos, al final de la prueba de carga, del mismo orden de magnitud de los conseguidos con el modelo 2D que considera un modelo constitutivo para suelos blandos (aproximadamente de 2.0 m) y además comparable con los medidos en campo en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente que son de 1.9 m. Teniendo en cuenta estos argumentos, se puede concluir que el modelo en elemento finito tridimensional muestra resultados más realistas para la solución este problema.

En los análisis a corto plazo realizados considerando la compresibilidad del suelo resultó que el modelo bidimensional calcula asentamientos totales de 3.56 m, mayores a los obtenidos con el

modelo tridimensional (3.20 m). En ambos modelos la elongación producida en la geomembrana se encuentra dentro del rango plástico y es mucho menor que la de rotura del material.

En los análisis al límite de servicio se encontró que el tipo de falla es diferente en los dos tipos de análisis; mientras en el modelo 2D el relleno colapsa al aplicar un esfuerzo vertical de 132 kPa, en el modelo 3D hay una endentación gradual del relleno y por consiguiente asentamientos muy altos. Este último resultado coincide con las observaciones realizadas por Auvinet (2008) en estructuras de tierra construidas gradualmente en el lago de Texcoco (Capítulo 3), en donde se presenta endentación de los terraplenes pero no una falla general de la estructura. Por consiguiente, se infiere que dadas las condiciones geométricas del problema el modelo tridimensional lleva a resultados más realistas permitiendo identificar de manera más adecuada el mecanismo de falla de este relleno sobre suelos blandos.

Los resultados de los modelos 2D y 3D muestran una distancia de influencia de la carga similar durante la operación del relleno. Ambos coinciden en que la distancia de afectación es de 100 m, menos de 150 m, que es la distancia que tienen las obras de infraestructura hidráulica que rodean Bordo Poniente. Además, estos resultados también permitieron descartar la ocurrencia de una falla profunda puesto que el estrato deformable es de apenas 60 m de espesor.

Los factores de seguridad que se calculan en modelos bidimensionales también difieren de los obtenidos a partir de análisis tridimensionales. En el caso de este problema, al final de la prueba de carga se calculó un factor de seguridad del relleno de 1.9 en el análisis 3D y de 2.7 en el análisis 2D. Normalmente, los modelos bidimensionales arrojan factores de seguridad menores a los modelos tridimensionales cuando en ambos modelos se utilizan los mismos parámetros, pero esto no ocurrió en los análisis. Por las razones discutidas anteriormente, los modelos 2D y 3D requirieron de parámetros de rigidez diferentes que influyeron en el valor de los factores de seguridad resultantes.

Comentarios sobre la seguridad del relleno sanitario

La endentación es el fenómeno más común en las estructuras de tierra construidas en el lago de Texcoco. Este propiciaría la generación de una falla plana en el caso de un llenado rápido del vertedero como se analizó en el Capítulo 3, Numeral 3.3.4. Sin embargo, en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente, la conformación de las celdas en el relleno, el cuidado en la disposición de los residuos y la existencia de la geomembrana hacen que la ocurrencia de una falla de este tipo sea remota. El mecanismo de falla que más preocupa en la Cuarta Etapa del Bordo Poniente, es la falla del suelo de desplante.

Con respecto a la seguridad del Bordo Poniente, el relleno puede llevarse de manera segura hasta una altura de 19.0 m. En caso de seguir el proceso de carga no se presentaría un colapso de la cimentación pero se incrementarían notoriamente los asentamientos y desplazamientos horizontales. Esto no sería conveniente debido a la cercanía del nivel de agua freático y a la vulnerabilidad del sistema de impermeabilización el cual se encuentra trabajando dentro del rango plástico. Este resultado es muy importante teniendo en cuenta que Bordo Poniente se dejó en una altura media de 17.0 m, lo cual indica que se encuentra dentro de la seguridad.

Con respecto a la influencia de la operación de Bordo Poniente en las obras de infraestructura que rodean el relleno, los resultados de esta investigación, como se comentó anteriormente, comprueban que los canales cercanos a Bordo Poniente que se encuentran a una distancia de 150 m, no se encuentran en riesgo como lo dudaban las autoridades del agua. Además, en caso de

una eventual falla del relleno sanitario, la infraestructura carretera e incluso el aeropuerto internacional Benito Juárez no se verían implicados puesto que también se descartó la ocurrencia de una falla profunda.

Los análisis a corto plazo realizados en el modelo tridimensional mostraron que los asentamientos máximos debidos al relleno sanitario y a la prueba de carga son de 3.20 m. Los desplazamientos totales calculados indican que superficialmente hay una elongación de 32% al final de la prueba de carga, lo que indica que, como ya se dijo y se determinó en los análisis descritos en el Capítulo 8, la geomembrana está trabajando dentro del rango plástico. Desde el punto de vista geotécnico el sistema de aislamiento trabajó satisfactoriamente sin afectar la estabilidad general del relleno sanitario.

De los análisis a corto y largo plazo se concluye que la existencia del sistema de impermeabilización modifica la acumulación de las presiones de poro. En el corto plazo los factores de seguridad del relleno sanitario disminuyen significativamente por la acumulación de excesos de presión de poro. Luego, por un proceso de consolidación lento, los factores de seguridad del relleno sanitario aumentan y se estabilizan después de 30 años. Esto garantiza que después de la clausura del relleno las condiciones de seguridad geotécnica permanecerán constantes en la zona del relleno sanitario.

Los excesos de presión de poro acumulados en el contacto con la geomembrana dan lugar a subpresiones que tienden a empujar el relleno hacia arriba. Si los residuos tuvieran un peso específico menor que el del agua, se crearía un efecto de flotación que podría desestabilizar la masa de residuos. En Bordo Poniente las densidades de compactación son muy cercanas a 10kN/m^3 o superiores; como no hay un sistema de recolección de lixiviados eficiente, la zona deformada de la geomembrana permanece llena de lixiviado. El lixiviado actúa como un peso muerto que contrarresta la flotación gracias a la presencia de la geomembrana. Este aspecto podría ser contraproducente durante las labores de clausura del relleno en donde sería necesaria la extracción del lixiviado por medio de bombeo. Es posible que la extracción completa del lixiviado permita la flotación de los residuos en algunas zonas del relleno sanitario, aspecto que se debe cuidar. Por este motivo es recomendable revisar las densidades de compactación de cada celda para estimar la cantidad de lixiviado que se puede extraer sin causar daños en el relleno de residuos.

En bordo poniente, la secuencia de llenado adoptada por los operadores resultó ser muy conveniente, puesto que se colocaban capas diarias de basura de 1.0 m de espesor, obviamente, en un área muy extensa. Además, en una misma celda, se dejaban tiempos de reposo de varios días para cargar de nuevo una misma zona. Este proceso no es exclusivo de este relleno sanitario, es una práctica sana en los rellenos sanitarios controlados; se diseña una celda diaria y una secuencia de llenado que permiten dejar tiempos de descanso para la colocación de residuos sobre una celda anterior.

De acuerdo con los resultados de esta investigación, es viable la construcción de rellenos sanitarios en la zona del lago de Texcoco siguiendo las recomendaciones que aquí se plantean. Una Quinta Etapa del Bordo Poniente representa la solución más favorable y pertinente para el manejo de los residuos sólidos del Distrito Federal por lo cual, atendiendo únicamente a criterios técnico y de operación, no puede ni debe ser descartada.

Implicaciones de los resultados en el manejo de rellenos sanitarios sobre suelos blandos

La selección del sistema de impermeabilización y el diseño del mismo son cruciales para el adecuado funcionamiento de un relleno sanitario como Bordo Poniente. De acuerdo a los análisis, las grandes deformaciones y el incremento de las presiones de poro en el contacto con el sistema de impermeabilización son aspectos a cuidar.

En el caso particular de esta investigación, se utilizó una geomembrana lisa de polietileno de alta densidad de 0.001 m de espesor. Como se comentó en el Numeral 2.3 del Capítulo 2, una de las funciones de la geomembrana en el sistema de impermeabilización de Bordo Poniente es evitar la aparición de fisuras en la capa de arcilla superficial al preservar la humedad de esta capa. Sin embargo, el material escogido no es el adecuado para asimilar las deformaciones del terreno. Por una parte las geomembranas HDPE tienen un rango elástico pequeño que se vence con relativa facilidad. Cuando la geomembrana excede el rango plástico se producen cambios en la estructura del material que se visualizan en el cambio de color durante una prueba de tensión y que producen aumento en la permeabilidad hidráulica de la geomembrana. Afortunadamente, la arcilla superficial del lago de Texcoco en la zona del relleno sanitario tiene la permeabilidad suficiente para controlar las filtraciones del lixiviado y evitar una posible contaminación del suelo y los mantos freáticos.

Otros materiales como el PVC tienen elongaciones elásticas de hasta el 300% y una capa de arcilla compactada de un espesor de al menos 0.60 m la cual puede seguir las deformaciones del terreno subyacente sin presentar fisuras o cambios en su permeabilidad. Estos materiales tienen desventajas durante la instalación: las geomembranas de PVC se caracterizan por una baja resistencia al punzonamiento en comparación con otros materiales, lo que la hace vulnerable a perforarse durante la instalación, mientras que la arcilla compactada requiere de controles adecuados durante la compactación y curado, y un diseño apropiado para determinar una humedad óptima que asegure la menor permeabilidad. La decisión de cuál material utilizar debería estar sustentada en argumentos más técnicos que económicos, para garantizar la eficiencia del sistema durante toda la vida útil del relleno y el tiempo posterior a su clausura.

Para el uso de geomembranas es necesario que durante la etapa de diseño se vinculen pruebas de control de calidad a los materiales geosintéticos que incluyan pruebas de tensión uniaxial a velocidades de deformación de 0.5 mm/min o menores. Las probetas para el ensaye deben ser preferiblemente de ancho uniforme para determinar con mayor precisión el módulo de elasticidad del material.

Con base en los resultados de esta investigación se definió un criterio para escoger los parámetros de diseño de los sistemas de impermeabilización con geomembrana a partir del ensaye de tensión mencionado anteriormente. La resistencia de diseño debe ser la resistencia residual del material sacada de la curva esfuerzo – deformación del material y el módulo de elasticidad se determina a partir de la expresión 5.4 (Merry y Bray, 1996). Este criterio garantiza que durante toda la vida del relleno sanitario la geomembrana se comporte dentro del rango elástico.

También se recomienda para rellenos sanitario sobre suelos blandos que las juntas de la geomembrana no se realicen por termofusión sino por extrusión en donde no se interviene directamente el material, además que se utilicen longitudes de traslape mayores de 0.15 m para mejorar el comportamiento del sistema. Este tema en particular requiere de mayor estudio dado

que no hay investigaciones rigurosas sobre el comportamiento de las juntas y su efecto en el funcionamiento de sistemas de impermeabilización.

La colocación de la barrera impermeable obedece sin lugar a dudas a una recomendación ambiental para evitar la filtración de contaminantes hacia los cuerpos de agua subterráneos y el suelo. Sin embargo, desde el punto de vista geotécnico, la barrera de impermeabilización es un elemento de cuidado. La interfaz que forma este elemento con los materiales con los que tiene contacto constituye la superficie potencial de falla más evidente. En rellenos sanitarios es conveniente recurrir al uso de geosintéticos con terminado texturizado en una de sus caras, lo cual mejora la resistencia al cortante de la interfaz. En el caso de superficies de desplante de poca pendiente, la cara texturizada se debería instalar haciendo contacto con el suelo natural, que es el que está controlando la estabilidad. En rellenos construidos en superficies de desplante inclinadas, se requiere de análisis de estabilidad adecuados para determinar la posición correcta de la geomembrana y evaluar su seguridad.

En rellenos sanitarios sobre suelos blandos, resulta de gran importancia el control en la velocidad de aplicación de la carga. Es por esto que la colocación gradual de la carga con tiempos de descanso prudentes permiten que el suelo se recupere parcialmente, logrando por el cambio de volumen desarrollar un poco más de resistencia.

Para controlar la velocidad de aplicación de la carga es indispensable la colocación de instrumentación geotécnica que incluya piezómetros, inclinómetro y bancos de nivel, no solo en la periferia del relleno sino también debajo del sistema de impermeabilización para recopilar información más precisa que permita tomar decisiones oportunas.

De acuerdo a las observaciones realizadas en Bordo Poniente, es conveniente que el llenado de las celdas de residuos sea intercalado y en forma de espiral. Es decir, se comience con el llenado de celdas de la periferia intercalando las celdas y luego se avance hacia un siguiente anillo y así hasta llegar al centro del relleno. La ventaja de esta secuencia de llenado es que evita acumulaciones de presiones de poro excesivas en el centro del relleno. El éxito de este procedimiento está en realizar la adecuación de las celdas colocando el sistema de impermeabilización y el sistema de recolección de lixiviados inmediatamente antes de comenzar el llenado de cada celda.

El fenómeno de flotación es un aspecto que se debe evitar durante la operación del relleno sanitario cuando los niveles de agua freáticos se encuentran cerca a la superficie. Para esto se recomienda una buena compactación de los residuos encaminada a obtener densidades mayores a 10 kN/m^3 .

Propuesta metodológica para el análisis y control geotécnico de rellenos sanitarios sobre suelos blandos

Con base a los resultados de esta investigación se propone una metodología para el análisis y control geotécnico de rellenos sanitarios sobre suelos blandos. Esta metodología es aplicable particularmente a futuros rellenos sanitarios que se construyan de manera controlada en suelos blandos de alta compresibilidad, en especial en el lago de Texcoco.

- a) El predio que se seleccione para instalar un relleno sanitario debe tener capacidad suficiente para facilitar la operación del relleno por lo menos durante 20 años. Esto implica amplias extensiones de terreno que permitan hacer un llenado escalonado de las celdas y tiempos de

descanso mayores a un año. Las pendientes del terreno deben ser bajas y el nivel de agua freática perfectamente identificado.

- b) La exploración de campo se debe orientar a la definición del perfil estratigráfico de la zona y el espesor de la zona deformable; a la extracción de muestras inalteradas para pruebas de resistencia (ensayos triaxiales CD o CU con medición de presión de poro y ensayos de consolidación edométrica) de los diferentes estratos y de muestras alteradas para clasificación; a la ejecución de pruebas de campo que incluyan piezoconos y conos eléctrico; y para la instalación de equipos de instrumentación. Lo deseable es realizar dos sondeo por cada celda proyectada y otros en la periferia del relleno. En caso de que se realicen análisis numéricos, los requerimientos experimentales para caracterizar el suelo en términos de los parámetros de los modelos empleados pueden ser mucho más demandantes que los usuales.
- c) Para diseñar la altura de las celdas de residuos se recomienda utilizar herramientas analíticas y numéricas. En esta etapa es importante tener parámetros de laboratorio confiables de los distintos estratos. El objetivo de los análisis es determinar la seguridad de la estructura y estimar los asentamientos esperados por la operación del relleno sanitario. Se construyen curvas de esfuerzo vertical aplicado contra desplazamiento para determinar el punto de cedencia del suelo que será en teoría la máxima altura a la que puede llevarse el relleno. Los incrementos de carga usados en el análisis están directamente relacionados a la celda diaria de residuos sólidos municipales.
- d) La celda diaria, es decir, la unidad básica de construcción de un relleno sanitario, se diseña de acuerdo a la cantidad de residuos sólidos municipales que llegarían al relleno diariamente y la capa de tierra necesaria para cubrirla. Los análisis mediante métodos analíticos o numéricos también servirán para definir la altura de la celda diaria y el tiempo de consolidación necesario antes de cada incremento de carga para llevar al relleno a la máxima altura permisible.
- e) Una vez conocido el nivel de deformaciones esperadas en el relleno sanitario se puede escoger el tipo de sistema de impermeabilización para las celdas considerando materiales disponibles y que puedan soportar adecuadamente los esfuerzos de campo. Preferiblemente para rellenos sanitarios sobre suelos blandos se recomienda usar como sistema de impermeabilización una capa de arcilla compactada en el lado húmedo de al menos 0.60 m de espesor, la cual debe diseñarse en laboratorio.
- f) En caso de no contar con arcilla para el sistema de impermeabilización se puede recurrir al uso de materiales geosintéticos. La geomembrana que se elija debe contar con caracterizaciones de su comportamiento esfuerzo – deformación a velocidades de deformación congruentes con las que se tengan en el campo; para lograr esto, se deben realizar ensayos de laboratorio a distintas velocidades de deformación de manera que se pueda extrapolar la resistencia requerida. Además, se debe contar con información sobre la resistencia al esfuerzo cortante de la interfaz entre la geomembrana y otros materiales.
- g) Con los parámetros de la geomembrana y las distintas interfaces determinados en laboratorio, se procede a diseñar el sistema de impermeabilización y los anclajes perimetrales a las celdas. Nuevos análisis de estabilidad se deben realizar considerando el sistema de impermeabilización.
- h) En rellenos sanitarios sobre suelos blandos, la utilización de instrumentación geotécnica es más que deseable, en especial para controlar la respuesta del suelo en presiones de poro y

deformaciones durante el llenado de las celdas y corroborar el diseño de la fase de operación del relleno.

- i) La instalación de la instrumentación se debe realizar antes de la construcción del relleno. En cada celda proyectada se recomienda instalar al menos un piezómetro de sistema cerrado y un extensómetro, ambos con dispositivos de lectura remota puesto que estarán cubiertos por el sistema de impermeabilización. En la periferia del relleno se pueden usar piezómetros abiertos, inclinómetros y bancos de nivel superficiales y profundos. Los inclinómetros son de gran utilidad cuando se instalan al pie de talud y a distancias menores a la zona de influencia de la carga, la cual varía de acuerdo a la profundidad del estrato deformable. Los extensómetros e inclinómetros deben estar empotrados al menos tres metros por debajo del estrato deformable para evitar desplazamientos o la rotación del aparato.
- j) Las campañas de medición deben realizarse al menos mensualmente en los primeros años de operación y aumentar la frecuencia cuando los desplazamientos y presiones de poro acumuladas estén cercanos a las máximas de diseño. Es posible que durante la operación del relleno sanitario no coincidan los desplazamientos esperados con los respectivos incrementos de carga. El operador del relleno sanitario debe usar la información de la instrumentación para tomar decisiones oportunas con respecto al llenado de las celdas que le permitan llegar al final del tiempo de operación de manera segura.

Aspectos pendientes de investigar en el área de residuos

Durante el desarrollo de esta investigación se identificaron algunos aspectos de los rellenos sanitarios y de los residuos sólidos que requieren mayor estudio en nuestro medio.

En primer lugar se debe continuar la investigación en Bordo Poniente realizando la caracterización dinámica de los residuos sólidos a partir de las señales sísmicas registradas en el relleno sanitario. También es importante realizar predicciones cuantitativas sobre la seguridad sísmica del relleno mediante modelaciones con herramientas computacionales.

También se detectó que no hay caracterizaciones mecánicas de los residuos sólidos en México las cuales se pueden realizar en laboratorio, pero que por la heterogeneidad de la basura se debe recurrir preferiblemente a ensayos de campo. Es por esto que se deben comenzar investigaciones en esta área cuyos resultados serían una valiosa aportación en el campo del manejo de residuos y la ingeniería geoambiental. Como objetivos de próximas investigaciones se propone el estudio del comportamiento mecánico de residuos sólidos municipales y su variación con la edad de los residuos y el contenido de materia orgánica.

Por otra parte, es importante estudiar la compresibilidad de los residuos mediante pruebas de campo. En este caso sería de utilidad la instrumentación de un relleno sanitario desde sus primeras etapas o la ejecución de una prueba de carga como la que se efectuó en Bordo Poniente.

Con respecto a las geomembranas se requiere estudiar con mayor profundidad el comportamiento mecánico de estos geosintéticos para lo cual se requerirá de la adecuación y diseño de equipos de laboratorio. Uno de los objetivos en este tema es el de investigar la influencia en el comportamiento mecánico de las longitudes de traslape de las juntas por extrusión usando equipos de tensión multiaxial y uniaxial. Otro aspecto a estudiar, es la influencia de la forma de las probetas de geomembrana en el comportamiento esfuerzo – deformación medido en laboratorio. El objetivo sería definir las dimensiones de las probetas

adecuadas para las pruebas de tensión uniaxial y proponer una nueva metodología de ensaye, confiable y accesible para nuestro medio.

El estudio de la interfaz entre distintos tipos de geomembrana y otros materiales también requiere investigación. El objetivo es realizar ensayos de corte directo para determinar los parámetros de resistencia de la interfaz arcilla lacustre – geomembranas – tepetate.

REFERENCIAS

- ABC Estudios y proyectos S.A. de C.V. Subsidiaria de Jones and Neuse, INC. ABC, 1994. Reporte de evaluación ambiental en México del sector de residuos sólidos, según proyecto de residuos sólidos – Volumen II, informe realizado para The World Bank y la secretaría de Desarrollo Social. México.
- Agencia de Cooperación Internacional del Japón JICA - Kokosai Kogyo Co., LTD., 1999. Estudio sobre el manejo de residuos sólidos para la ciudad de México de los Estados Unidos Mexicanos, informe final.
- Alanís-González, R., 2003. Caracterización geotécnica del ex-lago de Texcoco, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Alberro, A. J., Hiriart, G., 1973. Resistencia a largo plazo de las arcillas de la ciudad de México, Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- Alcántara-Nolasco, L, Alcocer-Martínez de Castro, S. *et al*, 2007. Instalación y puesta en marcha de tres estaciones acelerográficas con equipo sísmico especializado de la red sísmica mexicana, informe elaborado para la Secretaría de Gobernación. México.
- Alcina, A., 2010. Gerente de Soluciones Ambientales S.A. de C.V. En reunión efectuada en mayo de 2010 entregó muestras de geomembranas de 1.0 y 1.5 mm de espesor para realizar pruebas de tensión uniaxial y una ficha técnica del control de calidad de la geomembrana instalada en la IV Etapa de Bordo Poniente.
- ASTM, D 638, 1994. Standards test method for tensile properties of plastic, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- ASTM, D 4595, 2005. Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- ASTM, D 4885, 2001. Standard Test Method for Determining Performance Strength of Geomembranes by the Wide Strip Tensile Method, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- ASTM, D 5617, 2004. Standard Test Method for Multi-axial Tension Test for Geosynthetics, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- ASTM, D 6693, 2004. Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Nonreinforced Polyethylene and Nonreinforced Flexible Polypropylene Geomembranes, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- Auge, M., 2008. Métodos eléctricos para prospección de agua subterránea. En: <http://www.gl.fcen.uba.ar/investigacion/grupos/hidrogeologia/auge/prospeccion-geoelctrica.pdf>
- Auvinet, G. y Espinosa, L., 1979. Compaction of Clay Linings for Impermeabilization of Reservoirs, Proceedings, 6th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Lima, Perú, 2:343-351
- Auvinet, G., 1985. Discussion to Predicting Hydraulic Conductivity of Clay Liners, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, American Society of Civil Engineers, 11(12): 1457

-
- Auvinet, G., 2008. Detalles de distintos tipos de falla en los bordos del Canal Río de los Remedios, de Dren Alterno y de la laguna Casa Colorada, comunicación personal.
- Auvinet, G. y Espinosa, 1979. Impermeabilization of a 300-hectare cooling pond, Proceedings, Symposium on Permeability and Groundwater Contaminant Transport, Philadelphia, ASTM, Special Technical Publication, USA, 746:151-167
- Auvinet, G. y Esquivel, R., 1987. Impermeabilización de lagunas artificiales, Limusa-Wiley y Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, ISBN: 968-18-2342-7, 77 p
- Auvinet, G., Hiriart, G., 1980. A Cooling Pond for the Río Escondido Coal-fired Power Plant, Proceedings, ASCE Symposium on Surface-Water Impoundments, Minneapolis, Minnesota, USA, 2(5):1089-1098
- Bauduin, C. M., De Vos, M. Vermeer, P. A., 2000. Back analysis of staged embankment failure: The case study Streefkerk, Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of PLAXIS international, 1999 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 040 X.
- Bergado, D. T., Long, P. V. y Murthy, B. R. S., 2002. A case study of geotextile-reinforced embankment on soft ground, Geotextiles and Geomembranes, 20:343–365.
- Bergado, D. T., Ramana, G. V., Sia, H. I. y Varun, 2006. Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand, Geotextile and Geomembranes, 24:371-393.
- Bergado, D. T. y Teerawattanasuk, C. 2008. 2D and 3D numerical simulations of reinforced embankments on soft ground, Geotextiles and Geomembranes, 26:39–55.
- Beras-Cuello, A., 2006. Propuesta de mejora a la clasificación de los residuos sólidos domiciliarios para su separación en el Distrito Federal, México, tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería (Ingeniería Ambiental) de la Universidad Nacional Autónoma de México.
- Biot, M. A., 1941. General theory of three-dimensional consolidation, Journal of Applied Physics, 12(2):155-164.
- Bjerrum, L., 1972. Embankments on soft ground, proc. of the ASCE specialty conference on performance of earth and earth-supported structures, Purdue University, Lafayette, 2:1–54.
- Bray, J. D. y Merry, S. M., 1999. A comparison of the response of Geosynthetics in the Multi-axial and Uniaxial test devices, Geosynthetics International, 6(1):19-40.
- Brinkgreve, R.B.J., Broere, W. y Waterman D., 2006. Plaxis 2D Foundation Versión 8.5, user manuals, PLAXIS b.v., Holanda.
- Brinkgreve, R.B.J. y Swolfs, W.M., 2007. Plaxis 3D Foundation Versión 2.2, user manuals, PLAXIS b.v., Holanda.
- Buisman, K., 1936. Results of long duration settlement tests, proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass, 1:103–107.
- Burland, J. B., 1965. The yielding and dilation of clay, Geotechnique, 15:211-214.
- Byrne, R. J., Kendall, J. y Brown, S., 1992. Cause and mechanism of failure, Kettleman Hills Landfill B-19, Unit I-A, proc. Conference Stability and performance of slopes and embankments – II, Seed RB, Boulanger RW editors, 2:1188–215.

- Cabrera-Velázquez, M. C., 2009. Análisis del terraplén de prueba y de los taludes del Bordo Poniente IV etapa, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Caicedo, B., Yamin, L., Giraldo, E. y Coronado, O., 2002a. Geomechanical properties of municipal solid waste in Dona Juana sanitary landfill, proceeding of the Fourth International Congress on Environmental Geotechnics, Brazil, 1:177–182.
- Caicedo, B., Giraldo, E., Yamin, L. y Soler, N., 2002b. The landslide of Dona Juana landfill in Bogota: a case study, proceeding of the Fourth International Congress on Environmental Geotechnics, vol. 1. Brazil, 1:171–175.
- Chang, M.H., 1997. Evaluation of interface shear resistance of geosynthetic liner system for Kettleman landfill models. Proceedings of geosynthetics Asia'97 conference: 263-270.
- Chang, M. H., Mitchell, J. K. y Seed, R. B., 1999. Model Studies of the 1988 Kettleman Hills Landfill Slope Failure, *Geotechnical Testing Journal*, V 22, Tema 1, marzo.
- Chang, M., 2005. Three-dimensional stability analysis of the Kettleman Hills landfill slope failure based on observed sliding-block mechanism, *Computers and Geotechnics*, 32:587–599.
- Collazos, H., 1998. Deslizamiento de Basura en el Relleno Sanitario de Doña Juana, www.ceamse.gov.ar/biblio-textos.html, enero.
- CONAGUA, 2003. El Río de los Remedios: Una visión ambiental de la rectificación, centro virtual de información del agua. En: www.AGUA.org.mx.
- Contreras, R., Trigo-Lara, M. y Santoyo-Villa, E., 1992. Estudio geotécnico para el análisis de asentamientos en el relleno sanitario Bordo Poniente IV etapa, TGC Geotecnia, S.A. de C.V., informe TGC 92-1386 elaborado para la Dirección General de Servicios Urbanos, México, D.F.
- Contreras, R., Trigo-Lara, M. y Santoyo-Villa, E., 2000. Estudio geotécnico para el análisis de sobreelevación de celdas en el Bordo Poniente IV etapa, TGC Geotecnia, S.A. de C.V., informe TGC 2000-2281 elaborado para la Dirección General de Servicios Urbanos, México, D.F.
- Contreras, R., Trigo-Lara, M. y Santoyo-Villa, E., 2001. Instrumentación para la sobreelevación del relleno sanitario Bordo Poniente IV etapa, TGC Geotecnia, S.A. de C.V., Estudio geotécnico realizado para la D.G.S.U, México, D.F.
- Contreras, R., Trigo-Lara, M. y Santoyo-Villa, E., 2003a. Resultados de la primera etapa de la prueba de carga en la macrocelda MC-VII, TGC Geotecnia, S.A. de C.V., memorando técnico No.1, presentado a la Dirección de Transferencia y Disposición Final (DGSU), México, D.F.
- Contreras, R., Trigo-Lara, M. y Santoyo-Villa, E., 2003b. Resultados de la segunda etapa de la prueba de carga en la macrocelda MC-VII, TGC Geotecnia, S.A. de C.V., memorando técnico No.2, presentado a la Dirección de Transferencia y Disposición Final (DGSU), México, D.F.
- Contreras, R., Trigo-Lara, M. y Santoyo-Villa, E., 2003c. Resultados de la tercera etapa de la prueba de carga en la macrocelda MC-VII, TGC Geotecnia, S.A. de C.V., memorando técnico No.7, presentado a la Dirección de Transferencia y Disposición Final (DGSU), México, D.F.
- Contreras, R., Trigo-Lara, M. y Santoyo-Villa, E., 2003d. Resultados de la cuarta etapa de la prueba de carga en la macrocelda MC-VII, TGC Geotecnia, S.A. de C.V., Memorando técnico No.11, presentado a la Dirección de Transferencia y Disposición Final (DGSU), México, D.F.
- Concejo Nacional de Población CONAPO, 1998. Escenarios demográficos y urbanos de la zona metropolitana de la Ciudad de México, 1990-2010 síntesis.

Cuanalo-Campos, O. A., 1993. Estudio experimental de interface Arcilla – Concreto, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Departamento del Distrito Federal/Secretaría de Obras y Servicios DDF, Dirección General del Estado de México/Secretaría de Ecología DGEM, 1998. Análisis sectorial de residuos sólidos en la zona metropolitana del valle de México, México. EN: <http://www.bvsde.paho.org/eswww/fulltest/analisis/vamexi/vanexi.html>

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

Dickinson, C. E., Boyd, P. y Gillies, I., 2002. Gayton landfill scrutiny report. \Orihects\C33243\Documents\Reports\Gayton Security Report Final (1c), Apendix A.

Dove, J. E., Frost, J. D., 1999. Peak friction behavior of smooth geomembrane-particle interfaces, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 125(7):544–555.

Dunnicliff, J. y Green, G. E., 1988. Geotechnical instrumentation for monitoring field performance, John Wiley & Sons, Inc. USA: 37–410

Duplancic, N., 1990. Landfill deformation monitoring and stability analysis, *Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice*, ASTM STP 1070. Arvid Landva, G. David Knowles, Editors. Philadelphia: 303–314.

Duvall, D. E., 1993. Creep and stress rupture testing of a polyethylene geomembrane under equal biaxial stress, *Proceedings of Geosynthetics'93 conference*, Vancouver, British Columbia, Canada, 2:817-830.

Coduto, D. P. y Huitric, R., 1990. Monitoring landfill movements using precise instruments. *Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice*, ASTM STP 1070, Arvid Landva y G. David Knowles Editors, Philadelphia: 358–370.

Espinace, A. R., 2003. Geotecnia ambiental en rellenos sanitarios, En: http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/03_clases_catedra/clases_catedra_ms2/ms2/geotecnia_ambiental_2.pdf, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile.

Fishman, K. L. y Pal, S., 1994. Further study of geomembrane/cohesive soil interface shear behavior, *Geotextiles and Geomembranes*, 13(9):571-590.

Fleming, I. R., Sharma, J. S. y Jobi, M. B., 2006. Shear strength of geomembrane-soil interface under unsaturated conditions, *Geotextiles and Geomembranes*, 24:274-284.

Gasulla-Forner, M., 1999. Obtención de imágenes de la distribución de impedancia eléctrica del subsuelo. Aplicación a la detección de objetos locales. Capítulo 2. Medida de la resistividad eléctrica del subsuelo, tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería Electrónica, Universidad Politécnica de Cataluña.

Giraldo-Sierra, M. C., 1996. Evaluación de un modelo elastoplástico para predecir el comportamiento de la arcilla de la ciudad de México, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.

Gilbert, R. B., Wright, S. G. y Liedtke, E., 1998. Uncertainty in back analysis of slope: Kettleman Hills case history, *J Geotech Geoenviron Eng*, ASCE 1998, 124(12):1167–1176.

Giroud, J. P., Bonaparte, R., Beech, f. y Gross, B. A., 1990. Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids, *Geotextiles and Geomembranes*, 9(1):65-71.

- Giroud, J. P., 1992. Biaxial tensile state of stress in geosynthetics, *Geotextiles and Geomembranes*, 11(3):319-325.
- Giroud, J. P., 2004. Poisson's ratio of unreinforced geomembranes and nonwoven geotextiles subjected to large strains, *Geotextiles and Geomembranes*, 22:297-305.
- Gobierno del Distrito Federal GDF, 2008. Delegaciones del Distrito Federal. Página de internet para consultar información por delegaciones: <http://www.df.gob.mx/delegaciones/>
- Gobierno del Distrito Federal GDF - Secretaría del Medio Ambiente SMA, 2006. Inventario de residuos sólidos del Distrito Federal, México: http://www.sma.df.gob.mx/rsolidos/inventario_residuos_solidos.pdf
- Gobierno del Distrito Federal GDF; Secretaría de Obras y Servicios SOS., 2004. Manejo de los residuos sólidos: http://www.obras.df.gob.mx/servicios_urbanos/residuos_solidos.html
- Gobierno del Distrito Federal GDF, 2003. Segundo Informe Anual del Gobierno del Distrito Federal - Obras y Servicios Principales avances y logros - 18 de septiembre del 2001 - 16 de septiembre del 2002, México: <http://www.obras.df.gob.mx/sos/informes/2oinf2002.html>
- Gray, H., 1936. Stress distribution in elastic solids. *Proceedings 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2:157p.
- Henríquez-Pereira, A.G. y Sopeña-Mañas, L., 2000. III-042- Movimientos verticales y horizontales provocados por ensayos de carga en un relleno de residuos, *proceedings XXVII Congreso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental*. ABES - Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental: 9p.
- Instituto Nacional de Ecología INE, 2005. Capítulo 4. Experiencias de la producción de composta en México: <http://www.ine.gob.mx/publicaciones/libros/499/experiencias.html>
- Johannessen, L. y Boyer, G., 1997. Observations of solid waste landfills in developing countries: Africa, Asia y Latin America: web.mit.edu/urbanupgrading/urbanenvironment/resources/references/key-sectors.html, The World Bank.
- Karstunen, M., Krenn, H., Wheeler, S. J. y Koskinen, M., Zentar, R., 2005. Effect of anisotropy and destructuration on the behavior of Murro Test Embankment, *International Journal of Geomechanics ASCE*, June, 5(2):87-97.
- Koelsch, F., 1999. Rumpke Landslide: <http://www.dr-koelsch.de/html/rumpke.gb.html>, *Geo – und Umwelttechnik – Dr. Këlsche*.
- Koelsch, F., Fricke, K., Mahler, C. y Damanhuri, E., 2005. Stability of Landfill – The Bandung Dumpsite Disaster: <http://www.dr-koelsch.de/html/bandung.gb>, Alemania.
- Koelsch, F., 2005. Payatas Landslide: <http://www.dr-koelsch.de/html/Payatas.gb.html>, *Geo – und Umwelttechnik – Dr. Këlsche*.
- Koerner, R. M., Martin, J. P. y Koerner, G. R., 1986. Shear strength parameters between geomembranes and cohesive soils, *Geotextiles and Geomembranes*, 4 (1):21-30.
- Koerner, R. M., Koerner, G. R. y Hwu, B. L., 1990. Three dimensional, axi-symmetric geomembrane tension test, *Geosynthetic Testing for Waste Containment Applications*, Koerner, R. M. (Editor), ASTM STP 1081:170-185.
- Koutsourais, M. M., Sprague, C. J. y Pucetas, R. C., 1991. Interfacial friction study of cap and liner components for landfill design, *Geotextiles and Geomembranes*, 10(5-6):531-548.

-
- Lambe, T. W. y Whitman, R. V., 1991. Mecánica de suelos, Noriega Editores, octava reimpresión, México:47p.
- Lara, J., Almanza, R., Hiriart, G. y Auvinet, G., 1986. Estanque de enfriamiento de Río Escondido, Publicación N° 501, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, diciembre, México
- López, L. R., 1996. Orientación del manejo de residuos sólidos en la ciudad de México, Dirección General de Servicios Urbanos, México: <http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/resisoli/mexico/03528e14.pdf>
- López-Velázquez, O., 2002. Compresibilidad unidimensional de la arcilla de la ciudad de México bajo diferentes condiciones de carga y determinación del coeficiente K_0 , tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Malagón-Díaz, J. *et al.*, 2004. Plan de Consolidación del Rescate Hidroecológico de la Zona Federal del Ex Lago de Texcoco - segunda parte - evaluación y diagnóstico de acciones 1971-2003, Informe elaborado por la Comisión Nacional del Agua y la Universidad Autónoma de Chapingo, convenio de colaboración GAVM-GP-MEX-04138 RF-CC:149-153.
- Manassero, M., van Impe, W. F. y Bouazza, A., 1996. Waste disposal and containment: state of the art report, proceedings of the Second ICEG, Osaka. A. A. Balkema, Rotterdam.
- Méndez, E., 2008. Estación Piezométrica P536, información de los Boletines de Mecánica de Suelos 1-9 y 11-12 procesados en el Laboratorio de Geoinformática, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Meraz, L., Aranda, C. y Domínguez, A., 2006. Análisis de la producción de metano en relleno sanitario bajo la aplicación de diversos programas de separación de la materia orgánica contenida en los residuos sólidos urbanos, memorias XV Congreso de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales. www.femisca.org.mx/publicaciones/XVcongreso/XVCNIS154.pdf
- Merry, S. M., Bray, J. D. y Bourdeau, P. L., 1993. Axisymmetric tension testing of geomembranes, Geotechnical Testing Journal, 16(3):384-392.
- Merry, S. M. y Bray, J. D., 1995. Size effects for multi-axial tensión testing of HDPE and PVC geomembranas, Geotechnical Testing Journal, 18(4):441-449.
- Merry, S. M. y Bray, J. D., 1996. Geomembrane response in the wide strip tension test, Geosynthetics International, 3(4):517-536.
- Mikkelsen, P. E., 2003. Advances in inclinometer data analysis, proc. Symposium on Field Measurements in Geomechanics, FMGM 2003, Oslo: 13p.
- Mitchell, J. K., Seed, R. B. y Seed, H. B., 1990. Kettleman Hills waste landfill slope failure, I: liner system properties, J Geotech Eng, ASCE 1990, 116(4):647-68.
- Morales, R. y Murillo, R., 1991. Reflexiones sobre un relleno sanitario en el Ex-Lago de Texcoco, México, proceedings IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and foundation Engineering, 8:1105-1119.
- Moruzzi-Marques, A. C., Filz, G. M. y Monje-Vilar, O., 2003. Composite compressibility model for municipal solid waste, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(4):372-378.
- Muñoz, G. A. y Gutierrez, P. C., 2006. Diseño de un separador por tamaño de residuos sólidos municipales para las condiciones de la ciudad de México, memorias XV Congreso Nacional de

- Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales. Guadalajara (fuente: <http://www.femisca.org/publicaciones/XVcongreso/XVCNIS005.pdf>)
- Murillo, R., 2010. Detalles de los deslizamientos de Plazas de Aragón y la laguna de regulación horaria en Bordo Poniente, comunicación personal, 20 de marzo.
- Murillo, R. y García, A. G., 1978. Estratigrafía del Valle de México y sus implicaciones en el desarrollo urbano, capítulo 4: Ex-Lago de Texcoco, memorias simposio sobre el subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el valle de México, SMMS, 1:51-82.
- Orman, M. E., 1994. Interface shear-strength properties of Roughened HDPE, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(4):758-761.
- Ossa, A., 2004. Modelo elastoviscoplastico (EVP) para el estudio de la consolidación unidimensional de los suelos, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Ovando-Shelley, E., 1980. Empujes dinámicos en muros de retención, tesina para recibir el grado de Maestro en Ingeniería (Mecánica Teórica y Aplicada) de la División de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM: 14p.
- Parra-Piedrahita, N.P. y Ovando-Shelley, E., 2011. Aspectos geotécnicos de los rellenos sanitarios en México, proceedings, 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference, paper 860.
- Perloff, W. H., Baladi, G. Y. y Harr, M. E., 1967. Stress distribution within and under long elastic embankments, Joint Highway Research Project. Purdue University. Lafayette Indiana: 14p.
- Plaxis 2D Foundation Versión 8, user manuals, 2006. PLAXIS b.v., editores: Brinkgreve, R. B. J., Broere, W. y Waterman, D, Holanda.
- Plaxis 3D Foundation Versión 2, user manuals, 2007. PLAXIS b.v., editores: Brinkgreve, R. B. J. y Swolfs, W. M, Holanda.
- Poulos, H. G. y Davis, E. H., 1974. Elastic solutions for soil and rock mechanics, John Wiley & Sons, Inc. EUA: 40-49.
- Potts, D. M., Zdravkovic, L., 1999. Finite element analysis in geotechnical engineering, Thomas Telford, Gran Bretaña: 4-21, 55-89.
- Prandtl, L., 1921. Über die Eindringungsfestigkeit (Härte) plastischer baustoffe und festigkeit von schneiden, (On the penetrating strengths (hardness) of plastic construction materials and the strength of cutting edges), *Zeit. Math. Mech.*, 1(1):15-20.
- Qian, X., Koerner, R. M. y Gray, D. H., 2002. Geotechnical aspects of landfill design and construction, Prentice Hall, U.S.A, pp 5, 52-73, 86-90, 180-206, 508-514.
- Ramalho-Ortigao, J. A., Werneck, M. L. G., Lacerda, W. A., 1983. Embankment failure on clay near Rio de Janeiro, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 109(11):1460-1478.
- Rico, A., Moreno, P. G., García, A. G., 1969. Test embankment on Texcoco Lake, proc. VII International Congress of Soil Mechanics and Foundation, México, Vol. 2:669-676.
- Rico-Rodriguez, A. y Del Castillo, H., 1974. La ingeniería de suelos en las vías terrestres - carreteras, ferrocarriles y aeropistas, México, D.F. Limusa Noriega Editores, Vol.1:332.
- Robles, J. y Montaña, M. T., 2008. Acordarán CONAGUA y GDF cierre de Bordo Poniente, EL UNIVERSAL, 18 de enero, México.

Romo, M. P., Chen, J. H., Lysmer, J. y Seed H. B., 1980. PLUSH A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction, Report No. UCB/EERC-77/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.

Russell, D., Jones, V. y Dixon. N., 1998. Shear strength properties of geomembrane/geotextile interfaces, *Geotextiles and Geomembranes*, 16(1):45-71.

Sadat International, INC, Universidad de los Andes, Arthur D. Little, INC., 1997. Informe del diagnóstico geotécnico y ambiental de las causas del deslizamiento en el relleno sanitario de doña Juana, Bogotá, Diciembre.

Sánchez, M. I., 1999. Métodos para medir la evaporación y evapotranspiración, *Cuadernos Técnicos Sociedad Española de Geomorfología*, 3:36.

Santacruz, L. A., 2003. La basura inunda la ciudad de México, *Univisión Online*: <http://www.univision.com/content/content.jhtml?cid=221960>

Sarmiento-Bleicher, C., 2008. Información suministrada sobre la operación de la IV etapa del relleno sanitario del Bordo Poniente, Dirección Técnica de Desechos Sólidos/Dirección General de Servicios Urbanos/DDF.

Schanz, T., Vermeer, P. A., 1998. Special issue on pre-failure deformation behavior of geomaterials, *Géotechnique*, 48:383-387.

Scott, B. D., Park, R. y Priestley, M. J. N., 1982. Strain-stress behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, *ACI Journal*, enero-febrero, pp 13-15.

Seed, R. B., Mitchell, J. K. y Seed, H. B., 1990. Kettleman Hills waste landfill slope failure, II: stability analyses, *J Geotech Eng, ASCE*, 116(4):669-90.

Seed, R. B., Mitchell, J. K., Seed, H. B., 1998. Slope stability failure investigation: Landfill Unit B-19, Phase I-A, Chemical Waste Management, Inc. Facility, Kettleman Hills, CA, vol. I: Report of Investigation, University of California at Berkeley.

Shen, S., Chai, J., Hong, Z. y Cai, F., 2005. Analysis of field performance of embankments on soft clay deposit with and without PVD-improvement, *Geotextiles and Geomembranes*, 23:463-485.

Stark, T. D., Eid, H. T., Evans, W. D. y Sherry, P. E., 2000. Municipal solid waste slope failure – II: stability analysis, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 126(5):408-441

Secretaría de Obras y Servicios SOS – Dirección General de Servicios Urbanos DGSU., 2004. Manejo de residuos en el Distrito Federal, México, enero.

Shariatmadari, N., Lemos-Machado, S., Noorzad, A. y Karimpur-Fard, M., 2009. Municipal solid waste effective stress analysis, *Waste Management*, 29:2918-2930.

Sharma, J. S., Fleming, I. R. y Jogi, M. B., 2006. Measurement of unsaturated soil-geomembrane interface shear strength parameters, *Canadian geotechnical Journal*, 44(1):78.

Sheinbaum, P. C., Castillejos, S. M. y Rodríguez, G. D., 2003. Hacia la agenda XXI de la Ciudad de México – propuesta del Gobierno del D.F, México, pp 105-114.

Soderman, K. L. y Giroud, J. P., 1995. Relationships between uniaxial and biaxial stresses and strains in geosynthetics, *Geosynthetics International*, 2(2):495-504.

- Steffen, H., 1984. Report on Two Dimensional Strain Stress Behavior of Geomembranes With and Without Friction. In: Proceeding of the International Conference on Geomembranes, June 20-24, 1984, Denver, CO. Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, Vol. 1: 81-185.
- Suarez-Díaz, J., 1998. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Instituto de Investigación sobre Erosión y Deslizamientos, Ingeniería de Suelos Ltda., Colombia: 117-149.
- Suarez-Díaz, J., 2010. Deslizamientos: Análisis Geotécnico. Capítulo 12. Instrumentación y Monitoreo: www.erosion.com: 497-526.
- Tamez, E., Santoyo, E., Mooser, F. y Gutiérrez, C., 1987. Manual de Diseño Geotécnico, COVITUR, México D F, 1:9-12
- Tchobanoglous, G., Theisen, H. y Vigil, S., 1993. Integrated solid waste management, engineering principles and management issues, Irwin McGraw-Hill, Estados Unidos de America: 491-531.
- U.S. Army Corps of Engineers, 1995. Engineering and Design - Instrumentation of Embankment Dams and Levees – Chapter 4, EM 1110-2-1908: 19-23.
- U. S. Environmental Protection Agency EPA, 1998. Lining of Waste Containment and Other Impoundment Facilities. Chapter 4. Risk Reduction Engineering Laboratory Cincinnati OH, EPA/600/2-88/052 September.
- Valderrama-Atayupanqui, Y. V., 2012. Compresibilidad de suelos lacustres naturales y remodelados, tesis de doctorado, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Velasco, J. M., Alcántara, L. y Macías, M. A., 2005. Instalación de estaciones de acelerógrafos superficiales y de pozos profundos, toma de lecturas e interpretación de los resultados para conocer el comportamiento en condiciones sísmicas en el sitio de disposición final Bordo Poniente IV Etapa, ubicado en la zona federal del ex – lago de Texcoco, Instituto de Ingeniería UNAM, México, informe elaborado para T.G.C. Geotecnia S.A. de C.V.
- Velasco, J. M., Alcántara, L. y Macías, M. A., 2007. Operación y mantenimiento de la instrumentación sísmica en el relleno de desechos sólidos y en un área aledaña, en la zona del lago de Texcoco, informe final, Instituto de Ingeniería UNAM, informe elaborado para T.G.C. Geotecnia S.A. de C.V.
- Velasco, J. M., Alcántara, L. y Macías, M. A., 2008. Operación, mantenimiento preventivo y procesamiento de la información sísmica registrada en un relleno sanitario durante el periodo del 15 de marzo al 30 de noviembre de 2008, informe final, Instituto de Ingeniería UNAM, informe elaborado para T.G.C. Geotecnia S.A. de C.V.
- Velasco, J. M., Alcántara, L. y Macías, M. A., 2009. Operar y dar mantenimiento preventivo a la instrumentación acelerográfica instalada en el relleno de desechos sólidos y en un área aledaña, en la zona del lago de Texcoco. Operación y mantenimiento preventivo de la instrumentación acelerográfica durante el periodo del 1 de marzo al 30 de noviembre del 2009, informe final, Instituto de Ingeniería UNAM, informe elaborado para T.G.C. Geotecnia S.A. de C.V.
- Wilson, S. D., 1950. Small soil compaction apparatus duplicates field results record, Engineering News record, 145(18):34-36.
- Wesseloo, J., Visser, A. T. y Rust, E., 2004. A mathematical model for the strain-rate depend stress-strain response of HDPE geomembranes, Geotextiles and Geomembranes, 22:273-295.

Wheeler, S. J., Näätänen, A. Karstunen, M. Lojander, y Matti, 2003. An anisotropic elastoplastic model for soft clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 40(2):403–418.

ANEXO A

CRITERIOS DE ANÁLISIS PARA EL SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN

Basado en la resistencia a la tensión de los materiales geosintéticos que conforman el sistema de impermeabilización, la literatura propone criterios de análisis para escoger el espesor adecuado del material, predecir el comportamiento del sistema y diseñar el sistema de anclaje de la geomembrana (Qian *et al.*, 2002). Estos criterios se basan en el método del Equilibrio Límite y se describen a continuación.

A.1. FACTOR DE SEGURIDAD A LA FALLA POR TENSIÓN

El objetivo de este análisis es determinar la movilización de esfuerzos cortantes en la interfaz conformada por una geomembrana y otros materiales térreos. Esta movilización ocurre cuando la resistencia al cortante de la parte inferior de la interfaz de la geomembrana es menor que la parte superior. En el caso de la Cuarta Etapa del Bordo Poniente, en donde la parte superior de la interfaz está conformada por la geomembrana y un material granular y la parte inferior por el contacto entre el geosintético y la arcilla lacustre, la diferencia entre la resistencia al esfuerzo cortante, arriba y debajo de la interfaz, podría movilizar esfuerzos de tensión (Koerner y Hwu, 1991).

Para hacer este análisis, se consideran las variables que se presentan en la Figura A.1 (Qian *et al.*, 2002) y los valores de la resistencia al esfuerzo cortante de la geomembrana que se presentan en el Anexo B.

En donde,

τ_U : esfuerzo cortante entre la geomembrana y el suelo de cobertura (parte superior de la interfaz) (kPa),

τ_L : esfuerzo cortante entre la geomembrana y el suelo subyacente (parte inferior de la interfaz) (kPa),

W : peso total actuando en la geomembrana (kN),

L : longitud de la geomembrana (m),

w : ancho de la geomembrana (m),

β : ángulo de inclinación de fondo de la celda, en grados,

T : fuerza de tensión por unidad de ancho de la geomembrana (kN/m).

Cuando trabaja la geomembrana en un sistema de aislamiento, se pueden presentar tres escenarios distintos. El primero de ellos se presenta cuando $\tau_U = \tau_L$, en el cual la geomembrana trabaja en cortante puro, aspecto que no se presenta en sistemas de impermeabilización con geomembrana; el segundo escenario es cuando $\tau_U < \tau_L$, en el cual la geomembrana adquiere una resistencia al esfuerzo cortante mayor que τ_U y no se moviliza la diferencia de esfuerzo, $\tau_L - \tau_U$; finalmente, se puede presentar el caso en que $\tau_U > \tau_L$, en el cual la geomembrana trabaja con una resistencia al cortante igual a τ_L , lo cual genera la movilización de la diferencia de esfuerzo $\tau_U - \tau_L$ como una fuerza de tensión.

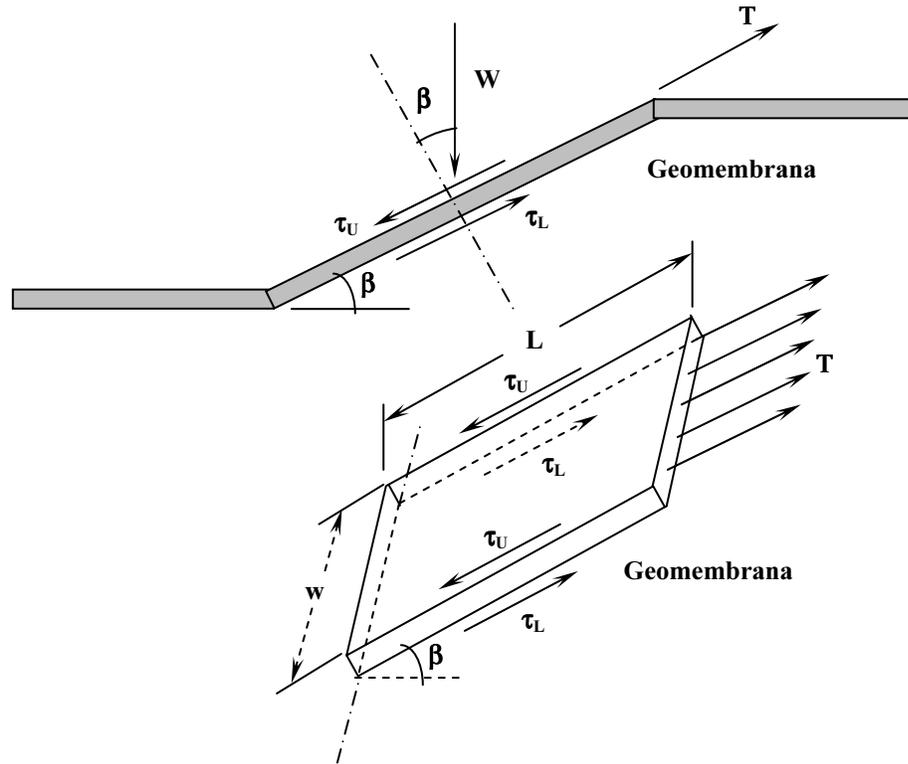


Figura A.1 Esfuerzos de tensión producidos en un sistema de impermeabilización con geomembrana

Para determinar la fuerza de tensión que debe soportar la geomembrana para evitar la movilización de esfuerzos cortantes, se parte del factor de seguridad contra deslizamiento, cuya ecuación se presenta a continuación.

$$(FS)_S = \frac{\text{Fuerza Resistente}}{\text{Fuerza Actuante}} = \frac{Tw + \tau_L * w * L}{\tau_U * w * L} \quad (\text{A.1})$$

En donde,

$(FS)_S$: factor de seguridad contra deslizamiento,

Tw : Fuerza de tensión total en la geomembrana (kN).

Este factor de seguridad toma valores entre cero y uno, cuando existe movilización de la resistencia al esfuerzo cortante.

Para la condición de equilibrio límite con $(FS)_S = 1$ se tiene que:

$$\tau_U * w * L = Tw + \tau_L * w * L \quad (\text{A.2})$$

$$Tw = \tau_U * w * L - \tau_L * w * L \quad (\text{A.3})$$

$$\frac{Tw}{w} = (\tau_U - \tau_L) * L \quad (\text{A.4})$$

$$T = (\tau_U - \tau_L) * L = \tau_U * L - \tau_L * L = S_U - S_L \quad (A.5)$$

En donde,

S_U : fuerza cortante por unidad de ancho de la parte superior de la interfaz (kN/m),

S_L : fuerza cortante por unidad de ancho entre la geomembrana de la parte inferior de la interfaz (kN/m).

Se considera entonces la fuerza cortante por unidad de ancho entre la geomembrana y el material adyacente “S” así:

$$S = C + N * \tan \delta \quad (A.6)$$

En donde,

$$N = \gamma_s * H * (L * \cos \beta) \quad (A.7)$$

$$C = c * L \quad (A.8)$$

Entonces,

$$S = c * L + \gamma_s * H * L * \cos \beta * \tan \delta \quad (A.9)$$

En donde,

S , es la fuerza cortante por unidad de ancho entre la geomembrana y el material adyacente (kN/m); C , es la fuerza de adhesión por unidad de ancho entre la geomembrana y el material adyacente (kN/m); δ , ángulo de fricción entre la geomembrana y el material adyacente en grados; c : adhesión entre la geomembrana y el material adyacente (kPa); N , la fuerza normal por unidad de ancho actuando en la geomembrana (kN/m); γ_s , es el peso específico del suelo sobre la geomembrana (kN/m³); y H , es el espesor del suelo sobre la geomembrana (m).

También se calcula la resistencia unitaria al esfuerzo cortante movilizada en las partes superior e inferior de la interfaz:

$$S_U = c_{aU} * L + \gamma_s * H * L * \cos \beta * \tan \delta_U \quad (A.10)$$

$$S_L = c_{aL} * L + \gamma_s * H * L * \cos \beta * \tan \delta_L \quad (A.11)$$

En donde: S_U , es la fuerza cortante por unidad de ancho en la parte superior de la interfaz (kN/m); S_L , es la fuerza cortante por unidad de ancho en la parte inferior de la interfaz (kN/m); C_{aU} , es la adhesión de la parte superior de la interfaz (kN/m²); C_{aL} , es la adhesión en la parte inferior de la interfaz (kN/m²); δ_U , es el ángulo de fricción de la parte superior de la interfaz, en grados; y δ_L , es el ángulo de fricción de la parte inferior de la interfaz, en grados.

Entonces la fuerza movilizada o fuerza de tensión producida en la geomembrana es la diferencia entre las fuerzas cortantes de las partes superior e inferior de interfaz.

$$T_{pro} = (S_U - S_L) = [(c_{aU} - c_{aL}) + \gamma_s * H * \cos \beta * (\tan \delta_U - \tan \delta_L)] * L \quad (A.12)$$

Para calcular el factor de seguridad a la tensión se considera la fuerza de tensión permitida, T_{per} , que corresponde a la resistencia a la rotura obtenida a partir de ensayos de tensión uniaxial o

biaxial, dado que estas pruebas arrojan resultados similares de resistencia (Soderman y Giroud, 1995).

La fuerza de tensión permitida es:

$$T_{per} = \sigma_{per} * t \quad (A.13)$$

Entonces la expresión para el factor de seguridad a la falla por tensión de la geomembrana es:

$$(FS)_T = T_{per} / T_{Pro} \quad (A.14)$$

En donde,

$(FS)_T$: factor de seguridad de la geomembrana a la tensión,

T_{Pro} : fuerza de tensión producida en la geomembrana por unidad de ancho (kN/m),

T_{per} : fuerza de tensión permitida por unidad de ancho (kN/m),

σ_{per} : esfuerzo de tensión permitido en la geomembrana (kN/m²),

t : espesor de la geomembrana (m).

A.2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ANCLAJE PARA UNA GEOMEMBRANA

En la Figura A.2 se observa un anclaje típico para una geomembrana, el cual debe tener una longitud de terminado adecuada L_{Ter} y un anclaje tipo zanja, cubierto por suelo compactado. A continuación se presenta la deducción de la ecuación para calcular la longitud de terminado de la geomembrana (Qian *et al.*, 2002).

Haciendo una suma de fuerzas de acuerdo a la Figura A.2, se tiene:

De la sumatoria de fuerzas verticales, se obtienen:

$$\sum F_V = 0, \quad T * \text{sen}\beta = 0.5 * V_{Gm} * L_{Ter} \quad (A.15)$$

$$q_U = q_B = \gamma_S * d_{CS}, \quad V_{Gm} = \frac{2 * T * \text{sen}\beta}{L_{Ter}} \quad (A.16)$$

De la sumatoria de fuerzas horizontales, se tiene:

$$\sum F_H = 0, \quad T * \text{cos}\beta = (F_{Ter})_A + (F_{Ter})_D \quad (A.17)$$

La fuerza de fricción arriba del terminado de la geomembrana esta dado por:

$$(F_{Ter})_A = q_A * L_{Ter} * \tan \delta_C \quad (A.18)$$

Tomando en cuenta que $(F_{Ter})_A$ es despreciable en el siguiente análisis, se tiene la expresión para la fuerza de tensión en la geomembrana adecuada, la cual se calcula variando la longitud de terminado de la geomembrana:

$$(F_{Ter})_D = (q_D + 0.5 * V_{Gm}) * L_{Ter} * \tan \delta_C \quad (A.19)$$

$$(F_{Ter})_D = [q_D + 0.5 * (2 * T * \text{sen}\beta / L_{Ter})] * L_{Ter} * \tan \delta_C \quad (A.20)$$

$$T * \cos \beta = q_D * L_{Ter} * \tan \delta_C + T * \text{sen} \beta * \tan \delta_C \quad (\text{A.21})$$

$$T * (\cos \beta - \text{sen} \beta * \tan \delta_C) = \gamma_S * d_{sc} * L_{Ter} * \tan \delta_C \quad (\text{A.22})$$

$$T = \frac{\gamma_S * d_{sc} * L_{Ter} * \tan \delta_C}{\cos \beta - \text{sen} \beta * \tan \delta_C} \quad (\text{A.23})$$

En donde:

T : fuerza de tensión en la geomembrana por unidad de ancho (kN),

V_{Gm} : fuerza vertical producida por la fuerza de la geomembrana (kN),

L_{Ter} : longitud de terminado de la geomembrana (m),

δ_C : ángulo de fricción entre la geomembrana y el suelo subyacente (grados),

γ_S : peso volumétrico del suelo de cobertura (kN/m³),

d_{sc} : profundidad del suelo de cobertura (m),

β : ángulo de inclinación de la geomembrana, medido con respecto a la horizontal (grados).

Para efectos de diseño se debe realizar las siguientes verificaciones:

$$\sigma_{Per} = \sigma_{ult} / FS \quad (\text{A.24})$$

$$T_{Per} = \sigma_{Per} * t \quad (\text{A.25})$$

En donde,

t : espesor de la geomembrana (m),

σ_{ult} : esfuerzo último de la geomembrana (kN/m²),

FS : factor de seguridad basado en la resistencia de la geomembrana,

σ_{per} : esfuerzo permitido de la geomembrana (kN/m²),

T_{per} : fuerza permitida en la geomembrana por unidad de ancho (kN).

El diseño del anclaje para la geomembrana que se coloca después de la longitud de terminado como se muestra en la Figura A.3.a, se realiza utilizando las siguientes expresiones (Qian *et al.*, 2002).

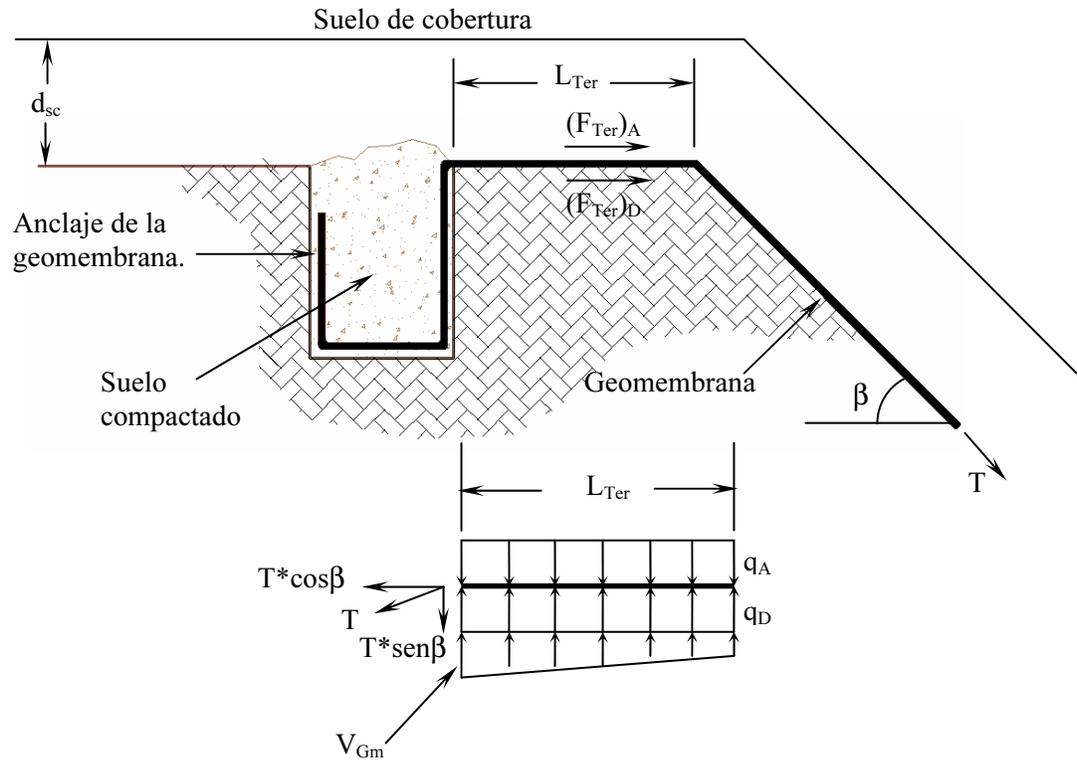


Figura A.2 Esquema de terminación de la geomembrana

Para establecer un equilibrio estático del sistema de la Figura A.3.a, se asume una polea de fricción imaginaria en la parte superior de la trinchera, lo que permite que se la geomembrana se considere como un miembro continuo a lo largo de su longitud.

$$\sum F_V = 0, \quad T * \text{sen}\beta = 0.5 * V_{Gm} * L_{Ter} \quad (\text{A.26})$$

$$q_B = \gamma_S * d_{CS} \quad (\text{A.27})$$

La fuerza lateral de la tierra que actúa a ambos lados de la geomembrana en contacto con el borde de la trinchera es:

$$P_{Izq} = P_{Der} = Ko * g_S * (d_{sc} + 0.5 * d_{trin}) * d_{Trin} \quad (\text{A.28})$$

La fuerza vertical que se produce en la geomembrana es:

$$V_{Gm} = \frac{2 * T * \text{sen}\beta}{L_{Ter}} \quad (\text{A.29})$$

De la sumatoria de fuerzas horizontales se tiene:

$$\sum F_H = 0, \quad T * \cos \beta = (F_{Ter})_D + (F_{Trin})_{Izq} + (F_{Trin})_{Der} \quad (\text{A.30})$$

La fuerza de fricción arriba del terminado de la geomembrana esta dado por:

$$(F_{Ter})_D = q_D * L_{Ter} * \tan \delta_C + 0.5 * V_{Gm} * L_{Ter} * \tan \delta_C \quad (A.31)$$

$$= q_D * L_{Ter} * \tan \delta_C + 0.5 * (2 * T * \text{sen} \beta / L_{Ter}) * L_{Ter} * \tan \delta_C$$

$$(F_{Ter})_D = q_D * L_{Ter} * \tan \delta_C + T * \text{sen} \beta * \tan \delta_C \quad (A.32)$$

Como $q_D = \gamma_S * d_{sc}$, la fuerza de fricción debajo de la longitud de terminado de la geomembrana es:

$$(F_{Ter})_D = \gamma_S * d_{sc} * L_{Ter} * \tan \delta_C + T * \text{sen} \beta * \tan \delta_C \quad (A.33)$$

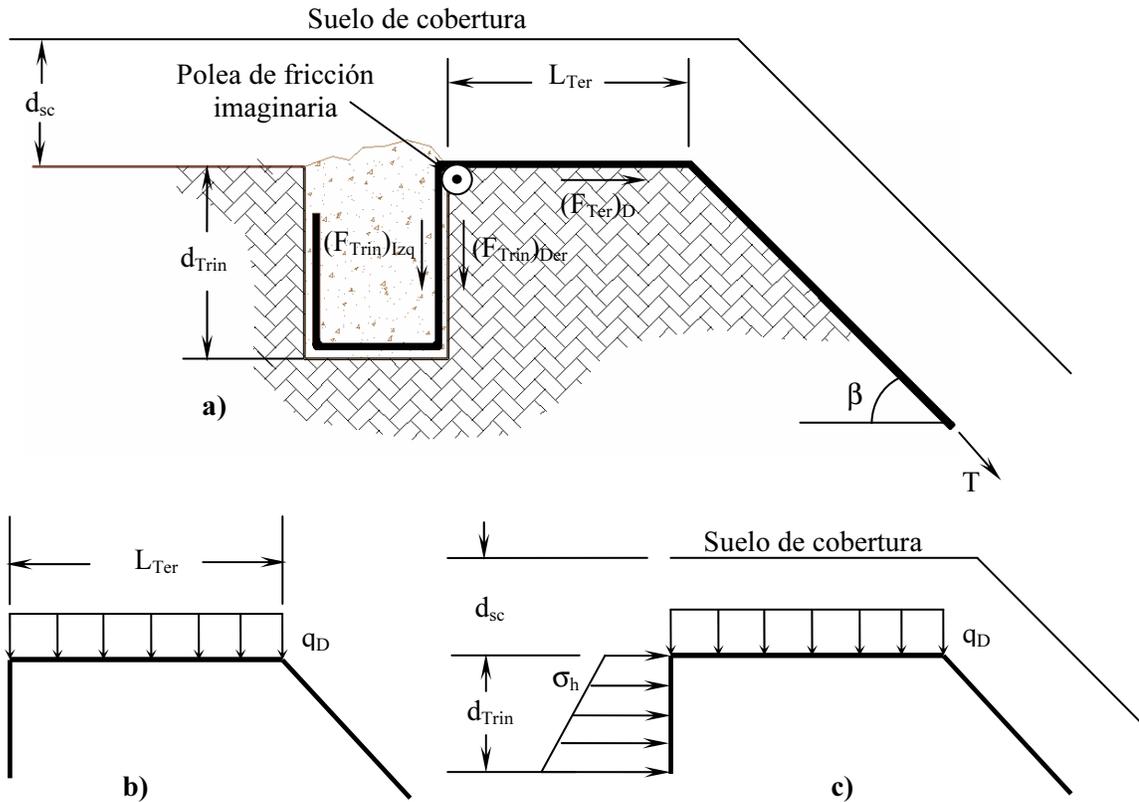


Figura A.3 Esquema de anclaje de la geomembrana

La fuerza de fricción laterales a la izquierda y derecha de la geomembrana son:

$$(F_{Trin})_{Izq} = (\sigma_h)_{medio} * d_{Trin} * \tan \delta_F \quad (A.34)$$

$$(F_{Trin})_{Der} = (\sigma_h)_{medio} * d_{Trin} * \tan \delta_C \quad (A.35)$$

Además,

$$(\sigma_h)_{medio} = K_o * (\sigma_v)_{medio} = (1 - \text{sen}\phi) * \gamma_S * (d_{sc} + 0.5 * d_{Trin}) \quad (\text{A.36})$$

Entonces,

$$(F_{Trin})_{Izq} = (1 - \text{sen}\phi) * \gamma_S * (d_{sc} + 0.5 * d_{Trin}) * d_{Trin} * \tan \delta_F \quad (\text{A.37})$$

$$(F_{Trin})_{Der} = (1 - \text{sen}\phi) * \gamma_S * (d_{sc} + 0.5 * d_{Trin}) * d_{Trin} * \tan \delta_C \quad (\text{A.38})$$

Sustituyendo las Ecuaciones A.33, A.37 y A.38 en la Ecuación A.30, se tiene:

$$T * (\cos \beta - \text{sen}\beta * \tan \delta_C) = \gamma_S * d_{sc} * L_{Ter} * \tan \delta_C + (1 - \text{sen}\phi) * \gamma_S * (d_{sc} + 0.5 * d_{Trin}) * d_{Trin} * (\tan \delta_F + \tan \delta_C) \quad (\text{A.39})$$

$$T = \frac{\gamma_S * d_{sc} * L_{Ter} * \tan \delta_C + K_o * (\sigma_v)_{medio} * d_{Trin} * (\tan \delta_F + \tan \delta_C)}{(\cos \beta - \text{sen}\beta * \tan \delta_C)} \quad (\text{A.40})$$

Cuando $\delta_C = \delta_F = \delta$ entonces:

$$T = \frac{\gamma_S * d_{sc} * L_{Ter} * \tan \delta + 2K_o * (\sigma_v)_{medio} * d_{Trin} * \tan \delta}{(\cos \beta - \text{sen}\beta * \tan \delta_C)} \quad (\text{A.41})$$

En donde:

T : fuerza de tensión en el anclaje de la geomembrana por unidad de ancho (kN),

$(F_{Ter})_D$: fuerza de fricción debajo de la longitud de terminado de la geomembrana (kN),

$(F_{Trin})_{Der}$: Fuerza de fricción entre el lado derecho de la geomembrana y el suelo subyacente (kN),

$(F_{Trin})_{Izq}$: Fuerza de fricción entre el lado izquierdo de la geomembrana y el suelo de relleno de la trinchera (kN),

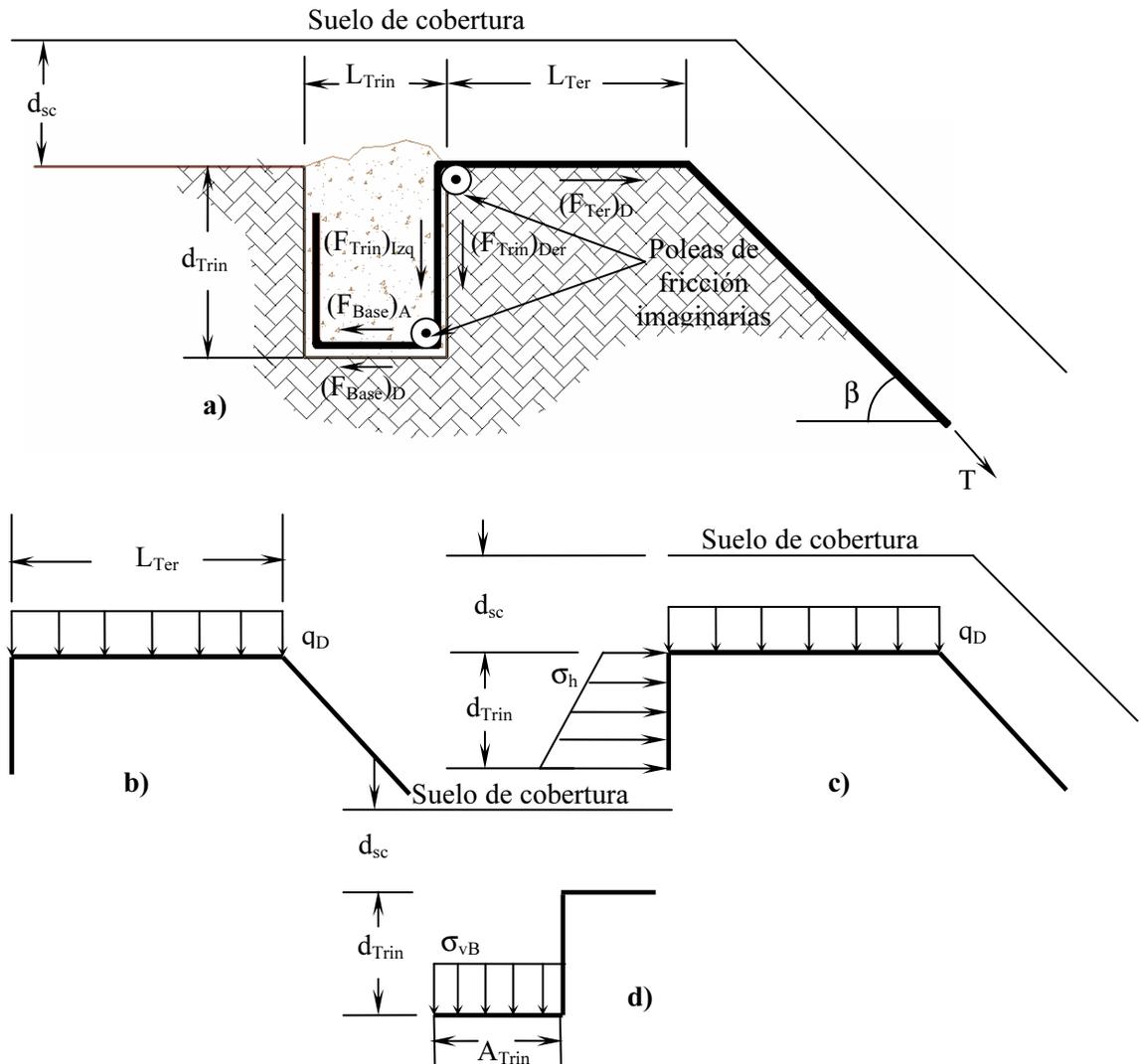


Figura A.4 Esquema para el cálculo del ancho de la trinchera de anclaje para la geomembrana

$(\sigma_h)_{medio}$: esfuerzo horizontal medio en el anclaje (kN/m^2),

$(\sigma_v)_{medio}$: esfuerzo vertical medio en el anclaje (kN/m^2),

d_{Trin} : profundidad media de la trinchera de anclaje (m),

K_0 : coeficiente de empuje de tierra en reposo,

L_{Ter} : longitud de terminado de la geomembrana (m),

d_{sc} : espesor del suelo de cobertura (m),

γ_s : peso volumétrico del suelo de cobertura y de relleno de la trinchera (kN/m^3),

ϕ : ángulo de fricción interna de suelo de relleno de la trinchera (grados),

δ_C : ángulo de fricción entre la geomembrana y el suelo subyacente (grados),

δ_F : ángulo de fricción entre la geomembrana y el suelo de relleno de la trinchera (grados),

δ : ángulo de fricción entre la geomembrana y el suelo (grados),

β : ángulo de inclinación de la geomembrana, medido con la horizontal (grados).

Para completar la trinchera, se debe calcular el ancho de la trinchera que será cubierto por la geomembrana en su anclaje de acuerdo a lo planteado en la Figura A.4 (Qian *et al.*, 2002).

Para establecer un equilibrio estático del sistema de la Figura A.4.a, se asumen dos poleas de fricción imaginaria, en la parte superior y en la base de la trinchera, lo que permite que se la geomembrana se considere como un miembro continuo a lo largo de su longitud.

De la sumatoria de fuerzas horizontales se tiene:

$$\sum F_H = 0, \quad T * \cos \beta = (F_{Ter})_D + (F_{Trin})_{Izq} + (F_{Trin})_{Der} + (F_{Base})_A + (F_{Base})_D \quad (\text{A.42})$$

La fuerza de fricción entre la geomembrana y el suelo subyacente en la base de la trinchera es:

$$(F_{Base})_D = \sigma_{vB} * L_{Trin} * \tan \delta_C \quad (\text{A.43})$$

La fuerza de fricción entre la geomembrana y el suelo que rellena la trinchera es:

$$(F_{Base})_A = \sigma_{vB} * L_{Trin} * \tan \delta_F \quad (\text{A.44})$$

Se tiene que $\sigma_{vB} = \gamma_S * (d_{sc} + d_{Trin})$, entonces:

$$(F_{Base})_D = \gamma_S * (d_{sc} + d_{Trin}) * L_{Trin} * \tan \delta_C \quad (\text{A.45})$$

$$(F_{Base})_A = \gamma_S * (d_{sc} + d_{Trin}) * L_{Trin} * \tan \delta_F \quad (\text{A.46})$$

Sustituyendo las Ecuaciones A.33, A.37, A.38, A.45 y A.46 en la Ecuación A.42, se tiene:

$$T * (\cos \beta - \text{sen} \beta * \tan \delta_C) = \gamma_S * d_{sc} * L_{Ter} * \tan \delta_C + \gamma_S (\tan \delta_F + \tan \delta_C) [(1 - \text{sen} \phi) * (d_{sc} + 0.5 * d_{Trin}) * d_{Trin} + L_{Trin} (d_{sc} + d_{Trin})] \quad (\text{A.47})$$

Entonces,

$$T = \frac{\gamma_S * d_{sc} * L_{Ter} * \tan \delta_C + \gamma_S (\tan \delta_F + \tan \delta_C) [(1 - \text{sen} \phi) * (d_{sc} + 0.5 * d_{Trin}) * d_{Trin} + L_{Trin} (d_{sc} + d_{Trin})]}{(\cos \beta - \text{sen} \beta * \tan \delta_C)} \quad (\text{A.48})$$

$$T = \frac{q_B * L_{Ter} * \tan \delta_C + (\tan \delta_F + \tan \delta_C) * [K_o * (\sigma_v)_{medio} * d_{Trin} + \sigma_{vB} L_{Trin}]}{(\cos \beta - \text{sen} \beta * \tan \delta_C)} \quad (A.49)$$

Cuando $\delta_C = \delta_F = \delta$ entonces:

$$T = \frac{q_B * L_{Ter} * \tan \delta + 2 \tan \delta * [K_o * (\sigma_v)_{medio} * d_{Trin} + \sigma_{vB} L_{Trin}]}{(\cos \beta - \text{sen} \beta * \tan \delta_C)} \quad (A.50)$$

En donde:

T : fuerza de tensión en el anclaje de la geomembrana por unidad de ancho (kN),

$(F_{Ter})_D$: fuerza de fricción debajo de la longitud de terminado de la geomembrana (kN),

$(F_{Trin})_{Der}$: fuerza de fricción entre el lado derecho de la geomembrana y el suelo subyacente (kN),

$(F_{Trin})_{Izq}$: fuerza de fricción entre el lado izquierdo de la geomembrana y el suelo de relleno de la trinchera (kN),

$(F_{Base})_A$: fuerza de fricción entre la geomembrana y el suelo subyacente

$(\sigma_h)_{medio}$: esfuerzo horizontal medio en el anclaje (kN/m²),

$(\sigma_v)_{medio}$: esfuerzo vertical medio en el anclaje (kN/m²),

d_{Trin} : profundidad media de la trinchera de anclaje (m),

K_o : coeficiente de empuje de tierra en reposo,

L_{Ter} : longitud de terminado de la geomembrana (m),

d_{sc} : espesor del suelo de cobertura (m).

γ_s : peso volumétrico del suelo de cobertura y de relleno de la trinchera (kN/m³),

ϕ : ángulo de fricción interna de suelo de relleno de la trinchera (grados),

δ_C : ángulo de fricción entre la geomembrana y el suelo subyacente (grados),

δ_F : ángulo de fricción entre la geomembrana y el suelo de relleno de la trinchera (grados),

δ : ángulo de fricción entre la geomembrana y el suelo (grados),

β : ángulo de inclinación de la geomembrana, medido con la horizontal (grados).

A.3. CÁLCULO DE LA VELOCIDAD DE FILTRACIÓN A TRAVÉS DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

A continuación se presenta la metodología para el cálculo de la filtración en los tres tipos más comunes de aislamiento de fondo usado en rellenos sanitarios: aislamiento de arcilla compactada, aislamiento con geomembrana y aislamiento combinado arcilla compactada – geomembrana.

Para el aislamiento con arcilla compactada se utiliza la ley de Darcy:

$$Q = k_s * i * A \quad (A.51)$$

En donde:

Q : gasto a través del aislamiento (m^3/s),

k_s : conductividad hidráulica del suelo (m/s),

i : gradiente hidráulico,

A : área a través de la cual ocurre el flujo (m^2).

El gradiente hidráulico se calcula mediante la siguiente ecuación cuando no hay succión:

$$i = (h + D) / D \quad (A.52)$$

En donde:

i : gradiente hidráulico,

h : altura del lixiviado sobre la capa de aislamiento,

D : espesor del suelo de cobertura.

En el caso de un aislamiento con geomembrana, el gasto se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = C_b * a * (2 * g * h)^{0.5} \quad (A.53)$$

En donde:

Q : gasto a través de la geomembrana (m^3/s),

C_b : coeficiente de flujo que tiene un valor aproximado de 0.6 para un orificio circular,

a : área del orificio circular en la geomembrana (m^2),

g : aceleración de la gravedad ($9.81 m/s^2$),

h : altura del líquido sobre el sistema de aislamiento (m).

En los sistemas combinados de arcilla compactada y geomembrana, como en aislamientos más sencillos, se debe considerar la inclinación del sistema para determinar la altura del líquido sobre el aislamiento de la siguiente manera:

$$h = D * \cos \beta \quad (A.54)$$

En donde,

h : altura del líquido sobre el aislamiento (m),

D : espesor del suelo sobre el aislamiento (m),

β : el ángulo de inclinación del sistema.

Para el cálculo del gasto a través de un orificio en la geomembrana, se deben considerar dos condiciones (Giroud y Bonaparte, 1989). La primera de ellas es cuando hay un buen contacto entre la geomembrana y la arcilla compactada, es decir con la menor cantidad posible de ondulaciones y arrugas, para lo cual el gasto se calcula con la siguiente expresión:

$$Q = 0.21 * a^{0.1} * h^{0.9} * k_s^{0.74} \quad (A.55)$$

El gasto para la segunda condición con un contacto deficiente entre la geomembrana y la arcilla compactada, se calcula de la siguiente manera:

$$Q = 1.15 * a^{0.1} * h^{0.9} * k_s^{0.74} \quad (A.56)$$

En donde:

Q : caudal a través de un orificio en la geomembrana (m^3/s),

a : área del orificio circular en la geomembrana (m^2),

h : altura del líquido sobre la geomembrana (m),

k_s : conductividad hidráulica de la arcilla compactada (m/s).

ANEXO B

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DE LA INTERFAZ GEOMEMBRANA HDPE - OTROS MATERIALES

En sistemas de aislamiento con geomembrana se debe considerar el comportamiento de las distintas interfaces en las condiciones particulares del sitio, como son el estado de esfuerzos, la resistencia al cortante pico y residual, las variaciones de temperatura y el contenido de humedad (Qian *et al.*, 2002).

En la determinación de las propiedades de una interfaz, es necesario realizar pruebas de corte directo. En estas se realizan tres ensayos variando el esfuerzo normal aplicado, de acuerdo a las normas ASTM D5321 y ASTM D6243. De acuerdo a las condiciones del sitio, se fija un valor medio del esfuerzo normal, un valor más bajo y otro superior y se construyen gráficas de esfuerzo cortante contra desplazamiento, como las de la Figura B.1. De cada curva, se obtiene un esfuerzo cortante máximo (τ_p) y un esfuerzo cortante residual (τ_r), que junto con los valores correspondientes de esfuerzo normal, se construye el diagrama de esfuerzos de Mohr-Coulomb (Figura B.2), de donde se obtienen los ángulos de fricción de la interfaz pico y residual, δ_p y δ_r , y la adherencia entre las superficies, pico y residual α_p y α_r .

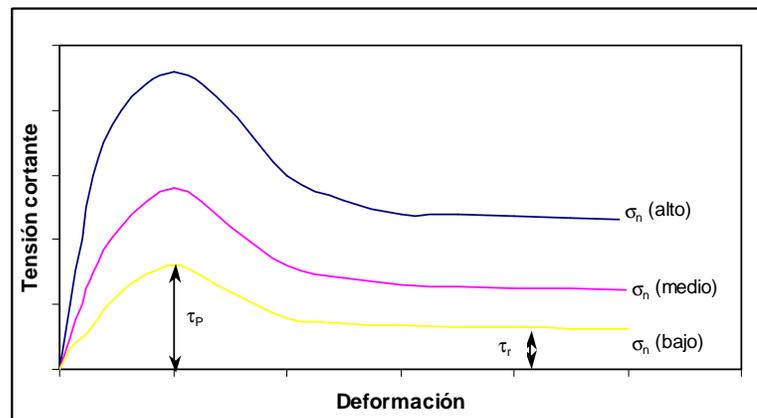


Figura B.1 Datos del ensayo de corte directo

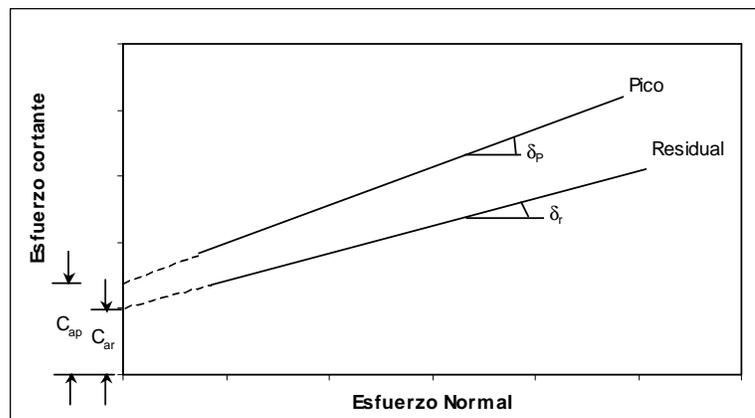


Figura B.2 Diagrama de esfuerzos de Mohr – Coulomb

La resistencia al cortante de interfaces se expresa como una función del esfuerzo normal de acuerdo al criterio de Mohr-Coulomb modificado (Dixon *et al*, 1998):

$$\tau_f = \alpha' + \sigma' \tan \delta' \quad (\text{B.1})$$

En donde: σ' , es el esfuerzo efectivo normal actuando en la interfaz; δ' , es el ángulo de fricción de la interfaz; α' , es la cohesión aparente; y τ_f , es la resistencia al cortante en la interfaz. También se expresa en términos de los esfuerzos pico y residual con las siguientes expresiones:

$$\tau_p = \alpha_p + \sigma_n * \tan \delta_p \quad (\text{B.2})$$

$$\tau_r = \alpha_r + \sigma_n * \tan \delta_r \quad (\text{B.3})$$

Con respecto a la resistencia al esfuerzo cortante de las geomembrana HDPE, las de acabado texturizado tienen un mejor comportamiento en la interfaz con otros materiales, ya que proporcionan mayor ángulo de fricción en el contacto. A continuación se presentan datos reportados por distintas investigaciones.

En la Tabla B.1 se puede observar las propiedades del contacto entre geomembranas texturizadas y otros materiales (US EPA, 1998). La condición más desfavorable se presenta cuando la geomembrana entra en contacto directo con una capa de arena drenante dado que la cohesión es mínima. El mejor condición es cuando se presenta el contacto Geomembrana – Arcilla compactada. Las geomembranas lisas tienen menores ángulos de fricción en la interfaz que las texturizadas (Tabla B.2), aspecto que causa un comportamiento problemático en rellenos sanitarios construidos en ladera.

Tabla B.1 Propiedades del contacto entre una geomembrana texturizada y otros materiales

Superficie de la geomembrana texturizada contra	Ángulo de fricción	Cohesión (kN/m ²)
Arena	37°	1.2
Arcilla	29°	7.2
Geotextil no tejido	32°	2.6

Tabla B.2 Propiedades del contacto entre una geomembrana lisa y otros materiales (Martin *et al.*, 1984)

Superficie de la Geomembrana lisa contra	Ángulo de fricción
Arena drenante ($\phi=30^\circ$)	18°
Arena de Ottawa 20/30 ($\phi=28^\circ$)	18° *21.3° **21.0
Arena de esquisto micáceo ($\phi=26^\circ$)	17°
Geotextil no tejido	8°
Arena fina uniforme	*27.9°
Micro cristales de vidrio	*10.8°
Arena limosa ($\phi=31^\circ$)	**21.4°

Fuente: *Dove y Frost, 1999. **Fleming *et al.*, 2006

Rusell *et al.* (1998) realizó mediciones usando un aparato de corte directo de 0.3 m de lado, en geomembranas lisas y texturizadas, en contacto con geotextiles y suelos granulares. Los resultados se muestran en la Tabla B.3.

Tabla B.3 Propiedades de la interfaz que forman las geomembranas HDPE lisa y texturizada en contacto con geotextil y suelo granular

Interfaz	δ_p'	α_p' (kPa)	δ_r'	α_r' (kPa)
G HDPE Lisa – Geotextil – Suelo granular	7.7°	0.8	6.2	Despreciable
G HDPE Texturizada – Geotextil – Suelo granular	24.5° – 25.9°	5.9 – 3.9	10.7° – 11.5°	4.1 – 3.7

δ_p' : ángulo de fricción pico, δ_r' : ángulo de fricción residual, α_p' : resistencia a la cohesión pico, α_r' : resistencia a la cohesión residual

Otra investigación de este tipo la realizó Fleming *et al.* (2006) en la cual se efectuaron pruebas de corte directo para estudiar la resistencia al cortante de la interfaz entre geomembranas HDPE lisas y suelos granulares, mediante un equipo diseñado para interfaces (Sharma *et al.*, 2006). Los resultados de ángulos de fricción y resistencia a la cohesión en la interfaz en términos de los esfuerzos efectivos y totales se presentan en la Tabla B.4.

Tabla B.4. Propiedades de la interfaz que forma la geomembrana HDPE lisa en contacto con materiales granulares

Suelo	s (mm/hr)	δ_p	α_p (kPa)	δ_p'	α_p' (kPa)	δ_r	α_r (kPa)	δ_r'	α_r' (kPa)
Condición saturada									
Arena limosa	3	14.1°	1.95	13.8°	2.48	13.4°	1.64	13.6°	1.67
Arena limosa	12	15.4°	1.96	15.8°	2.26	13.5°	0.88	13.7°	0.90
Arena de Ottawa	12	21.0°	2.52	21.2°	2.59	18.4°	2.95	18.3°	3.15
Condición a humedad natural									
Arena limosa	3	21.4°	2.41	23.6°	-3.11	20.3°	1.81	22.2°	-3.99
Arena limosa	12	22.4°	3.01	25.1°	-2.38	20.9°	2.30	25.9°	-6.03
Arena-bentonita 6%	3	19.8°	2.8	21.7°	-5.6	19.2°	2.30	21.30°	-7.20
Arena-bentonita 6%	12	21.1°	2.43	21.5°	-5.6	16.6°	3.57	17.6°	-4.00

δ_p : ángulo de fricción efectivo pico, δ_r' : ángulo de fricción efectivo residual, α_p' : resistencia a la cohesión efectiva pico, α_r' : resistencia a la cohesión efectiva residual, δ_p : ángulo de fricción total pico, δ_r : ángulo de fricción total residual, α_p : resistencia a la cohesión total pico, α_r : resistencia a la cohesión total residual

Para el caso de interfaces con arcilla, Bergado *et al.* (2006) realizó pruebas de corte directo para estudiar la interfaz Geomembrana HPDE lisa de 1.5mm de espesor en contacto con arcilla compactada, y las comparó con las obtenidas por otros investigadores: Orman (1994), Fishman y Pal (1994), Manassero *et al.* (1996), Koutsourais *et al.* (1991) y Mitchel *et al.* (1990). En la Tabla B.5 se presenta en resumen de estos resultados.

Tabla B.5. Propiedades de la interfaz que forma la Geomembrana HDPE lisa en contacto con arcilla compactada $\gamma_i=17.55$ kN/m³, humedad óptima $w=15\%$ y resistencia a la cohesión de 46.5kPa

δ_p	Condición seca				Condición húmeda			
	δ_r (a 0.05 m)	Valores previos		δ_p	δ_r (a 0.05 m)	Valores previos		
		δ_p	δ_r			δ_p	δ_r	
10.54°	9.28°	5° a 14°	5° a 14°	8.2°	8.2°	5° a 9°	5° a 9°	

Otro estudio de este tipo lo reportó Chang (2005), en el cual se usó un equipo de corte directo a gran escala con una caja de 0.3 m de lado. En estas pruebas se encontraron para desplazamientos entre 0.025 y 0.075 m, una resistencia al cortante pico de 44.5 kPa y una resistencia residual entre 32 y 34 kPa, correspondiente a un ángulo de fricción de 1.26° y una cohesión de 23.2 kPa. En equipos de corte directo convencionales se encontró una resistencia al cortante pico mayor, 48 kPa y una residual de 43.1 kPa.

En investigaciones sobre la arcilla del valle de México, se hicieron mediciones de resistencia al esfuerzo cortante en las interfaces arcilla-arcilla, arcilla-concreto y arcilla-plástico usando un equipo convencional de corte directo. En la Tabla B.6 se presenta un resumen de los resultados obtenidos por Cuanalo-Campos (1993).

Tabla B.6. Resistencia al esfuerzo cortante para la interfaz que forma la arcilla del Valle de México en contacto con otros materiales

Tipo de prueba	e_i	γ_m (kN/m ³)	σ_v (kPa)	τ_{max} (kPa)	a
Arcilla - Arcilla	8.8-6.5	11.7 – 11.9	57.0 - 76.0	35.1 – 100.0	1.0
Arcilla - Concreto	8.3 – 8.4	11.9 – 11.2	57.0 – 76.0	37.9 – 87.1	1.08 – 0.87
Arcilla – Plástico - Concreto	7.4 – 6.1	11.5 – 11.7	50.0 – 150.0	33.0 – 71.0	0.43 – 0.75
Arcilla –Plásticos* - Concreto	6.3 – 5.5	11.9 – 11.8	50.0 – 150.0	9.0 – 15.0	0.12 – 0.16

*Interfaz con dos láminas plásticas

e_i : relación de vacíos, γ_m : peso específico de la muestra, σ_v : esfuerzo vertical aplicado, τ_{max} : esfuerzo cortante máximo, a : coeficiente de adherencia (resistencia no drenada de la interfaz dividida la resistencia no drenada de la arcilla)