



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA

## EVALUACIÓN DE LA SEGURIDAD DEL RELLENO DE DESECHOS SÓLIDOS DE LA IV ETAPA DEL BORDO PONIENTE

**T E S I S**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**MAESTRO EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA  
P R E S E N T A :

**MARÍA DEL CARMEN CABRERA VELAZQUEZ**



TUTOR:  
**DOCTOR EFRAÍN OVANDO SHELLEY**

MÉXICO, D.F. JUNIO DE 2009



**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. RAÚL FLORES BERRONES  
Secretario: DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD  
Vocal: DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY  
1<sup>er</sup>. Suplente: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO  
2<sup>do</sup>. Suplente: DR. VENANCIO TRUEBA LÓPEZ

Lugar donde se realizó la tesis:  
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

---

DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY

---



## **DEDICATORIA**

A Dios por darme fortaleza en los momentos más difíciles.

A mis padres y hermanos quienes con su amor y apoyo logre llegar hasta aquí y a quienes debo lo que soy.

A mi esposo por su amor, comprensión y apoyo.

A mi bebe porque estuvo conmigo en todo momento y por ser mi más grande motivación ahora y siempre.

A mis compañeros de generación (Dalia, Salvador, Omar, Cata, Alejandro y Eduardo) por el tiempo que pasamos juntos.





## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco de manera especial, el apoyo brindado por parte del Instituto de Ingeniería, UNAM, al darme la oportunidad de realizar este trabajo de grado en sus instalaciones y por brindarme los medios necesarios al incorporarme como becaria.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, al Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM y al CONACYT por abrirme sus puertas y apoyarme para continuar con mi preparación profesional.

Al Dr. Efraín Ovando Shelley por su apoyo incondicional, por los conocimientos compartidos, por su tiempo pero sobre todo por la paciencia para poder terminar esta tesis.

A cada uno de los integrantes del jurado: Dr. Raúl Flores Berrones, Dr. Gabriel Auvinet Guichard, Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino y Dr. Venancio Trueba López, por sus comentarios y aportes durante la revisión de esta tesis.

Al M en I Juan Félix Rodríguez Rebolledo, por su tiempo, conocimiento y experiencia compartida para la realización de esta tesis.

A la empresa TGC Geotecnia, por toda la información proporcionada, especialmente a los ingenieros Rene Contreras y Mario Trigo Lara.

A las personas que me apoyaron con algunos comentarios y trabajos en el desarrollo de este trabajo (Valentín Alvarado y Luís Flores).

A todos los profesores por su formación académica.

---



## CONTENIDO

---

### ÍNDICE

#### LISTA DE FIGURAS

#### LISTA DE TABLAS

<b>1</b>	<b><u>INTRODUCCIÓN.....</u></b>	<b><u>08</u></b>
1.1	Antecedentes.....	08
1.2	Objetivos.....	09
1.3	Alcance.....	09
<b>2</b>	<b><u>CARACTERÍSTICAS DEL BORDO PONIENTE IV ETAPA .....</u></b>	<b><u>10</u></b>
2.1	Localización.....	10
2.2	Generalidades.....	11
<b>3</b>	<b><u>TERRAPLÉN DE PRUEBA .....</u></b>	<b><u>19</u></b>
3.1	Condiciones geotécnicas.....	19
3.1.1	Zonificación geotécnica.....	19
3.1.2	Interpretación estratigráfica y propiedades mecánicas.....	21
3.2	Antecedentes del terraplén de prueba.....	22
3.3	Localización de la prueba.....	27
3.4	Diseño del terraplén de prueba.....	29
3.4.1	Construcción por etapas.....	30
3.5	Instrumentación del terraplén de prueba.....	32
3.5.1	Análisis de los resultados de la instrumentación.....	36
3.5.1.1	<i>Piezómetros</i> .....	36
3.5.1.2	<i>Inclinómetros</i> .....	40
3.5.1.3	<i>Topografía</i> .....	51
<b>4</b>	<b><u>ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES.....</u></b>	<b><u>72</u></b>



## CONTENIDO

---

<b>4.1</b>	<b>Generalidades sobre el método de elemento finito .....</b>	<b>72</b>
<b>4.2</b>	<b>Análisis al límite .....</b>	<b>75</b>
4.2.1	Análisis de capacidad de carga .....	75
4.2.2	Análisis de estabilidad de taludes .....	76
<b>4.3</b>	<b>Análisis de corto plazo .....</b>	<b>79</b>
<b>4.4</b>	<b>Comentarios.....</b>	<b>84</b>
<b>5</b>	<b>ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS .....</b>	<b>85</b>
<b>5.1</b>	<b>Análisis no drenados en esfuerzos efectivos.....</b>	<b>85</b>
5.1.1	Presión de poro.....	87
5.1.2	Deformaciones verticales.....	91
<b>5.2</b>	<b>Análisis elásticos.....</b>	<b>93</b>
5.2.1	Deformaciones horizontales.....	95
<b>5.3</b>	<b>Análisis al límite.....</b>	<b>96</b>
<b>5.4</b>	<b>Comentarios.....</b>	<b>99</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>101</b>
	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>104</b>



## LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1. Localización del bordo poniente
- Figura 2.2. Sistema de termofusión para el sellado de la membrana
- Figura 2.3. Estructuración tipo de la basura en las celdas
- Figura 2.4. Numeración de las celdas que integran las macroceldas
- Figura 3.1. Zonificación geotécnica del valle de México (TGC-2001)
- Figura 3.2. Corte estratigráfico en el área de la Macrocela VII.
- Figura 3.3. Localización de la instrumentación
- Figura 3.4. Localización de macroceldas
- Figura 3.5. Localización del terraplén de prueba
- Figura 3.6. Diseño del terraplén de prueba
- Figura 3.7. Corte estratigráfico en donde se pueden ver los detalles del canal de prueba (TGC 2004).
- Figura 3.8. Proceso de colocación del tepetate compactado en Macrocela VII (TGC 2004)
- Figura 3.9. Espesores colocados en el terraplén de prueba
- Figura 3.10. Presión total aplicada
- Figura 3.11. Instrumentación colocada para el terraplén de prueba
- Figura 3.12. Localización de la instrumentación colocada para el terraplén de prueba (TGC 2004)
- Figura 3.13. Profundidades a la que se colocó la instrumentación (TGC, 2004)
- Figura 3.14. Presiones de poro medidas durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004)



## CONTENIDO

---

- Figura 3.15. Presiones de poro medidas del 2004 al 2007
- Figura 3.16. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-1 durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004).
- Figura 3.17. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-2 durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004).
- Figura 3.18. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-3 durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004).
- Figura 3.19. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-4 durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004).
- Figura 3.20. Deformación superficial obtenida en el inclinómetro I-1 (TGC 2004)
- Figura 3.21. Deformación superficial obtenida en el inclinómetro I-2 (TGC 2004)
- Figura 3.22. Deformación superficial obtenida en el inclinómetro I-3 (TGC 2004)
- Figura 3.23. Deformación superficial obtenida en el inclinómetro I-4 (TGC 2004)
- Figura 3.24. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-1 en Abril de 2005.
- Figura 3.25. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-2 en Abril de 2005
- Figura 3.26. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-3 en Abril de 2005.
- Figura 3.27. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-4 en Abril de 2005.
- Figura 3.28. Movimientos horizontales en la línea de colimación L1
- Figura 3.29. Movimientos verticales en la línea de colimación L1.
- Figura 3.30. Movimientos horizontales en la línea de colimación L2
- Figura 3.31. Movimientos verticales en la línea de colimación L2.
- Figura 3.32. Movimientos horizontales en la línea de colimación L3
- Figura 3.33. Movimientos verticales en la línea de colimación L3
- Figura 3.34. Movimientos horizontales en la línea de colimación L4
- Figura 3.35. Movimientos verticales en la línea de colimación L4
- Figura 3.36. Movimientos verticales en la referencia superficial I-3
- Figura 3.37. Movimientos verticales en la referencia superficial I-1
- Figura 3.38. Movimientos verticales en la referencia superficial I-4
- Figura 3.39. Patrón de agrietamiento en la zona de carga (TGC 2004)
- Figura 3.40. Evolución de los desplazamientos horizontales en la Línea de Colimación 1 (TGC 2005).
- Figura 3.41. Evolución de los desplazamientos horizontales en la Línea de Colimación 2 (TGC 2005).



## CONTENIDO

---

Figura 3.42. Evolución de los desplazamientos horizontales en la Línea de Colimación 3 (TGC 2005).

*Figura 3.43. Evolución de los desplazamientos horizontales en la Línea de Colimación 4 (TGC 2005).*

Figura 3.44. Curvas de igual hundimiento anual en cm (1985-1995) medidas por la GAVM (TGC 2005).

Figura 3.45. Localización de los 3 cortes realizados (TGC 2005)

Figura 3.46. Desplazamientos en el corte A-A' desde antes de colocar la carga hasta Dic. 04 (TGC 2005).

Figura 3.47. Desplazamientos en el corte B-B' desde antes de colocar la carga hasta Dic. 04 (TGC 2005).

Figura 3.48. Desplazamientos en el corte C-C' desde antes de colocar la carga hasta Dic. 04 (TGC 2005).

Figura 4.1. Fronteras consideradas en el análisis

Figura 4.2. Mallas de elementos finitos generadas en los modelos analizados.

Figura 4.3. Análisis de capacidad de carga considerando una superficie de falla circular

Figura 4.4. Factores de seguridad considerando esfuerzos totales sin sobrecarga.

Figura 4.5. Factores de seguridad considerando esfuerzos totales con sobrecarga.

Figura 4.6. Deformaciones por cortante observadas al final de la aplicación de la carga.

Figura 4.7. Superficie potencial de falla

Figura 4.8. Factor de seguridad obtenido en el análisis

Figura 4.9. Deformaciones por cortante observadas con la aplicación de la carga.

Figura 4.10. Superficie potencial de falla.

Figura 4.11. Factores de seguridad obtenidos

Figura 5.1 Excesos de presión de poro

Figura 5.2. Gráfica que muestra la presión de poro con la profundidad en la orilla y al centro para el terraplén de basura.

Figura 5.3. Gráfica que compara la presión de poro con la profundidad a la orilla del terraplén de basura mas sobrecarga.



## CONTENIDO

---

Figura 5.4 Gráfica que compara los esfuerzos efectivos y totales obtenidos al centro y a la orilla del terraplén

Figura 5.5. Gráfica que compara la deformación vertical total con la profundidad, considerando la basura

Figura 5.6. Gráfica que compara la deformación vertical total con la profundidad, considerando la basura y la sobrecarga.

Figura 5.7 Deformación vertical obtenida para el terraplén de basura con sobrecarga.

Figura 5.8. Desplazamientos totales elasto-plásticos

Figura 5.9. Deformaciones horizontales obtenidas en Plaxis y en campo

Figura 5.10. Factores de seguridad considerando esfuerzos efectivos sin sobrecarga.

Figura 5.11. Factores de seguridad considerando esfuerzos efectivos con sobrecarga.

Figura 5.12. Factores de seguridad para diferentes espesores de residuos.

Figura 5.13. Factores de seguridad para diferentes tiempos de consolidación.



## CONTENIDO

---

### LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Ficha técnica del de GSE

Tabla 2.2. Muestra la cantidad de residuos depositados en cada etapa

Tabla 3.1. Hundimientos calculados al centro del relleno y en el canal (por JICA 1998)

Tabla 3.2. Factores de seguridad para diferentes alturas del relleno (por JICA 1998)

Tabla 3.3. Etapas de Carga en la Prueba de carga

Tabla 3.4. Presiones de poro durante la colocación de la sobrecarga

Tabla 4.1. Resultados de los análisis de capacidad de carga.

Tabla 4.2. Parámetros utilizados para el modelo de carga total instantánea

Tabla 4.3. Parámetros considerados para la basura y el terraplén

Tabla 4.4. Parámetros considerados para el material de sobrecarga

Tabla 5.1. Parámetros considerados para los análisis

Tabla 5.2. Parámetros considerados para el análisis



# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

La ciudad de México D. F, genera diariamente 12,000 t/día de desechos sólidos debido al amplio crecimiento demográfico que se ha presentado en los últimos años. Es por ello que los sitios de disposición final están clausurados o por clausurarse y no se cuenta aun con lugares alternativos para depositarlos. Tomando en cuenta lo anterior el GDF (Gobierno del Distrito Federal) ha solicitado estudiar la posibilidad de seguir operando la IV etapa del Bordo Poniente aumentando su espesor, para ampliar la capacidad de almacenamiento.

El bordo poniente se encuentra desplantado sobre arcilla de alta compresibilidad con 60 m de espesor aproximadamente. Esta condición lo hace único en el mundo, por lo que ha sido investigado desde hace varias décadas.

El bordo poniente está dividido en cuatro etapas, tres de las cuales ya fueron clausuradas y actualmente está por clausurarse la IV y última etapa. Para poder operar adecuadamente la IV etapa, que tiene una superficie de 470 ha, la dividieron en ocho macroceldas las cuales se dividen a su vez en celdas. Es importante mencionar que esta cuarta etapa cuenta con una geomembrana de polietileno de alta densidad para evitar contaminar al subsuelo con los lixiviados y está circundada por estructuras hidráulicas como el brazo izquierdo y derecho del Río Churubusco y el Canal de la Compañía.

Al no contar con sitios alternos para colocar la basura, el GDF (Gobierno del Distrito Federal) planea aumentar el espesor de desechos sólidos de la IV etapa, con el objeto de ampliar el tiempo programado de clausura. Por ello se ha estudiado el comportamiento del sitio al aplicarle sobrecarga, para lo cual se diseñó una prueba de carga en la que se colocó instrumentación geotécnica.



## INTRODUCCIÓN

---

### 1.2 Objetivos

El objetivo de este trabajo es evaluar la seguridad del depósito de desechos sólidos del bordo poniente en su IV etapa.

Para cumplir con este objetivo se analiza el comportamiento del terraplén de basura observado en sitio para hacer evaluaciones cualitativas y cuantitativas a partir de la prueba de carga en la cual se aplicarán esfuerzos de mayores magnitudes que las permisibles.

### 1.3 Alcance

En el capítulo 1, se dan a conocer los objetivos y los alcances del trabajo, en el capítulo 2, se dan a conocer las características generales de los desechos sólidos de la IV etapa del Bordo Poniente, y se indica su localización. Se presentan además de forma muy general las características de operación y las cantidades de basura depositadas diariamente, además de las cantidades de basura colocada en cada una de las tres etapas clausuradas y la última que está por clausurarse.

En el capítulo 3, se dan a conocer las características estratigráficas, los trabajos que se realizaron antes de construir el terraplén de prueba, se describen también las características físicas del mismo, se comenta el material del cual está constituido el terraplén y los objetivos de la prueba. Se describe a detalle la instrumentación que fue instalada para vigilar el comportamiento de la prueba, se interpretan los resultados de las mediciones durante y al término de la colocación de la sobrecarga y también, las obtenidas hasta el 2007.

En el capítulo 4, se dan a conocer las generalidades del método del elemento finito así como, los parámetros utilizados en los análisis aquí efectuados. Se hicieron análisis en términos de esfuerzos totales y análisis al límite para conocer la capacidad de carga de la formación arcillosa superior y conocer los factores de seguridad utilizando el método de equilibrio al límite. Se discuten los resultados obtenidos con el método del elemento finito al predecir la falla del terraplén bajo la condición de esfuerzos totales.

En el capítulo 5, se realizaron análisis no drenados en términos de esfuerzos efectivos en donde se describen los parámetros utilizados en el modelo numérico considerando la membrana y no considerándola. También se discute con la ayuda de gráficas las



## INTRODUCCIÓN

---

presiones de poro que se generan al centro del terraplén y en la orilla. Se realizó una comparación entre las distribuciones de presiones de poro medidas en los piezómetros y aquellas que recalcularon con el modelo numérico. Se presentan las gráficas de deformación total vs tiempo, y las deformaciones verticales obtenidas considerando el terraplén de basura y la sobrecarga, se presentan los resultados de los análisis elásticos y se discuten los resultados obtenidos al compararlos con las mediciones en el inclinómetro. También se llevaron a cabo análisis de equilibrio al límite, y finalmente se comentan los resultados de factores de seguridad obtenidos para el terraplén de basura considerando dos pesos volumétricos diferentes y cómo influye en ellos el tiempo de consolidación.



## 2 CARACTERÍSTICAS DEL BORDO PONIENTE IV ETAPA

En el siguiente capítulo se dan a conocer las características generales del sitio de disposición final de desechos sólidos bordo poniente y específicamente de la IV etapa del mismo, se indica la localización del sitio, se comenta de forma muy general cómo opera y cuantas toneladas de basura se depositan diariamente, se refiere a como se eligió la interfaz suelo-relleno, también, las cantidades totales de basura colocadas en cada una de las tres etapas clausuradas y la última que esta por clausurarse.

### 2.1 Localización

El relleno sanitario bordo poniente que se encuentra dentro de la zona federal del ex-lago de Texcoco. Este sitio se localiza al oriente de la ciudad de México como se indica en la Figura 2.1, es un sitio para la disposición final de los desechos sólidos de la ciudad de México y algunos municipios conurbados. Es importante señalar que el Bordo Poniente se ha venido operando desde el sismo de 1985, y que se construyó secuencialmente por etapas, hasta llegar a la IV y última, en donde se puede destacar que las tres primeras abarcan una superficie de casi 260 ha, que se encuentran rodeando al lago de regulación horaria y actualmente se encuentran clausuradas.

La IV y última etapa abarca una superficie de 420 ha de área de disposición final la cual se encuentra circundada por estructuras hidráulicas como el brazo izquierdo y derecho del Río Churubusco y el Canal de la Compañía.

### 2.2 Generalidades

Como las arcillas que constituyen el subsuelo son de baja permeabilidad, en las primeras tres etapas no se aplicó ningún tratamiento para evitar contaminar el acuitardo con los



## CARACTERÍSTICAS DEL BORDO PONIENTE IV ETAPA

lixiviados; tampoco se le dio un tratamiento a éstos, por ello en la IV etapa los encargados consideraron conveniente construir celdas experimentales para conocer el comportamiento interfaz suelo-relleno sanitario, por ser una zona de intenso agrietamiento. Las celdas tenían por objeto evitar que se propaguen las mismas y penetren los lixiviados hasta el acuitardo.



Figura 2.1. Localización del bordo poniente

La empresa TGC Geotecnia, realizó un estudio en 1992 para evaluar cuál de las cinco celdas analizadas, sería capaz de soportar mayores esfuerzos de tensión, presentando mayor flexibilidad para seguir con la configuración del terreno, particularmente en zonas donde se desarrollan las grietas:

A continuación se dan a conocer las cinco celdas analizadas:

- Celda impermeabilizada en la interfaz con una membrana de polietileno HDPE y cobertura permeable.



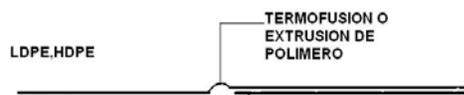
## CARACTERÍSTICAS DEL BORDO PONIENTE IV ETAPA

- Celda impermeabilizada en la interfaz con membrana de bentonita prensada y cobertura permeable.
- Celda impermeabilizada en la interfaz con membrana natural (suelo mejorado con bentonita) y cobertura permeable.
- Celda ya construida, sin impermeabilización en la interfaz suelo-relleno, e impermeabilizando la cobertura.
- Celda construida con residuos actuales, sin impermeabilización en la interfaz e impermeabilizándola en la parte superior.

Después de analizar las cinco opciones las personas encargadas optaron por colocar la geomembrana lisa de polietileno de alta densidad (HDPE) de 1.0 mm de espesor, sobre el terreno natural en cada celda. Para el sellado de las mismas se utilizó el sistema de termofusión o soldadura (ver figura 2.2.a y 2.2.b), el cual consiste en unir las dos partes aplicándoles calor.



a) Foto donde se puede observar el proceso de termofusión



b) Tipo de unión

*Figura 2.2. Sistema de termofusión para el sellado de la membrana*

Las geomembranas tienen una muy reducida conductividad hidráulica entre  $1.1$  y  $1.2 \times 10^{-15}$  m/s, aunque siempre existe la posibilidad de fugas a través de agujeros o micro agujeros, algunos presentes desde la fabricación de la misma y otros debidos al punzonamiento o rasgado durante la colocación, además de las fugas que pueden presentarse en las uniones (Murillo, 1990).



## CARACTERÍSTICAS DEL BORDO PONIENTE IV ETAPA

Una de las grandes cualidades de la geomembrana es que tienen la capacidad de deformarse mucho más que el suelo de apoyo tal como se muestra en la Tabla 2.1 (elongación de 700% (1mm=7mm), por tanto es muy difícil que tome esfuerzos de tensión ya que antes seguramente ocurrió la falla del suelo.

Tabla 2.1. Ficha técnica del de GSE

Propiedad	Unidad	Método de ensayo	de Valor nominal
Espesor <sup>(a)</sup>	mm	DIN EN ISO 9883-1	1.0
Densidad	g/cm <sup>3</sup>	DIN EN ISO 1183-1/A	>=0.94
Propiedades de tracción (cada dirección)		DIN EN ISO 527-3 (tipo 5; 100 mm/min; lo=50 mm)	
Esfuerzo en el punto de fluencia	Mpa		17 (16)
Alargamiento en el punto de fluencia	%		10 (9)
Resistencia a la tracción	Mpa		35 (26)
Alargamiento en la rotura	%		800 (700)
Resistencia al desgarro	N	DIN EN ISO 34-1/B(a)	145 (130)
Resistencia a la perforación	N	ASTM D 4833	420 (320)
Contenido en negro de carbono	%	ASTM D 1603	2.0-3.0
Dispersión del negro del carbono	categoría	ASTM D 5596	½ <sup>(b)</sup>
Estabilidad dimensional (cada dirección)	%	DIN 53377 (120 °C/1h)	+2
Índice de fluidez <sup>(c)</sup>	g/10 min	DIN EN ISO 1133 (190 °C/5.0 kg)	<=3.0
		(190 °C/2.16kg)	<=1.0
Resistencia al cuarteamiento por tensiones en medio ambiente activo	h	ASTM D 5397; Anexo	>=400
<b>Características de referencia</b>			
Doblado a bajas temperaturas	°C	ASTM D 746	-77
Tiempo de inducción a oxidación	min.	ASTM D 3895 (200 °C; Puro O <sub>2</sub> ; 1 atm)	>= 100
Resistencia UV <sup>(d)</sup> HP-OIT conservado después de 1.600 horas <sup>(e)</sup>	%	GRI-GM 11 ASTM D 5885	>=50
Anchura del rollo (aprox.) superficie	m	--	7.5/6.95
	--	--	<b>Lisa por las dos caras</b>

( ) los valores reflejados entre paréntesis son valores mínimos dentro del intervalo de confianza del 95%.

(a): Tolerancia +-10% espesores especiales disponibles a pedido.

(b): La dispersión se aplica solamente a las aglomeraciones esféricas. 9 de 10 vistas serán de la categoría 1 o 2. No mas de 1 valor de la categoría 3.

(c): Condiciones de prueba estándares 190 °C/5.0 kg

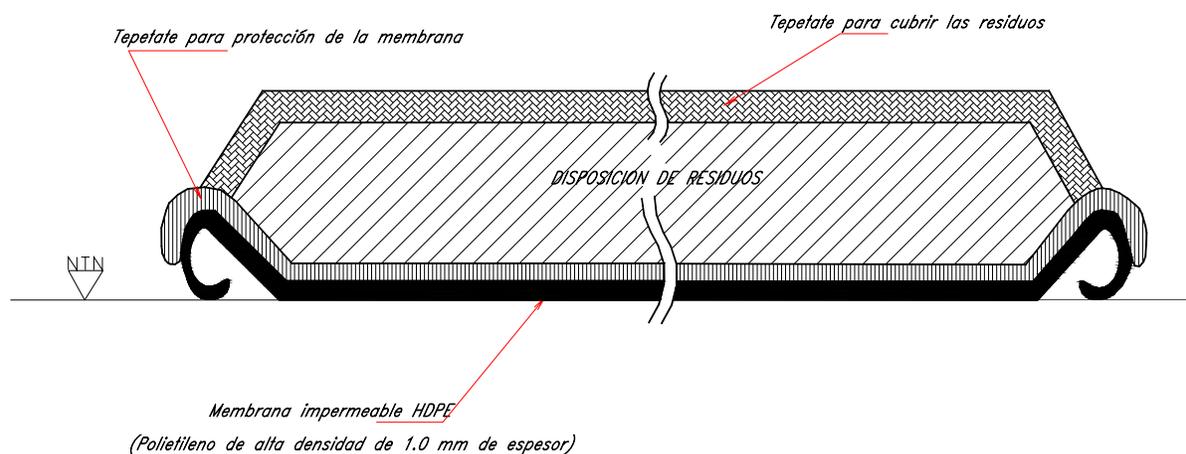
(d): Condiciones de prueba: 20 horas UV ciclo 75°C con 4 horas de condensación de 60 °C; total: 1.600 horas.

( e): Resistencia UV es base del por ciento retenido del valor original sin importar el alto valor original de alta presión- OIT (HP-OIT).



## CARACTERÍSTICAS DEL BORDO PONIENTE IV ETAPA

Debido a lo anterior se consideró como mejor opción la geomembrana, la cual antes de iniciar con el llenado de las celdas la colocaron; el procedimiento que utilizaron para su colocación fue muy sencillo ya que se trataba de suelos arcillosos prácticamente impermeables; primeramente realizaron un despalme, incluso dado que era un terreno fangoso no fue posible apoyarse en camiones para el tendido sino se hizo de forma manual. Después de colocarla y empotrarla se utilizó una capa de tepetate de 30 cm de espesor (ver Figura 2.3) para evitar que la membrana al estar en contacto con la basura no se rasgara o punzónara.



*Figura 2.3. Estructuración tipo de la basura en las celdas*

Después de terminar con la protección de la geomembrana, iniciaron con la colocación de los residuos en las celdas numeradas como se muestra en la Figura 2.4, el proceso consistió en colocar a volteo el metro y medio de altura que corresponde al espesor que tiene el talud formado para empotrar la geomembrana, dada la naturaleza del terreno no fue posible que un camión entrara a realizar el proceso de compactación, a partir de este primer terraplén ya fue posible colocar el siguiente talud con equipo y realizar un proceso de compactación, hasta llegar a la altura de proyecto y colocarle una cubierta de 30 cm de espesor de tepetate compactado como lo muestra la Figura 2.3.

En 1999 la entidad japonesa JICA se encargó de realizar un estudio para el manejo de residuos sólidos de la ciudad de México y como parte de ese trabajo investigaron la IV etapa que ya se encontraba en operación.

A continuación se resumen algunas características encontradas:



## CARACTERÍSTICAS DEL BORDO PONIENTE IV ETAPA

- No utilizaba un sistema de tuberías para la recolección de lixiviados. En efecto, los lixiviados goteaban de la parte inferior de la pendiente de la celda al camino que la rodea. Esta situación creaba un problema de operación y, en un futuro próximo, las condiciones del camino se deteriorarán, especialmente cuando llueva.

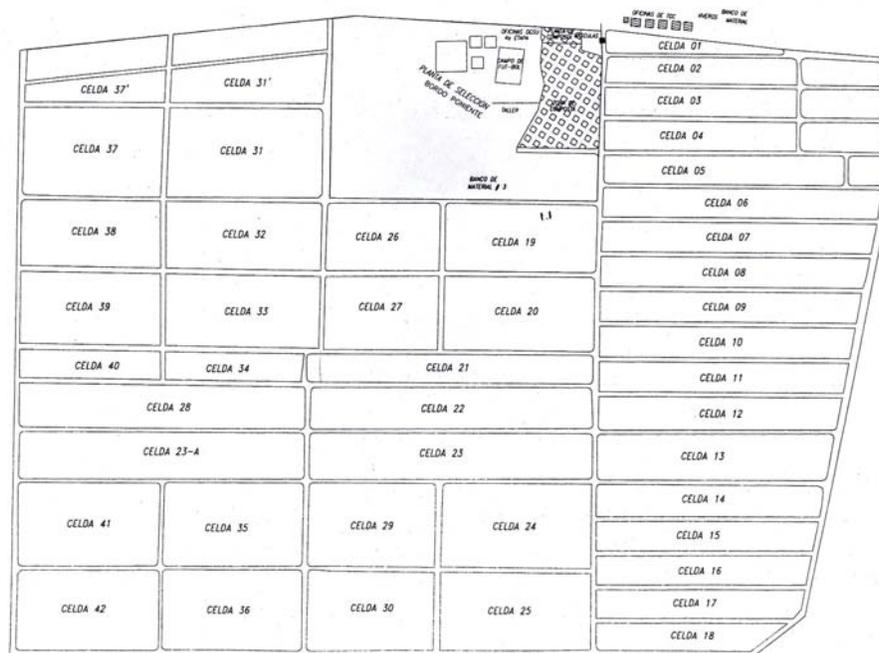


Figura 2.4. Numeración de las celdas que integran las macroceldas

- Utilizaba tractores de orugas para acumular y compactar los residuos.
- Operaba las 24 horas del día
- Utilizaba un recubrimiento impermeable en el fondo (HDPE de 1.0 mm de espesor).
- Se llevaba a cabo el proceso de un relleno sanitario, por lo que existen realmente pocos problemas operativos.
- La calidad del método de disposición final empleado por el GDF es alta y algunas mejoras menores en el sistema de tratamiento de lixiviados serán suficientes para



## CARACTERÍSTICAS DEL BORDO PONIENTE IV ETAPA

operar de manera técnicamente satisfactoria el sitio de disposición final de Bordo Poniente.

De acuerdo a información proporcionada por la secretaría de obras y servicios del 2004, el Distrito Federal genera 12,000 t diarias de basura, de las cuales el 40 % es de origen orgánico y el otro 60% es inorgánico. De las 12,000 t, una parte se recolecta con el barrido manual en cada delegación (1000 t/día), otra con recolección particular (415 t/día) y otra es recolectada por las delegaciones (9705 t/día), que llegan a la estación de transferencia (10,602 t/día), en donde también llega la que se genera en la Central de Abasto (450 t/día). De la estación de transferencia se envían a tres lugares para su selección o tratamiento, el primer lugar es una planta de selección (4,284 t/día), el segundo lugar es al sistema de tratamientos orgánicos (50 t/día) y el último es el sistema de disposición final (8380 t/día); a la planta de selección llega directamente la basura que se genera en el aeropuerto (30 t/día), la recolectada en una parte del Estado de México (1,170 t/día) en donde también se recuperan subproductos (271 t/día); finalmente se depositan 12,500 t/día en la IV etapa del bordo poniente.

Existen trece estaciones de transferencia, prácticamente una por delegación; los materiales recuperados en las plantas de selección son: aluminio, cobre, cartón, colchón, cháchara, fierro, hueso, lamina, llanta, papel, pino de navidad, plástico, tortilla, trapo y vidrio.

La planta de composta tiene una capacidad de procesar 200 t/día en la cual se tiene un proceso mediante pilas de digestión aerobia (esta planta no opera al 100%).

En la Tabla 2.2, se dan a conocer la cantidad de residuos depositados en cada etapa hasta el 2004.

*Tabla 2.2. Muestra la cantidad de residuos depositados en cada etapa*

<b>Etapa</b>	<b>Periodo</b>	<b>Superficie (ha)</b>	<b>Residuos depositados (t)</b>
I	1985-1992	75	3,323,247
II	1986-1991	80	3,659,368
III	1992-1994	105	5,819,892
IV	1995-2004	420	30,002,556



## CARACTERÍSTICAS DEL BORDO PONIENTE IV ETAPA

A continuación, se dan a conocer las características generales para el manejo, compactación y control de los residuos sólidos en la IV etapa del Bordo Poniente:

- Como parte del manejo se protege el suelo con una geomembrana de polietileno de alta densidad, (se cuenta con un método de operación el cual consiste primeramente en construir una zanja hasta de 1.5 m), para poder iniciar con la colocación de la basura en cada celda.
- Se compacta la basura hasta obtener entre 0.9 y 1.0 t por m<sup>3</sup>, utilizando maquinaria de marca BOMAG, modelo BC-671, con peso de 32 t y motor de 350 hp.
- Como parte del control se cuenta con 250 pozos de venteo para eliminar el biogás; para captación del lixiviado se cuenta con un dren perimetral, el cual llega a un cárcamo de bombeo y de ahí se envía a las tinas de evaporación. Se cuenta con básculas para el control de ingreso del residuo y para controlar el acceso al sitio se cuenta con una barda perimetral y controles de acceso.



### **3 TERRAPLÉN DE PRUEBA**

En este capítulo se dan a conocer los trabajos que se realizaron antes de construir el terraplén de prueba (en los que la empresa TGC Geotecnia realizó gran parte de los trabajos que aquí se mencionan); también, se describen las características físicas, se comenta el material que constituye el terraplén y los objetivos del terraplén de prueba, se describe la instrumentación que fue instalada para monitorear su comportamiento, se interpretan los resultados obtenidos en las mediciones durante la colocación de la sobrecarga y después de que finalizó.

#### **3.1 Condiciones geotécnicas**

##### **3.1.1 Zonificación geotécnica**

El predio en estudio se encuentra ubicado en la zona geotécnica denominada Lago virgen (ver figura 6), que está caracterizada por la presencia de una costra superficial de espesor variable hasta de 1.5 m. Esta costra la forman arcillas que fueron sometidas a secado solar; bajo esta costra se encuentra la serie arcillosa superior, que abarca hasta los 39.0 m de profundidad y que está formada por arcillas blandas con intercalaciones de arena negra basáltica, arena aluvial, limos y cenizas volcánicas; subyace a la serie arcillosa superior, la primera capa dura, integrada por un depósito de materiales limo-arenosos, ligeramente cementados.

Por último subyaciendo a la capa dura, se encuentra la serie arcillosa inferior, que es una secuencia de estratos delgados de arcilla muy plástica de espesor variable que se extiende hasta los 60.0 m de profundidad y después de la capa dura se encuentran los depósitos profundos formados principalmente por arcillas duras.



# TERRAPLÉN DE PRUEBA

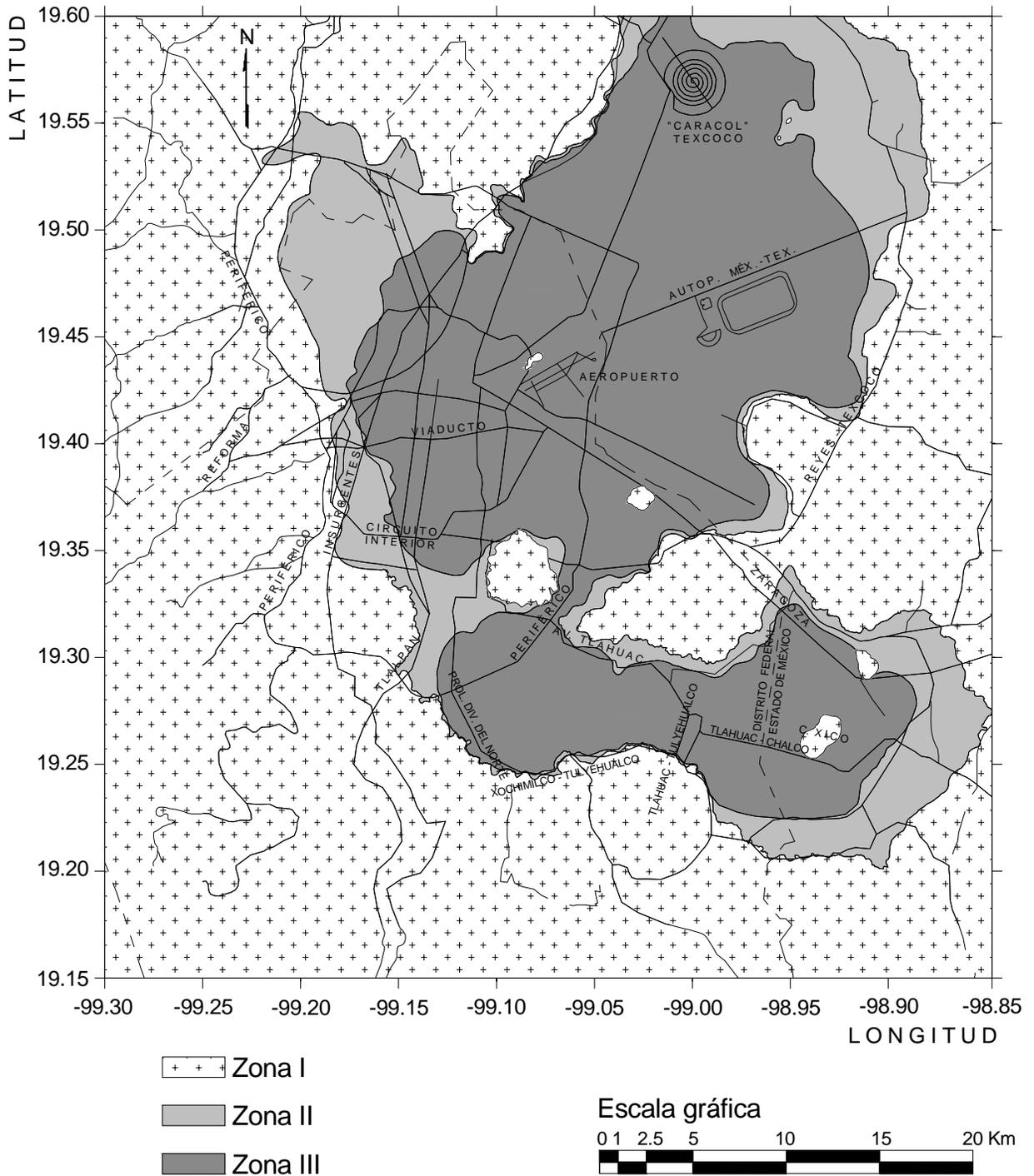
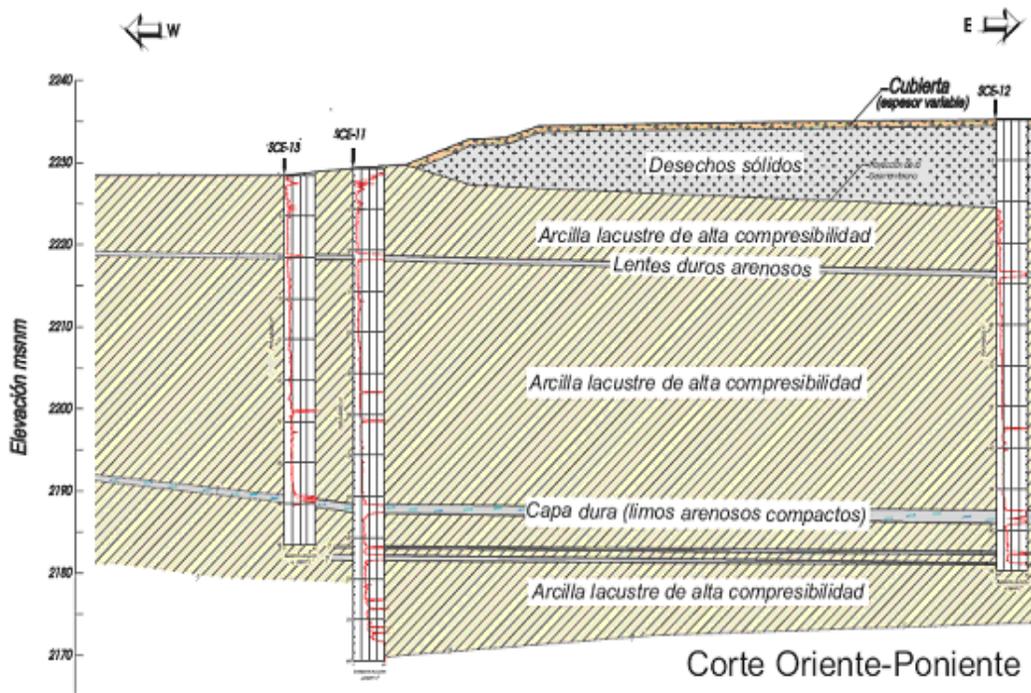


Figura 3.1. Zonificación geotécnica del valle de México (NTC-2004)



### 3.1.2 Interpretación estratigráfica y propiedades mecánicas.

- Costra superficial: Arcillas afectadas por secado; el espesor encontrado va de 0.0 a 2.0 m, aproximadamente. El nivel freático se localiza en promedio a 1.20 m de profundidad.
- Formación arcillosa superior: De 3.0 hasta los 35.0 m ó 40.0 m constituida por arcillas blandas, altamente compresibles, que tienen contenidos de agua comprendidos entre 200 y 400 %; con una resistencia promedio a la penetración con cono eléctrico que va de 2.0 a 5.0 kg/cm<sup>2</sup>. Presenta intercalaciones y lentes de arena, limos y vidrio volcánico a diferentes profundidades, siendo las más importantes las que se encuentran a 10.0, 19.0, 28.0 y 29.0 m. algunos de estos estratos pueden alcanzar una resistencia de punta promedio con cono eléctrico de hasta 50.0 kg/cm<sup>2</sup>.
- Capa dura: Subyaciendo a la serie arcillosa superior, Integrada por materiales limo arenosos, ligeramente cementados, de espesor variable entre 1.0 y 2.0 m. La resistencia de punta promedio llega a ser de 100 kg/cm<sup>2</sup> (en este caso se encontró doble capa dura).



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

---

- Formación arcillosa inferior. A semejanza de la formación superior, es una serie de estratos delgados de arcilla de alta compresibilidad, separados por lentes duros limoarenosos. La resistencia de punta promedio es de  $10.0 \text{ kg/cm}^2$  y llega a sobrepasar los  $50.0 \text{ kg/cm}^2$ .
- Depósitos profundos: Constituidos por limos compactos y arcillas menos plásticas que las superiores, interestratificadas por capas de arena finas, algunas de gran dureza debido a la cementación.

### 3.2 Antecedentes del terraplén de prueba

La IV Etapa del Bordo Poniente se ha investigado desde antes de que se iniciara la colocación de los desechos sólidos, debido a que el suelo de apoyo está formado por arcillas de alta compresibilidad de hasta 60 m de espesor. Dichos estudios tuvieron la finalidad de evitar que ocurran fallas en la zona, ya que si eso sucediera se verían seriamente dañadas toda la infraestructura hidráulica que la circunda y que está constituida por canales de drenaje de aguas residuales y pluviales, provenientes del oriente de la ciudad.

Otro de los motivos por los cuales se ha investigado esta zona, surge de la carencia de otro sitio para disposición de desechos sólidos, por lo que se ha considerado la posibilidad de aumentar el espesor de desechos de esta cuarta etapa.

A continuación se presenta un resumen de todos los trabajos realizados para investigar el comportamiento del sitio en estudio:

En noviembre de 1992, antes de la entrada en operación de la IV Etapa, la empresa TGC Geotecnia realizó un estudio geotécnico para conocer las condiciones estratigráficas y evaluar teóricamente la magnitud y el área de influencia de los asentamientos que sufriría el suelo por las sobrecarga de residuos sólidos; otro de los objetivos fue determinar la distancia desde el borde exterior del área cargada hasta donde ya no se generan desplazamientos verticales, a fin de garantizar que las estructuras hidráulicas circundantes (a 100 m del sitio), no tuvieran ningún problema en su comportamiento.

Ese estudio concluyó que para la resistencia que entonces tenían los suelos, la presencia de un espesor inicial de 7.0 m de desechos, equivalentes a unas  $50 \text{ kPa}$  ( $5.0 \text{ t/m}^2$ ) de



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

presión de contacto en la superficie, provocaría con el tiempo hundimientos del orden de 3.0 m al centro del sitio, 2.2 al pie del talud exterior y prácticamente nulos a 80 m del límite perimetral del área cargada, distancia menor a los 100 m donde se ubican los canales que rodean al sitio.

En 1999 la entidad japonesa JICA (Agencia de Cooperación Internacional del Japón) en su trabajo Estudio sobre el manejo de residuos sólidos para la Ciudad de México de los Estados Unidos Mexicanos, propuso pensar en una V etapa del bordo poniente, así como una expansión vertical de la IV etapa para lo cual evaluó los tres aspectos siguientes:

- a) Influencia sobre el canal (Canal de la compañía)
- b) Influencia sobre la geomembrana
- c) Efecto en la estabilidad de taludes de los rellenos

Para evaluar el inciso a) consideraron que la altura de los residuos sería de 24 m, con un peso volumétrico de  $0.80 \text{ t/m}^3$ ; para los análisis hicieron dos consideraciones (Caso 1 y caso 2). El primer caso no considera la subpresión y en el segundo sí; los resultados se presentan en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Hundimientos calculados al centro del relleno y en el canal (por JICA 1998)

Consideraciones	Hundimiento al centro m	Hundimiento en el canal de drenaje <sup>(*)</sup> m
Caso 1	19.6	0.08
Caso 2	12.6	0.04

*(\*)Considerando que el canal de drenaje se encuentra a 80 m del centro.*

En el inciso b) concluyeron que la geomembrana de acuerdo a sus propiedades mecánicas tolera mucha elongación.

En el inciso c) analizan tres casos de estabilidad con el método de Bishop, el primer talud que es el actual que va de 0 a 8 m de espesor con una inclinación 1:4 y para una altura de 8 a 16 m y de 16 a 24 m también se considera la misma pendiente tal como se muestra en la Tabla 3.2:



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

*Tabla 3.2. Factores de seguridad para diferentes alturas del relleno (por JICA 1998)*

<b>Talud</b>	<b>Altura del Relleno m</b>	<b>Factor de seguridad mínimo</b>
1	0 a 8	0.948
2	8 a 16	1.077
3	16 a 24	1.313

En septiembre del 2000 después de varios años de funcionamiento de la IV Etapa, la empresa TGC Geotecnia realizó otro estudio para ver la factibilidad de sobreelevar las celdas con la finalidad de incrementar la vida útil del relleno de residuos sólidos. A partir de la estratigrafía y datos de laboratorio, se definió un modelo geotécnico con las características geométricas del problema, la compresibilidad y resistencia del suelo y se realizaron análisis simulando las condiciones de trabajo del suelo para diferentes alturas del relleno utilizando un programa de elementos finitos (PLAXIS).

El modelo supone una aplicación de cargas en incrementos constantes actuando el tiempo suficiente para incrementar la resistencia del suelo debido a un proceso de consolidación. Las conclusiones del estudio de TGC fueron:

- La presión máxima que se puede generar antes de que se presenten importantes deformaciones en el suelo es de  $10 \text{ t/m}^2$  (el doble de la adoptada en 1992) lo que representa una altura de residuos de 12 m aproximadamente.
- Los resultados de los análisis efectuados con el método de elemento finito indican que las deformaciones máximas bajo la carga del relleno asociadas a esfuerzos en condiciones a corto plazo, son inofensivas para la infraestructura hidráulica circundante.
- Para condiciones a largo plazo, bajo las  $10 \text{ t/m}^2$  de presión, las deformaciones teóricas máximas son expansiones del orden de 12.5 cm, valor menor que el 0.02 de las deformaciones máximas esperadas y que no generara ningún riesgo a la infraestructura hidráulica.



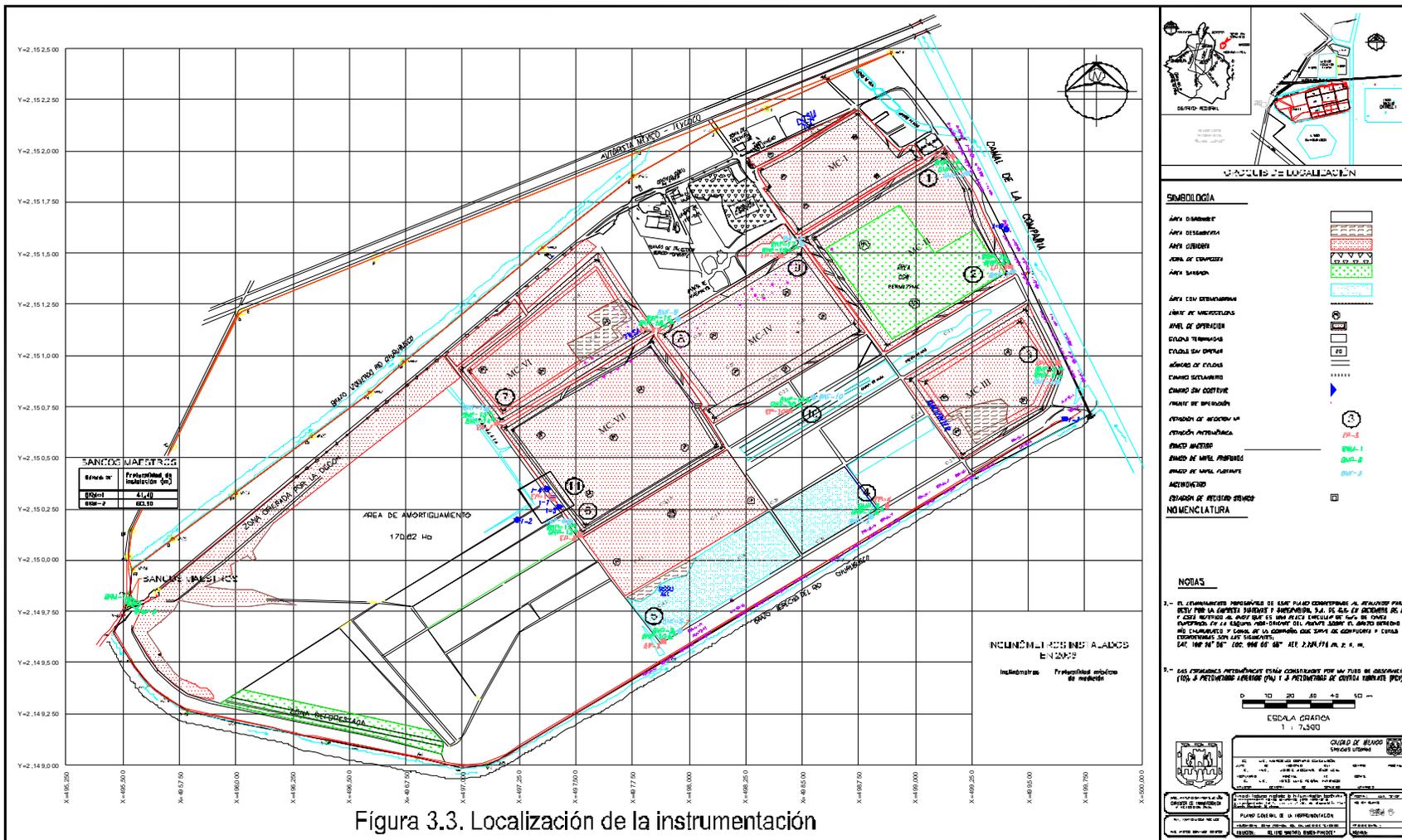
## TERRAPLÉN DE PRUEBA

---

- Sigue siendo válida la recomendación emitida desde antes de iniciar la operación del relleno, de mantener 80 m de distancia mínima entre el pie del talud de las celdas exteriores y el del bordo de protección de los canales circundantes.
- La conclusión más importante es que la carga de los desechos sobre el suelo blando no le generó ganancia significativa de resistencia que avalara la decisión de sobreelevar el relleno con seguridad, porque entre 1992 y 2000 solamente se observó un incremento del orden de 10 a 15%.
- Se recomendó entonces, instalar instrumentos de medición para conocer la evolución de las condiciones hidráulicas y las propiedades mecánicas del subsuelo del sitio con el tiempo y, dependiendo del comportamiento que se observara, poder tomar la decisión de sobre-elevar el talud a fin de garantizar el buen funcionamiento de las estructuras hidráulicas circundantes.

A partir de la recomendación anterior para conocer las condiciones del subsuelo y el comportamiento del relleno con 12.0 m de altura, el gobierno del D.F. pidió a la empresa TGC Geotecnia que elaborara un proyecto de instrumentación, el cual se concluyó en noviembre de 2001 con el tipo y cantidad de instrumentos suficientes para determinar confiablemente el comportamiento del subsuelo ante la presencia de los desechos sólidos y para disipar las incertidumbres que se tenían, de tal forma que la sobre-elevación no le ocasionara daños a la infraestructura hidráulica existente, principalmente.

El objetivo de la instrumentación, es la medición y el monitoreo de la evolución de las condiciones hidráulicas del subsuelo, los desplazamientos horizontales y los asentamientos, mediante la instalación de instrumentos de medición distribuidos en 10 estaciones de medición, localizadas 9 de ellas en la periferia del sitio y una casi en el centro, tal como se muestra en la Figura 3.3; se instalaron piezómetros abiertos y de cuerda vibrante, tubos de observación del nivel freático, bancos de nivel profundo y flotante; adicionalmente se colocaron líneas de colimación en las áreas entre los taludes de desechos y las estructuras hidráulicas, y dos bancos de nivel profundo cerca del acceso principal del sitio (ver Figura 3.3).





## TERRAPLÉN DE PRUEBA

---

Los trabajos de instrumentación se iniciaron a principios de noviembre de 2002 y concluyeron en marzo de 2003; estuvieron basados en las especificaciones técnicas detalladas en el proyecto ejecutivo de noviembre de 2001. primeras mediciones piezométricas indicaron importantes excesos de presiones de poro en comparación con la presión hidrostática teórica del sitio; lo anterior implicaba que para disipar a las presiones de poro y con ello generar un proceso de consolidación para mejorar la resistencia del suelo, debía transcurrir un largo periodo, lo que comprometería seriamente la operación diaria del relleno y limitaba la sobre-elevación.

La otra conclusión importante de los trabajos de instrumentación es que la lentitud de la colocación de los desechos impide que los instrumentos de medición proporcionen información suficiente y confiable para avalar la decisión de sobreelevar el relleno.

Dado que ni los estudios teóricos ni la instrumentación demostraron con seguridad la posibilidad de sobre-elevar el relleno, se recurrió a un terraplén de prueba de gran escala para contar con información experimental que permitiera tomar decisiones oportunas basadas en datos reales obtenidos del comportamiento del subsuelo ante la presencia de carga debida a los residuos sólidos, más que en predicciones teóricas.

### **3.3 Localización de la prueba.**

El área que se seleccionó para construir el terraplén de prueba se encuentra ubicada en la parte superior del lado sur poniente de la Macrocelda MC-VII (ver Figura 3.4). Como se puede ver en la Figura 3.5 tiene superficie cuyas dimensiones en planta son de 150 x 150 m (22,500 m<sup>2</sup>). Se seleccionó la macrocelda VII por tres motivos: 1) Al inicio de la prueba ya había alcanzado su máximo nivel conforme a un estudio anterior; 2) En este lado no hay infraestructura hidráulica que pudiera ser afectada y 3) En esa zona había más espacio para colocar la instrumentación.

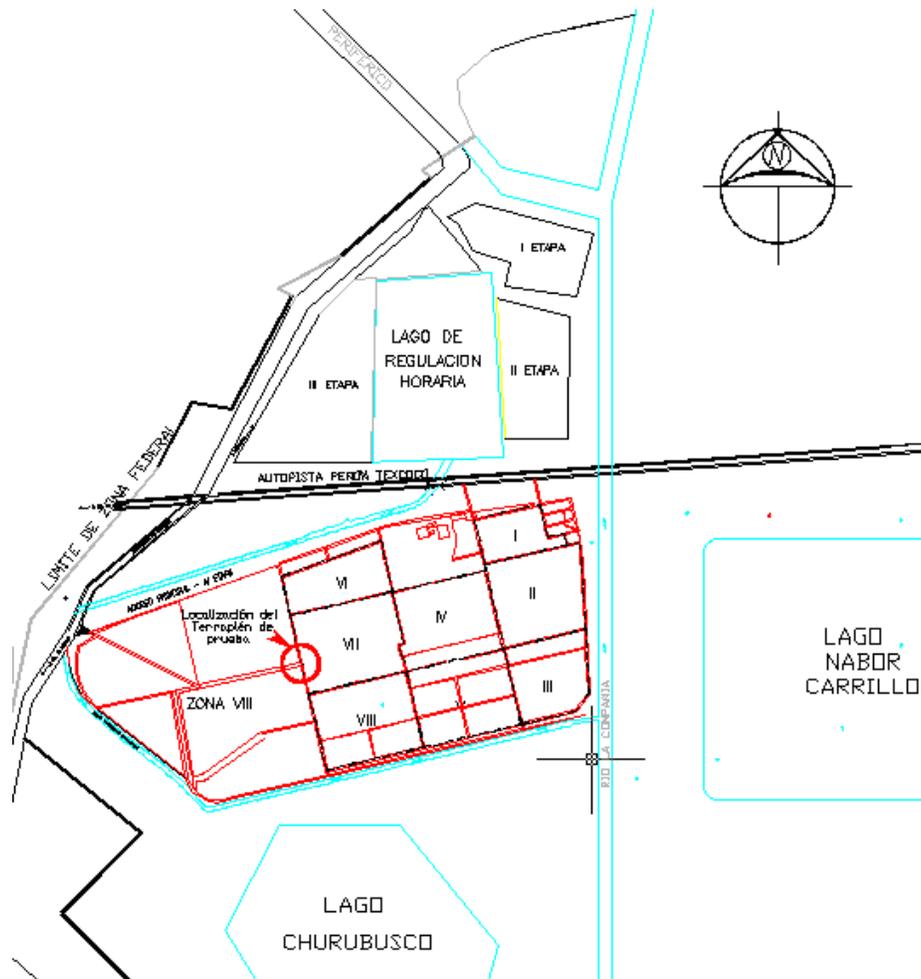


Figura 3.4. Localización de macroceldas

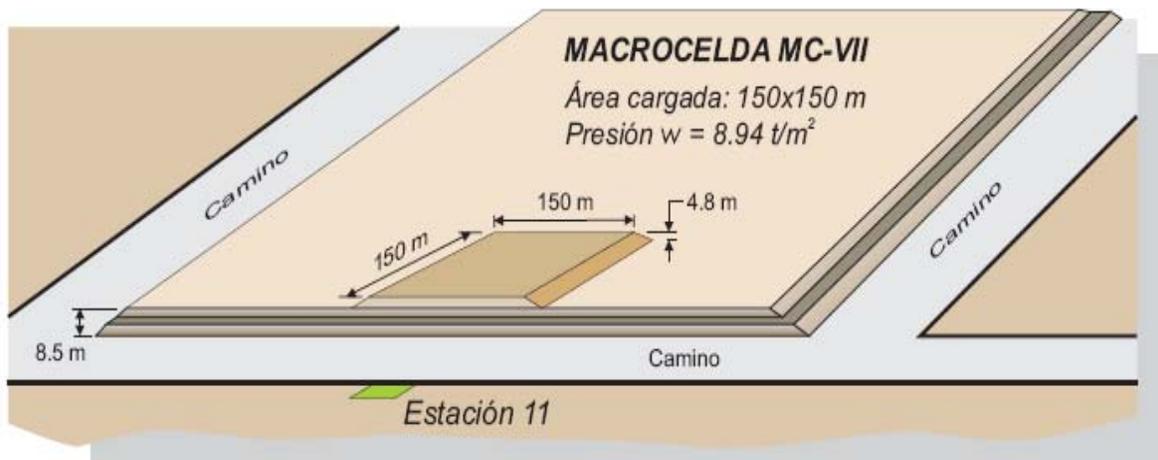


Figura 3.5. Localización del terraplén de prueba



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

### 3.4 Diseño del terraplén de prueba

En la planta de la Figura 3.6 se observa que la zona de carga se divide en tres franjas de 50 x 150 m cuyo número progresivo se relaciona con el orden en el que se fue colocando el terraplén de material térreo compactado (tepetate) de espesor variable. Para comprobar la influencia de la sobrecarga en las estructuras hidráulicas vecinas a 80 m aproximadamente (distancia medida a partir del pie del talud al canal de prueba), se excavó un canal paralelo junto a la línea de colimación L4 cuya sección transversal se presenta en el corte estratigráfico de la Figura 3.7.

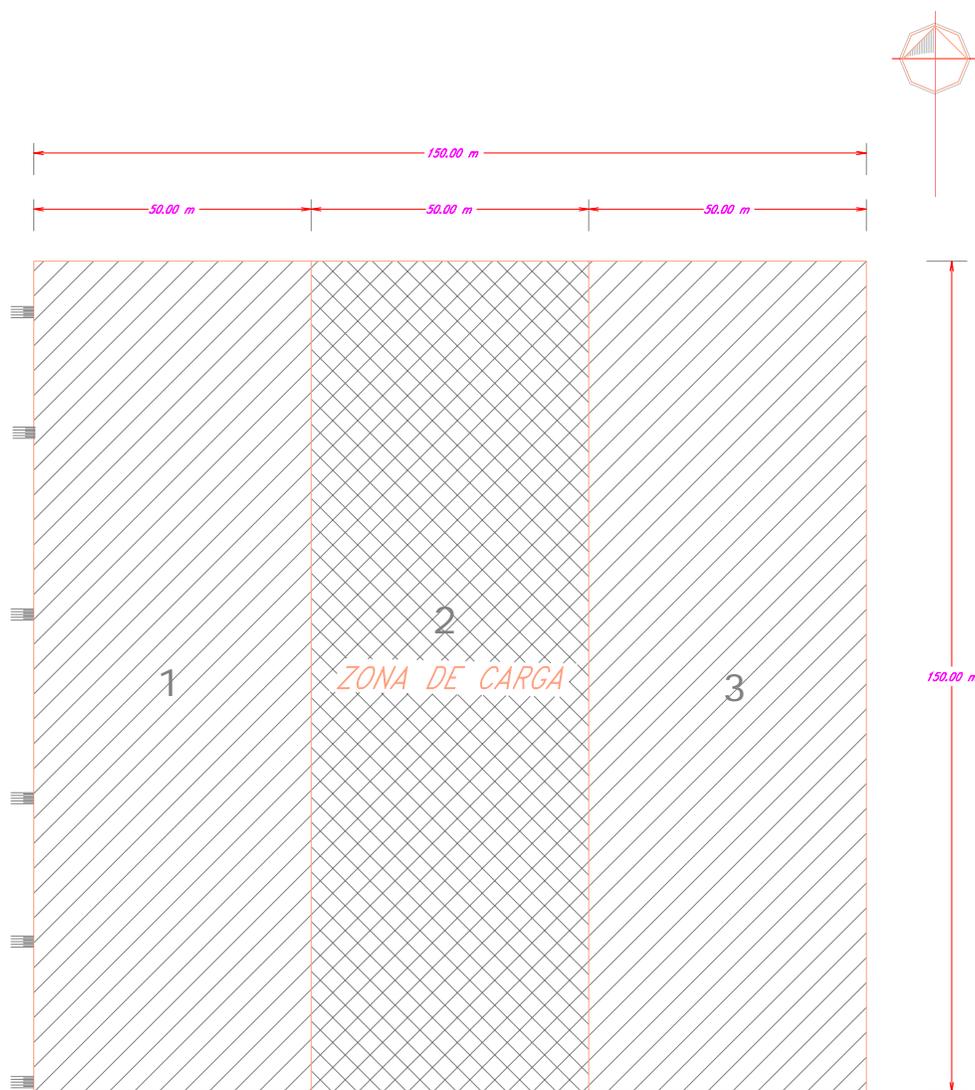


Figura 3.6. Diseño del terraplén de prueba

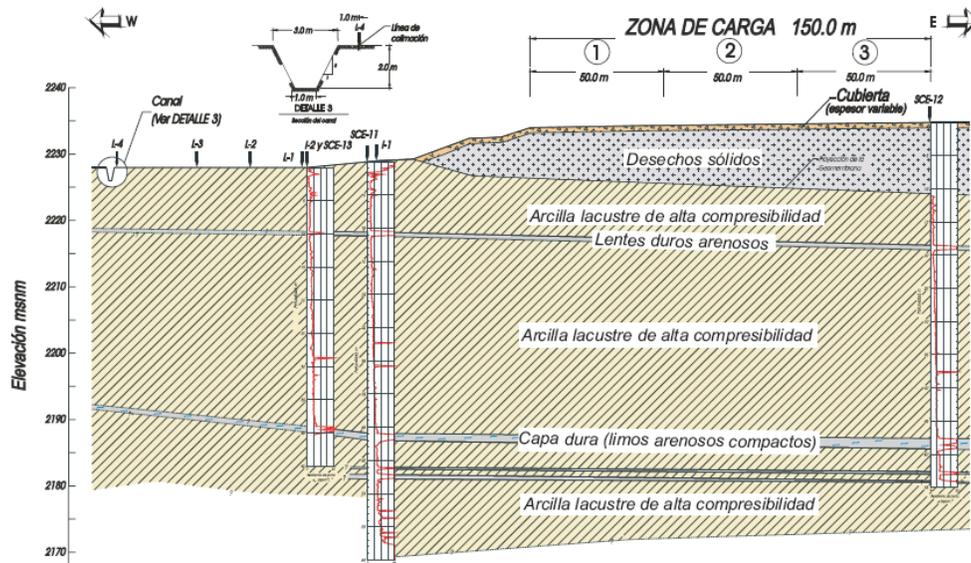


Figura 3.7. Corte estratigráfico en donde se pueden ver los detalles del canal de prueba (TGC 2004).

### Objetivos de la prueba

Reproducir en campo las condiciones de esfuerzo consecuentes de la sobre-elevación de las celdas del Relleno Sanitario de una manera gradual, controlada, monitoreada y en un tiempo relativamente corto.

Llevar a cabo la medición y el control de las variables tanto de la propia carga como de aquellas que se relacionan con la resistencia y la deformabilidad del subsuelo del sitio (esfuerzos, deformaciones y presiones de poro). Para emitir las recomendaciones para acotar las condiciones de sobre-elevación, especial atención se prestaría a los desplazamientos horizontales tanto en la superficie como dentro de la masa del suelo, para lo que se decidió instalar cuatro inclinómetros hasta 40 m de profundidad aproximadamente, con los que se detectaría oportunamente cualquier indicio de deformación precursora de falla del terraplén.

#### 3.4.1 Construcción por etapas

Para evaluar el incremento de la presión aplicada sobre la macrocelda, al final de cada etapa de carga se obtuvieron los pesos volumétricos y la altura de cada capa de material colocado.



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

El material térreo conformado de tepetate compactado (ver Figura 3.8) se colocó en nueve etapas de sobrecarga con una altura final acumulada en promedio de 4.85 m (ver Figura 3.9), lo que resultó en una presión media de contacto de 89.5 kPa ( $8.95 \text{ t/m}^2$ , ver Figura 3.10 que representa una altura equivalente a 10.50 m de basura ( $\gamma=0.85 \text{ t/m}^3$  ó  $8.5 \text{ kN/m}^3$ ), sin que se presentara alguna falla.

El terraplén se fue construyendo con espesores variables a partir del 18 de junio de 2003 y se finalizó el 08 de diciembre de 2003, tal como se indica en la Tabla 3.3 y en las Figura 3.9 y Figura 3.10.

Tabla 3.3. Etapas de Carga en la Prueba de carga

Etapas	Inicio	Termino	Tiempo Total día	$H_{\text{parcial}}$ m	$H_{\text{total}}$ m	$\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	$W_{\text{parcial}}$ kPa	$W_{\text{total}}$ kPa
1ª	18-jun-03	4-jul-03	16	0.45	0.45	20.620	9.28	9.28
2ª	15-jul-03	30-jul-03	15	0.75	1.20	19.800	14.85	24.13
3ª	31-jul-03	30-ago-03	30	0.65	1.85	20.060	13.04	37.17
4ª	1-sep-03	25-sep-03	25	0.55	2.40	19.280	10.60	47.77
5ª	26-sep-03	5-oct-03	10	0.50	2.90	17.670	8.84	56.61
6ª	10-oct-03	25-oct-03	15	0.55	3.45	17.090	9.40	66.01
7ª	26-oct-03	9-nov-03	14	0.45	3.90	17.580	7.91	73.92
8ª	11-nov-03	24-nov-03	13	0.50	4.40	16.420	8.21	82.13
9ª	25-nov-03	8-dic-03	13	0.45	4.85	16.310	7.34	89.47

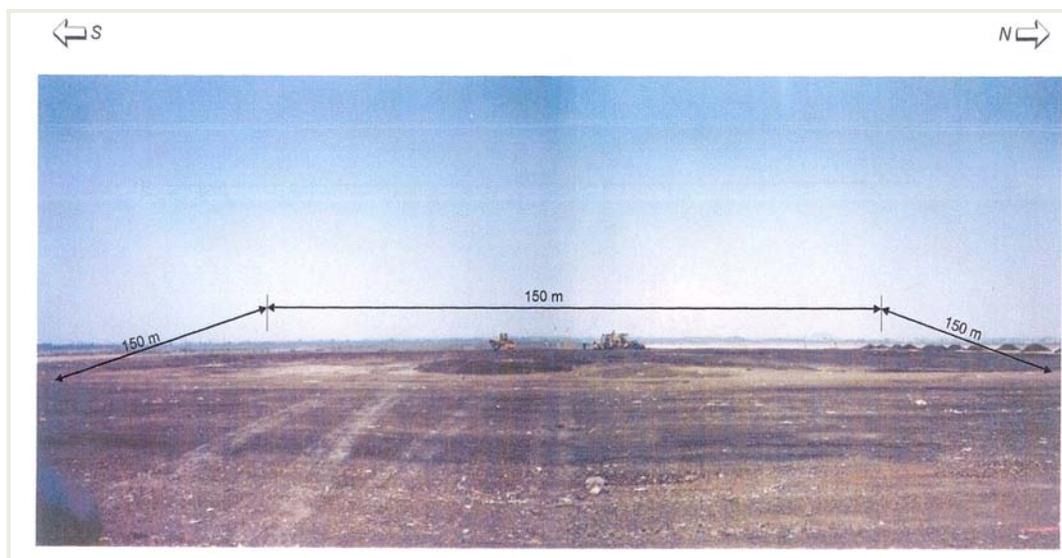


Figura 3.8. Proceso de colocación del tepetate compactado en Macrocelda VII (TGC 2004)



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

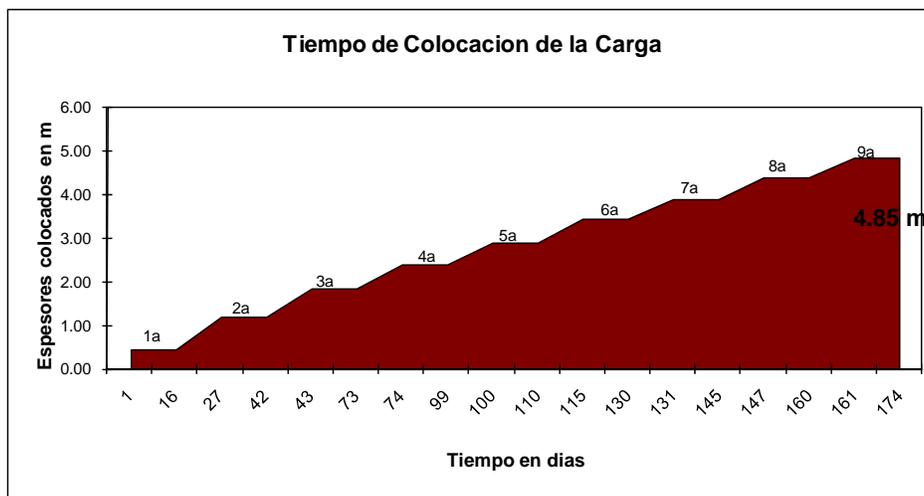


Figura 3.9. Espesores colocados en el terraplén de prueba

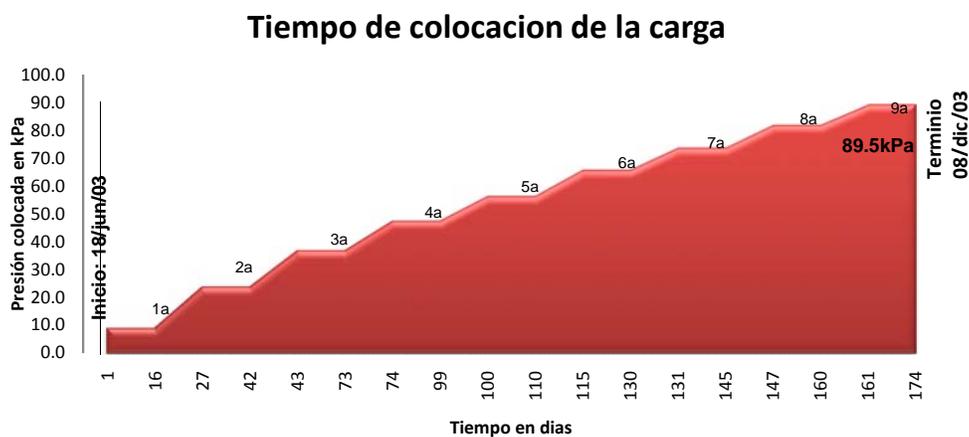


Figura 3.10. Presión total aplicada

### 3.5 Instrumentación del terraplén de prueba

En este subcapítulo se describirá la instrumentación instalada en el terraplén de prueba; también, se reportarán de forma general las mediciones y se discutirán los resultados obtenidos durante el desarrollo de la prueba y algunas de las mediciones obtenidas hasta noviembre de 2007.

La instrumentación colocada consistió en la construcción de la Estación de Medición 11 en la parte central del área cargada (ver Figura 3.11a), donde se instalaron los Piezómetros de Cuerda Vibrante (PCV), el Tubo de Observación (TO) y los Piezómetros Abiertos (PA), junto a la que se construyó el Inclinómetro I-1 y a 28.0 m sobre su misma

## TERRAPLÉN DE PRUEBA

línea, el Inclínómetro I-2 y los inclinómetros I-3 (ver Figura 3.11b) e I-4 al norte y al sur de la zona de cargada (a orillas del camino), ambos a 50.0 m del Inclínómetro I-1 tal como se muestra en la Figura 3.12.



a) Estación piezométrica N° 11



b) Inclínómetro I-3



c) Topografía instalada

Figura 3.11. Instrumentación colocada para el terraplén de prueba

Se definieron 4 líneas de colimación denominadas L-1, L-2, L-3 y L-4 ubicadas al poniente de la zona cargada de 200 m de longitud cada una y con testigos superficiales separados a cada 5.0 m tal como se muestra en la Figura 3.12, estos testigos están constituidos por un cubo de concreto de 20x20x20 cm enterrado a nivel de terreno natural con una varilla que sobresale 20 cm en su parte superior. Adicionalmente se colocaron 18 referencias superficiales (ver Figura 3.11c) de apoyo ubicadas entre la zona de carga y la estación de medición 11 construidas de igual manera que los testigos de las líneas de colimación. La variación con el tiempo de las coordenadas X, Y, Z de todas las referencias topográficas permiten determinar el movimiento de la superficie del suelo durante todo el proceso de colocación de la sobrecarga.

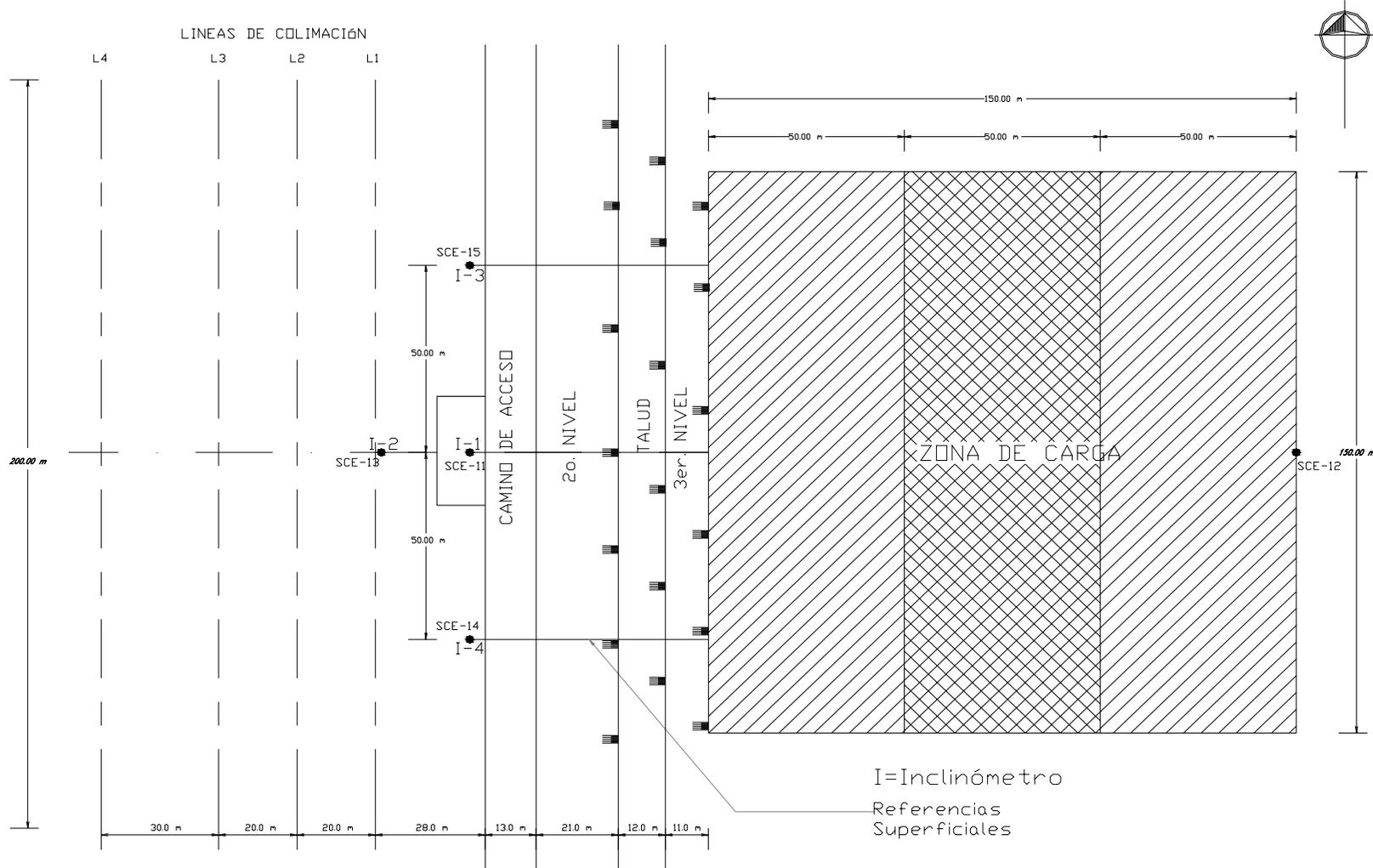


Figura 3.12. Localización de la instrumentación colocada para el terraplén de prueba (TGC 2004)



## TERRAPLEN DE PRUEBA

El objetivo de los piezómetros instalados fue medir las condiciones de presión del agua del subsuelo y su variación con el tiempo, las cuales se monitorearon mediante un Tubo de Observación (TO) del nivel freático instalado a 6.0 m de profundidad, dos piezómetros abiertos (PA) instalados en lentes permeables a 10.50 y 41.30 m de profundidad y tres Piezómetros electrónicos de Cuerda Vibrante (PCV) instalados en estratos arcillosos a 18.0, 26.0 y 32.0 m de profundidad tal como se muestra en la Figura 3.13. Posteriormente se colocaron 2 piezómetros (PCV) a 8.0 y 14.0 m.

Los cuatro inclinómetros denominados I-1, I-2, I-3 y I-4 quedaron instalados a 41.45, 39.70, 41.50 y 41.30 m de profundidad, respectivamente; profundidad contada a partir del nivel del terreno natural tal como se muestra en la Figura 3.13.

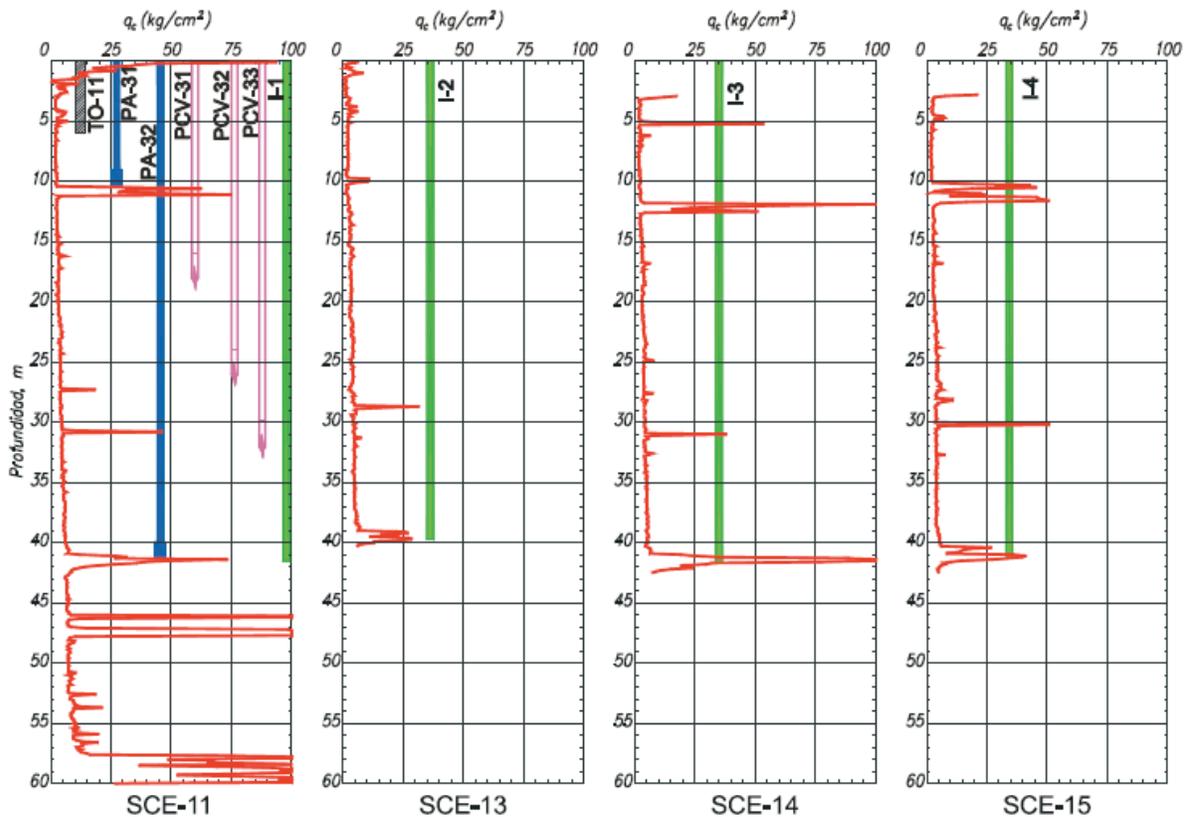


Figura 3.13. Profundidad a la que se colocó la instrumentación (TGC, 2004)



### 3.5.1 Análisis de los resultados de la instrumentación

La instrumentación colocada tiene por objeto obtener información sobre el comportamiento del subsuelo ante la acción permanente de la sobrecarga que se colocó sobre los desechos sólidos de la Macroelda MC-VII, la cual ya había alcanzado su máximo nivel.

En este inciso se analizan las mediciones obtenidas durante el proceso de sobrecarga y las obtenidas anualmente desde diciembre de 2003 hasta el año 2007 (en el caso de piezómetros se midió hasta el noviembre de 2007, para los inclinómetros hasta abril de 2005 debido a que se dañaron; en el casos de la referencias superficiales y líneas de colimación sólo se tienen mediciones hasta diciembre de 2004) y por último se discuten los resultados.

#### 3.5.1.1 Piezómetros

Estos instrumentos permiten determinar la presión de poro de un lugar a cierta profundidad, midiendo la altura de la columna de agua que estabiliza la presión en el estrato donde se coloca la punta permeable hincada a presión. Esta información es importante para determinar los siguientes parámetros: a) el estado inicial de esfuerzos efectivos del sitio en estudio, b) las condiciones de flujo de agua, y c) la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

- Resultados obtenidos durante la colocación de la carga

En la Tabla 3.4, se presentan la variación en la presión de poro respecto a la presión de poro inicial para las nueve etapas de carga y en la Figura 3.14 se presentan la variación de la presión de poro con la profundidad para las mismas etapas.



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

Tabla 3.4. Variación de presiones de poro durante la colocación de la sobrecarga respecto a la inicial.

Piezómetro	Prof. Instalación m	Presión de poro inicial $U_0$ kPa	Presión de poro final $U_f$ en kPa								
			1a	2a	3a	4a	5a	6a	7a	8a	9a
PA-31	10,50 (lente permeable)	96.5	0.8	0.8	1.6	2.5	3.0	3.5	4.3	6.4	6.4
PA-32	41,30 (lente permeable)	405.2	-0.2	0.0	0.1	2.2	6.6	7.6	11.9	14.6	13.2
PCV-31	18,0 (Arcilla)	185.8	22.4	17.8	21.9	20.6	13.8	24.5	27.3	34.9	25.3
PCV-32	26,0 (Arcilla)	265.3	24.1	15.2	17.2	19.4	19.4	25.9	23.0	11.9	13.7
PCV-33	32,0 (Arcilla)	321.5	10.1	14.5	16.5	20.3	32.1	43.6	83.5	44.2	23.2

Para el piezómetro abierto PA-31 instalado a 10.50 m el intervalo de variación fue de 0.8 a 6.5 kPa (0.08 a 0.65 t/m<sup>2</sup>), siendo más notorio el cambio a partir de la cuarta etapa. El piezómetro abierto PA-32, instalado a 41.30 m tuvo una variación máxima de 14.6 kPa (1.49 t/m<sup>2</sup>) incrementándose de manera significativa a partir de la sexta etapa de carga. Para los piezómetros de cuerda vibrante instalados en estratos arcillosos la variación fue la siguiente: para el PCV-31 instalado a 18.0 m el incremento máximo de presión fue de 34.9 kPa (3.56 t/m<sup>2</sup>) en la octava etapa, el PCV-32 tuvo un incremento máximo de 25.9 kPa (2.64 t/m<sup>2</sup>) en la sexta etapa y el PCV-33 fue el que tuvo un incremento máximo de 83.5 kPa (8.51 t/m<sup>2</sup>) en la séptima etapa.

De acuerdo a la Tabla 3.4 se puede ver que hay un incremento en las presiones de poro en la quinta y sexta etapa de carga de hasta 11.8 kPa, después se continuo incrementado el espesor pero las presiones de poro aumentaron en menor magnitud.



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

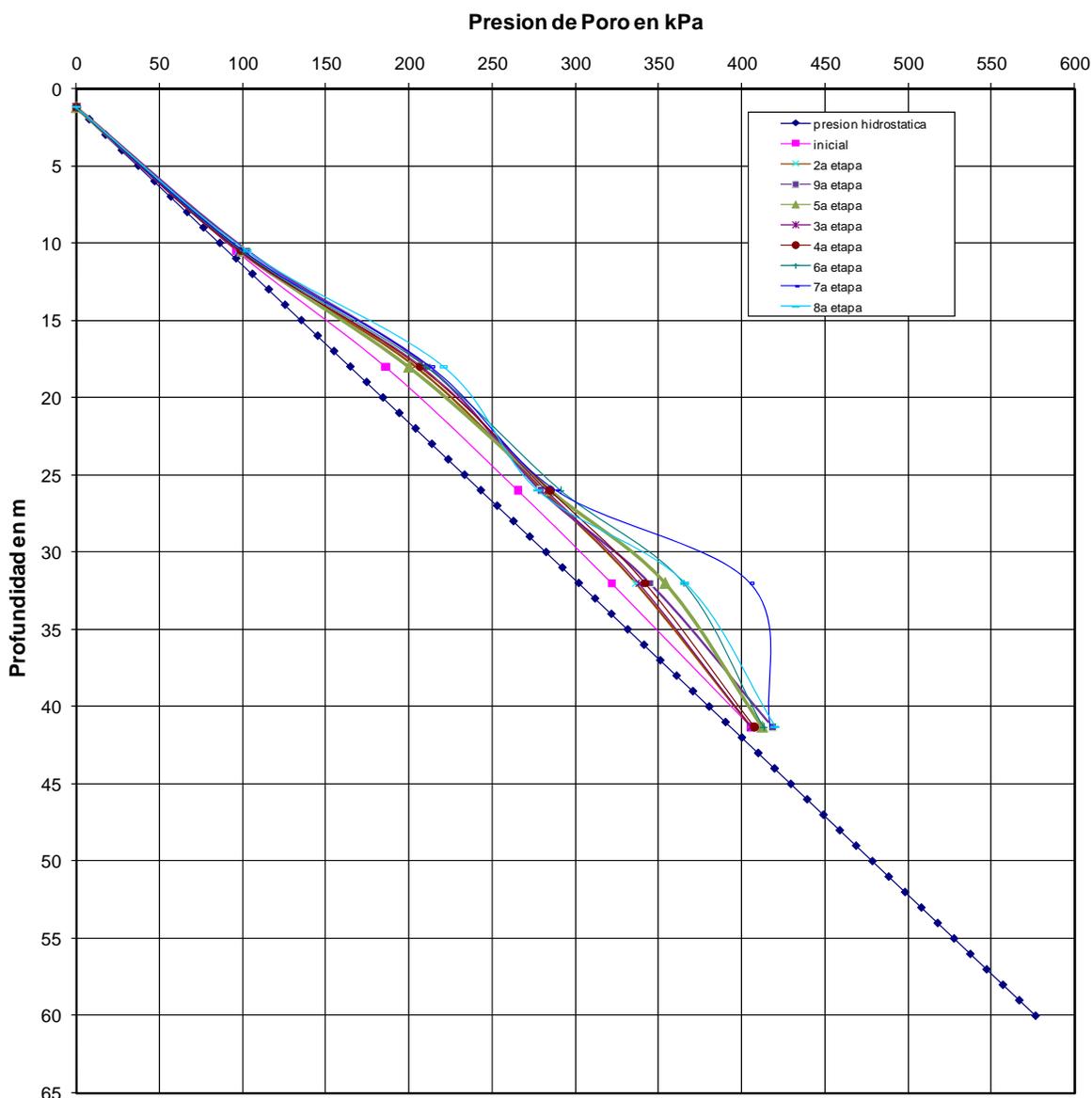


Figura 3.14. Presiones de poro medidas durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004)

- Resultados obtenidos hasta Noviembre de 2007

Los valores de la presión de poro se han mantenido sin cambio significativo desde el fin de aplicación de la sobrecarga (08 de Diciembre de 2003) y hasta el 15 de Noviembre de 2007 e incluso en algunos casos la presión de poro ha disminuido sensiblemente; sin embargo, como se puede apreciar en la Figura 3.15, todos los valores de la presión de poro están por encima de la distribución de la presión hidrostática teórica.



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

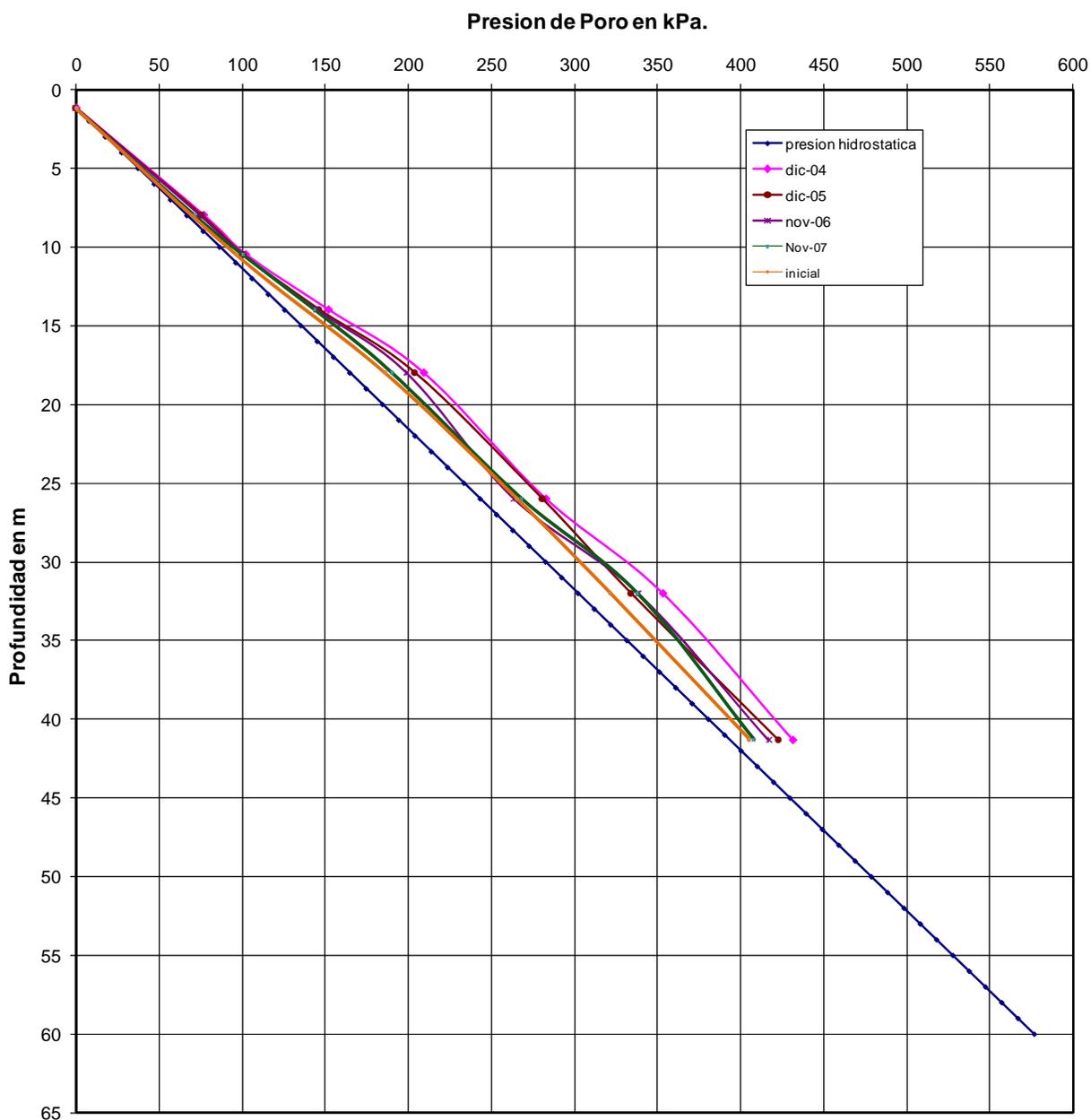


Figura 3.15. Presiones de poro medidas del 2004 al 2007

### ○ Interpretación de los resultados

Las presiones de poro medidas en los piezómetros que están instalados en la Estación de Medición 11 ubicada frente a la Zona del terraplén de prueba, no muestran cambios o variaciones significativas a partir del tiempo que se terminó de colocar la sobrecarga y hasta diciembre de 2007. En general la distribución teórica de la presión de poro con la



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

---

profundidad está por encima de la presión hidrostática para un nivel freático promedio de 1.2 m medido en el TO-11 a 6.0 m; ésta distribución tiende a acercarse a la hidrostática en la profundidad correspondiente a los piezómetros abiertos PA-31 y PA-32 instalados en lentes permeables a 10.5 y 41.3 m, respectivamente, lo cual se asocia al efecto de la permeabilidad propia de los mismos.

Los piezómetros de cuerda vibrante instalados en estratos arcillosos de baja permeabilidad indican un promedio de 0.48 a 1.86 t/m<sup>2</sup> en exceso de la hidrostática para los piezómetros ubicados entre 8.0 y 14.0 m, y entre 2.56 y 3.65 t/m<sup>2</sup> para los piezómetros ubicados entre 18.0 y 32.0 m; este valor casi se mantiene en el transcurso del tiempo de observación, tendiendo a disiparse muy lentamente.

Por otro lado en la gráfica mostrada en la Figura 3.15 se presentan las presiones de poro medidas hasta noviembre de 2007; se puede ver que la presión en los estratos arcillosos se está disipando por lo que se puede concluir que es estable.

### 3.5.1.2 Inclínómetros

En este caso el inclinómetro permite conocer la distribución de los desplazamientos horizontales con la profundidad que se presentan en la masa de suelo debido a los efectos de la sobrecarga aplicada a los terraplenes.

- Resultados obtenidos durante la colocación de la carga

Las deformaciones horizontales en cada inclinómetro presentadas en las Figura 3.16 a Figura 3.19 muestran una pendiente casi constante desde el fondo hasta la superficie del suelo, a excepción de los primeros 3 m superficiales de los inclinómetros I-1, I-3 e I-4 en donde la pendiente es diferente debido a que en cada una se construyó una pequeña plataforma de tepetate compactado para las maniobras de instalación. El inclinómetro I-2 no exhibe este comportamiento debido a que se instaló directamente sobre el terreno natural.

A partir de las graficas de la evolución de los desplazamientos en cada inclinómetro se construyeron las curvas esfuerzo-deformación tal como se puede ver en las Figura 3.20 a Figura 3.23; de estas curvas puede observarse que tanto para las deformaciones en la



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

superficie como para aquellas a 3.0 m, el comportamiento de estas curvas es típico para arcillas de alta compresibilidad las cuales no exhibirán un esfuerzo máximo.

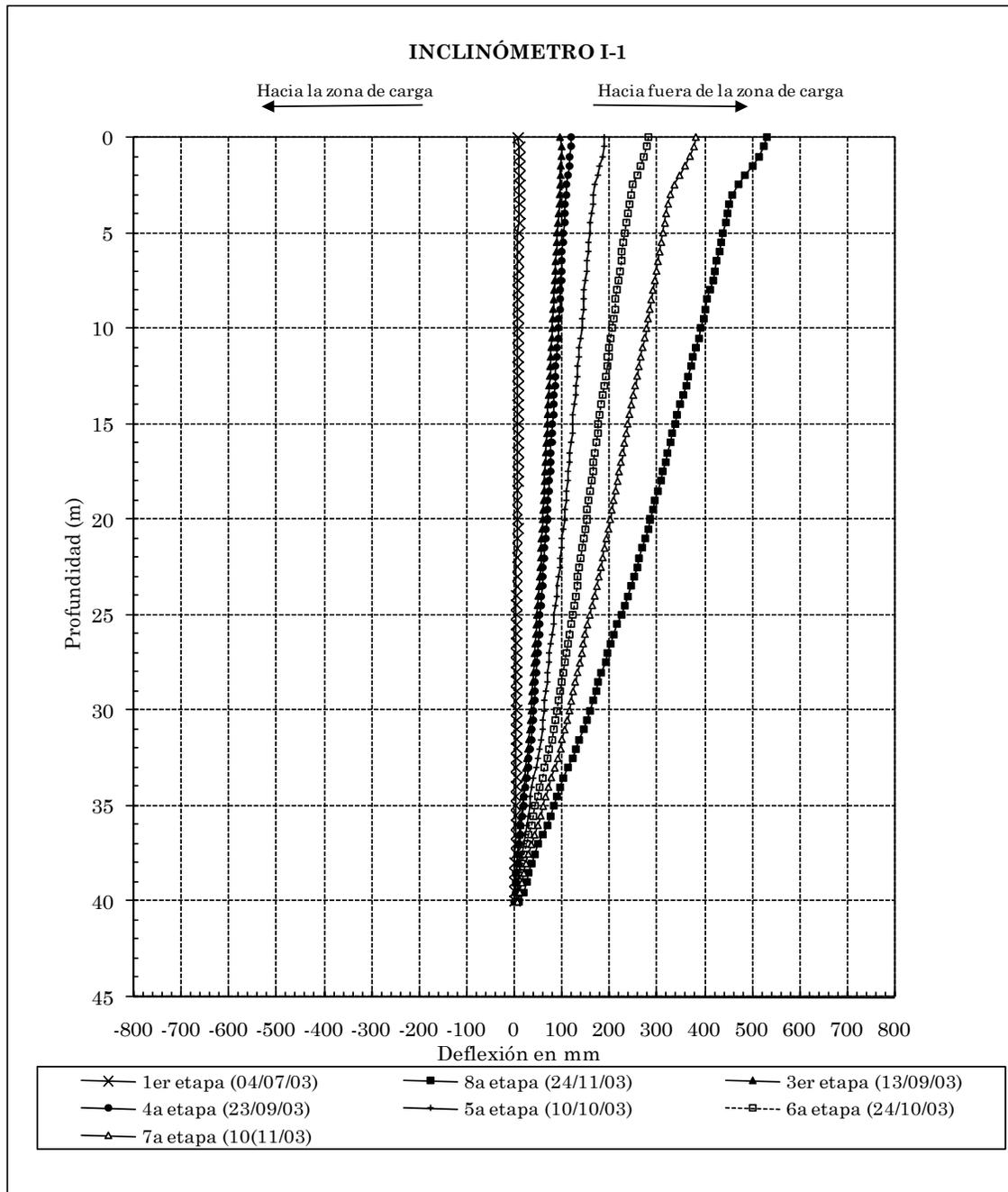


Figura 3.16. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-1 durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004).

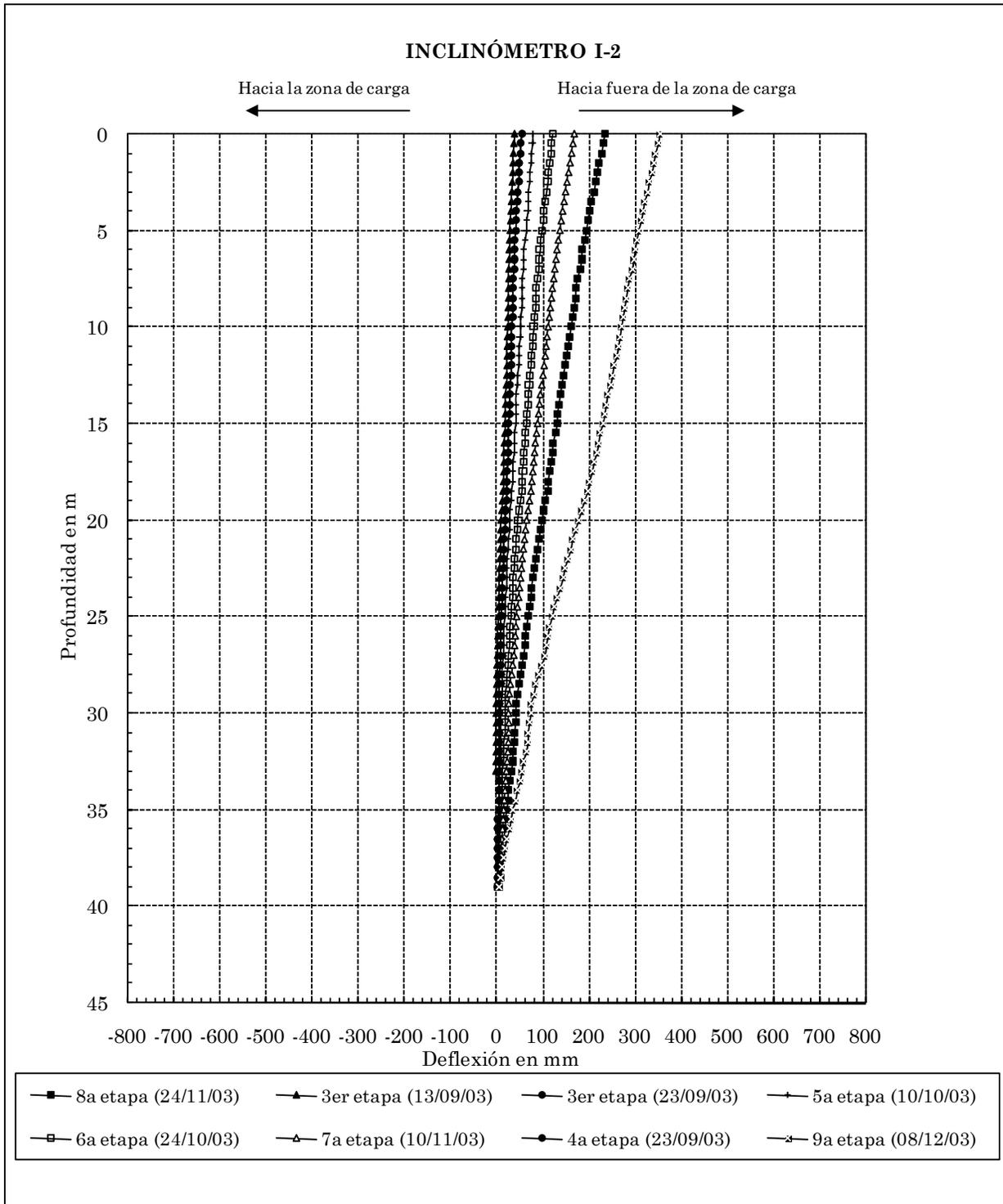


Figura 3.17. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-2 durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004).

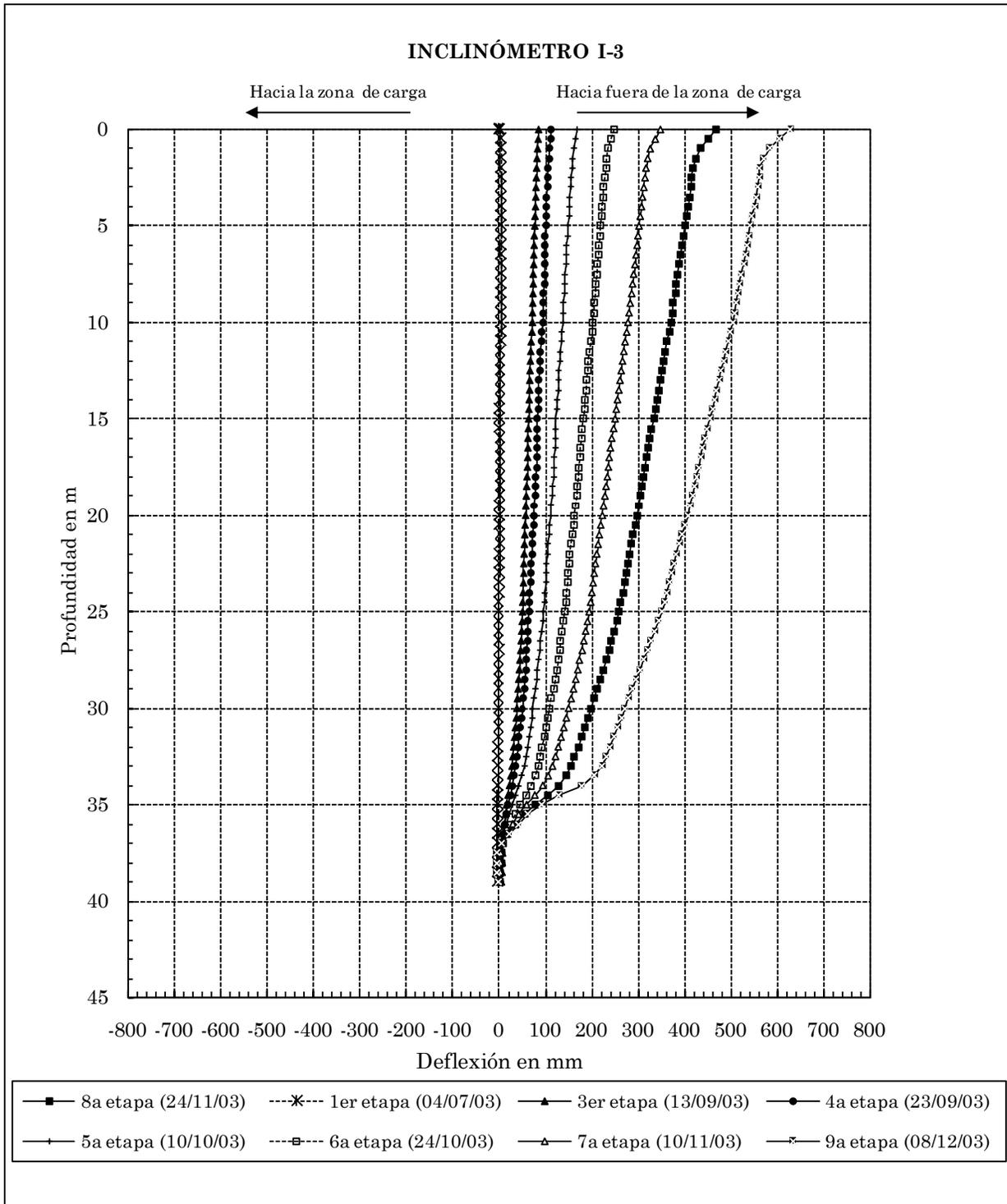


Figura 3.18. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-3 durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004).

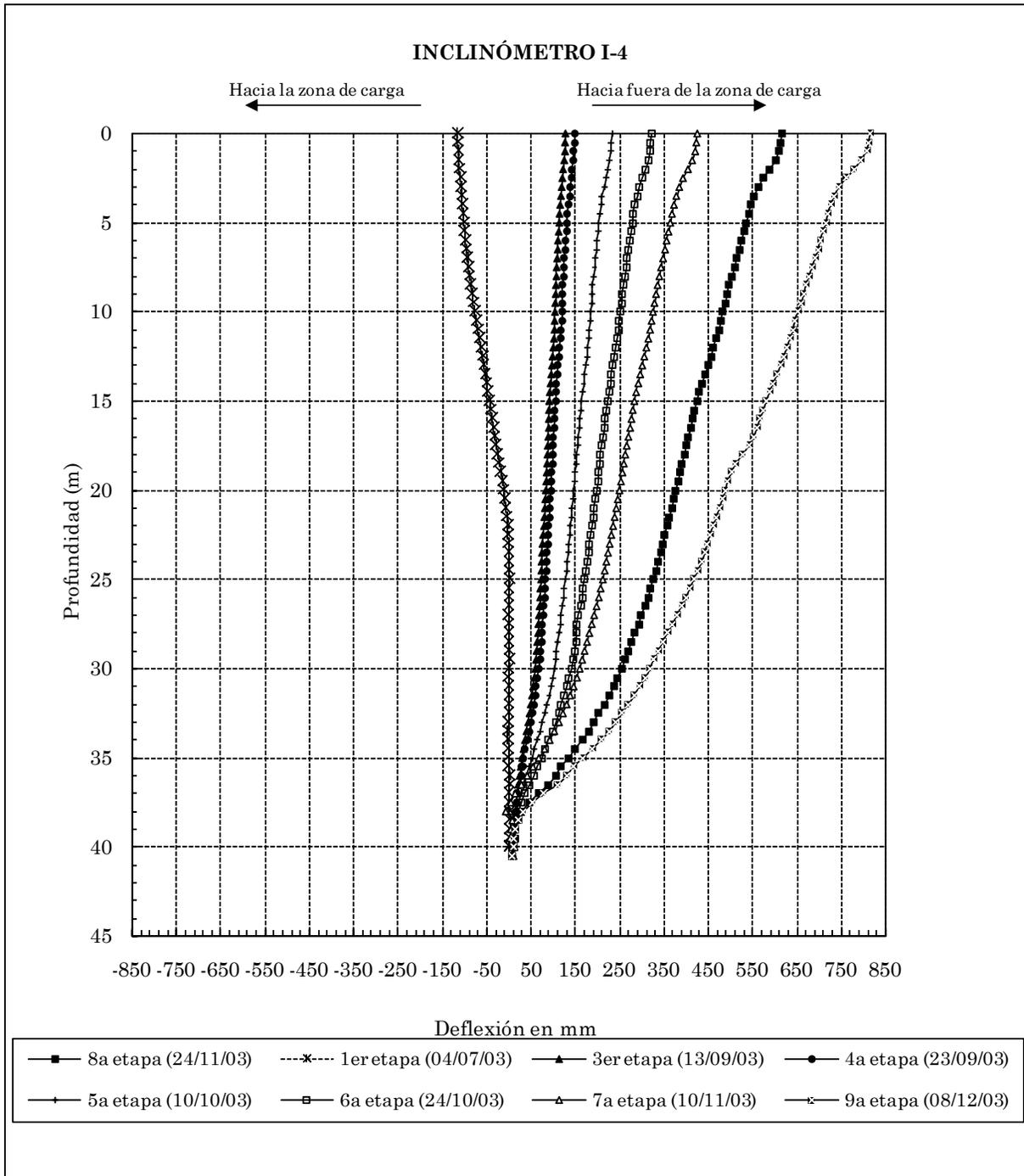


Figura 3.19. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-4 durante el proceso de colocación de carga (TGC 2004).



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

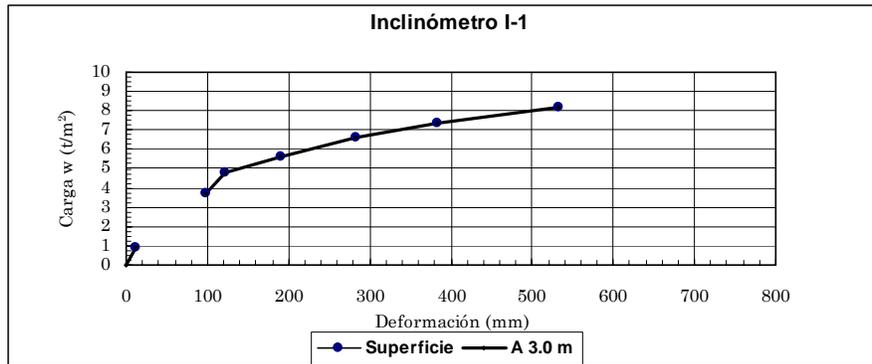


Figura 3.20. Deformación superficial obtenida en el inclinómetro I-1 (TGC 2004)

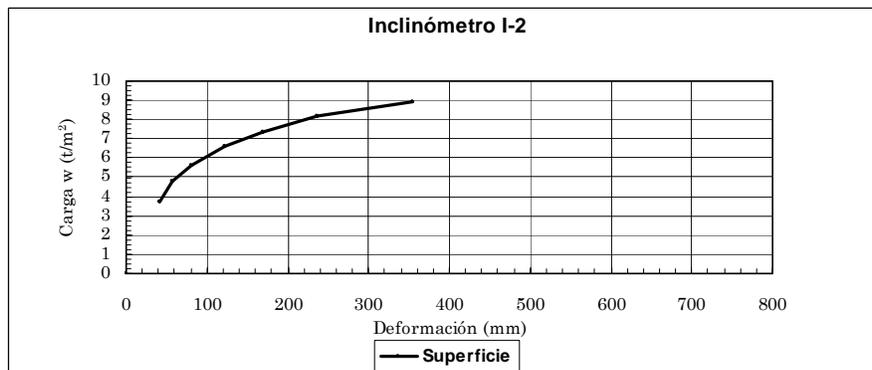


Figura 3.21. Deformación superficial obtenida en el inclinómetro I-2 (TGC 2004)

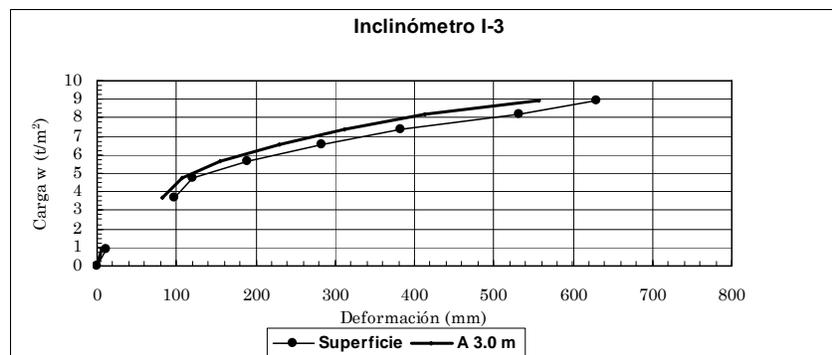


Figura 3.22. Deformación superficial obtenida en el inclinómetro I-3 (TGC 2004)

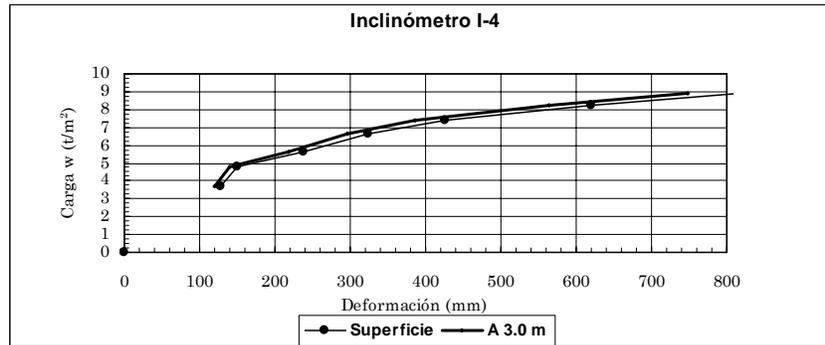


Figura 3.23. Deformación superficial obtenida en el inclinómetro I-4 (TGC 2004)

- Resultados obtenidos hasta el 25 de Abril de 2005

La evolución de los desplazamientos que se han medido en la superficie del suelo en cada uno de los Inclinómetros se presenta en las Figura 3.24 a Figura 3.27. El periodo de tiempo comprende desde el inicio de la prueba de carga (04 de Julio de 2003) hasta el 25 de abril de 2005. En las gráficas de las Figuras 3.24 a 3.27 se aprecian los desplazamientos que han ocurrido a partir de que se terminó con la prueba y hasta el 25 de Abril de 2005.

Los desplazamientos horizontales máximos acumulados en milímetros hasta el 25 de Abril de 2005 para los inclinómetros I-1, I-2, I-3 e I-4 son los siguientes: 30 mm (a partir de su reinstalación en Abril de 2004), 400, 660 y 850 mm, respectivamente (los dos últimos descontando los desplazamientos presentados hasta los 3.0 m). El desplazamiento promedio mensual a partir de que se suspendió la prueba de carga en cada inclinómetro es: 3.0 mm/mes para el I-2, 0.48 mm/mes para el I-3 y 10.9 mm/mes para el I-4. El inclinómetro I-1 presenta un desplazamiento promedio mensual a partir de su reinstalación en Abril de 2004 de 3.17 mm/mes.

A partir de la forma de las gráficas de las Figuras 3.24 a 3.27, la velocidad con la que se presentan las deformaciones en cada inclinómetro después de haber colocado toda la sobrecarga, tiende a ser menor o a mantenerse constante conforme transcurre el tiempo.



# TERRAPLÉN DE PRUEBA

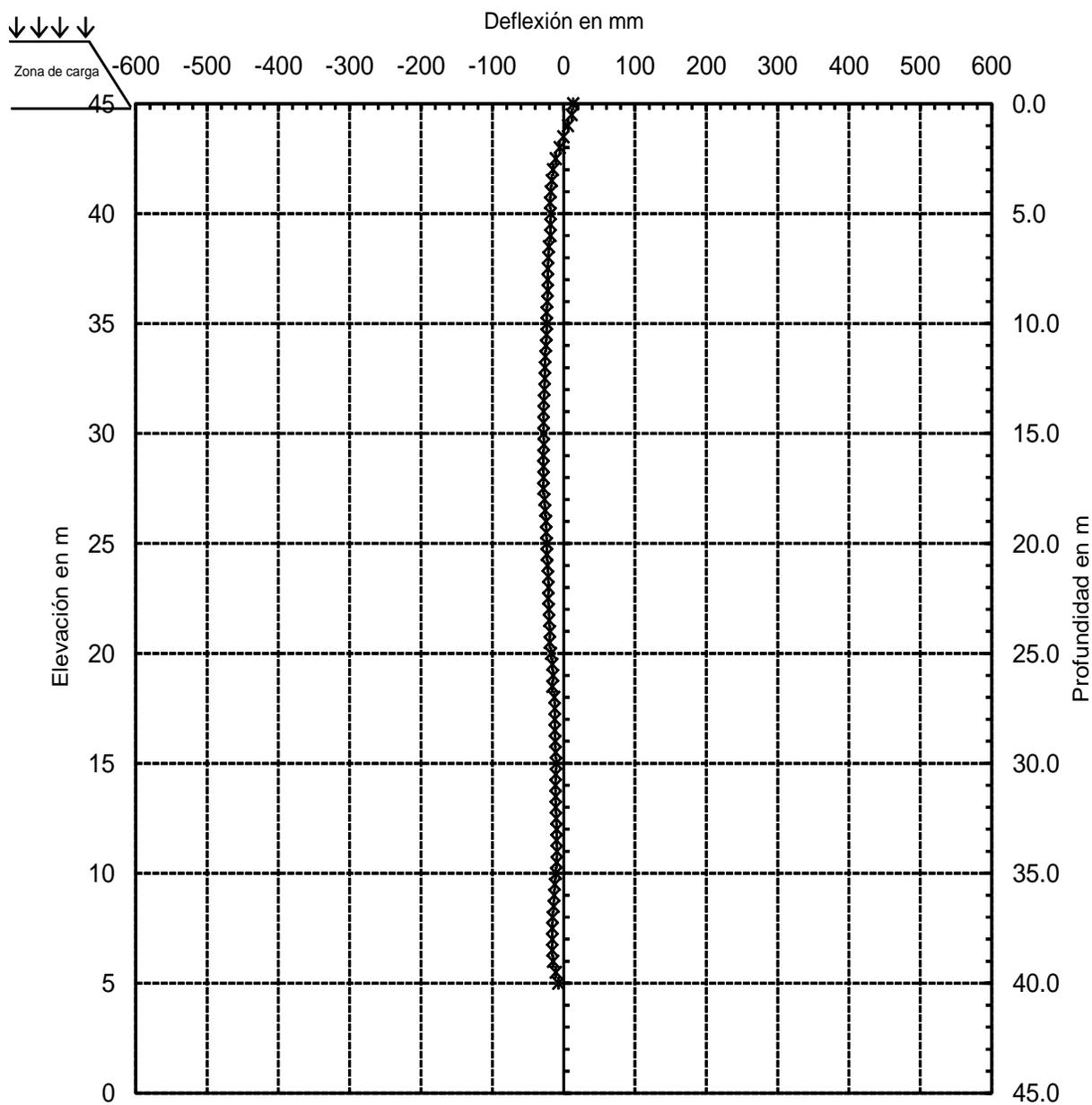


Figura 3.24. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-1 en el periodo de Abril de 2004-Abril de 2005.



# TERRAPLÉN DE PRUEBA

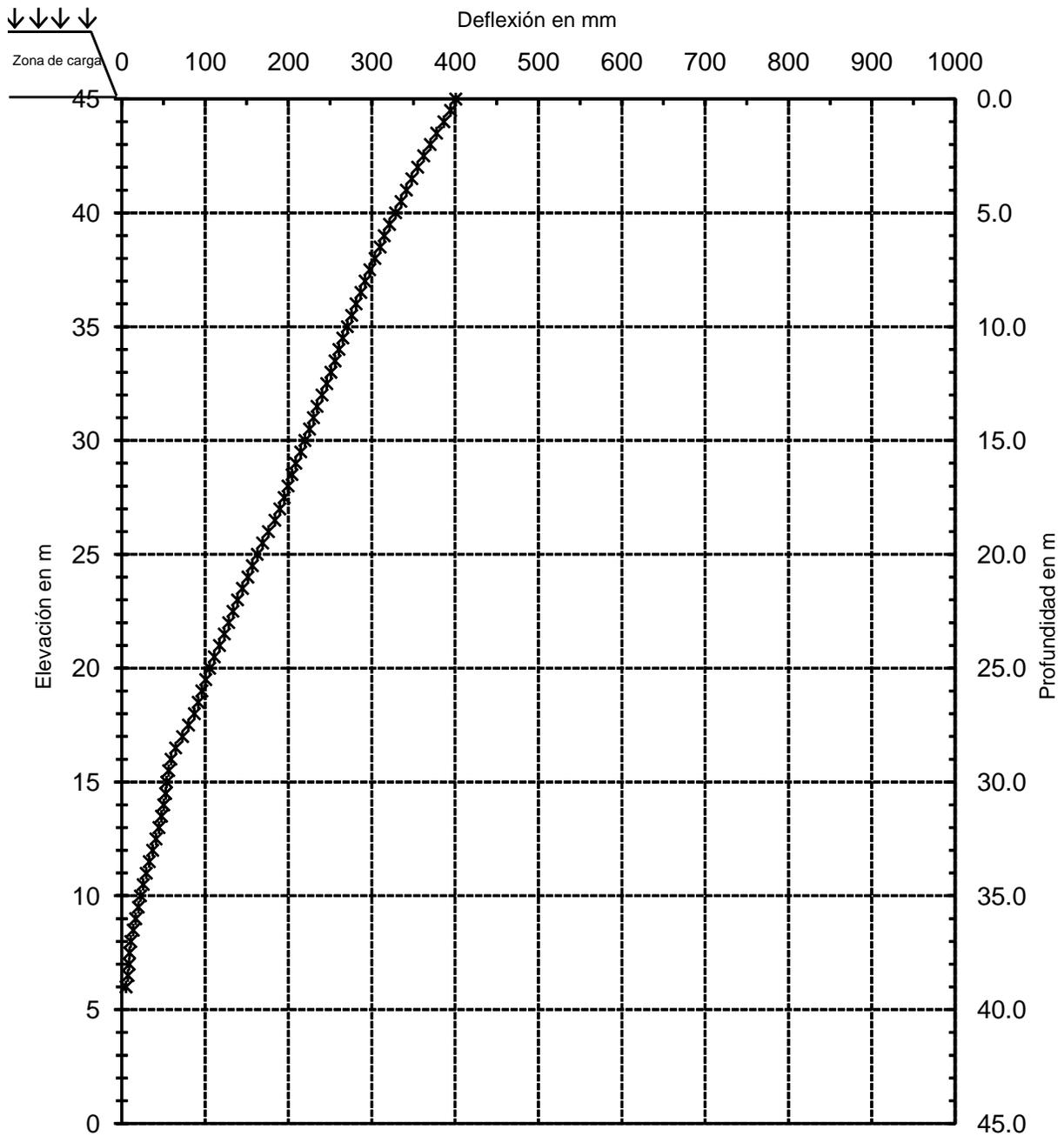


Figura 3.25. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-2 en el periodo de Abril 2004-Abril de 2005



# TERRAPLÉN DE PRUEBA

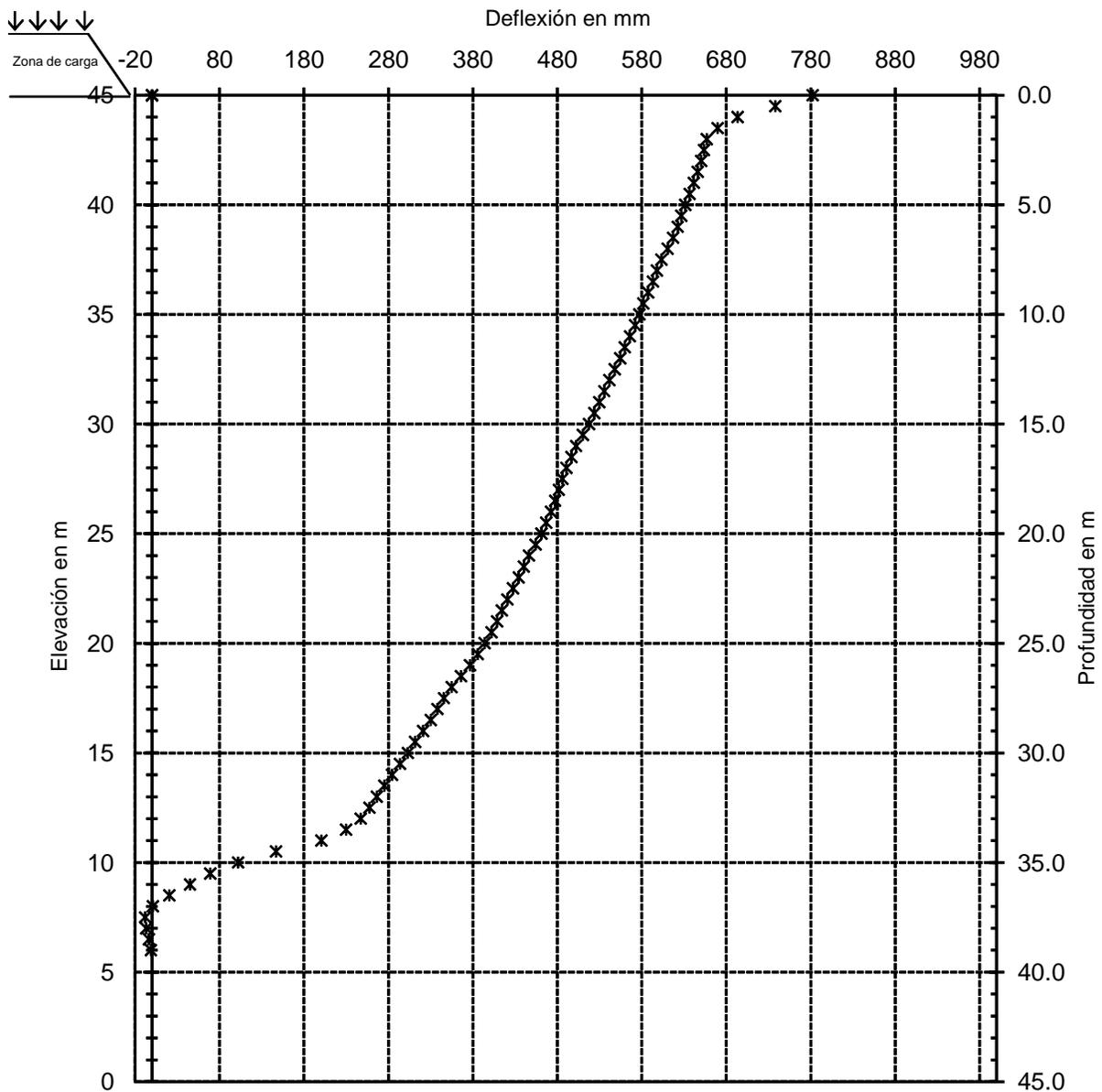


Figura 3.26. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-3 en el periodo de Abril-2004-Abril de 2005.

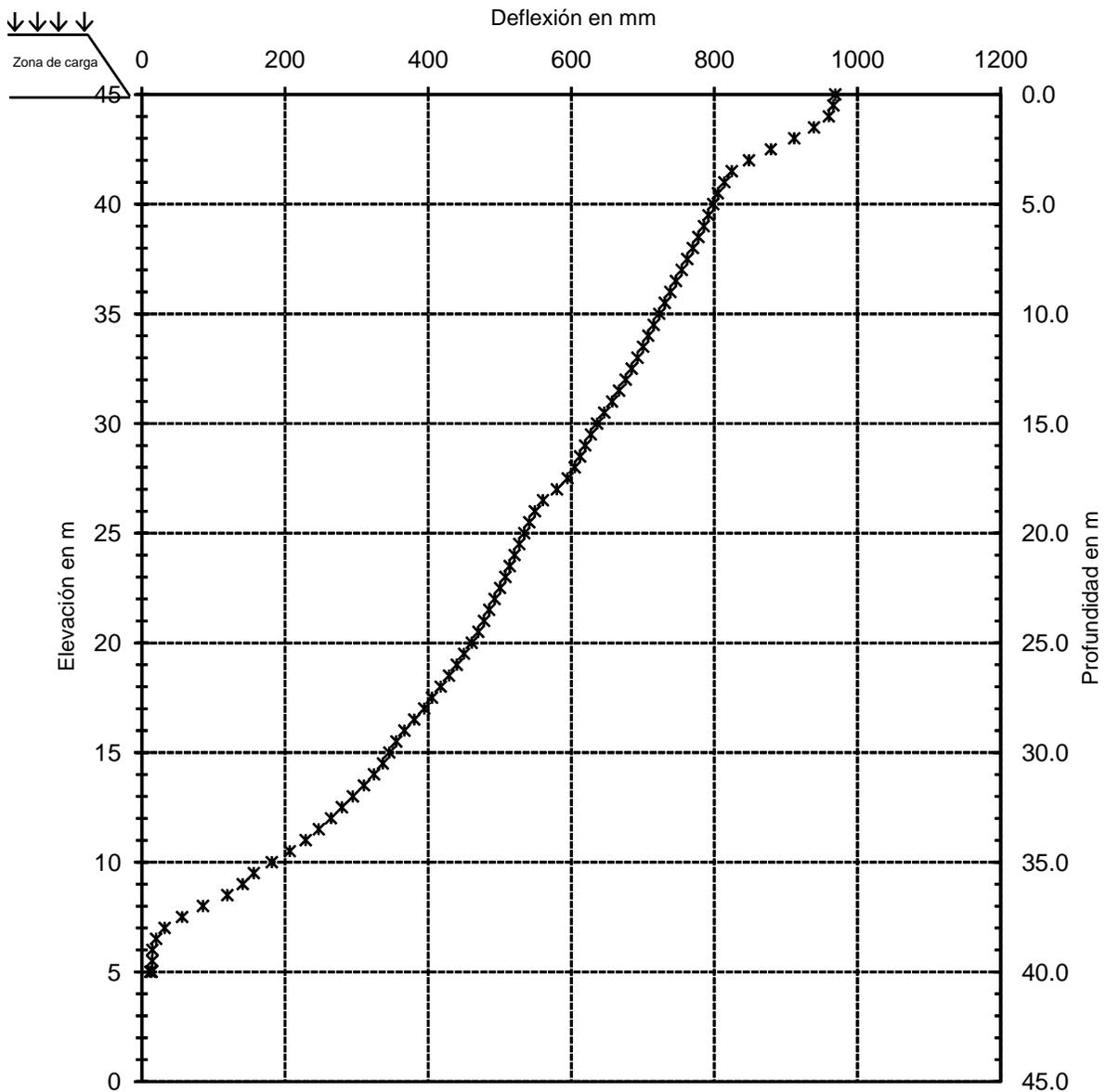


Figura 3.27. Deformaciones medidas en el inclinómetro I-4 en el periodo de Abril de 2004-Abril de 2005.

○ Interpretación de resultados

Los desplazamientos horizontales máximos que se midieron en los inclinómetros presentan diferentes tendencias. A partir de su reinstalación en Abril de 2004, el Inclinómetro I-1 tuvo un incremento de deformación hacia fuera de la zona de carga y a partir de Septiembre presentó un comportamiento diferente al observado con ligeros



desplazamientos hacia la zona cargada; en el mes de Diciembre se observa que presenta desplazamientos hacia fuera de la zona cargada. El Inclínómetro I-2 prácticamente se ha mantenido sin cambios significativos de deformación desde Abril de 2004. El Inclínómetro I-3 presenta su máxima deformación en Noviembre de 2004 y tiende a regresar hacia la zona de carga en el mes de Diciembre. Por último, el Inclínómetro I-4 fue el que tuvo el máximo desplazamiento hacia fuera de la zona de carga en la última lectura del mes de Diciembre de 2004.

Tanto en las curvas mostradas en las Figuras 3.16 a 3.19 como en las 3.20 a 3.23 se puede notar que hasta la 7ª etapa de carga, la variación de la deformación es uniforme y al colocarle los siguientes 2 incrementos los desplazamientos se incrementan en todos los inclinómetros aunque por su ubicación en algunos es mayor que en otros.

En las graficas mostradas en las Figuras 3.24 a 3.27 se considera que las deformaciones ya no son tan alarmantes como en las graficas anteriores aunque se puede concluir que el subsuelo está sujeto a desarrollar alguna incipiente superficie de falla considerando a esta como de tipo local.

### 3.5.1.3 Topografía

Los levantamientos topográficos sirven para medir desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circunda a las obras o estructuras en construcción; se utilizan puntos fijos que se localizan en la superficie del terreno y se instalan a los largo de líneas de colimación sensiblemente paralelas a los ejes de las obras o estructuras que se requiera observar o como puntos aislados para referencias de nivel.

Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o de deformaciones inadmisibles.

- Resultados obtenidos durante la colocación de la carga

Los movimientos horizontales y verticales que se detectaron en las cuatro líneas de colimación denominadas L1, L2, L3 y L4 se presentan en las Figuras 3.28 a 3.35, respectivamente. La línea de colimación L1 presento desplazamientos horizontales al centro en un valor promedio de 34.0 cm y en los extremos sur y norte en valores de 22.0



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

---

cm. Se observa también que los desplazamientos horizontales en esta línea fueron creciendo paulatinamente hacia fuera de la zona cargada empezando a ser más notorios en magnitud a partir de la sexta etapa teniendo su valor máximo relativo entre la etapa séptima y octava.

En lo que respecta a la línea de colimación L2, L3 y L4 el movimiento general observado fue hacia fuera de la zona de carga, con particularidad de que la rama sur fue la que presentó los valores mayores que en promedio fueron de 20.0 cm. Los desplazamientos horizontales totales y los relativos (entre etapas de carga) comenzaron a ser más evidentes a partir de la octava etapa de carga de estas tres líneas de colimación y que fueron del orden de 4.0 cm.

Cabe señalar que la línea de colimación L4 presentó un comportamiento diferente al observado en el resto de las líneas; esto pudo haber estado influenciado por el canal excavado que se encuentra a 1.0 m de ésta, cuya apertura comenzó después del inicio de la colocación de la sobrecarga.

Estos desplazamientos horizontales, debidos al proceso de colocación de material compactado encima de la macrocelda MC-VII, dan, origen a un patrón de agrietamiento que se presenta en la *Figura 3.39*; en este figura se observa que la mayor parte de las grietas se presentaron en la periferia en la zona cargada, en el límite de las franjas 1 y 2 de la misma, en los taludes de la macrocelda y al borde del camino interior ubicado entre la estación de medición 11 y la macrocelda, lo cual indica que puede deberse a la rigidez de los materiales de cubierta, al mismo material que se ha colocado o a la compresión de los desechos.

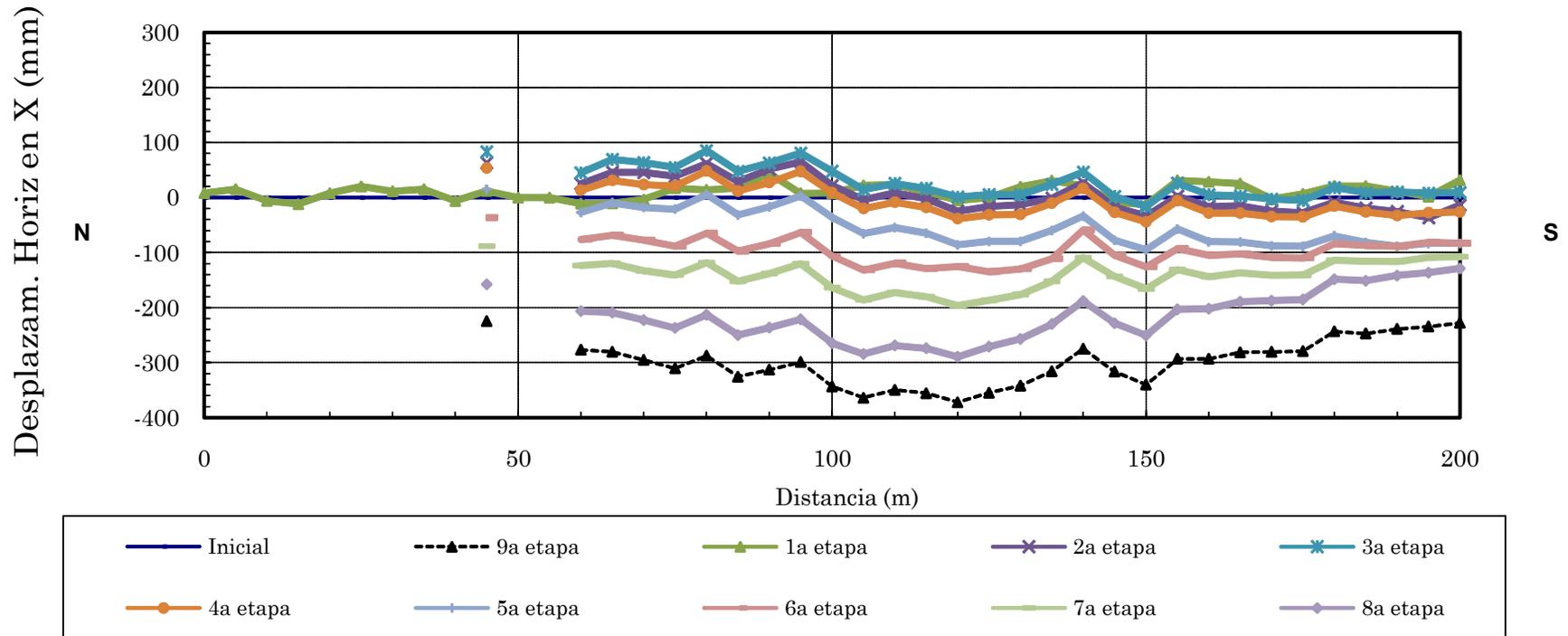


Figura 3.28. Movimientos horizontales en la línea de colimación L1

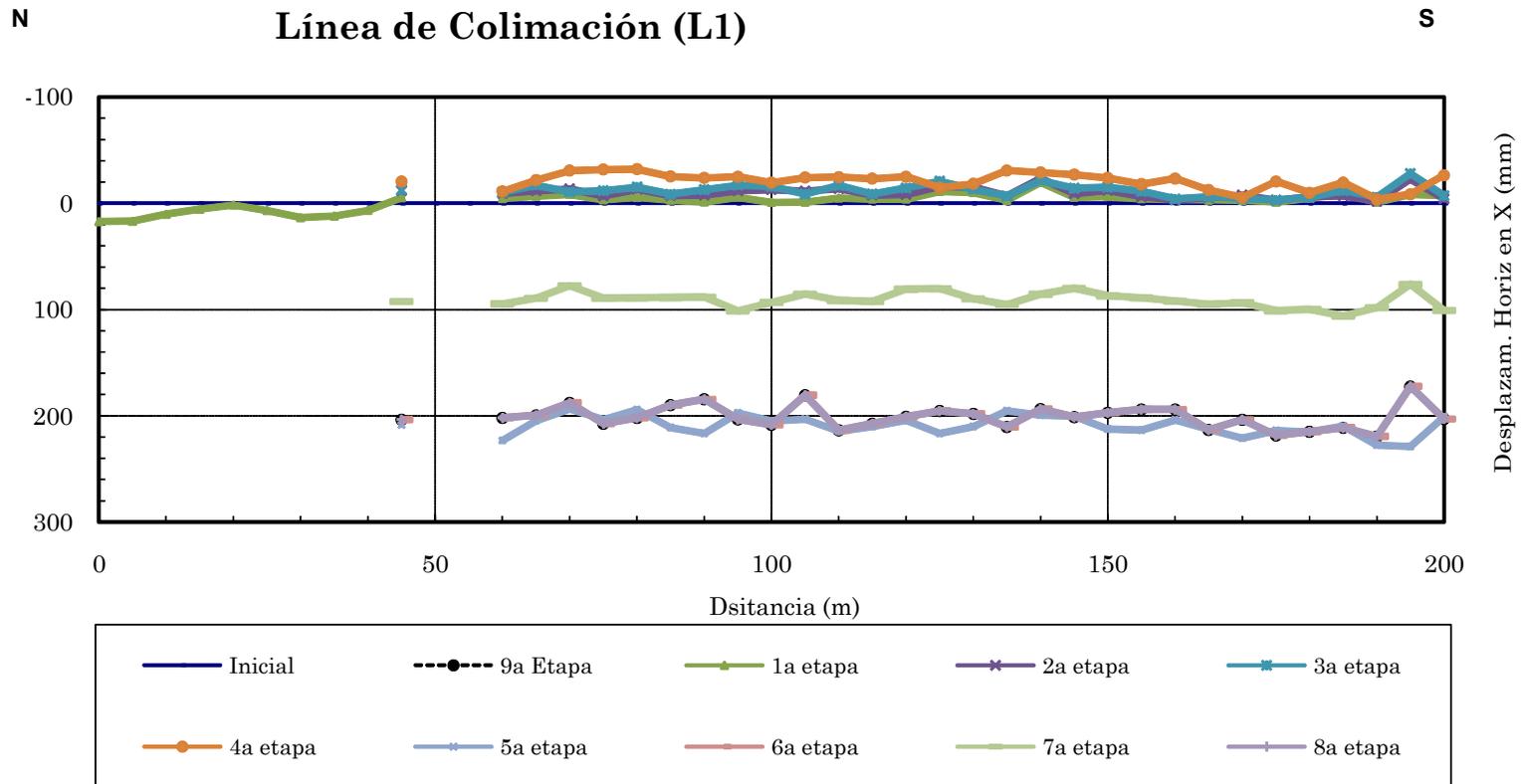


Figura 3.29. Movimientos verticales en la línea de colimación L1.

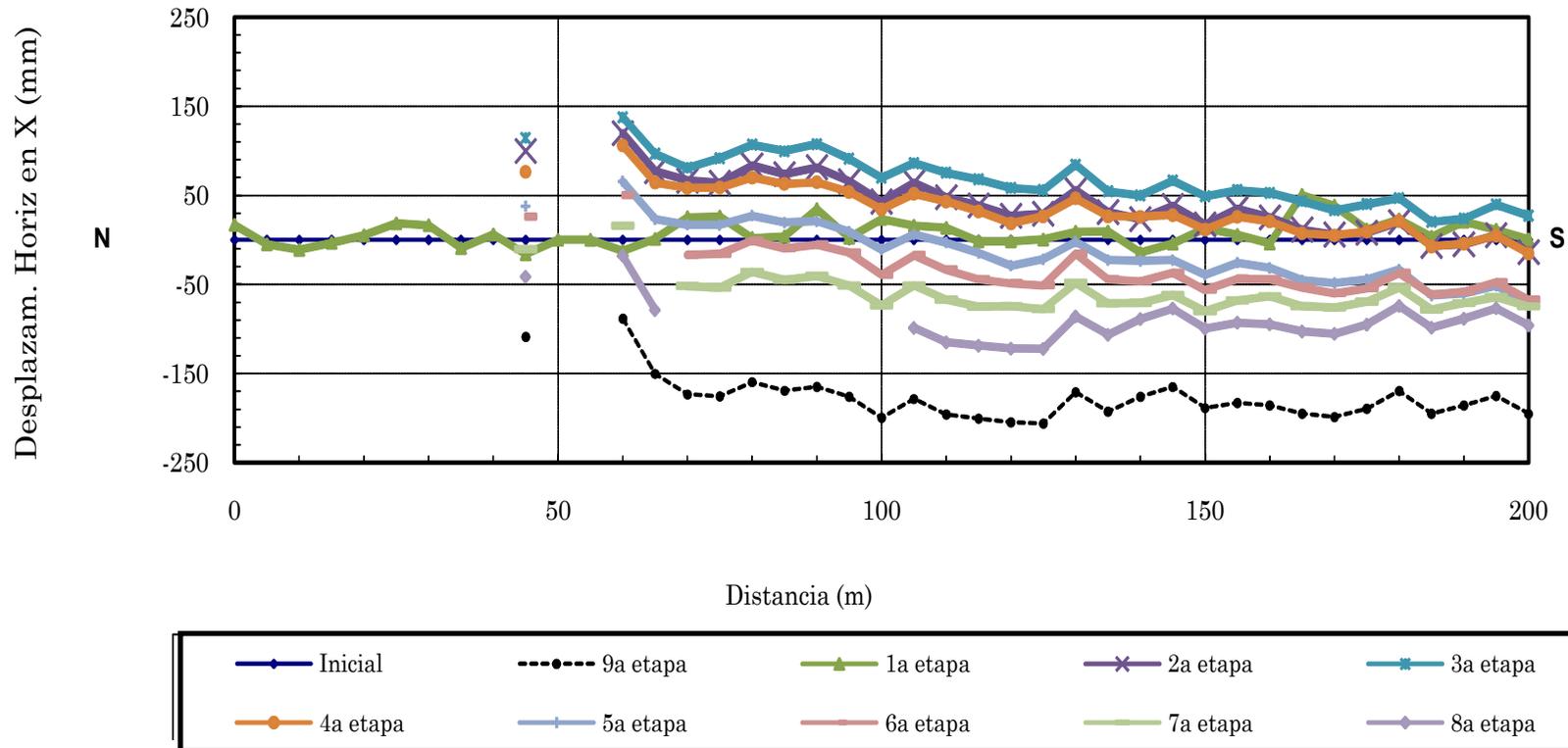


Figura 3.30. Movimientos horizontales en la línea de colimación L2

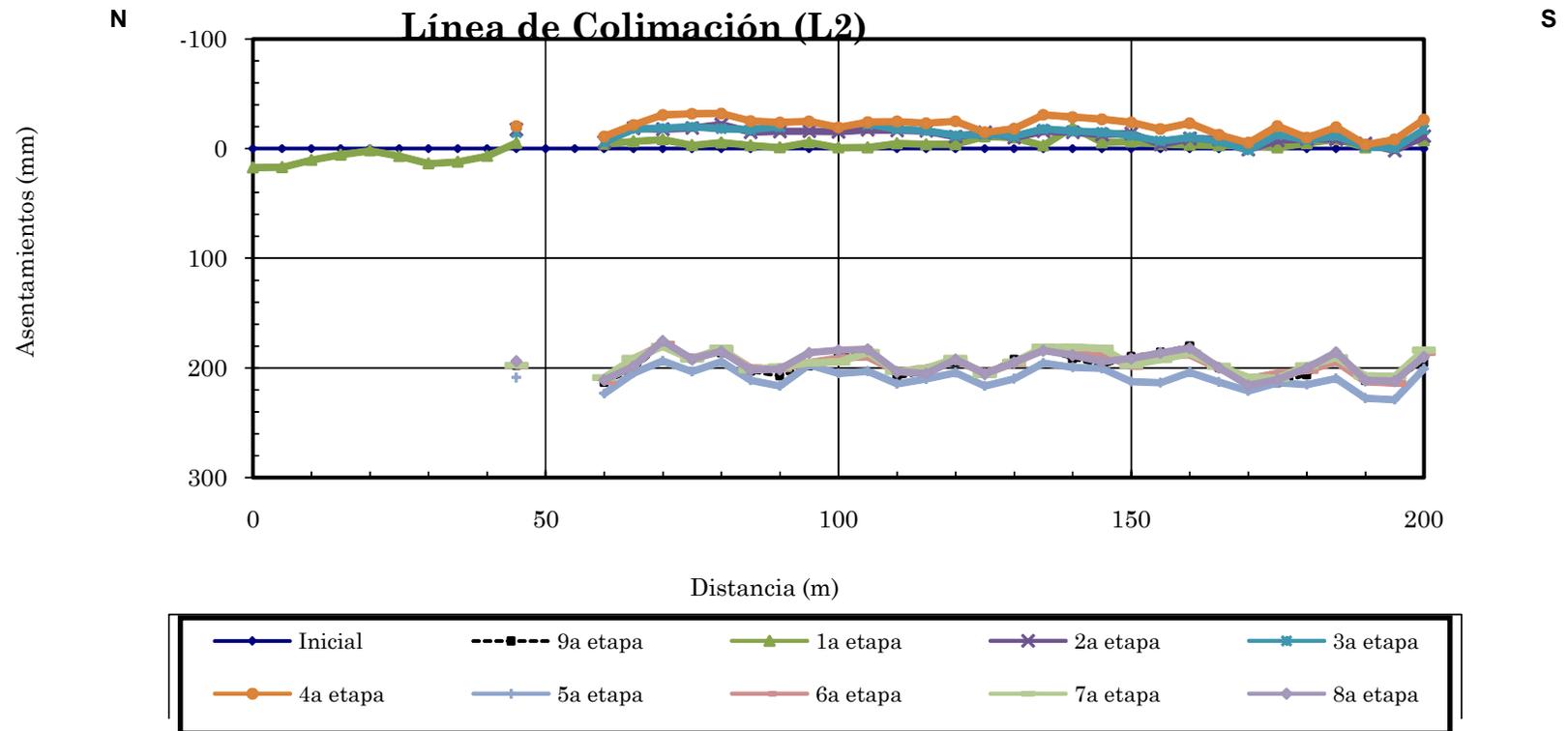


Figura 3.31. Movimientos verticales en la línea de colimación L2.

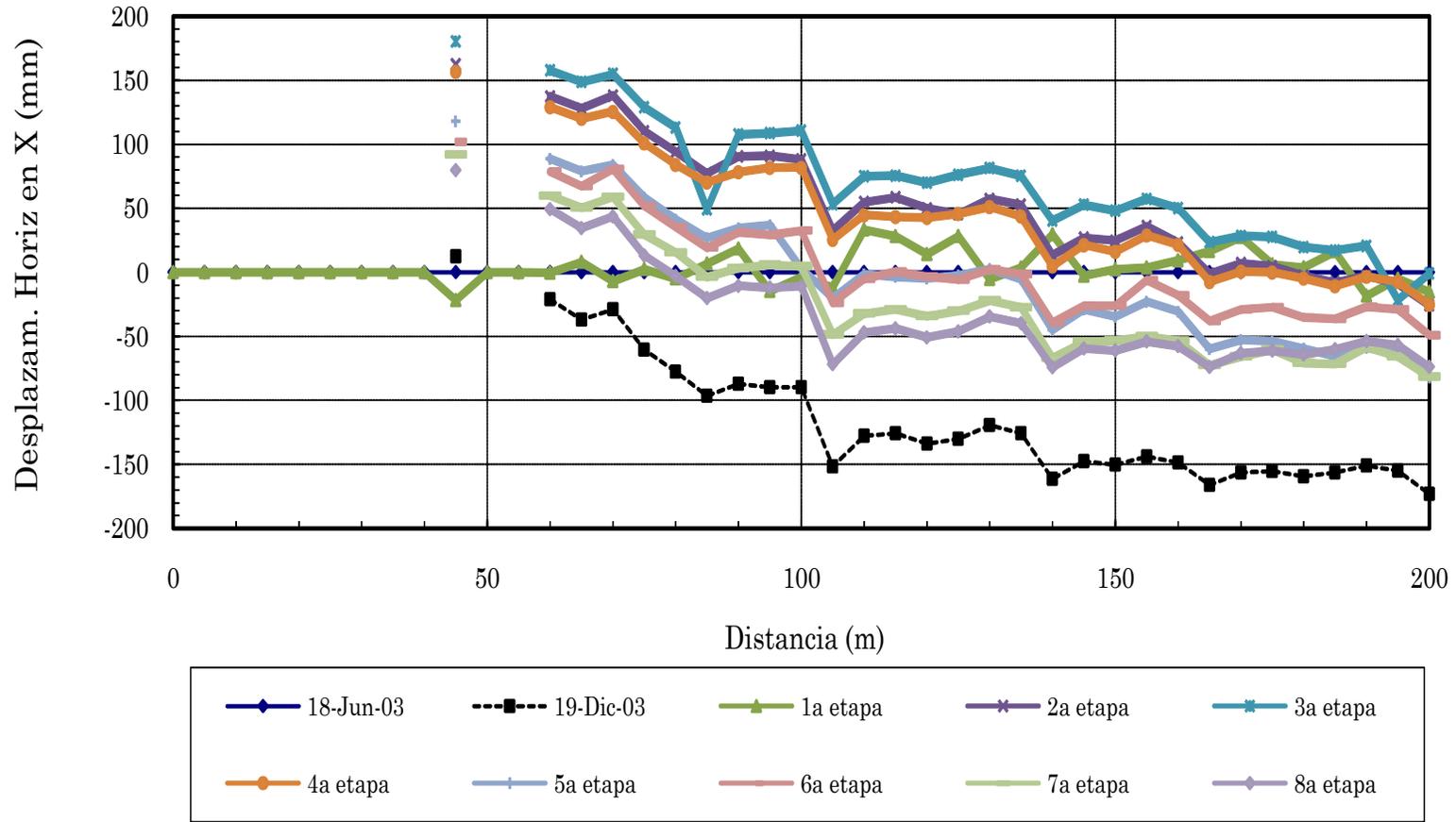


Figura 3.32. Movimientos horizontales en la línea de colimación L3

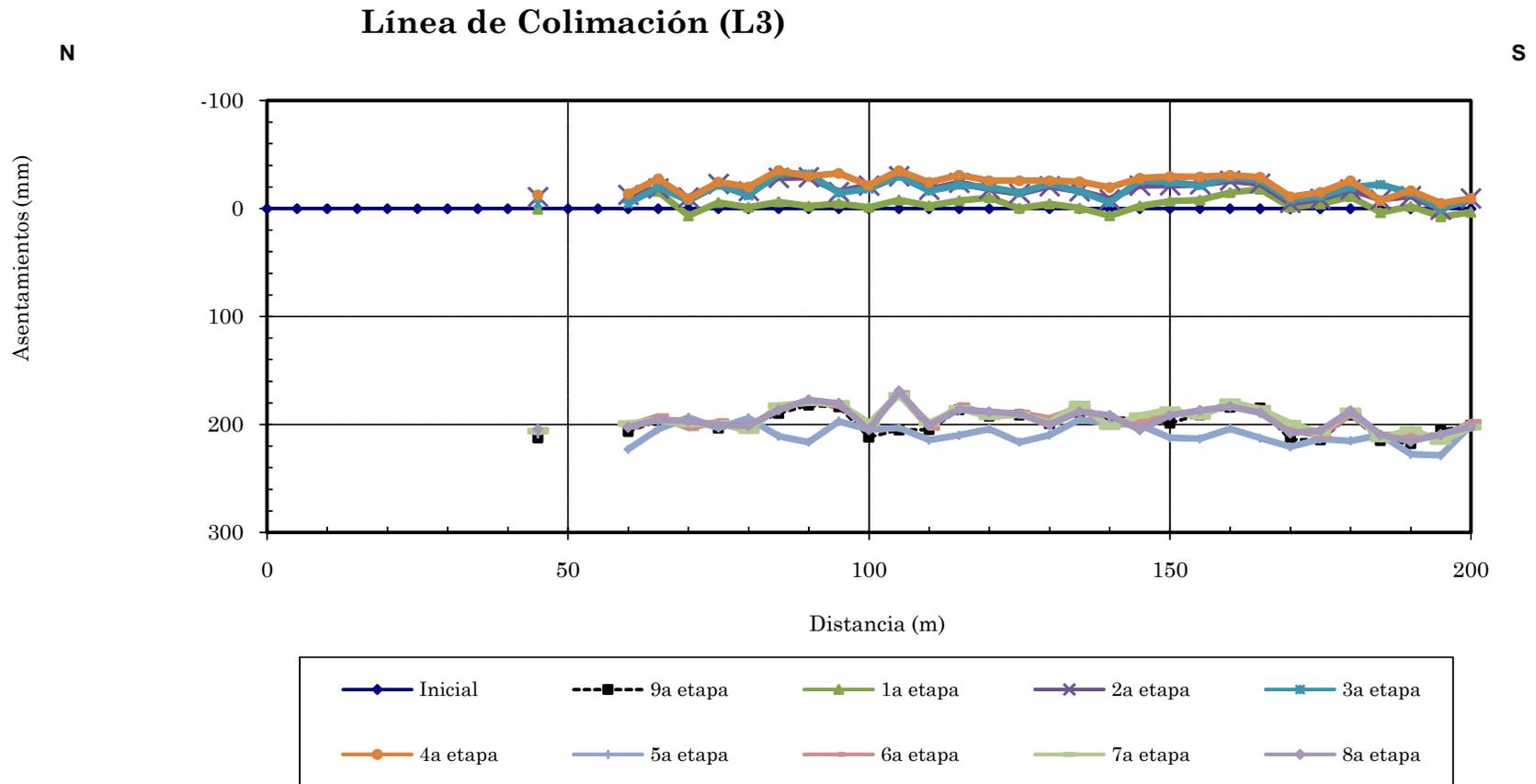


Figura 3.33. Movimientos verticales en la línea de colimación L3

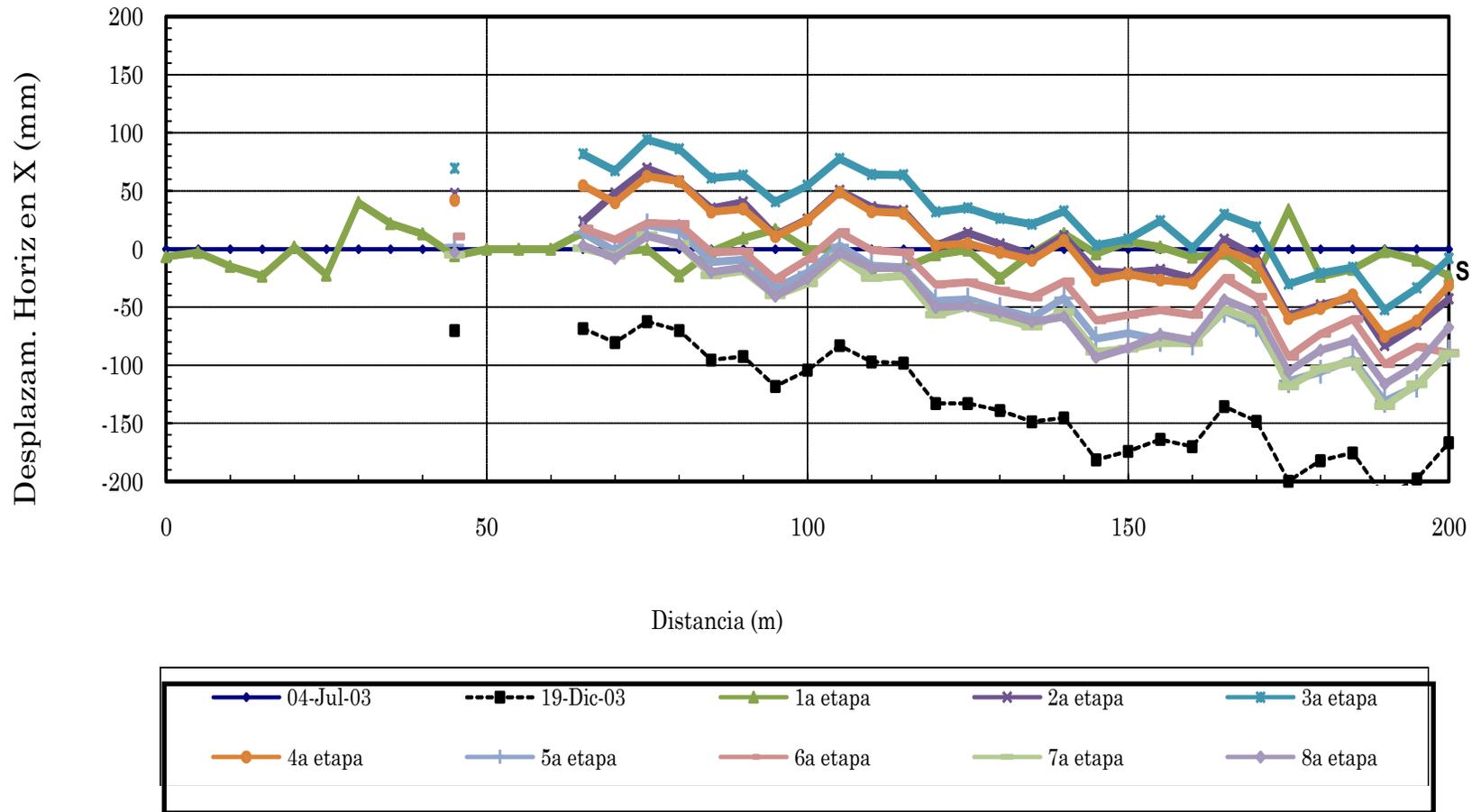
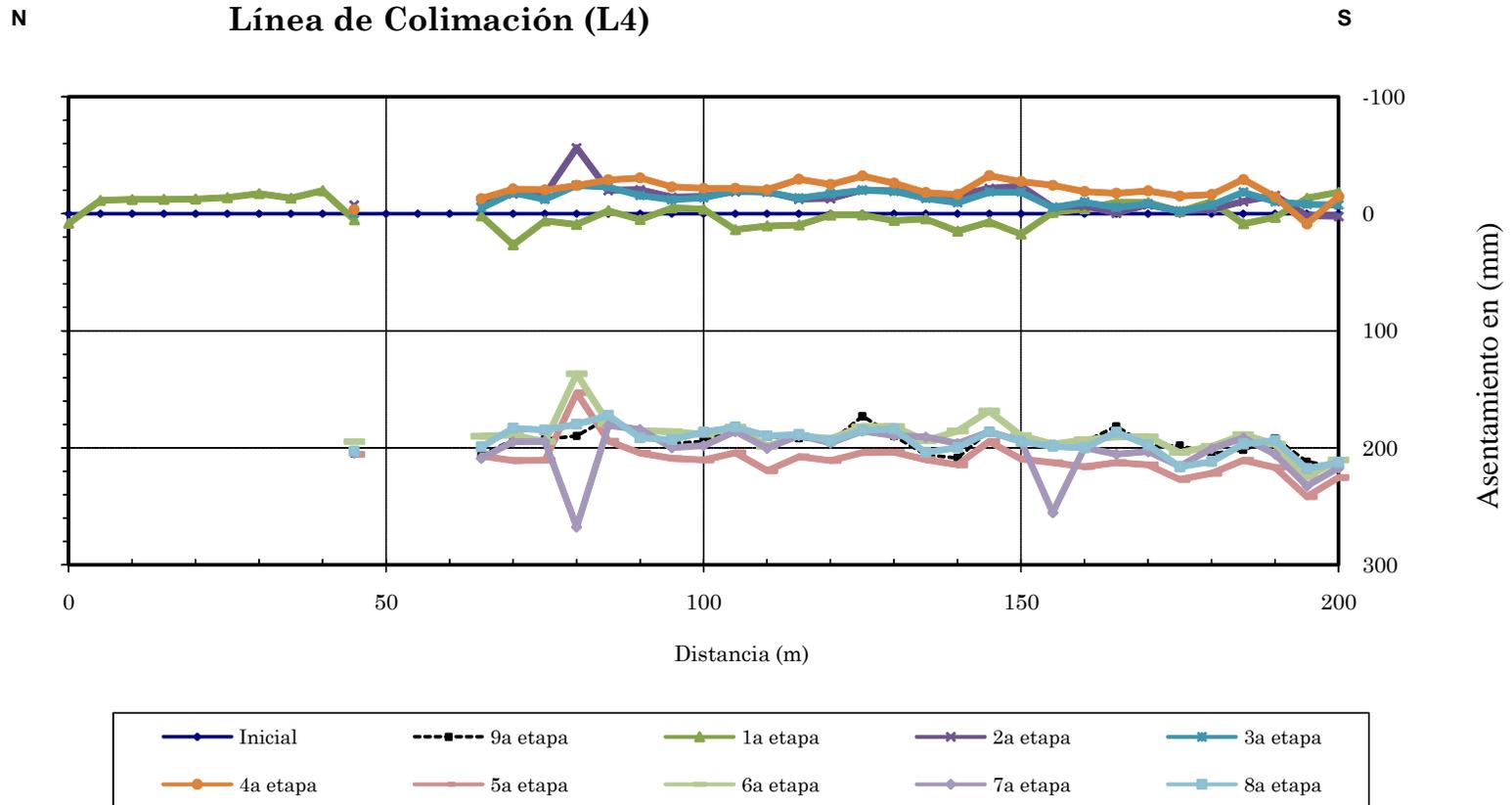


Figura 3.34. Movimientos horizontales en la línea de colimación L4



*Figura 3.35. Movimientos verticales en la línea de colimación L4*

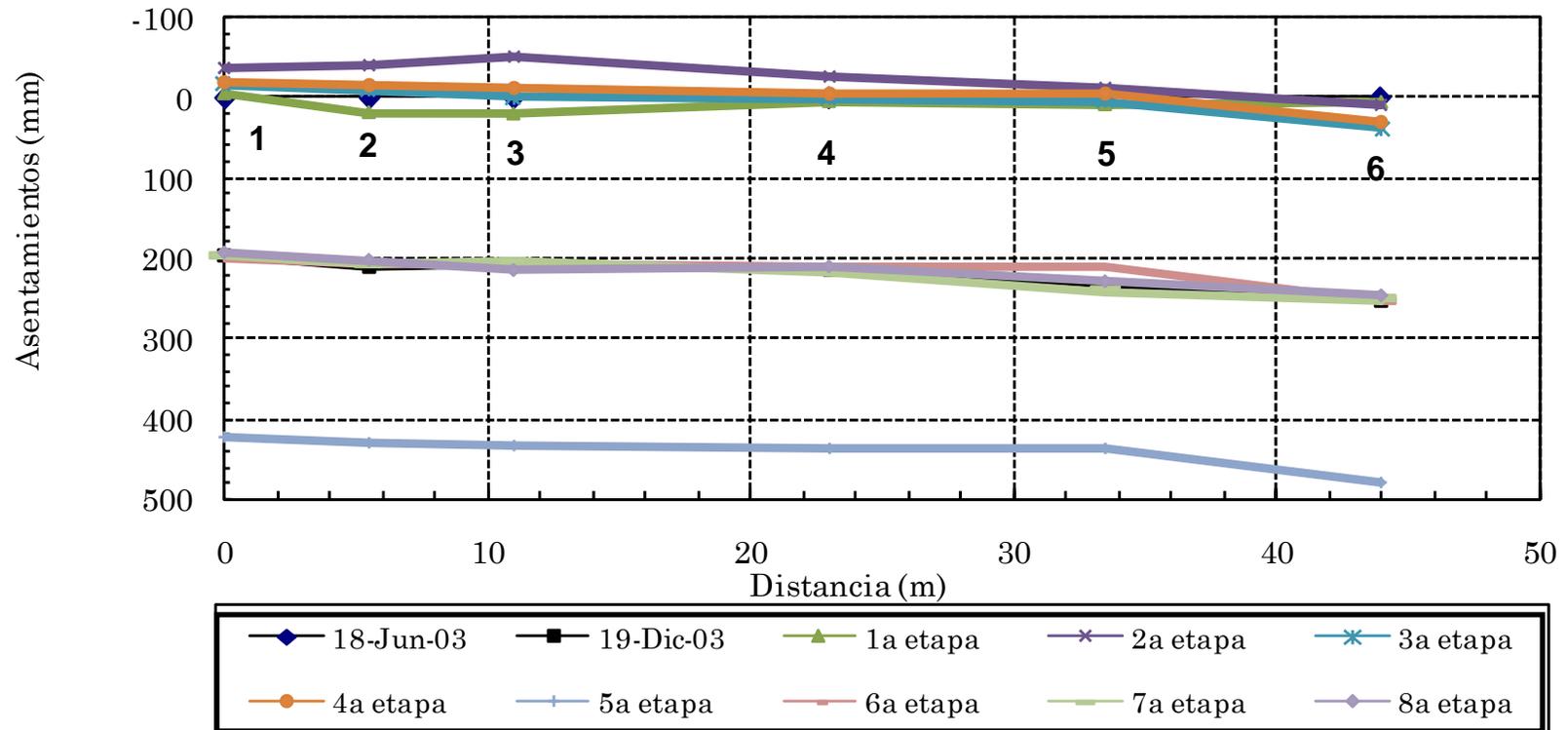


Figura 3.36. Movimientos verticales en la referencia superficial I-3

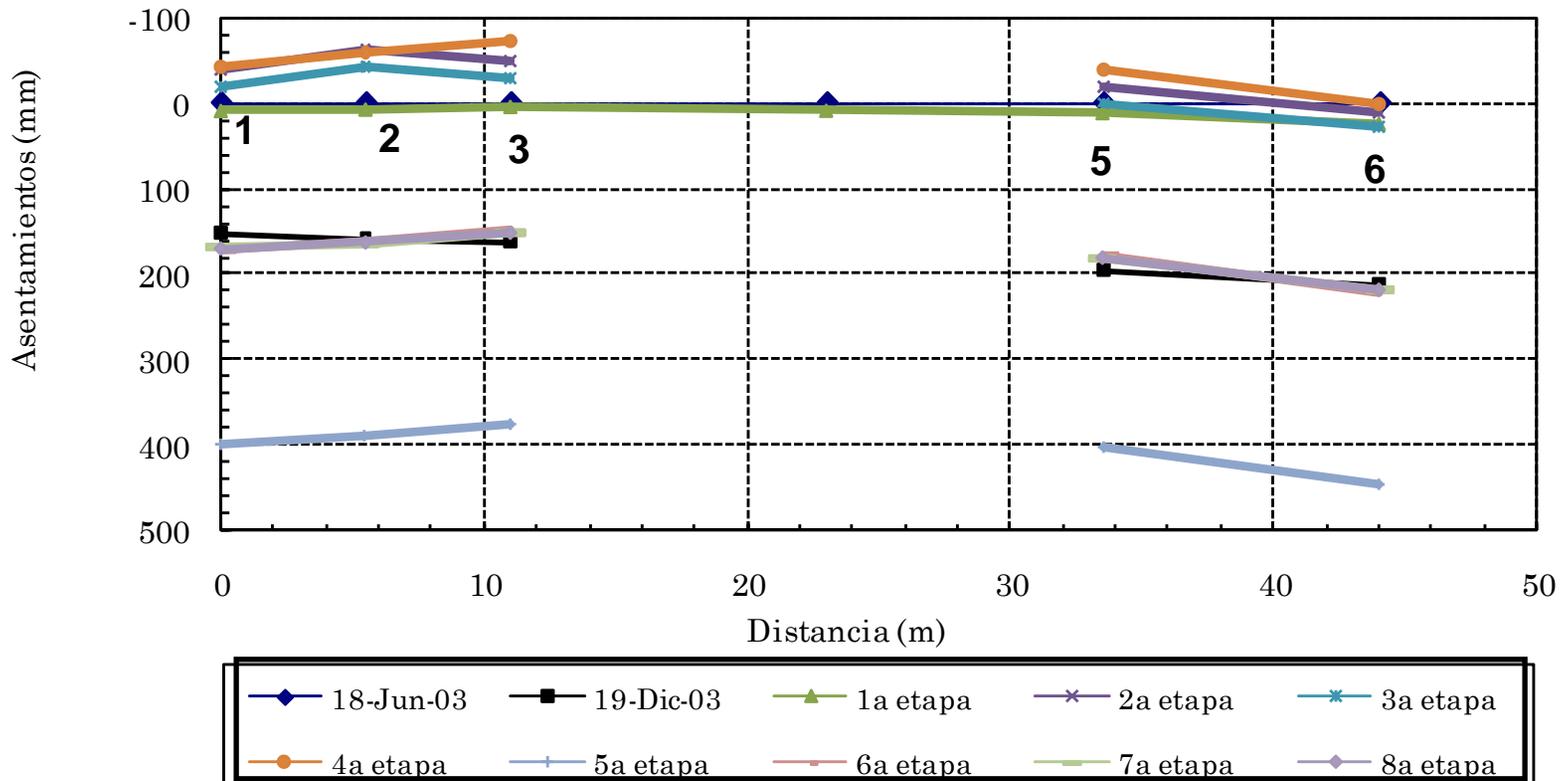


Figura 3.37. Movimientos verticales en la referencia superficial I-1

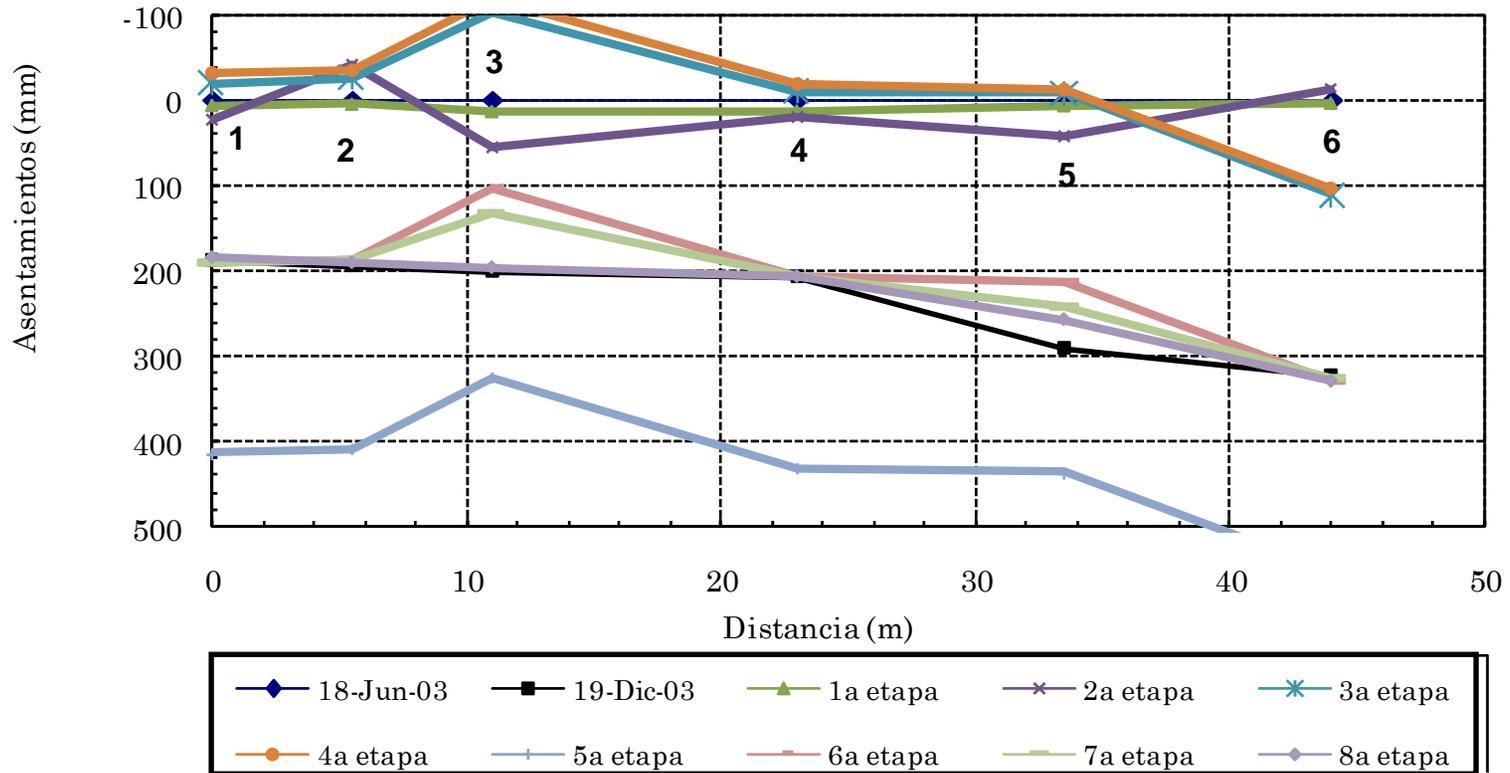


Figura 3.38. Movimientos verticales en la referencia superficial I-4



Figura 3.39. Patrón de agrietamiento en la zona de carga (TGC 2004)



- Resultados obtenidos hasta Diciembre de 2004

Se realizaron las nivelaciones topográficas en las 4 líneas de colimación L1, L2, L3 y L4 ubicadas frente a la zona cargada y en las referencias que están sobre los taludes de la Macrocela MC-VII. Los desplazamientos horizontales de las líneas de colimación que se encuentran fuera de los taludes de la Macrocela MC-VII presentan valores de 1.6 a 2.0 cm por mes hacia adentro de la zona cargada. Este movimiento también se comenzó a observar en la mayoría de las referencias superficiales colocadas sobre los taludes de la Macrocela MC-VII que presentaron movimientos horizontales hacia adentro de la zona de carga en valores de 0.31 a 5.2 cm/mes como se muestra en las Figuras 3.40 a 3.43.

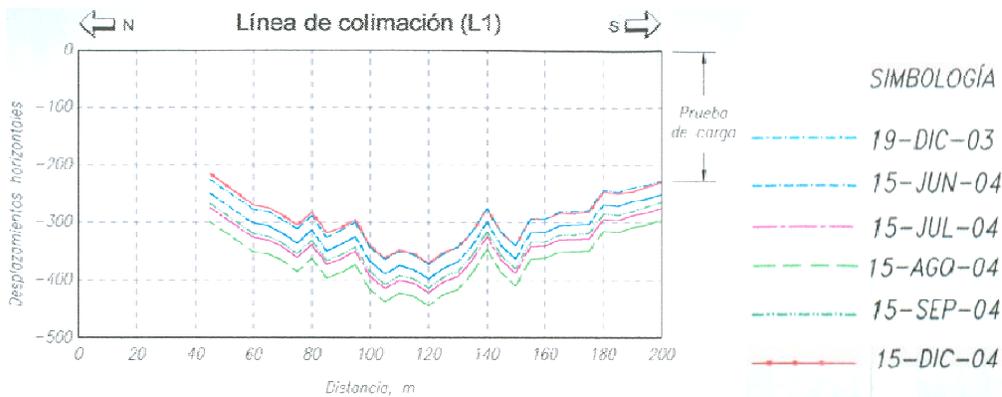


Figura 3.40. Evolución de los desplazamientos horizontales en la Línea de Colimación 1 (TGC 2005).

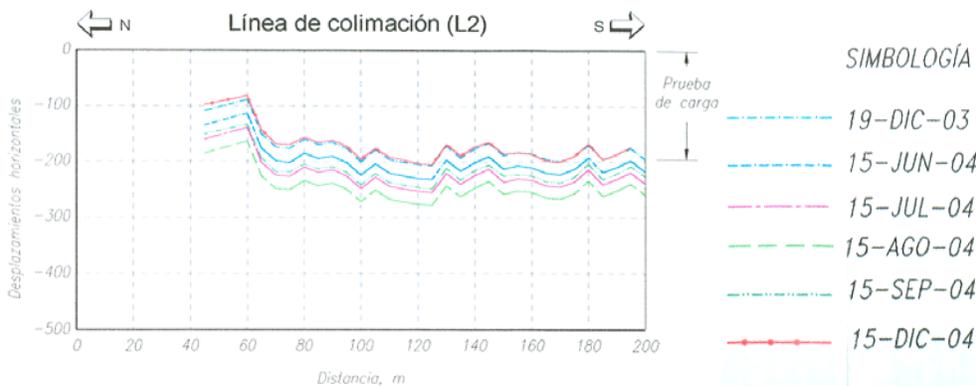


Figura 3.41. Evolución de los desplazamientos horizontales en la Línea de Colimación 2 (TGC 2005).

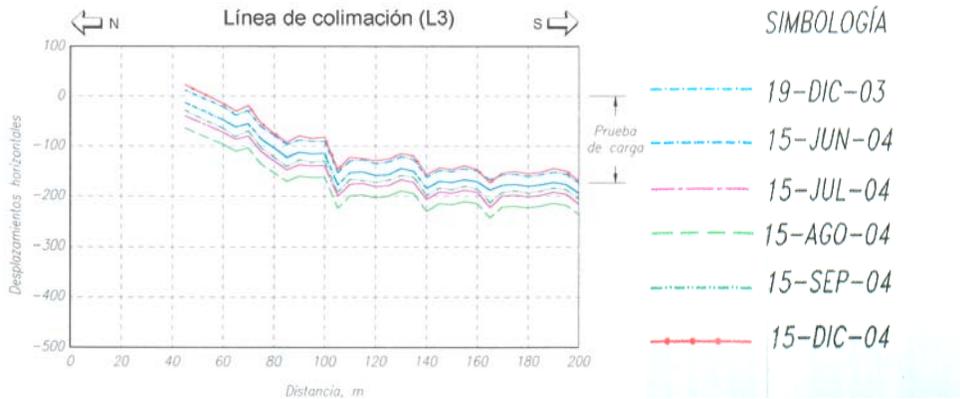


Figura 3.42. Evolución de los desplazamientos horizontales en la Línea de Colimación 3 (TGC 2005).

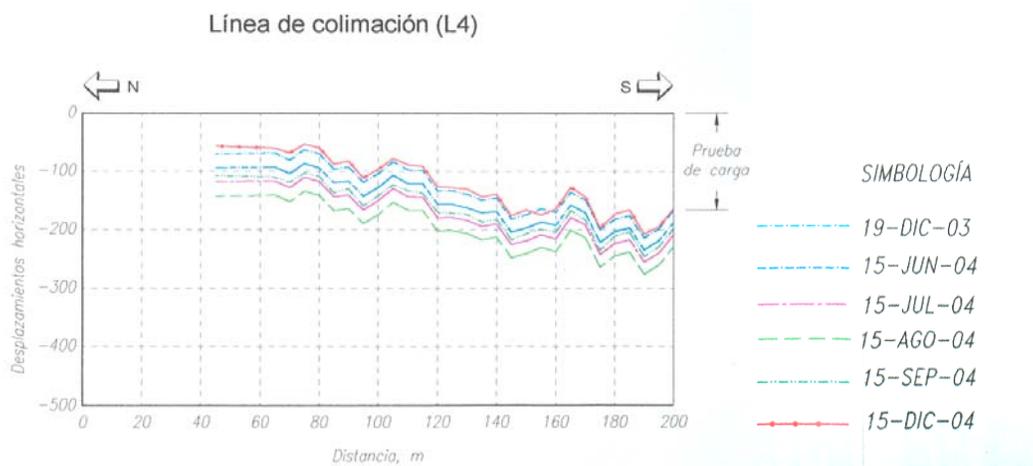


Figura 3.43. Evolución de los desplazamientos horizontales en la Línea de Colimación 4 (TGC 2005).

Para el control y monitoreo de los asentamientos de los testigos en las líneas de colimación y en las referencias de los taludes de la macrocelda se corrió una nivelación mensual desde el Banco del Cerro del Peñón hacia Bordo Poniente. El hundimiento regional que se presenta en esa zona (Figura 3.44, TGC 2005) es de 24.0 a 30.0 cm/año; estas nivelaciones mensuales permitieron conocer los valores de los asentamientos que se presentan en el área. Para ello se construyeron tres perfiles denominados cortes A-A', B-B' y C-C' (ver Figura 3.45), en los que se graficaron los asentamientos diferenciales desde el inicio de la prueba de carga (18 de Junio de 2003) y hasta el 31 de Diciembre de 2004 para cuatro puntos representativos de las líneas de colimación y para todos los



puntos que se encuentran en los taludes de la Macrocelda MC-VII. De acuerdo con estas gráficas el asentamiento medido en los puntos que se encuentran en las líneas de colimación indican un promedio anual de 30.0 a 40.0 cm.

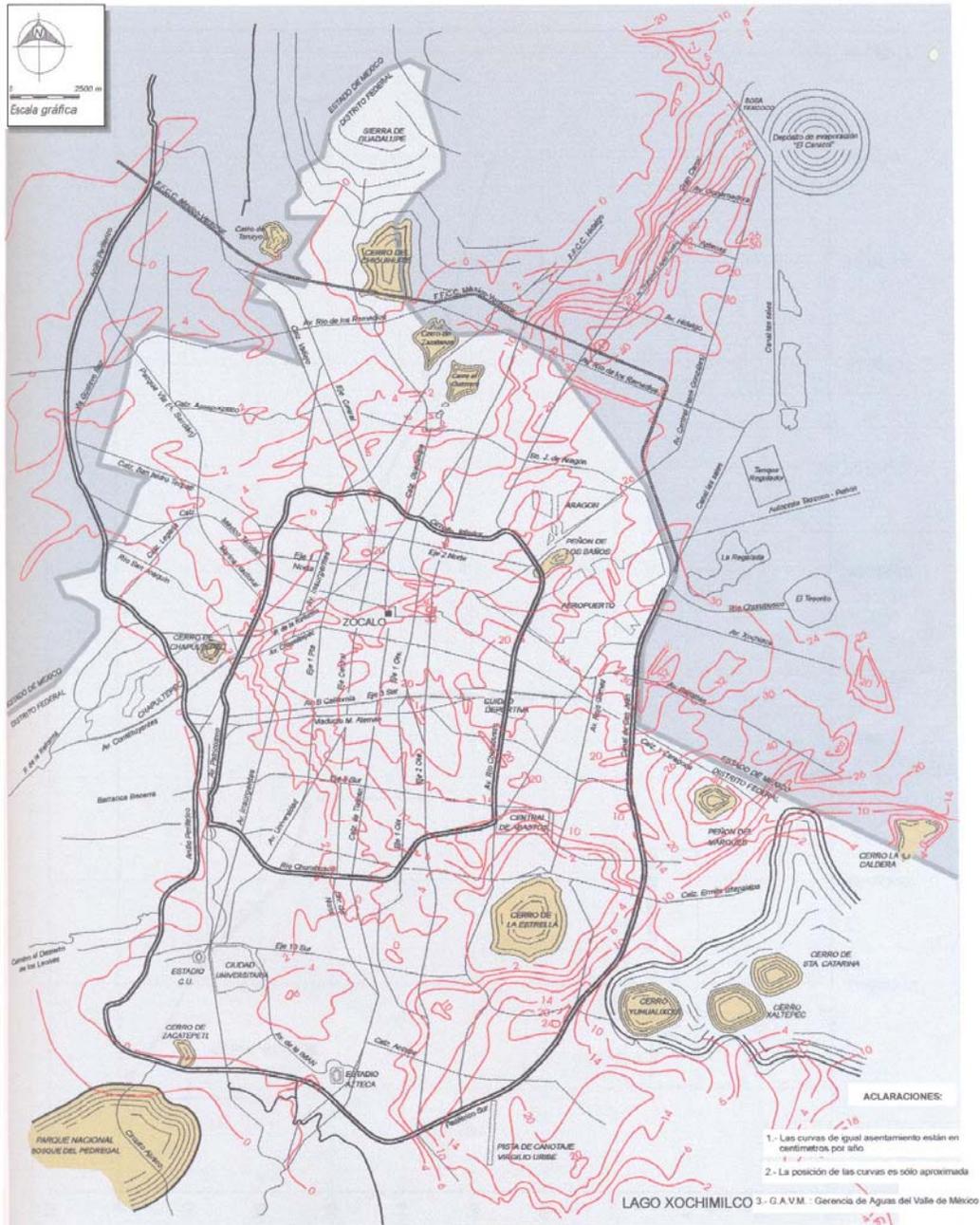


Figura 3.44. Curvas de igual hundimiento anual en cm (1985-1995) medidas por la GAVM (TGC 2005).



# TERRAPLÉN DE PRUEBA

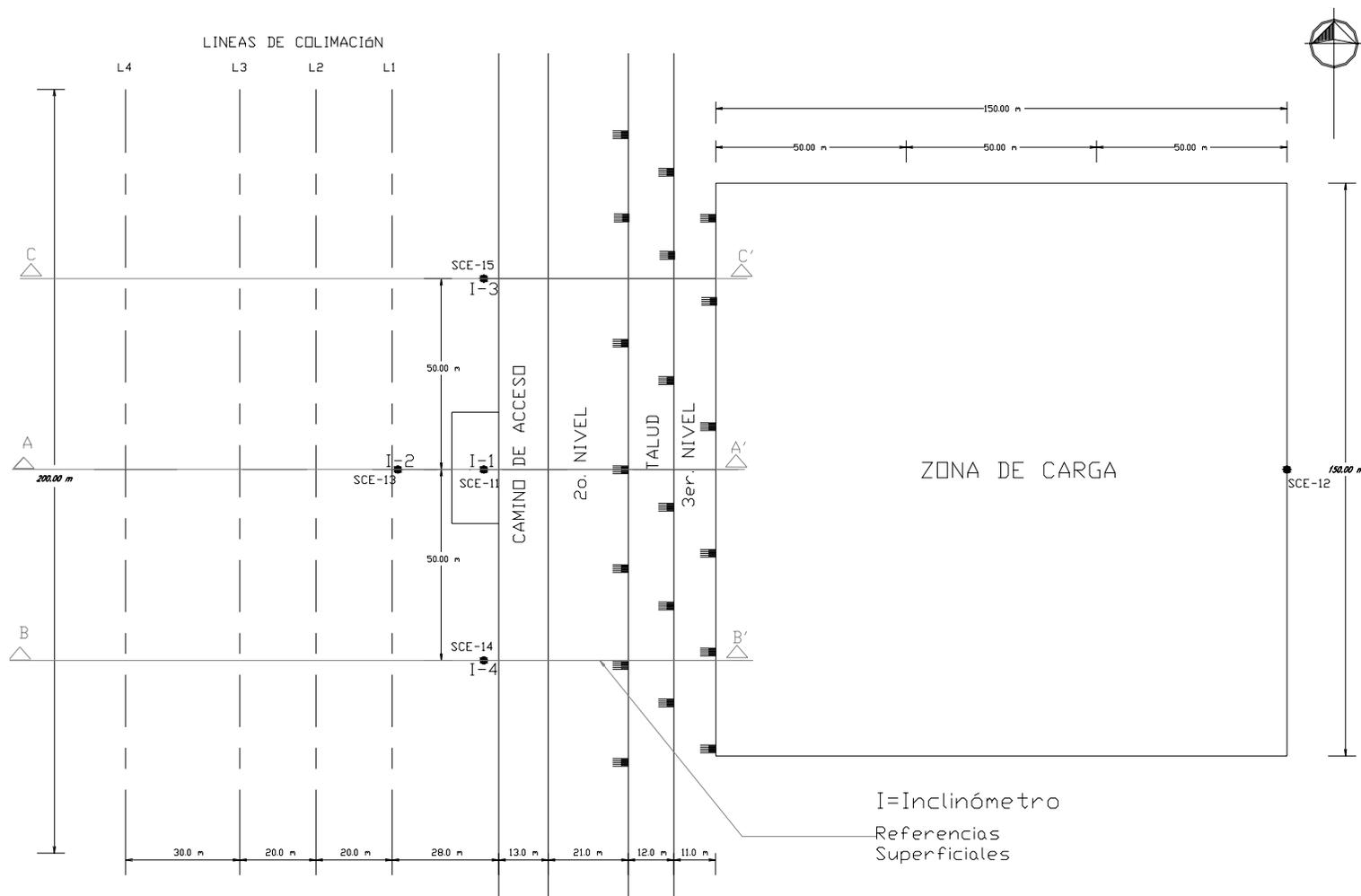


Figura 3.45. Localización de los 3 cortes realizados (TGC 2005)



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

El asentamiento total de las referencias superficiales que se encuentra sobre los taludes de la Macrocelda MC-VII está influenciado por la compresión de los desechos sólidos por lo que los valores están entre 35.0 y 55.0 cm/año. Finalmente en las Figuras 3.46 a 3.48 se presentan los desplazamientos horizontales y verticales medidos y su efecto en la configuración de los taludes de los desechos sólidos y los puntos en campo libre de las líneas de colimación.

- Interpretación de resultados

Los desplazamientos horizontales de las líneas de colimación que se encuentran fuera de los taludes de la Macrocelda MC-VII después de que se colocó la sobrecarga se presentan valores de 1.6 a 2.0 cm por mes siendo la tendencia como sigue: desde el fin de la prueba de carga en Diciembre de 2003 y en los meses de Junio, Julio y Agosto de 2004 el movimiento fue hacia fuera de la zona de carga; a partir del mes de Septiembre y hasta Diciembre de 2004 el movimiento se invirtió hacia adentro de la zona cargada (ver Figuras 3.46 a 3.48). Este comportamiento hacia adentro de la zona de carga también se comenzó a observar en la mayoría de las referencias superficiales colocadas sobre los taludes de la Macrocelda MC-VII que presentaron movimientos horizontales con valores de 0.31 a 5.2 cm/mes. Los asentamientos medidos en las líneas de colimación se deben principalmente al hundimiento regional máximo que se presenta en esa zona.

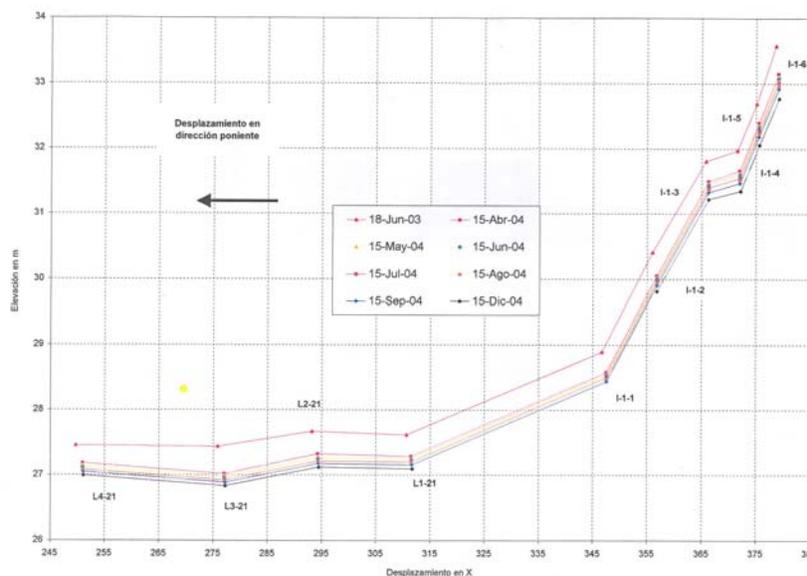


Figura 3.46. Desplazamientos en el corte A-A' desde antes de colocar la carga hasta Dic. 04 (TGC 2005).



# TERRAPLÉN DE PRUEBA

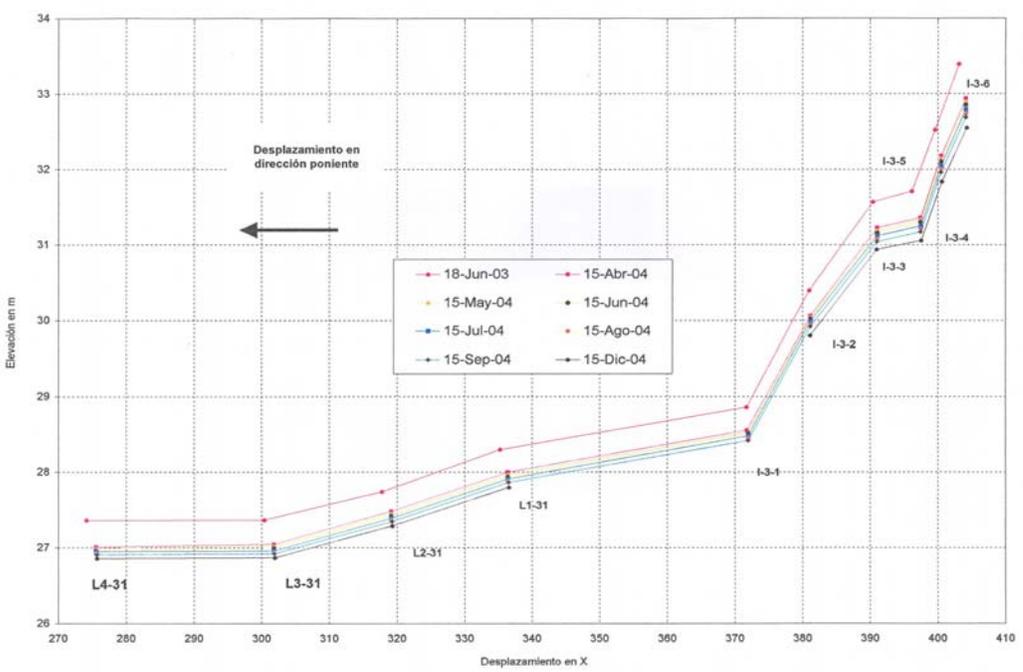


Figura 3.47. Desplazamientos en el corte B-B` desde antes de colocar la carga hasta Dic. 04 (TGC 2005).

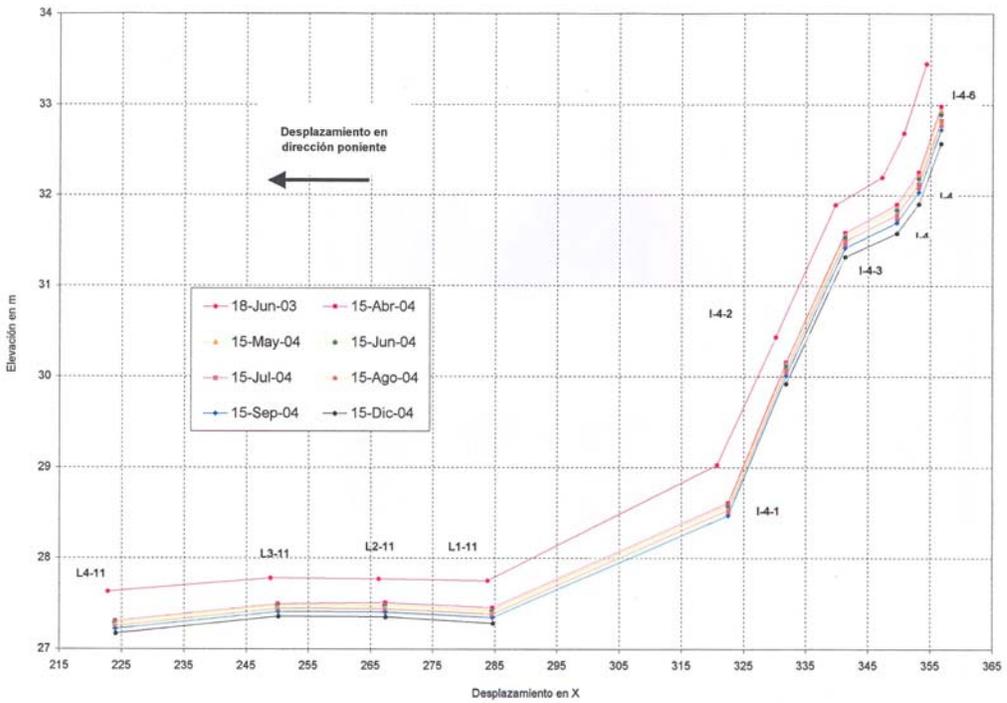


Figura 3.48. Desplazamientos en el corte C-C` desde antes de colocar la carga hasta Dic. 04 (TGC 2005).



## TERRAPLÉN DE PRUEBA

---

Por otro lado, los asentamientos que se presentan en las referencias superficiales de los taludes de la Macroelda MC-VII están influenciados además del hundimiento regional, por un mecanismo más complejo que está asociado a la heterogeneidad y a la alta relación de vacíos de los desechos sólidos. En este mecanismo intervienen los siguientes factores (TGC 2005)

- a) Efectos mecánicos: distorsión, torsión y pandeo, incrustación y reorientación de la matriz de los desechos sólidos; este efecto es similar a la consolidación que se presenta en un suelo orgánico.
- b) Migración y movimiento de partículas finas a través de los vacíos de la matriz de los desechos sólidos.
- c) Cambios físico-químicos: corrosión, oxidación y combustión.
- d) Descomposición bioquímica de los desechos sólidos: fermentación y pudrición, asociados ambos a procesos aeróbicos y anaerobios.

Por último, en el tiempo en que se ha monitoreado esta zona no se ha detectado la presencia de nuevas grietas en los taludes de la Macroelda, las únicas grietas que persisten, aunque sin incrementar su magnitud significativamente, se encuentran próximas al terraplén de material térreo y son debidas a la compresión de los desechos sólidos.



## 4 ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

### 4.1 Generalidades sobre el método de elemento finito

El modelo numérico se realizó en un software comercial al que se le conoce con el nombre de PLAXIS, versión 8.6 en dos dimensiones, el cual usa el método de elemento finito y fue diseñado específicamente para analizar problemas de esfuerzo-deformación y estabilidad en problemas geotécnicos.

La geometría del modelo geotécnico se definió con base en la estratigrafía del sitio. El problema se analiza considerándolo como de deformación plana, lo que permite analizar en forma aproximada la mitad del terraplén.

Las fronteras se consideraron en la parte inferior como rígidas, es decir sin movimientos horizontales ni verticales, mientras que en los lados tiene movilidad en el sentido vertical pero no en el horizontal, tal como se aprecia en la Figura 4.1.

En Plaxis se pueden simular materiales con diferentes tipos de modelos cuantitativos, aunque los utilizados en este trabajo son los que se comentan a continuación:

- Modelo elástico lineal: Representa la ley de Hooke de elasticidad lineal isótropa. El modelo incluye dos parámetros de rigidez elástica: el modulo de Young  $E$ , y la relación de Poisson  $\nu$ .
- Modelo de Mohr-Coulomb: Se utiliza como una primera aproximación al comportamiento del suelo en general; incluye los siguientes parámetros: el modulo de Young,  $E$ , la relación de Poisson,  $\nu$ , la cohesión,  $c$  y el ángulo de fricción interna,  $\phi$ .



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

- Modelo para suelo blando (*Soft Soil Model*): Se trata de un modelo tipo *Cam-Clay* que puede ser utilizado para simular el comportamiento de suelos blandos como arcillas normalmente consolidadas y turbas. El modelo proporciona buenos resultados en las situaciones de consolidación primaria.

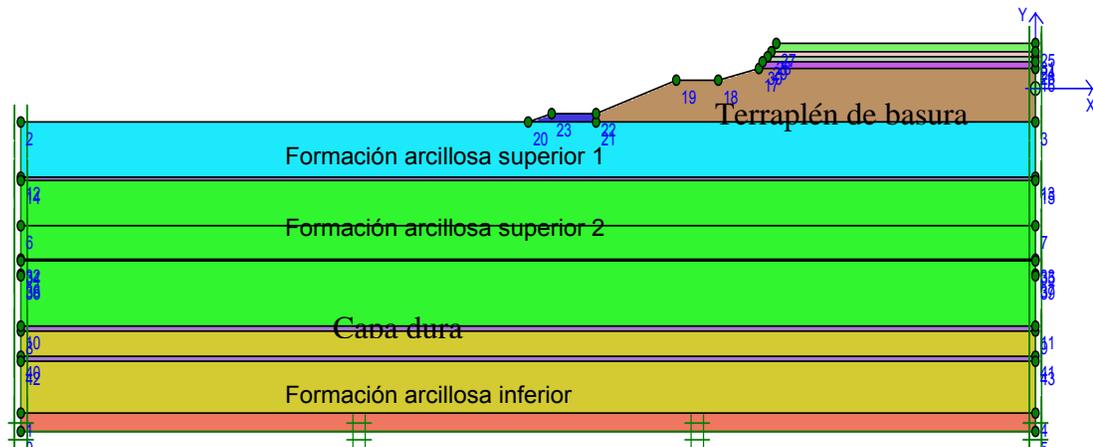


Figura 4.1. Estratigrafía consideradas en el análisis

PLAXIS representa la respuesta del suelo en términos de esfuerzos efectivos, por lo que las presiones de agua influyen de forma significativa sobre la respuesta del mismo. Cuando se realiza un análisis con comportamiento drenado, se está suponiendo que en suelos finos obtendremos resultados a largo plazo y en suelos arenosos se utiliza esta opción, porque las arenas drenan fácilmente el agua.

Cuando en el PLAXIS, se realiza un análisis con comportamiento no drenado, en realidad lo que se hace es impedir el drenaje del agua, para simular en la etapa de cálculo el efecto de consolidación.

Cuando se realiza un análisis con comportamiento impermeable, se simula que los suelos u estructuras no permiten el flujo del agua a través de ellos.

Después de haber colocado las fronteras y haber asignado parámetros a todos los estratos del modelo geotécnico, se genera la malla de elementos finitos (Ver Figura 4.2) para lo cual se seleccionaron elementos triangulares de 15 nodos para modelar al suelo.

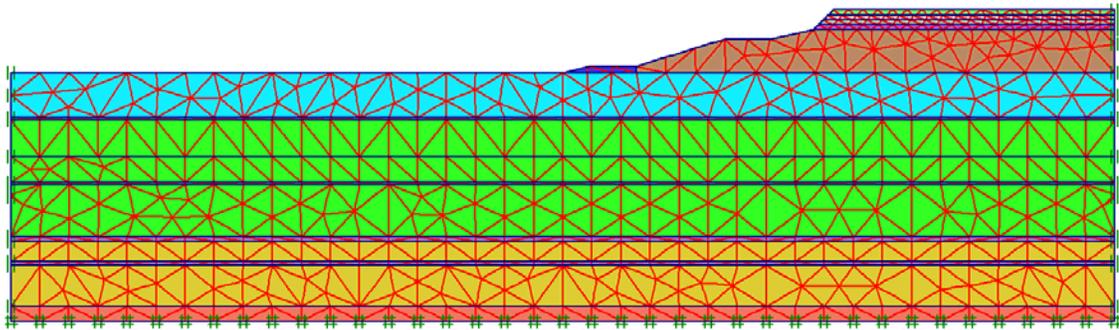


Figura 4.2. Mallas de elementos finitos generadas en los modelos analizados.

Después de haber generado la malla de elementos finitos, se continúa con la etapa de condiciones iniciales. En esta etapa del análisis se generan los esfuerzos geostáticos del suelo y también las presiones de poro iniciales, además de que para simular las condiciones reales del sitio. PLAXIS tiene la opción de considerar fronteras impermeables en los extremos para evitar flujo de agua en el sentido horizontal sobre todo en los estratos arcillosos.

Para iniciar con la etapa de cálculo, PLAXIS puede utilizar tres modalidades las cuales se comentan a continuación:

Cálculo plástico: Lleva a cabo un análisis de deformación elasto-plástica en el que no es necesario tomar en cuenta los excesos de presión de poro con el tiempo. Este cálculo se lleva a cabo de acuerdo con la teoría de pequeñas deformaciones.

La realización de un análisis de deformación en donde se deja que el agua drene permite la evaluación de los hundimientos a largo plazo. Esto proporciona una predicción razonablemente exacta de la situación final, aun cuando no se siga el historial preciso de la carga ni se considere de manera explícita el proceso de la consolidación.

Análisis de consolidación: Deberá seleccionarse un análisis de consolidación cuando sea necesario analizar el desarrollo y la disipación en función de presiones de poro en suelos saturados de tipo arcilloso.

Análisis de seguridad: Se puede realizar un análisis de factores de seguridad en PLAXIS reduciendo los parámetros de resistencia del suelo. Este proceso se denomina *phi-c-*



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

*reduction*. Se puede llevar a cabo un análisis de seguridad para cada etapa de construcción.

El multiplicador total ( $M_{sf}$ ) se utiliza para definir el valor de los parámetros de resistencia del suelo en una etapa dada del análisis:

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}$$

### 4.2 Análisis al límite

En este subcapítulo se discuten los resultados obtenidos en los análisis de estabilidad de taludes y capacidad de carga; los análisis en el talud se resolvieron con el método de equilibrio al límite usando el método de Bishop simplificado. La estabilidad del terraplén se analizó con la teoría de capacidad de carga.

#### 4.2.1 Análisis de capacidad de carga

Para realizar los análisis de capacidad de carga se usó la fórmula propuesta por Prandtl,  $q_u = (\pi + 2)c$  que corresponde a lo que explica la Figura 4.3.

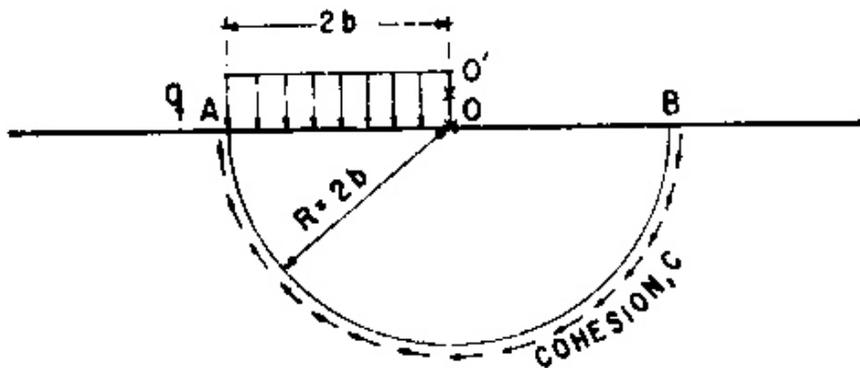


Figura 4.3. Análisis de capacidad de carga considerando una superficie de falla circular

Además de análisis de capacidad de carga se calculó el factor de seguridad utilizando la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{q_u}{q_a}$$



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 4.1, en donde también se dan a conocer los factores de seguridad el cual se calculó dividiendo la capacidad de carga última con la carga aplicada la cual se consideró de 11.5 kPa. Los resultados obtenidos son realmente bajos lo que significa que el suelo por capacidad de carga ya hubiera fallado, aunque dado que el terraplén cuenta con una membrana que está sirviendo de superficie impermeable, se puede inferir que el suelo puede resistir un poco más debido al efecto de flotación o a que en las orillas se presenta disipación de presión de poro.

*Tabla 4.1. Resultados de los análisis de capacidad de carga.*

	Capacidad de carga última	Factor de seguridad
Parámetros obtenidos en laboratorio.	10.28	0.89
Parámetros obtenidos con el cono eléctrico.	13.88	1.21

### 4.2.2 Análisis de estabilidad de taludes

Para realizar los análisis de estabilidad de taludes se consideró conveniente usar el método Bishop simplificado el cual se basa en hipótesis que se enuncian a continuación:

Considera la fuerza normal entre dovelas pero ignora la fuerza cortante entre ellas, satisface completamente el equilibrio de momentos pero no el equilibrio de fuerza horizontal.<sup>9</sup>

El talud analizado tiene una pendiente de 3:1 (constituido por dos taludes entre los cuales hay una berma), se llevaron a cabo dos análisis de estabilidad, considerando en uno solamente el terraplén de basura y el otro al terraplén de basura con sobrecarga.

De acuerdo a las Figura 4.4 y Figura 4.5, los factores de seguridad obtenidos a corto plazo (esfuerzos totales) para la condición de desechos sólidos sin sobrecarga; el resultado obtenido es de 1.35 (en los cuatro métodos de equilibrio al límite) y de 1.6 (método de elemento finito, PLAXIS); mientras que para la condición de desechos sólidos con sobrecarga, en todos los casos ocurre el colapso del talud, es decir se obtiene un factor de seguridad por debajo de la unidad.

# ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

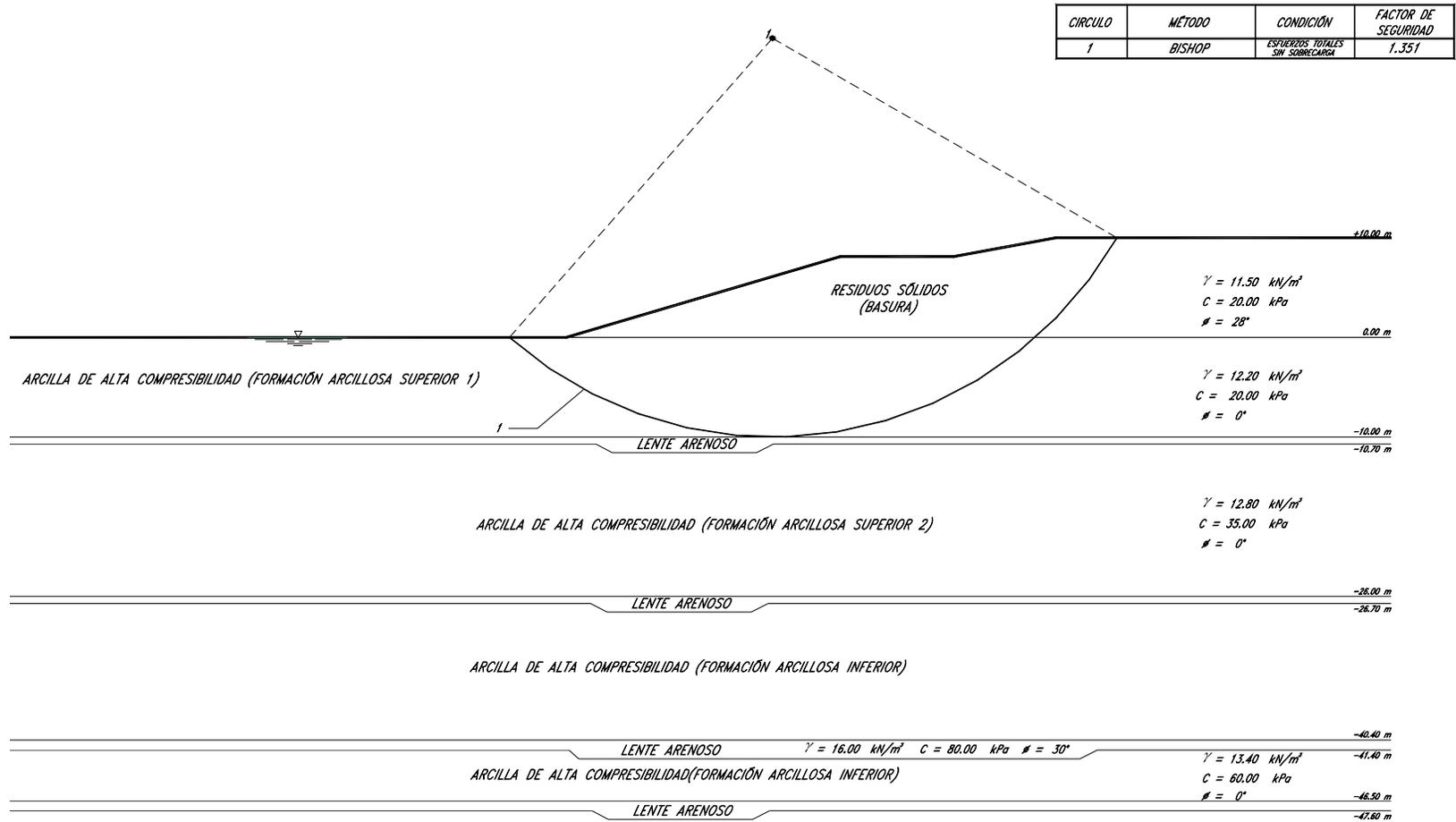


Figura 4.4. Factores de seguridad considerando esfuerzos totales sin sobrecarga.

# ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

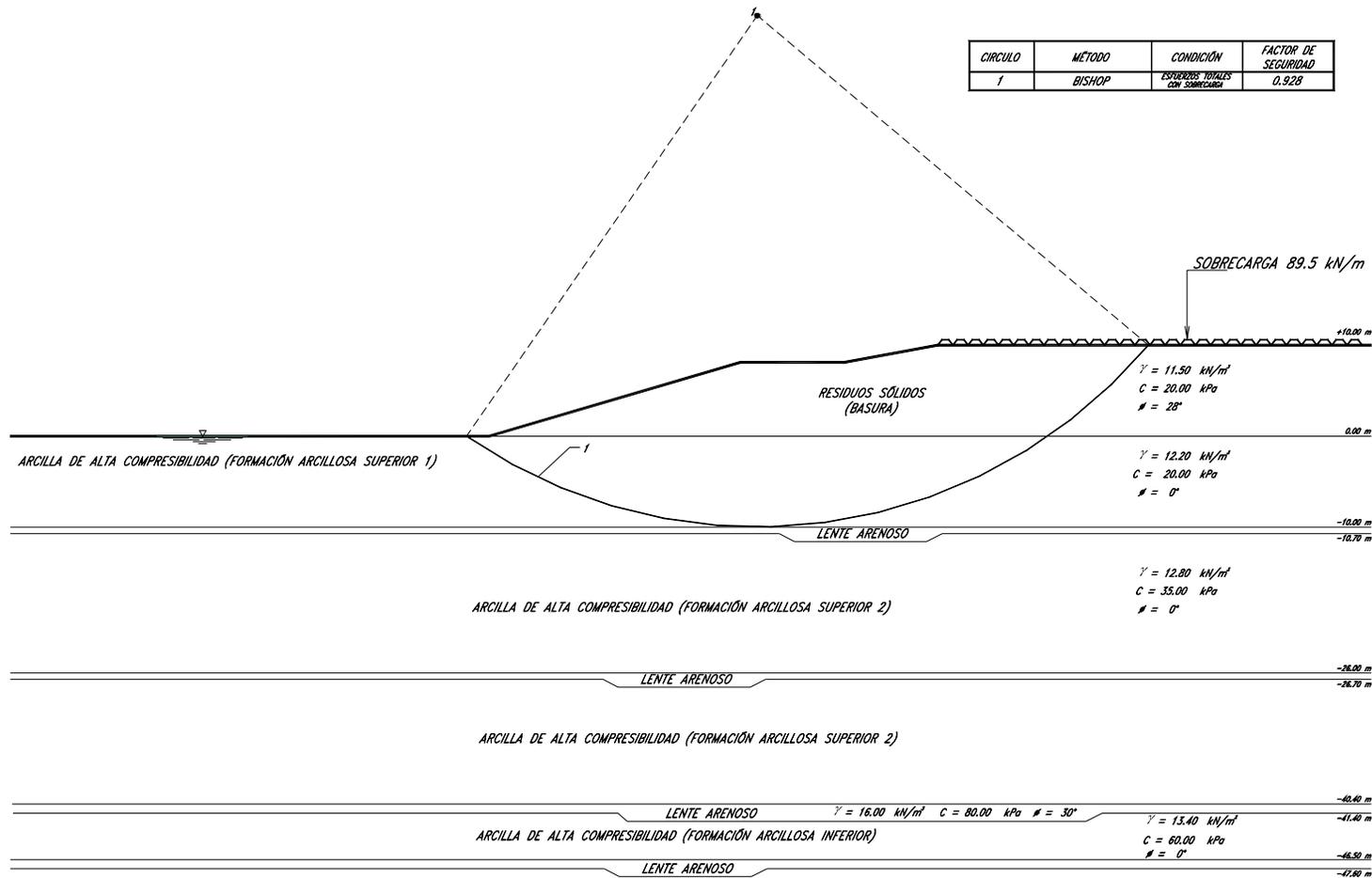


Figura 4.5. Factores de seguridad considerando esfuerzos totales con sobrecarga



### 4.3 Análisis de corto plazo

El comportamiento del terraplén de prueba realizado sobre la Macrocelda VII, dentro de la IV etapa del Bordo Poniente, se estudió con el programa de elemento finito descrito anteriormente. Inicialmente se buscó un modelo que representara las condiciones iniciales del sitio cuyo comportamiento se comparó con los resultados de las mediciones en sitio.

Los objetivos de estos análisis consistieron en conocer la capacidad de carga, las deformaciones inmediatas y el factor de seguridad.

En este trabajo se planteó un modelo para analizar el comportamiento del subsuelo con el terraplén de desechos sólidos y la sobrecarga aplicada, a corto plazo.

Las condiciones estratigráficas generales fueron las que se pueden ver en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, sin considerar el primer lente arenoso y los parámetros geotécnicos utilizados en el modelo son los que se muestran en la Tabla 4.2. Estos parámetros se obtuvieron del informe realizado por la empresa TGC Geotecnia (TGC, 2004).

Tabla 4.2. Parámetros utilizados para el modelo de carga total instantánea

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	k m/día	Comportamiento del material	E kPa	$\nu$	C kPa	$\phi$ grados
<b>FAS</b>	12	1x10 <sup>-4</sup>	Drenado	1,800	0.49	18	1
<b>FAI</b>	13	1x10 <sup>-4</sup>	Drenado	2,800	0.49	25	1
<b>CD</b>	16	0.01	Drenado	40,000	0.20	80	1

FAS= Formación arcillosa superior

FAI = Formación arcillosa inferior

CD = Capa dura

K = Permeabilidad

$\gamma$  = Peso volumétrico natural

En este análisis no se considera a la basura como una carga distribuida, sino ya como un estrato que se construye por incrementos incluyendo el terraplén colocado como estructuración del camino. En la Tabla 4.3 se dan a conocer los parámetros utilizados para simular el comportamiento mecánico de la basura y del terraplén que constituye el



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

camino. Los parámetros utilizados para la basura se obtuvieron de un trabajo de tesis (Botero, 2000) y de los obtenidos en el basurero de doña Juana en Colombia (SADAT, 1997).

Tabla 4.3. Parámetros considerados para la basura y el terraplén

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	K m/día	Comportamiento del material	E kPa	$\nu$	C kPa	$\phi$ grados
<b>Basura</b>	11	$1 \times 10^{-3}$	Drenado	2,890	0.33	5	20
<b>Terraplén</b>	16	$1 \times 10^{-3}$	Drenado	40,000	0.25	40	20

$K$  = Permeabilidad

$\gamma$  = Peso volumétrico natural

En el primer análisis del modelo la carga total se aplicó instantáneamente y en el segundo las cargas se aplicaron por incrementos.

En las Figuras 4.6 a 4.8 se presentan los resultados obtenidos durante el cálculo del primer modelo, en donde se muestra las deformaciones por cortante, los desplazamientos totales (la superficie de falla) y el factor de seguridad, respectivamente.

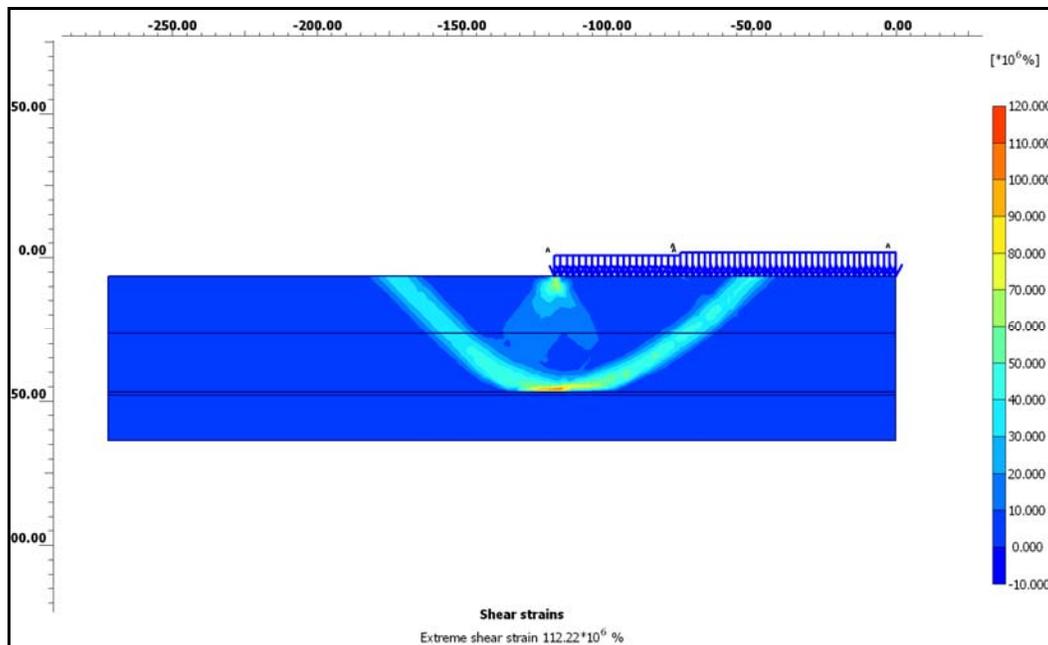


Figura 4.6. Deformaciones por cortante observadas al final de la aplicación de la carga.



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

La sobrecarga real que se colocó en el campo, se aplicó en nueve incrementos de 0.5 m de espesor. En el programa PLAXIS se consideraron sólo cuatro incrementos, obteniéndose para ellos un peso volumétrico promedio tal como se muestra en la Tabla 4.4:

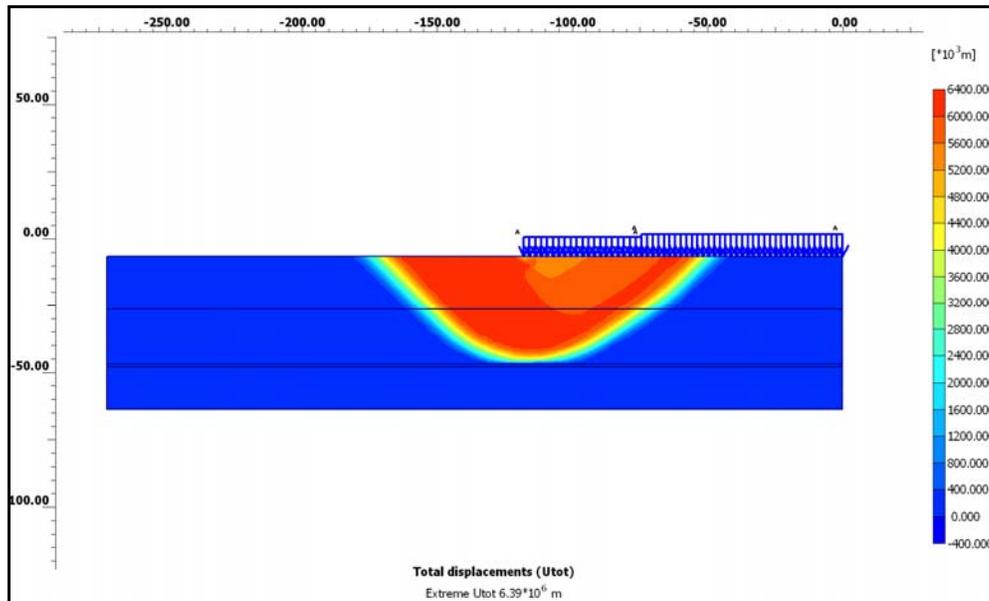


Figura 4.7. Superficie potencial de falla

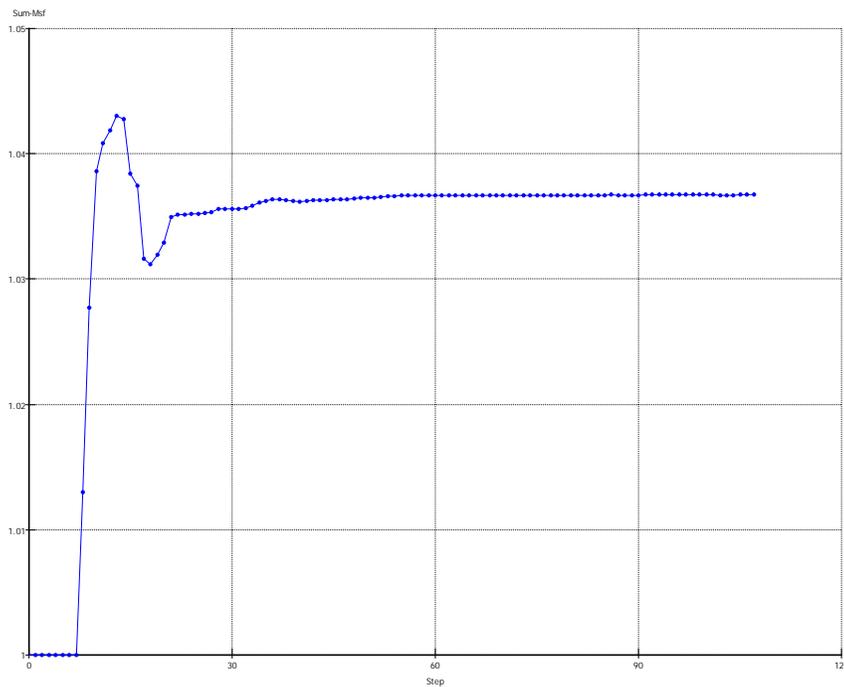


Figura 4.8. Factor de seguridad obtenido en el análisis



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

Tabla 4.4. Parámetros considerados para el material de sobrecarga

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	K m/día	Comportamiento del material	E kPa	$\nu$	C kPa	$\phi$ grados
<b>Carga 1</b>	19.00	$1 \times 10^{-3}$	Drenado	40,000	0.30	50	35
<b>Carga 2</b>	18.67	$1 \times 10^{-3}$	Drenado	40,000	0.30	50	35
<b>Carga 3</b>	17.38	$1 \times 10^{-3}$	Drenado	40,000	0.30	50	35
<b>Carga 4</b>	16.77	$1 \times 10^{-3}$	Drenado	40,000	0.30	50	35

$K$  = Permeabilidad

$\gamma$  = Peso volumétrico natural

En las Figuras 4.9 a 4.11 se presentan los resultados obtenidos durante el cálculo del modelo con las cargas aplicadas por pasos, en donde se muestran las deformaciones por cortante, los desplazamientos totales (la superficie de falla) y los factores de seguridad.

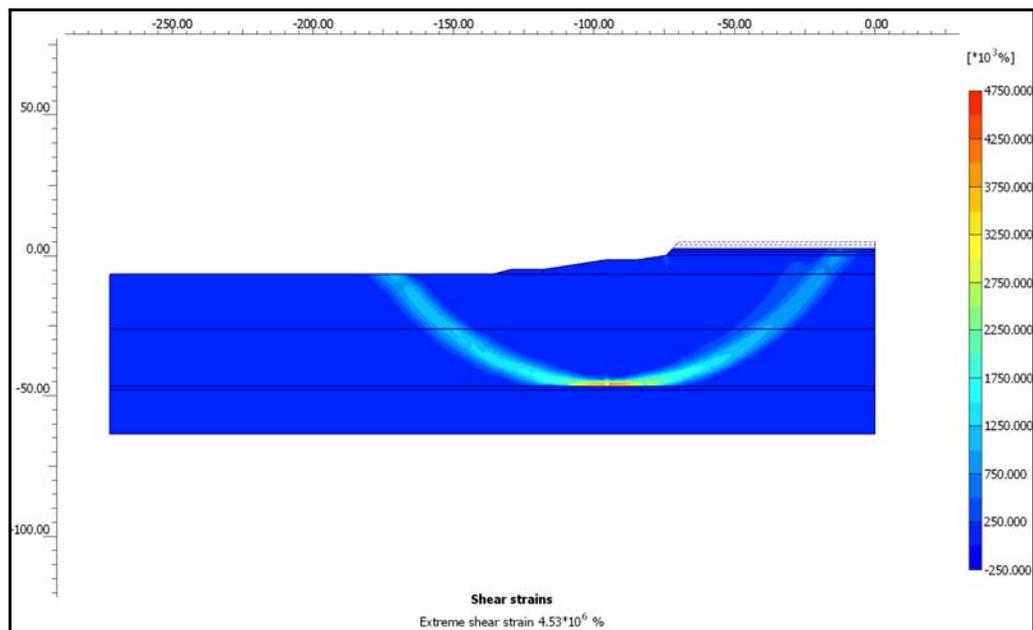


Figura 4.9. Deformaciones por cortante observadas con la aplicación de la carga.



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

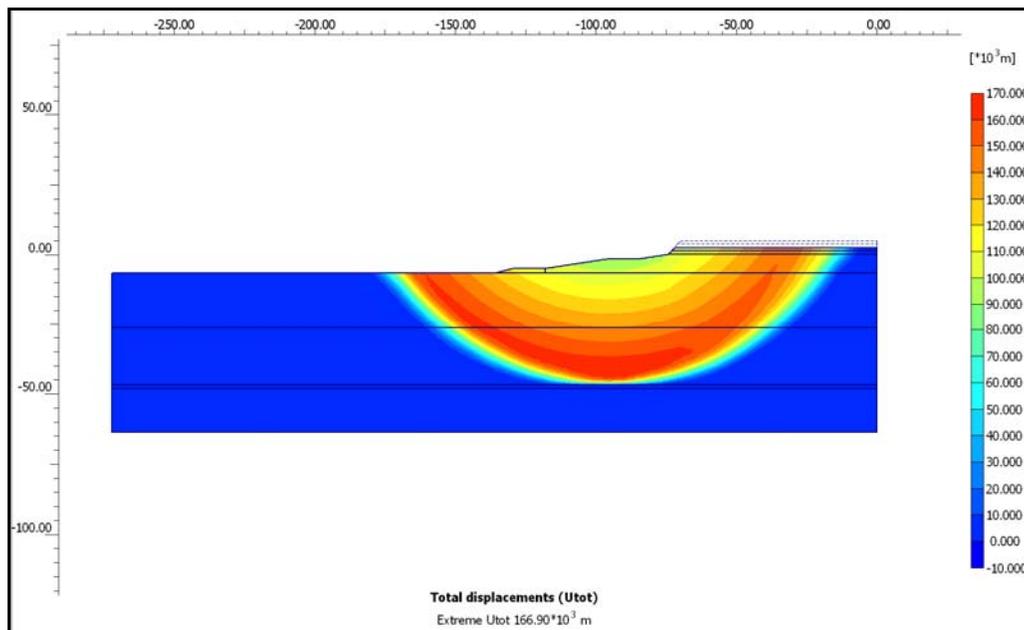


Figura 4.10. Superficie potencial de falla.

Al momento de colocar la presión correspondiente al terraplén de basura antes de la prueba de carga (desechos sólidos), se obtuvo un factor de seguridad de 1.61 pero al aplicarle el primer incremento de carga, el factor de seguridad disminuyó considerablemente hasta 1.04, tal como de muestra en la Figura 4.11.

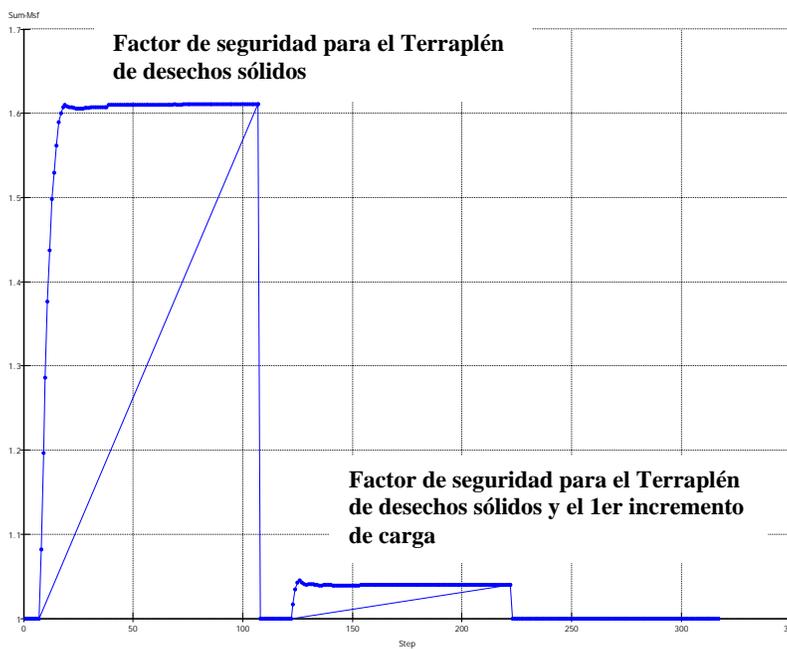


Figura 4.11. Factores de seguridad obtenidos



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS TOTALES

---

En los dos casos de análisis los factores de seguridad resultaron muy bajos.

En el primer análisis (carga del talud de basura aplicada en un solo incremento) dio como resultado que el suelo incipientemente se encuentra en la capacidad de carga última.

Del segundo análisis (cargas aplicadas incrementalmente, en varias etapas de carga) se observó que la colocación de carga por etapas no afecta significativamente a la capacidad de carga total del suelo.

### **4.4 Comentarios.**

Los análisis presentados y discutidos anteriormente en términos de esfuerzos totales predicen la falla del terraplén, por lo cual, si las cargas durante la prueba se hubieran colocado suficientemente rápido hubiera sobrevenido la falla del terraplén.

No obstante, el terraplén de prueba durante la aplicación de cargas no falló ni tampoco tuvo deformaciones que pusieran en peligro la integridad del depósito de desechos sólidos o de la infraestructura que lo circunda, de acuerdo con las observaciones instrumentales efectuadas al transcurrir la prueba y en los años subsecuentes, hasta esta fecha.

La discrepancia entre lo ocurrido en la realidad durante la prueba y lo predicho por los análisis descritos se debe a varios factores. Uno de ellos se refiere a las propiedades del subsuelo utilizadas en los análisis. En la evaluación de las condiciones de estabilidad del terraplén el parámetro determinante es la resistencia al esfuerzo cortante, expresado por los valores de  $c$  y  $\phi$  que se muestran en la tabla 4.2, para las formaciones de arcillas lacustres. Dichos valores se pueden considerar como típicos en atención al tipo y características de las arcillas de la zona y, además, se obtuvieron de ensayos de laboratorio. Aceptando que la resistencia de dichas arcillas está adecuadamente caracterizada, se deduce que ese factor no es el causante de la discrepancia. Tomando en cuenta lo anterior, se decidió cambiar las condiciones del análisis para estudiar el comportamiento del terraplén de prueba en términos de esfuerzos efectivos.



## 5 ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

### 5.1 Análisis no drenados en esfuerzos efectivos

En estos análisis se consideraron las condiciones estratigráficas de la Figura 3.7, los parámetros geotécnicos utilizados en el modelo son los que se muestran en la Tabla 5.1, los cuales se obtuvieron de varias publicaciones: (TGC, 2000; Giraldo, 1996; Botero, 1999 y del basurero de doña Juana (SADAT, 1997).

Tabla 5.1. Parámetros considerados para los análisis

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	K m/día	Comportamiento del material	E kPa	$\nu$	C kPa	$\phi$ grados
<b>FAS-1</b>	12.2	$4.3210^{-3}$	No drenado	244	0.33	1	37
<b>FAS-2</b>	12.8	$2.5910^{-3}$	No drenado	303	0.33	2	40
<b>FAI</b>	13.4	$8.6410^{-4}$	No drenado	925	0.33	5	43
<b>CD</b>	16	0.01	Drenado	40000	0.33	80	30
<b>DP</b>	17	0.01	Drenado	50000	0.33	80	40
<b>Basura</b>	11.5	Impermeable	No-poroso	5550	0.33	20	28
<b>Terraplén</b>	13	$1 \times 10^{-3}$	Drenado	10000	0.33	10	30

FAS= Formación arcillosa superior

FAI = Formación arcillosa inferior

CD = Capa dura

DP= Depósito profundo

K = Permeabilidad

$\gamma$  = Peso volumétrico natural

Inicialmente se estudió el comportamiento del terraplén de prueba sin membrana, con el objetivo de conocer la distribución de la presión de poro, tomando en cuenta para ello al terraplén de basura en una macrocelda ya clausurada (MC-VII), para comparar las presiones de poro obtenidas en el modelo con las medidas en sitio. Con este modelo se vio que las presiones de poro eran máximas al centro del estrato de arcilla (60 m de



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

espesor) mientras que en los extremos superior e inferior se disipaba completamente, es decir de acuerdo con lo esperado teóricamente.

Posteriormente se consideró la presencia de la membrana, usando un modelo en el que los parámetros que caracterizan a los suelos se afinó de modo que los resultados fuesen congruentes con las mediciones hechas en sitio. Se efectuó un análisis con el mismo programa PLAXIS, pero utilizando el modelo Soft-Soil (Teoría del Cam-Clay) con la finalidad de obtener deformaciones totales y con ello definir un módulo de Young representativo.

Además, se hicieron algunos ajustes al modelo estratigráfico para incluir dos lentes de arena y la doble capa dura, los cuales no se habían considerado en modelos anteriores.

Con las modificaciones mencionadas, las presiones de poro obtenidas en el modelo representaban un comportamiento bastante aproximado a lo medido en los piezómetros. En la Figura 5.2 se muestran los excesos de presión de poro en donde al centro del talud son máximos y se disipan hacia la orilla del mismo.

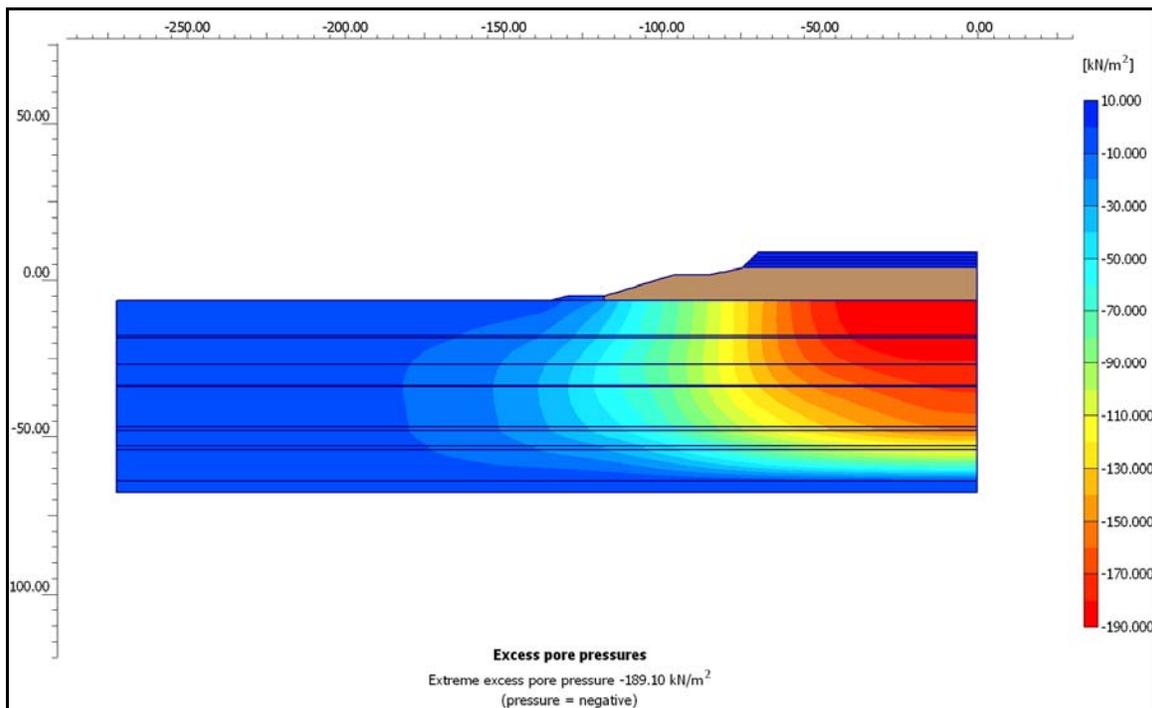


Figura 5.1. Excesos de presiones de poro



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

### 5.1.1 Presión de poro

De acuerdo al modelo geotécnico analizado (ver Figura 5.2), se obtuvieron las presiones de poro haciendo dos consideraciones. En la primera únicamente se tomó en cuenta el terraplén de basura el cual se muestra en la Figura 5.2 y en la segunda se considera el terraplén de basura (10 m de espesor) con el terraplén de prueba (sobrecarga) en la Figura 5.3.

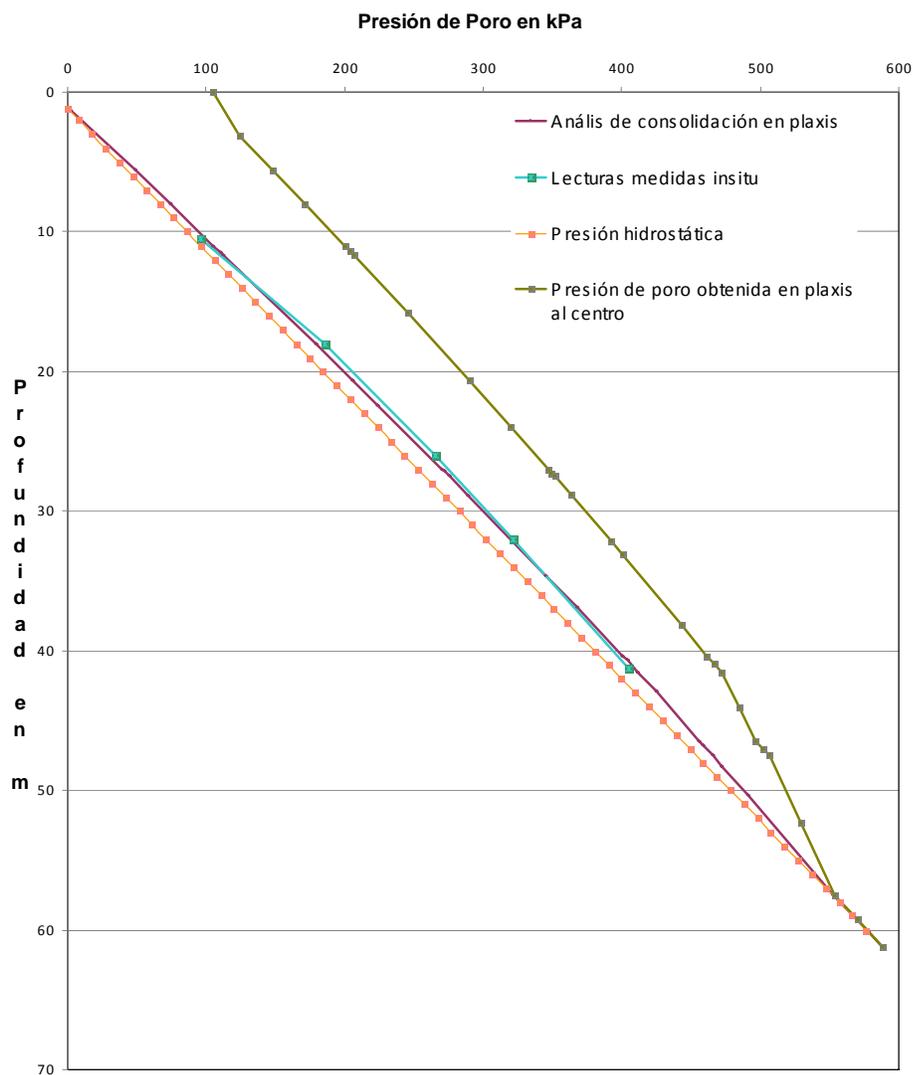


Figura 5.2. Gráfica que muestra la presión de poro con la profundidad en la orilla y al centro para el terraplén de basura.



# ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

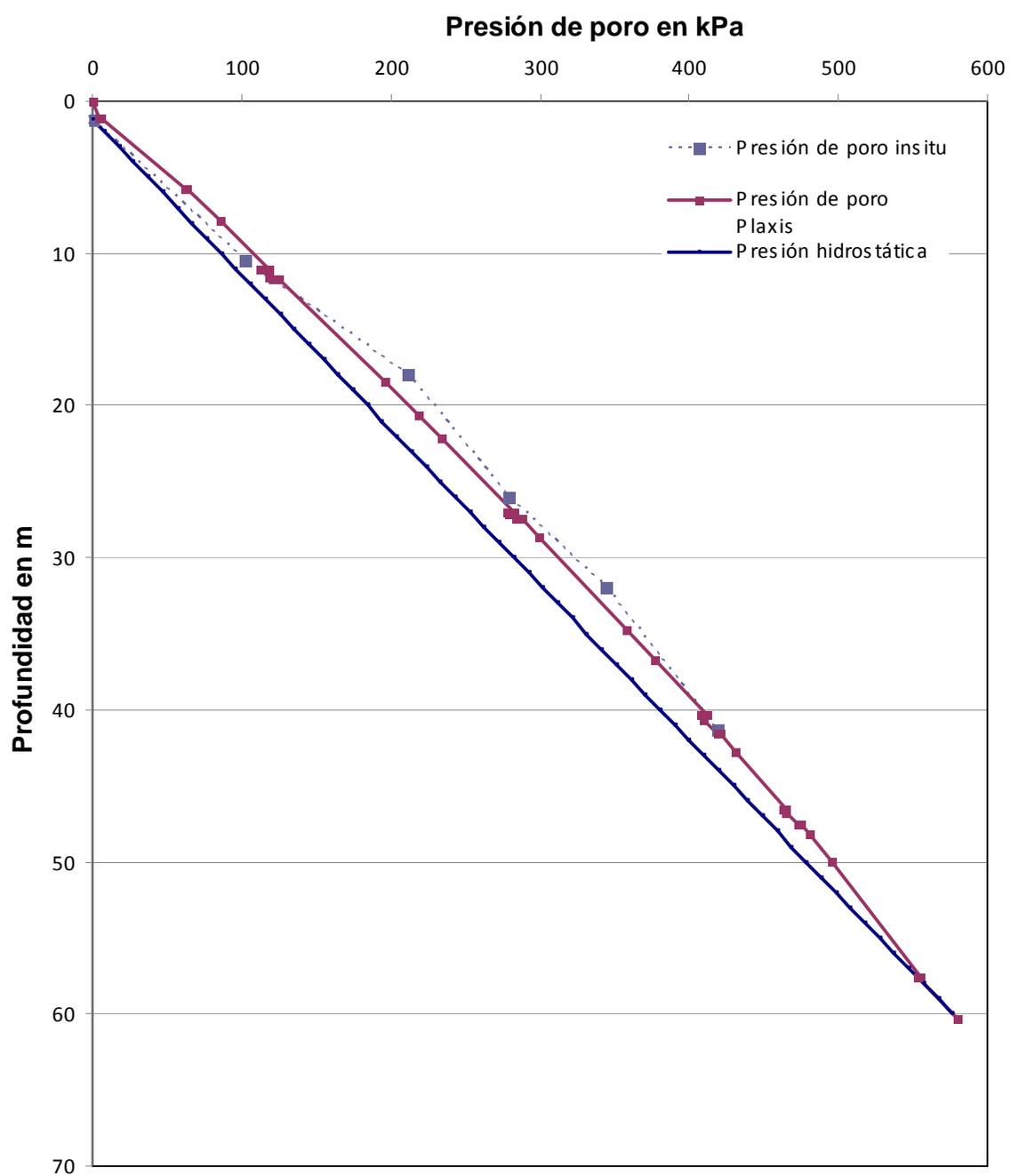


Figura 5.3. Gráfica que compara la presión de poro con la profundidad a la orilla del terraplén de basura más sobrecarga.



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

---

En estos análisis se obtuvieron los excesos de presión de poro a los que se sumó la presión hidrostática teórica obtenida a partir del nivel freático medido en el tubo de observación (1.20 m de profundidad); también se considero que el terraplén de basura tenía 10 m de espesor y un peso volumétrico de 11.5 kPa (1.15 t/m<sup>3</sup>) pensando en una basura ya degradada y con presencia de lixiviado debido a la poca circulación del mismo.

De la primera consideración se obtuvo la gráfica de la Figura 5.2, que muestra la presión de poro con la profundidad al pie del talud, en donde se compara la medida en campo con la obtenida en el modelo numérico y se ve que son muy parecidas, por lo que se infiere que el comportamiento al centro del modelo se aproxime también al que ocurre al centro del terraplén real de basura. De lo anterior se concluye que al centro del terraplén todavía no se ha disipado la presión de poro.

De acuerdo a la segunda consideración (el terraplén de basura y el terraplén de prueba), en la Figura 5.3 se muestra una gráfica que compara la presión de poro con la profundidad, medidas en campo con las obtenidas en sitio, aunque la presión de poro medida se encuentra ligeramente por arriba de la teórica.

La *Figura 5.4* Presenta una gráfica que muestra los esfuerzos totales y efectivos con la profundidad obtenidos al centro y a la orilla del terraplén donde se puede ver claramente la influencia de la presión de poro en los mismos por lo que estos disminuyen considerablemente ya que se nota que hasta los 20 m, no se aprecia la diferencia entre los esfuerzos efectivos obtenidos a la orilla y al centro, que es donde se encuentra la membrana impermeable e impide la disipación de presión de poro.



# ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

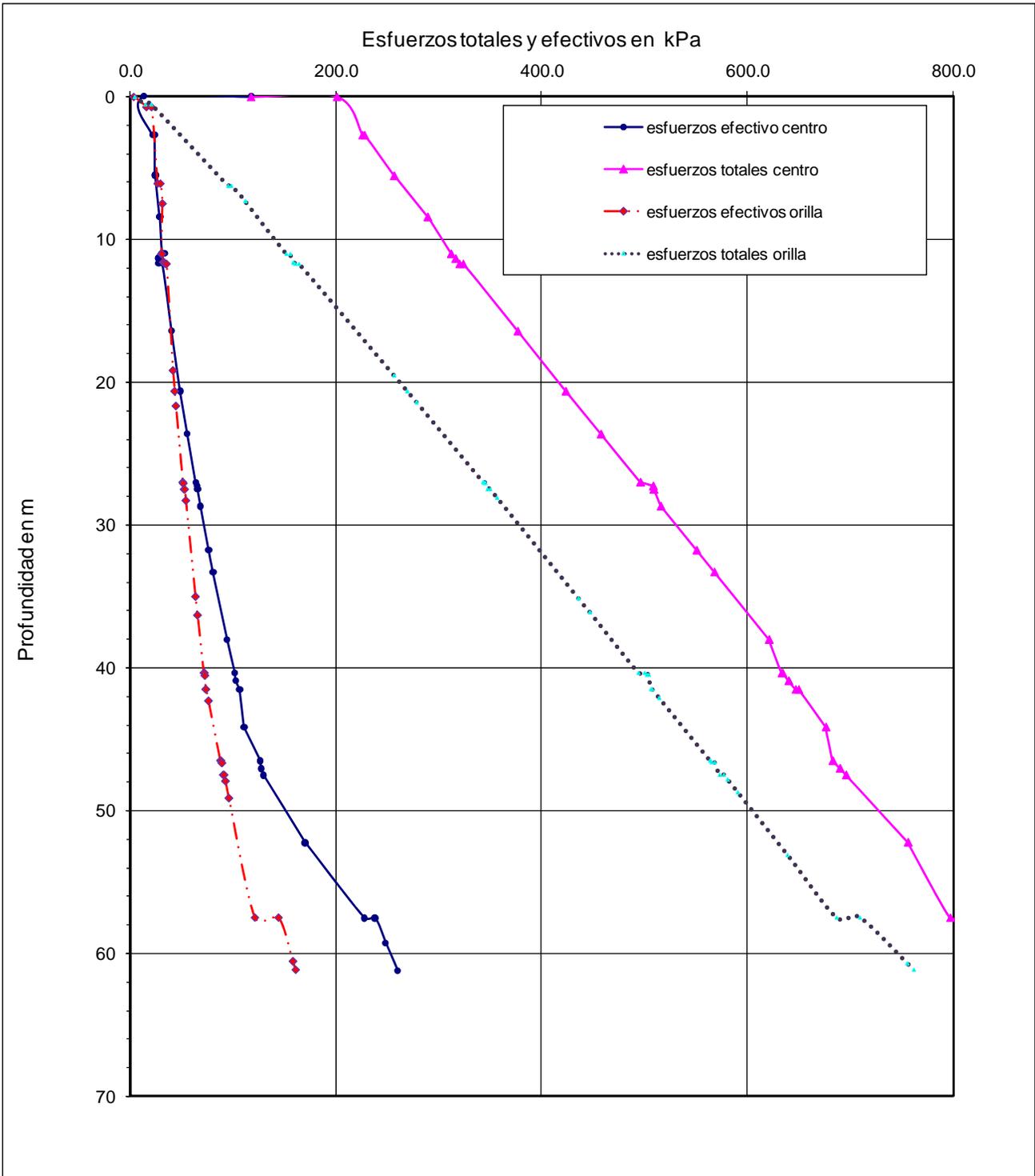
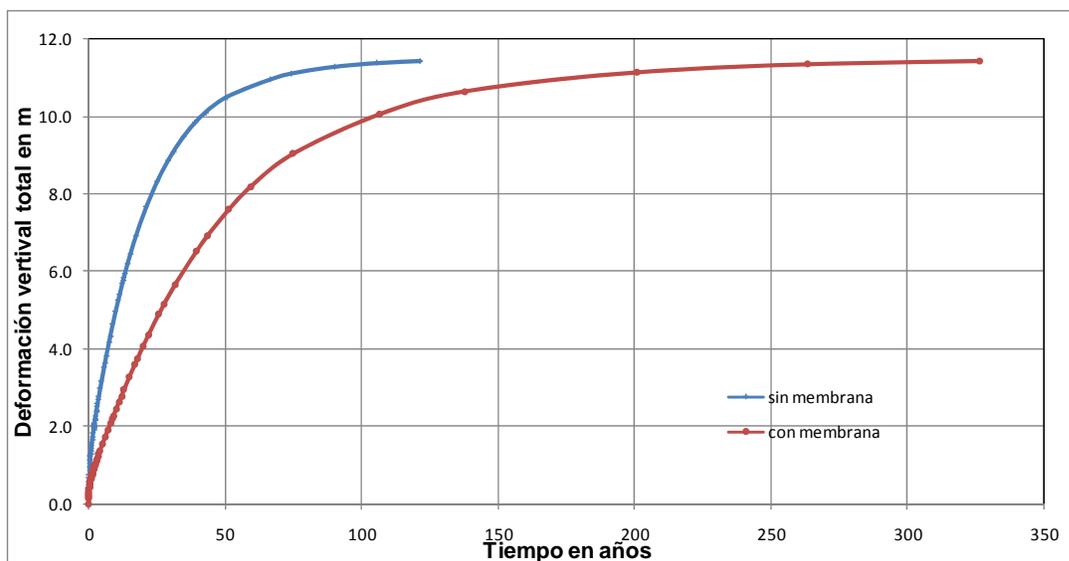


Figura 5.4 Gráfica que compara los esfuerzos efectivos y totales obtenidos al centro y a la orilla del terraplén



### 5.1.2 Deformaciones verticales

En los subcapítulos anteriores se comenta que se realizaron dos tipos de análisis, en uno no se considera la membrana y en el otro si, tomando en cuenta sólo al terraplén de basura (10 m). En la Figura 5.5, se muestra la deformación total que en los dos casos es de 11.0 m. De esta figura se concluye que en los dos casos la deformación vertical total fue la misma ya que las características estratigráficas no cambiaron, lo que cambia es el tiempo que tarda el suelo en consolidarse. En cuanto a disipación de presión de poro, en el primer caso, en el que no se considera la membrana, la presión de poro se disipa en los lentes arenosos y en la superficie, y en el segundo caso, cuando se considera la membrana, la presión de poro se disipa únicamente en los lentes arenosos por lo que el tiempo se duplica siendo de 330 años.



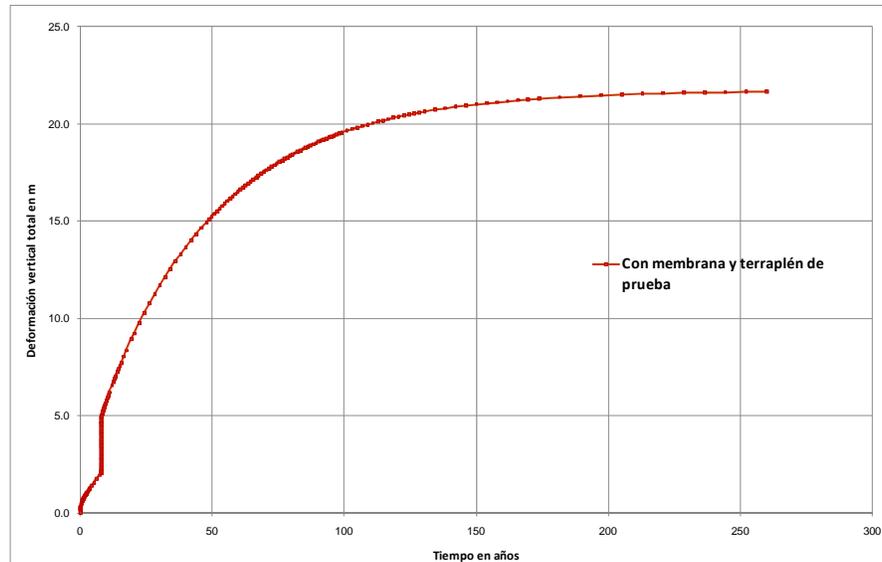
*Figura 5.5. Gráfica que compara la deformación vertical total con la profundidad, considerándole terraplén de basura*

Se analizó también la deformación considerando el terraplén de basura (10 m) que existía antes de aplicar carga en la zona del terraplén de prueba. De ello se obtuvo una presión total de contacto de  $20.45 \text{ t/m}^2$  obteniéndose una deformación vertical total de 21.5 m en un tiempo de 260 años, los cuales se muestran en la gráfica de la Figura 5.6, de lo que se



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

concluye que la deformación se duplica como cabría esperar teóricamente al someter al suelo a más carga y con ello el tiempo disminuye.



*Figura 5.6. Gráfica que compara la deformación vertical total con la profundidad, considerando la basura y la sobrecarga.*

De acuerdo al modelo calibrado con el programa de elemento finito (PLAXIS), se obtuvieron las deformaciones verticales totales en los dos casos considerados. En el primero se tomó en cuenta el terraplén de basura y en el segundo el terraplén de basura (10 m de espesor) más el terraplén de prueba (sobrecarga), en donde se colocó la carga (terraplén de basura) de forma incremental en un tiempo de 8 años. Este tiempo se infirió con base en la fecha de inicio de llenado de la IV etapa. El proceso de llenado de las celdas en la realidad es diferente a lo considerado en el modelo, aunque este último proceso de llenado es aun más crítico.

Después de haber realizado los análisis considerando que la presión de poro se disipaba en su totalidad y obtener por ende las deformaciones verticales totales se procedió a realizar otro análisis considerando ahora el tiempo inferido en el que se colocó el terraplén de basura (8 años) y sobrecarga (6 meses). Las deformaciones obtenidas se muestran en la Figura 5.7, de lo que se concluyó que el terraplén de basura se deformó 2.6 m, mientras que al colocarle la sobrecarga la deformación se duplica a 5.15 m. Es importante comentar que en la gráfica mostrada en la Figura 5.7, la deformación obtenida para un tiempo de 8 años 6 meses corresponde aproximadamente a un grado de consolidación del 25% calculada para toda la carga aplicada al suelo.



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

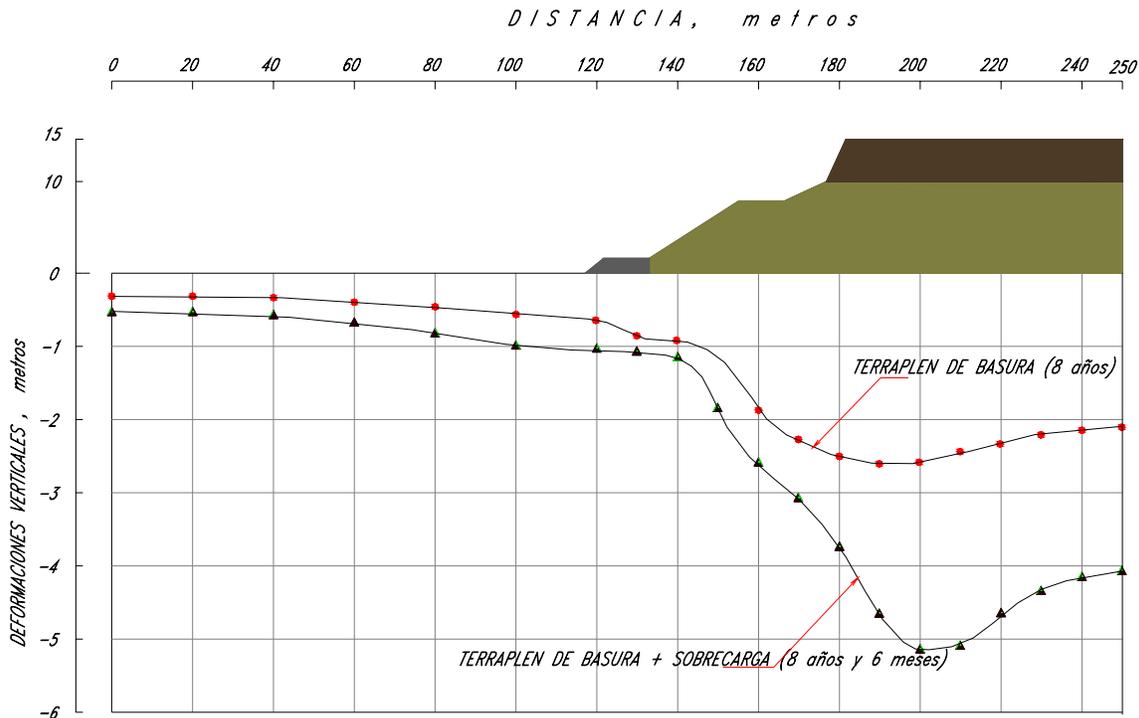


Figura 5.7 Deformación vertical obtenida para el terraplén de basura con sobrecarga.

### 5.2 Análisis elásticos

Después de haber calibrado las presiones de poro con los resultados de campo, se compararon los desplazamientos horizontales medidos en los inclinómetros con los del modelo analizado. Al comparar los resultados se vio que la deformación horizontal no se aproximaba a la medida *in situ* y se optó por realizar análisis considerando un comportamiento puramente elástico. Esta decisión se tomó al ver que las mayores deformaciones en el sentido horizontal se presentan de forma inmediata. Los parámetros utilizados en ese modelo son los que se muestran en la Tabla 5.2.

En este modelo los desplazamientos horizontales se aproximaron a los medidos en campo. En la Figura 5.8, se muestran los desplazamientos totales obtenidos.



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

Tabla 5.2. Parámetros considerados para el análisis

	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	K m/día	Comportamiento del material	E kPa	$\nu$
<b>FAS-1</b>	12.3	1.0 <sup>-4</sup>	Drenado	800	0.49
<b>FAS-2</b>	12.8	1.0 <sup>-4</sup>	Drenado	1,000	0.49
<b>FAI</b>	13.4	1.0 <sup>-4</sup>	Drenado	6,500	0.49
<b>CD-1</b>	16	0.01	Drenado	2,000	0.33
<b>CD-2</b>	18	0.01	Drenado	70,000	
<b>DP</b>	17	0.01	Drenado	150,000	0.33
<b>Basura</b>	11.5	Impermeable	No-poroso	5,550	0.33
<b>Terraplén</b>	13	1.0 <sup>-3</sup>	Drenado	10,000	0.33

FAS= Formación arcillosa superior

FAI = Formación arcillosa inferior

CD = Capa dura

DP= Depósito profundo

K = Permeabilidad

$\gamma$  = Peso volumétrico natural

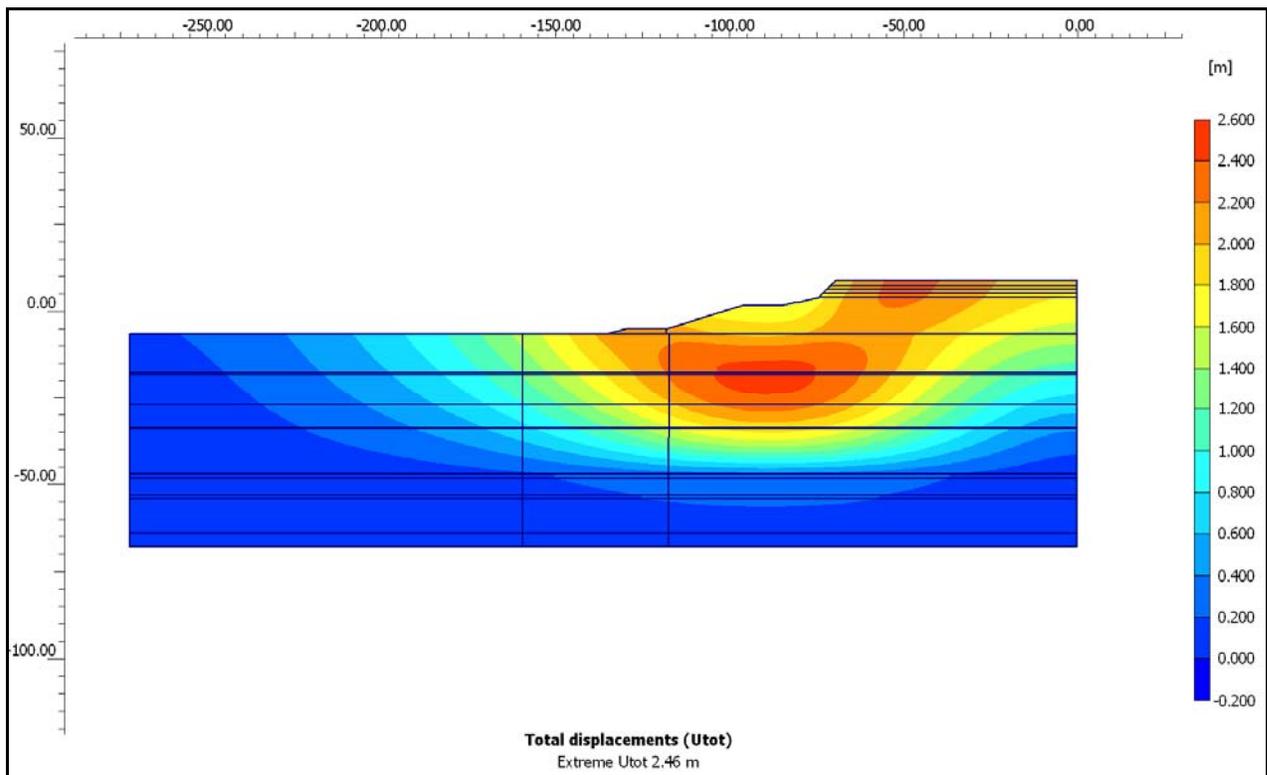


Figura 5.8. Desplazamientos totales elasto-plásticos



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

### 5.2.1 Deformaciones horizontales

Para comparar las deformaciones horizontales medidas en toda la masa de suelo (inclinómetro I-1, que es el que se encuentra al centro del terraplén de prueba) y se usaron las medidas en el modelo geotécnico, tomando en cuenta dos comportamientos: El elasto-plástico y el elástico; el primero toma en cuenta la variable tiempo, mientras que el elástico no toma en cuenta la variable tiempo y es por eso que las deformaciones horizontales se presentan entre 90 a 95% de forma inmediata.

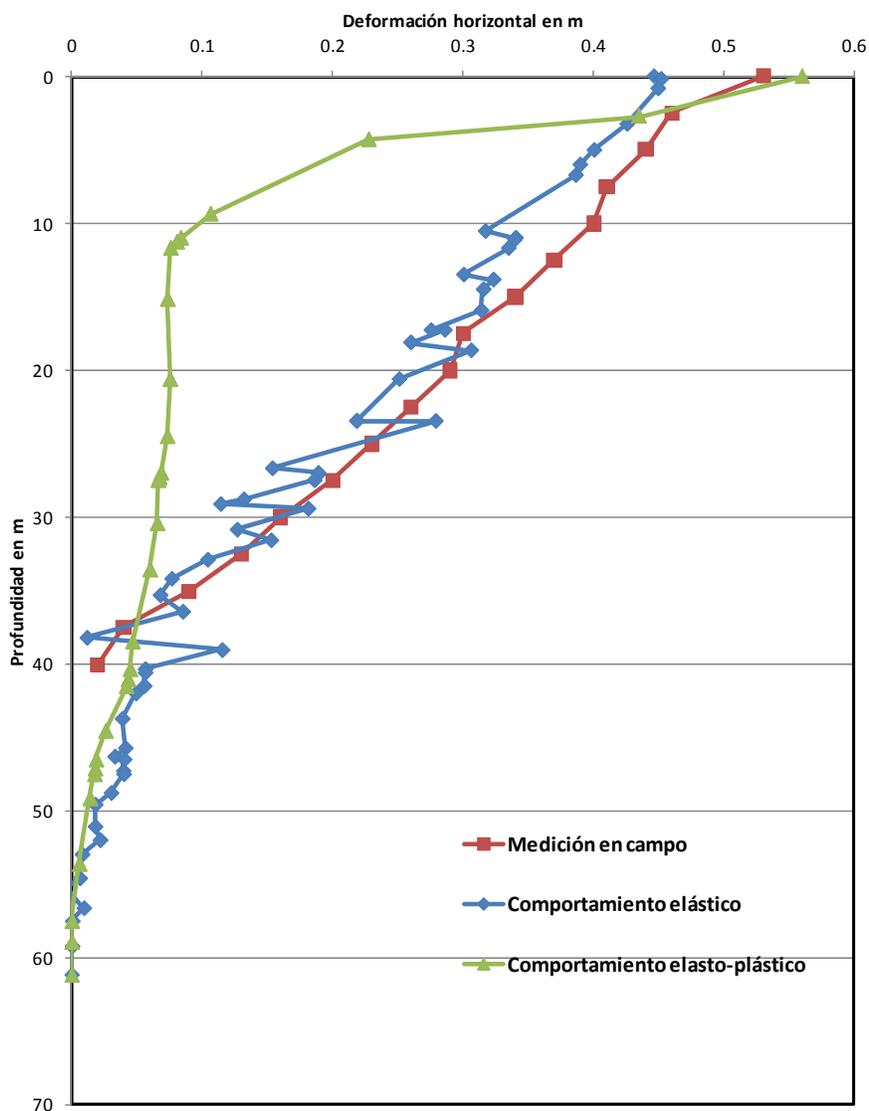


Figura 5.9. Deformaciones horizontales obtenidas en Plaxis y en campo



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

---

En la Figura 5.9, se muestran las gráficas que comparan la deformación obtenida en PLAXIS, (con el comportamiento elasto-plástico y elástico), con la deformación medida en campo. Se observa que el modelo elasto-plástico predice adecuadamente las deformaciones horizontales totales pero las subestima entre 2 y 35 m de profundidad. En la gráfica también se incluyen los resultados de un análisis en el que el suelo se consideró como un sólido elástico lineal, lo cual condujo a una estimación de deformaciones mucho más cercana a la medida en sitio.

### 5.3 Análisis al límite

En las Figura 5.10 y 5.11, se muestran los factores de seguridad obtenidos con parámetros en términos de esfuerzos efectivos para la condición de desechos sólidos sin sobrecarga. Los factores de seguridad obtenidos con el método de equilibrio al límite son un FS de 2.5, mientras que en el PLAXIS se obtiene un valor de 1.7. Considerando los mismos parámetros y con la condición de desechos sólidos con sobrecarga los factores de seguridad obtenidos no se parecen porque con el método de equilibrio al límite es de 2.3 y en el PLAXIS es de 1.04, aunque este no llega al colapso. La diferencia puede deberse a dos cosas; una por el método de análisis que el PLAXIS toma en cuenta las deformaciones en el subsuelo y otra por la superficie de falla en los métodos de equilibrio al límite, las cuales sólo abarcan el 20% de la sobrecarga y el PLAXIS considera el 50% aproximadamente, esto debido a las pendientes de los taludes.



# ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

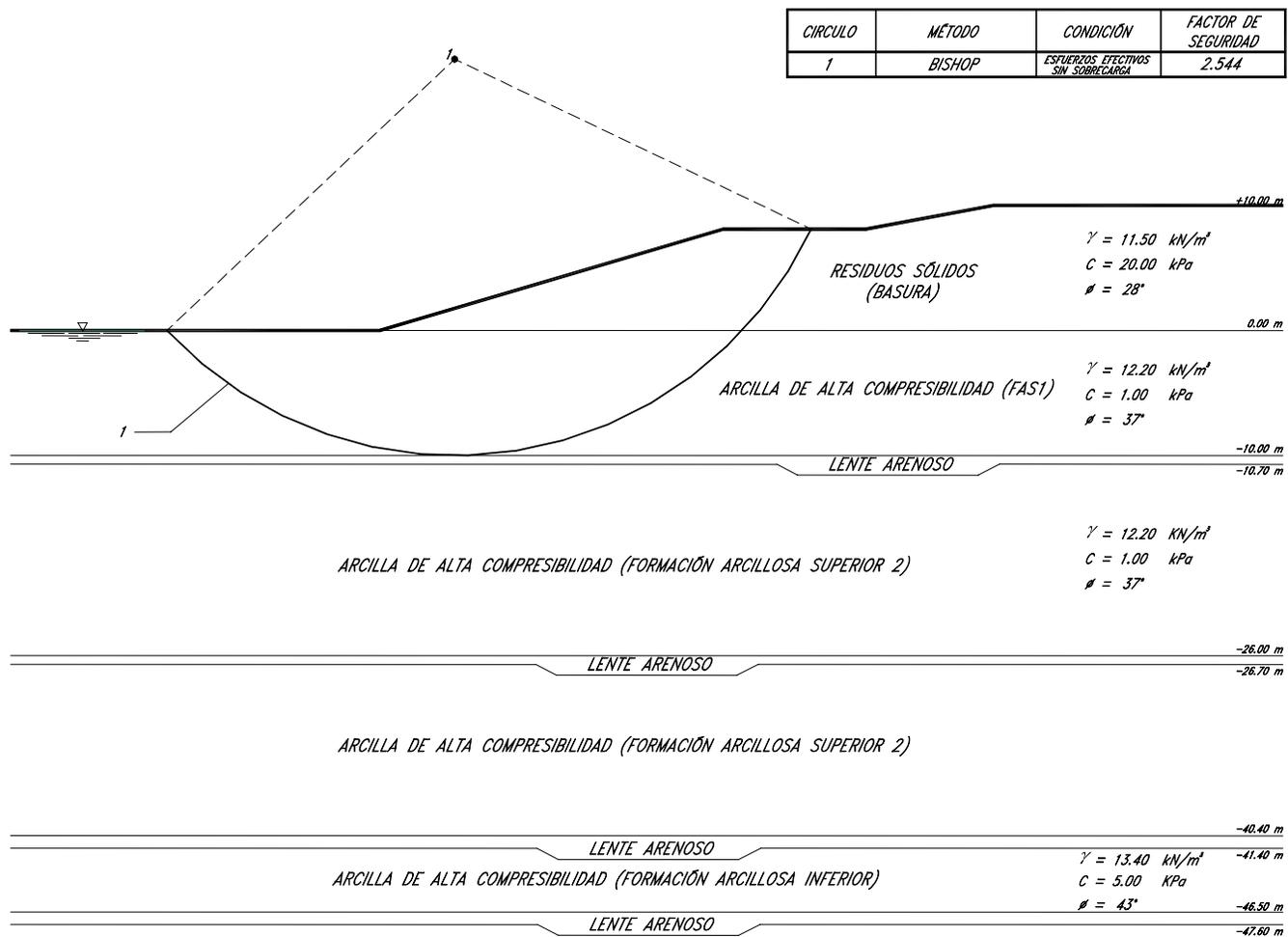


Figura 5.10. Factores de seguridad considerando esfuerzos efectivos sin sobrecarga.



# ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

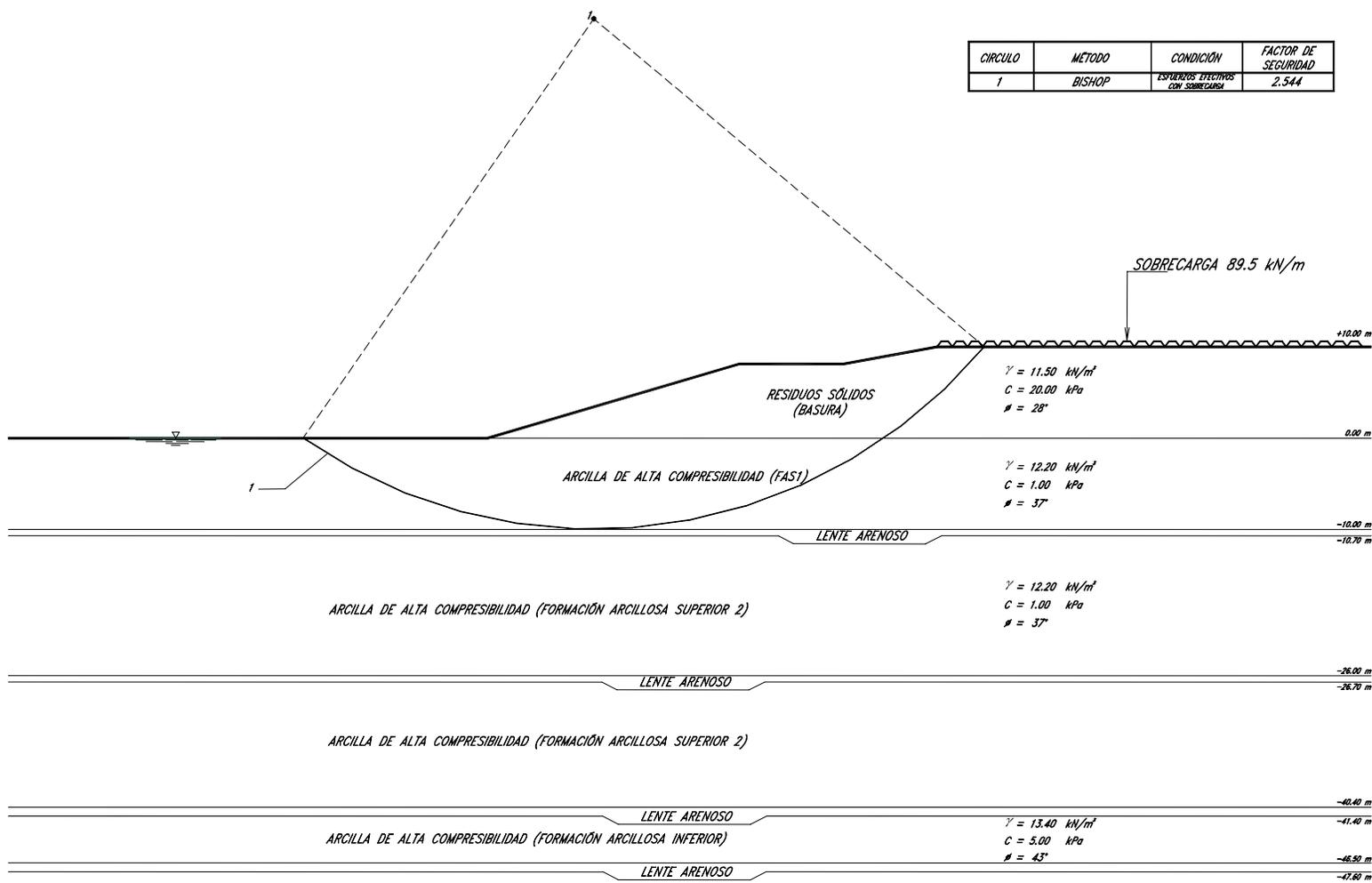


Figura 5.1. Factores de seguridad considerando esfuerzos efectivos con sobrecarga.



### 5.4 Comentarios

Una vez calibrado el modelo numérico del terraplén de basura con resultados aproximados a las mediciones obtenidas de la instrumentación, se procedió a analizar al terraplén de basura (10 m de espesor) con una sobrecarga (5 m de espesor) a base de tepetate compactado aplicándola por incrementos, hasta llegar a los 15 m. De acuerdo a las condiciones del sitio se decidió realizar análisis con los 15 m de espesor de basura considerando dos pesos volumétricos diferentes, los cuales corresponden a una basura recién colocada (nueva) y a una basura ya desintegrada y compactada y con presencia de lixiviado (vieja), todo esto con la finalidad de obtener los factores de seguridad para cada incremento, al aplicarle la carga de forma instantánea sin dejarlo consolidar. Los factores de seguridad obtenidos se muestran en la Figura 5.12, y con un intervalo de 1.5 a 1.3 para los dos pesos volumétricos y se prolongó una línea de tendencia hasta llegar a un factor de seguridad unitario con 24 y 20 m de espesor. De lo anterior se concluye que es posible colocar más de 15 m de espesor de basura sin que se llegue a la falla.

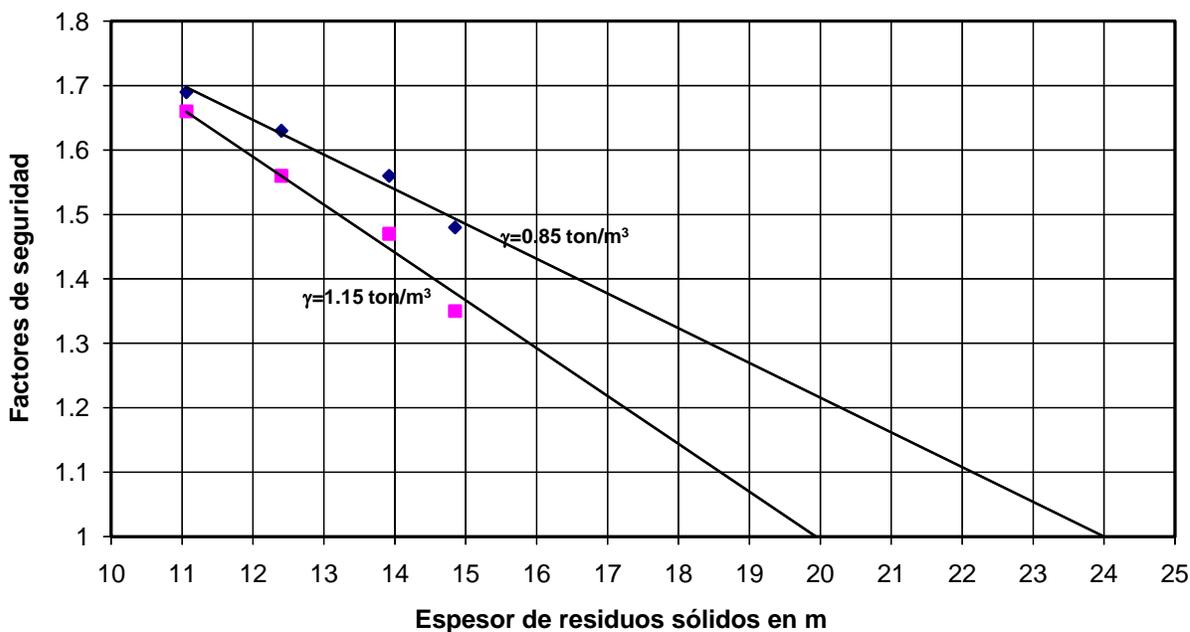


Figura 5.2. Factores de seguridad para diferentes espesores de residuos.



## ANÁLISIS EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

En la Figura 5.13, se muestra una gráfica con los factores de seguridad vs tiempo, los cuales se obtuvieron partiendo de los obtenidos anteriormente, en donde para 15 m de espesor de basura y pesos volumétricos de 0.85 y 1.15 t/m<sup>3</sup> permitiendo al suelo consolidar en intervalos de tiempo de 5, 10 y 20 años; con estos resultados se concluye que los factores de seguridad mejoran cuando se deja consolidar el suelo, esto debido a que se mejoran sus características físicas y con ello aumenta resistencia del mismo.

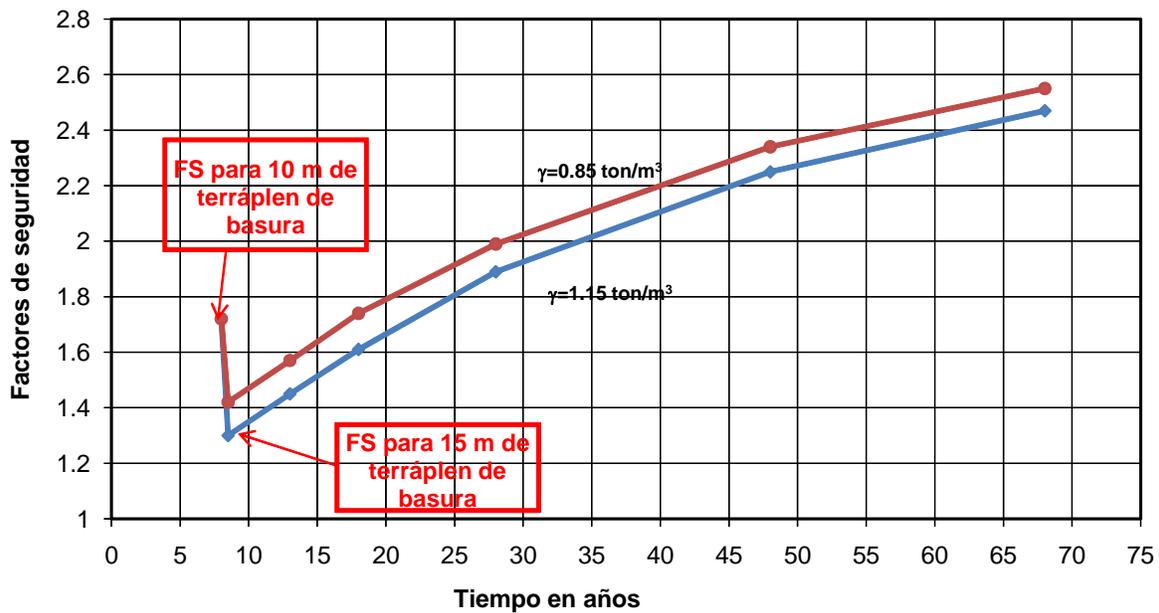


Figura 5.3. Factores de seguridad para diferentes tiempos de consolidación.



### 6 CONCLUSIONES

Los análisis presentados y discutidos en este trabajo permitieron interpretar los resultados de la prueba de carga que se llevó a cabo en un Terraplén de prueba construido, la Macrocelda VII, la cual forma parte de la IV Etapa del basurero Bordo Poniente. Dicha prueba inicio en junio y concluyó en diciembre de 2003. Es una prueba de gran escala de la que no existen precedentes a nivel mundial, como medio para estudiar la estabilidad de depósitos de desechos sólidos.

El sitio de prueba se instrumentó a fin de conocer a través de observaciones instrumentales las presiones de poro (piezómetros) generadas por el incremento de carga, los desplazamientos horizontales (inclinómetros) en toda la Formación Arcillosa Superior, y también el hundimiento regional (Bancos de nivel) y los movimientos superficiales (referencias superficiales) generados por la carga.

El comportamiento del terraplén de prueba se simuló con modelos numéricos (PLAXIS), formulado en términos de esfuerzos totales y efectivos que se calibraron a partir de observaciones instrumentales de campo. Con dichos modelos se obtuvieron las distribuciones de esfuerzo y deformación en el corto y en el largo plazo, permitiendo la disipación de los excesos de presión de poro iniciales.

Los resultados obtenidos permitieron identificar superficies potenciales de falla que abarcan las dos primeras formaciones arcillosas. A lo largo de esas superficies se concentran los esfuerzos y deformaciones de mayor magnitud. La zona de influencia de tales superficies se extiende hasta distancias horizontales de unos 40 a 50 m a partir del pie del talud por lo que es posible concluir que las obras de infraestructura hidráulica que



## CONCLUSIONES

---

circundan al basurero no se verán afectadas por las deformaciones inducidas en los taludes de desechos sólidos o bien, que tales afectaciones serán despreciables.

Debe señalarse que existen otros mecanismos de falla cinemáticamente admisibles, más profundos que los estudiados aquí y que si pueden afectar a los canales que circundan al basurero. Sin embargo las condiciones de estabilidad de dichos mecanismos no son las críticas y por ello su ocurrencia puede descartarse.

La interpretación del comportamiento observado en el modelo considerando el terraplén de prueba, debe realizarse mediante análisis de esfuerzos efectivos. Los análisis de corto plazo en términos de esfuerzos totales conducen a estimaciones muy pesimistas de las condiciones de estabilidad del terraplén de prueba que no corresponden con lo observado instrumentalmente durante el desarrollo de ésta. En efecto, todos los análisis de esfuerzos totales que se realizaron con el método del elemento finito y con análisis de estabilidad al límite predecían la falla de terraplén de prueba para cuando la altura o esfuerzo era igual a 11.5 kPa, situación que no se observó durante el desarrollo del ensaye, la instrumentación permitió detectar desplazamientos horizontales medido con los inclinómetros de 40, 66 y 85 cm, y para las estaciones más alejadas, las deformaciones horizontales eran menores de 20 cm. No se observaron desplazamientos verticales que surgieran la existencia de "Bufamientos", al pie del talud, si se observaron agrietamientos en el recubrimiento del tepetate en el talud, finalmente los piezómetros registraron incrementos de presión de poro conforme se fueron aplicando las cargas. Con base en lo anterior se concluyó que si bien se presentan deformaciones relativamente grandes, el talud ensayado no se encontraba en una condición de falla al finalizar la prueba. El comportamiento descrito anteriormente se describe adecuadamente en el capítulo 5, para ello es necesario considerar que la membrana actúa como una frontera impermeable y que contrariamente a lo que ocurre en otros casos, el exceso de presión de poro cerca de la superficie debido a la aplicación de las cargas externas es máximo cerca de la superficie. Haciendo estas consideraciones se calibro el modelo de esfuerzos efectivos en el que se demuestra que las deformaciones diferidas del terraplén se alcanzaron en tiempos relativamente largos (ver gráficas que se muestran en la Figura 5.4). Finalmente conviene señalar que los análisis de esfuerzos totales no consideran la generación de excesos de presión de poro.



## CONCLUSIONES

---

Al aplicar cargas se generan excesos de presión de poro que se disipan lentamente, durante el transcurso de décadas, debido a la existencia de la geomembrana impermeable en la interfaz entre los desechos sólidos y el terreno natural.

Las condiciones de seguridad del basurero se estudiaron con un modelo numérico calibrado. Se demostró que en la actualidad se tienen factores de seguridad adecuados y que si en el corto plazo se lleva la altura de desechos sólidos hasta unos 15 m las condiciones de seguridad continuarán siendo adecuadas. Dichas condiciones mejorarán en el futuro conforme ocurra la consolidación de las arcillas subyacentes.



## REFERENCIAS

- Abramson L, et al (2002), Slope Stability and stability and methods, Tomo II, 2da ed, John Wiley and sons, Inc, USA, 353-419
- Aguayo C. J. Marín C. S. y Sánchez, (1989), Evolución geológica de la Cuenca de México, Tópicos Geológicos de la cuenca del Valle de México, editorial S.M.M.S, México, DF, pp 25-41.
- Alanís, R (2003), Caracterización geotécnica del ex-lago de Texcoco, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F
- Aleksandar V, (1973), Análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales, Instituto de ingeniería UNAM, México, DF
- Botero, E (1999), Comportamiento dinámico de desechos sólidos municipales, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, D.F
- Brinkgreve R. B. J. y Broere W, (2006), Manual Plaxis 2D version 8, Netherlands
- Carrillo N, (1984), Investigación sobre estabilidad de taludes y fundaciones, 1era ed, UNAM, México, DF
- Jambu N, (1954), Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameters, Harvard Soil mechanics series N° 46
- Juárez, E y Rico A, (1975), Mecánica de suelos tomo II, 2da ed, editorial Limusa, México, D.F. pp 200
- Marsal R. J. y Mazarí, M, (1959), El subsuelo de la ciudad de México, parte A. Estratigrafía y propiedades, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, DF



## REFERENCIAS

---

- Marsal R. J. y Mazarí, M, (1987), Variaciones de propiedades mecánicas con la profundidad. El subsuelo de la ciudad de México parte D, Instituto de ingeniería N° 505, UNAM, México, DF
- Marsal R. J. y Graue, R. L, (1969), El subsuelo del lago de Texcoco, el hundimiento de la ciudad de México proyecto Texcoco, Secretaria de Hacienda y Crédito Público, México, DF, pp 167-202
- Mooser F, (1961), Geología de la cuenca del valle de México y zonas colindantes, Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México, SRH, México, DF
- Mooser F, (1990), Condiciones geológicas acerca del pozo Texcoco pp1 V reunión nacional de mecánica de suelos II, SMMS, México, DF, pp 143-161.
- Mooser F, (1990), Estratigrafía y estructura del valle de México, el subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a 5 años del sismo, S. M.M.S. México, DF, pp 29-36.
- Morales R. Piñon N. Alvarez A. y Lesser J M, (1989), Resistividades en el Exlago de Texcoco, Tópicos geológicos de la cuenca del valle de México, S.M.M.S, México, DF, pp 61-77.
- Murillo F. R. y García A. G, (1978), Exlago de Texcoco, el subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del valle de México, S.M.M.S, México, DF, pp 51-82.
- Murillo F. R, (1990), Sobre-explotación del acuífero de la cuenca del valle de México: efectos y alternativas. El subsuelo de la cuenca del valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a 5 años del sismo, SMMS, México, DF, pp109-118.
- Murillo F. R. y Morales R, (1991), El subsuelo del Exlago de Texcoco IX Congreso panamericano de mecánica de suelos viña del mar, Chile, pp 213-225
- Murillo F R, (1990), Geosintéticos, geotextiles y geomembranas, SMMS, México, DF, PP153-164
- N.T.C, (2004), Reglamento de construcción del Distrito Federal, Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones, México.



## REFERENCIAS

---

- Poulos H. G. y Davis E.H (1974), Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, editorial John Wiley & Sons, inc, EUA, pp 38 a 41
- Romo, M. P., Auvinet, G., Ovando E., Mendoza, M.J., Taboada, V.M., Lermo, J y Mooser, F. (2001), Ingeniería Geotécnica para el nuevo aeropuerto internacional de la ciudad de México: soluciones en el exlago de Texcoco y en Zapotlan de Juárez, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, DF
- Rodríguez J. F, (2001), Uso de inclusiones rígidas para el control de asentamientos en suelos blandos anexo 2, tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, DF,
- SADAT internacional Inc, Universidad de los andes, Arthur D. Little, Inc, Informe de diagnostico geotécnico y ambiental de las causas de deslizamiento en el relleno sanitario de doña Juana, Bogota, D.C. Diciembre de 1997
- Santoyo V. E, Ovando S. E, Mooser F, León P.E, Síntesis geotécnica de la cuenca del valle de México, Editorial TGC geotecnia, México DF.
- Tamez E, (2001), Ingeniería de cimentaciones conceptos básicos de la práctica, 1era ed, Editorial TGC geotecnia, México, DF, pp 200-210
- TGC Geotecnia (2001), Informe: Proyecto ejecutivo de la instrumentación geotécnica para la sobre-elevación de las celdas en la IV etapa del Bordo Poniente, TGC2001-2452, México, DF
- TGC Geotecnia (2003), Informe: Trabajos de instrumentación geotécnica en la IV Etapa del Bordo Poniente en la Zona federal del Exlago de Texcoco TGC2003-2634 Vol. I y II, México, DF
- TGC Geotecnia (2005), Informe: Toma de lecturas mediante la instrumentación geotécnica e interpretación de los resultados, para conocer el comportamiento del terreno del sitio de disposición final del bordo poniente IV Etapa, ubicado en la zona federal del exlago de Texcoco (informe final enero-diciembre de 2005, de las 11 estaciones de medición) TGC2005-3057, México, DF



## REFERENCIAS

---

- TGC Geotécnica (2005), Informe: toma de lecturas mediante la instrumentación geotécnica e interpretación de los resultados, para conocer el comportamiento del terreno del sitio de disposición final bordo poniente IV Etapa, ubicado en la zona federal del ex - lago de Texcoco (informe final anual de la zona de la prueba de carga) TGC 2005-2910, México, DF
- TGC Geotécnica (2005), Informe: toma de lecturas mediante la instrumentación geotécnica e interpretación de los resultados, para conocer el comportamiento del terreno del sitio de disposición final bordo poniente IV Etapa, ubicado en la zona federal del ex - lago de Texcoco (informe final anual de las 10 estaciones de medición) TGC 2005-2911, México, DF
- TGC Geotécnica (2006), Informe: suministro e instalación de inclinómetros, toma de lecturas en la instrumentación geotécnica y en las estaciones acelerográficas, e interpretación de los resultados para conocer el comportamiento en condiciones de estática y accidentales dentro del sitio de disposición final Bordo Poniente IV etapa (1er informe semestral de 2006) TGC 2005-2911.
- Trigo M, Contreras R, (2006), Vida útil del relleno sanitario Bordo poniente, colegio de ingenieros civiles Numero 448, México, DF, pp. 32-37
- Walker F, (1987), Soil slope instability and stabilisation, Methods of stability analysis, Balkema, Rotterdam, pp 71-83
- Zekkos D, A. M. ASCE et. al, (2006), Unit weight of municipal solid waste, journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, 2006, pp 1250-1261