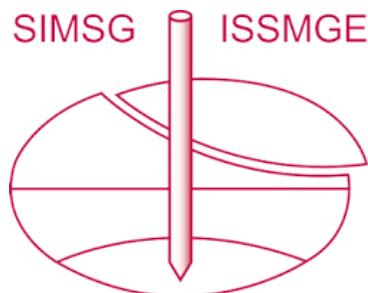


INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Deslizamiento de un talud en el poniente de la ciudad de México

Walter Paniagua-Zavala
PILOTEC, México



2011 Pan-Am CGS
Geotechnical Conference

ABSTRACT

In the West zone of Mexico City, a housing project is under construction. During the excavation process, a landslide was presented, after a heavy rain, implying delays in the job site, and interruption of vehicle circulation in the Mexico-Toluca lateral highway. This paper includes the available geotechnical information, the stabilization project, and analysis of possible slide causes, as well as recommendations to monitor the job and continue with construction.

RESUMEN

En el Poniente de la ciudad de México se construye un desarrollo habitacional; durante la excavación del proyecto se presentó el deslizamiento de un talud después de una precipitación pluvial ocasionando atrasos en la obra y la interrupción de la circulación en la vialidad lateral de la Autopista México-Toluca. Se presenta la información geotécnica disponible, el proyecto de estabilización y el análisis de las posibles causas del deslizamiento, así como las recomendaciones necesarias para monitorear la zona y reanudar el proyecto.

1 INTRODUCCIÓN

En el Poniente de la ciudad de México, se lleva a cabo la construcción de un conjunto de edificios. A finales de julio de 2009, se presentó una precipitación pluvial extraordinaria en esa zona; posteriormente, hubo un deslizamiento en uno de los taludes de la excavación, que colinda con la autopista México-Toluca; la localización de la obra se muestra en la Fig 1.



Figura 1. Localización del predio ubicado en Mario Pani N°100.

El deslizamiento ocurrió en la colindancia con la calle Prolongación Reforma, y como consecuencia del mismo, se vio interrumpida la circulación vehicular en esa vialidad, Fig 2.



Figura 2. Vistas exterior e interior del deslizamiento.

Después de haber ocurrido el deslizamiento, se realizó un dictamen para determinar las causas que

originaron este problema, cuyos alcances incluyeron la revisión y recopilación de la información con la que se disponía como estudios geotécnicos previos, levantamientos topográficos, fotografías, proyecto de estabilización del talud, trabajos para la estabilización, instalaciones en la corona del talud. Además, se realizaron diversos análisis para determinar las posibles causas del deslizamiento del talud.

2 INFORMACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE

El sitio en estudio se encuentra en la zona geotécnica conocida como Zona de Lomas, que está caracterizada por suelos compactos, arenos limosos, con alto contenido

de gravas, y por tobas pumíticas bien cementadas (Jaime, 1988).

Los suelos en esta zona, presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, las cuales inciden directamente en la estabilidad de las excavaciones. Con la excepción de los cortes efectuados en lajas compactas, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla (Santoyo et al, 2005).

El informe de mecánica de suelos (Gutiérrez y Asociados, 2008) se utilizó para el proyecto en general y para la ejecución del sistema de anclaje; el modelo geotécnico se muestra en la Fig. 3.

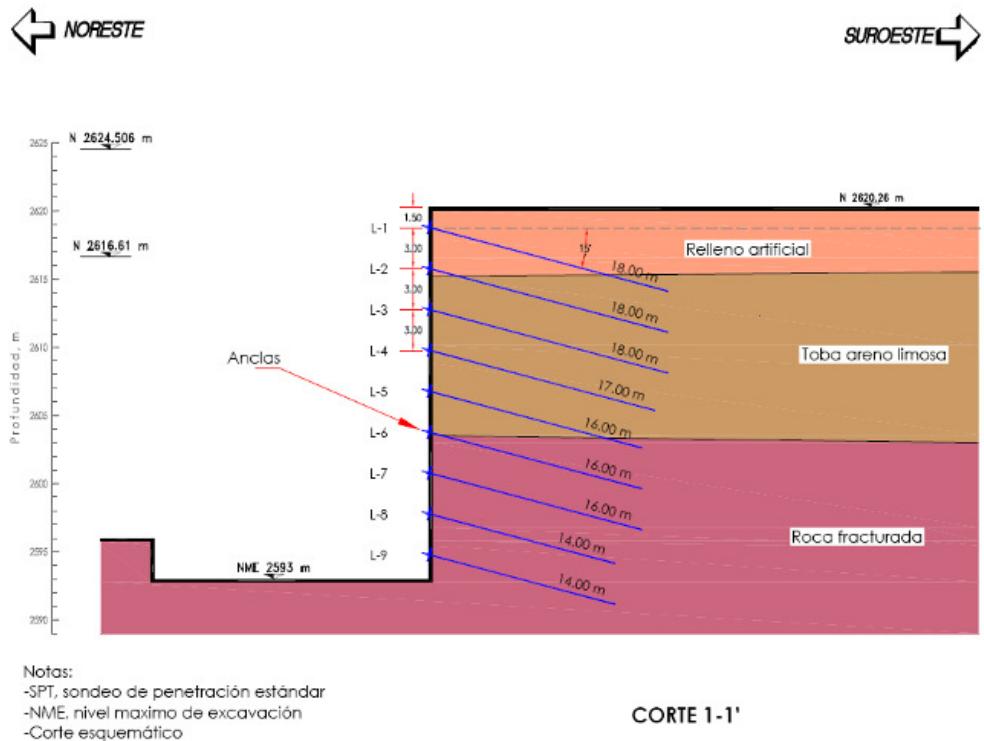


Figura 3. Modelo geotécnico en el sitio y sistema de anclaje (Gutiérrez y Asociados, 2008).

Los materiales en la zona del talud que colinda con Prolongación Reforma se caracterizan por un espesor de relleno artificial y posteriormente por una secuencia de tobas arenos limosas y roca fracturada. En algunas zonas se identifica un afloramiento de roca, conocido con *Domo Totolapa*. En particular, en la zona de deslizamiento del talud, se observa roca sana y roca fracturada en distintas profundidades, incluso desde el contacto con los rellenos superficiales.

Para el manejo del agua que pudiera infiltrarse por fuera del talud, se recomendaron dos acciones: la primera fue cubrir la berma del talud (en todo el perímetro) con concreto hidráulico; la segunda, en caso de presentarse humedades en la cara del talud, colocar drenes en las zonas que así lo requiriesen.

Con base en el modelo estratigráfico señalado, se proyectó el sistema de estabilización, con base en anclas postensadas, Figs. 4 y 5 y concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada.

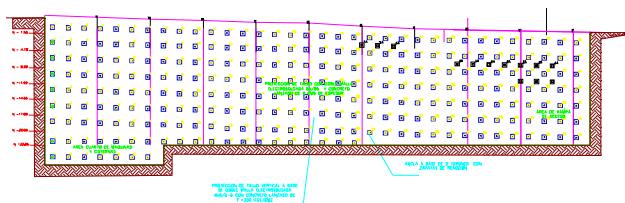


Figura 4. Sistema de anclaje en talud.

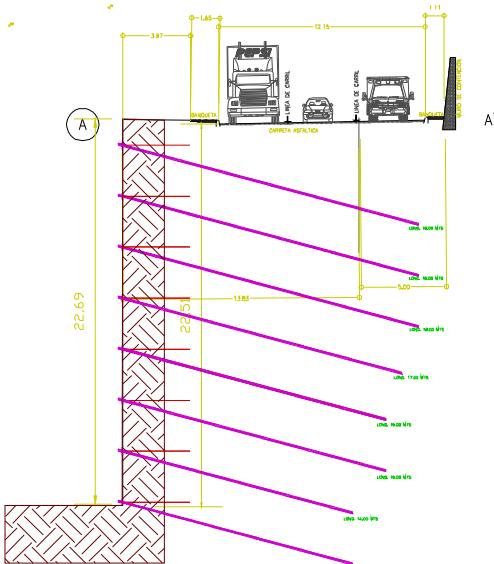


Figura 5. Corte del sistema de anclaje.



Figura 6. Vistas de la traza del caído.

3 COMENTARIOS SOBRE LA INESTABILIDAD

El Domo Totolapa presenta grados de intemperismo heterogéneos, así como fracturamiento intenso y con orientación bien definida. Los RQD iguales a 0% (cero por ciento) reportados en el estudio de Mecánica de Suelos (Gutiérrez y Asociados, 2008), confirman lo anterior.

En este contexto y atendiendo a la evidencia fotográfica, parecería ser que el Domo Totolapa queda por detrás de la traza de la falla, es decir, existía material enfrente del domo, subyaciendo a los rellenos, que se cayó, pudiendo ser la misma roca fracturada o algún otro tipo de material. Lo anterior indica que el caído se presentó tanto en los rellenos superficiales como en material subyacente (Fig. 6).



Figura 7. Vistas de la grieta calafateada de génesis anterior al caído.

De acuerdo con la información proporcionada, la grieta que se generó días antes del caído, corresponde al límite de la traza del mismo (Fig. 7), lo que indicaba que desde entonces se tenían indicios de inestabilidades importantes en la zona.

Debido a lo anterior, se debe considerar que si ya se presentó un deslizamiento importante, puede volver a presentarse otro en una zona diferente, o incluso en una zona aledaña, como lo muestra el agrietamiento reciente de la Fig. 7.

Las fotografías, muestran evidencias de que, en la zona del caído, se tuvieron problemas durante el proceso mismo de excavación: las imágenes días antes del caído de esta zona, muestran un acabado muy irregular en el concreto lanzado; en las imágenes días después, son ya evidentes bolsas o caídos de material suelto al pie de la excavación (Fig. 8).



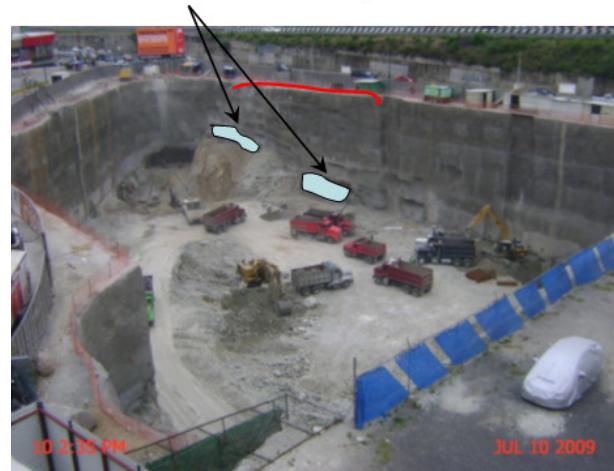
Figura 8. Vistas de las irregularidades y bolsas de caídos al pie de la excavación previas al deslizamiento general.

Debe destacarse que en la esquina de la excavación, también se observa una bolsa o caído al pie (Fig. 8), sin

embargo, la traza de la falla general no abarca esta zona, quizás por estar favorecida debido a la geometría que en esta zona actúa a favor de la estabilidad.

En este sentido, parece razonable pensar que el caído o deslizamiento fue una falla progresiva que se detonó por los dos caídos previos al pie de la excavación que quitaron apoyo a la roca muy fracturada (Fig. 9); eventualmente se pudo presentar el deslizamiento sobre una de las bolas y posterior e inmediatamente después el aledaño. Lo anterior se confirma al observar la traza del deslizamiento mayor, que abarca precisamente la zona de los dos caídos previos al pie de la excavación.

Bolsas o caídos de material suelto previos



Zona de falla

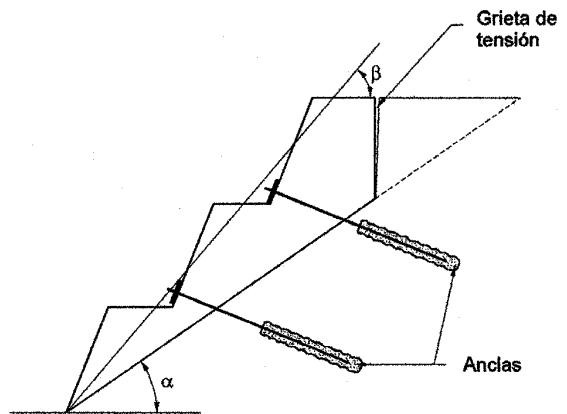


Figura 9. Sobreposición de las bolsas o caídos previos sobre el deslizamiento general.

4 ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD

Se realizó un retro-análisis del caído o inestabilidad que se ha descrito, considerando un talud anclado y el

mecanismo de falla de una cuña deslizante, tal como se muestra en la Fig. 10 (Ovando y Holguín, 2002).



Mecanismo de falla

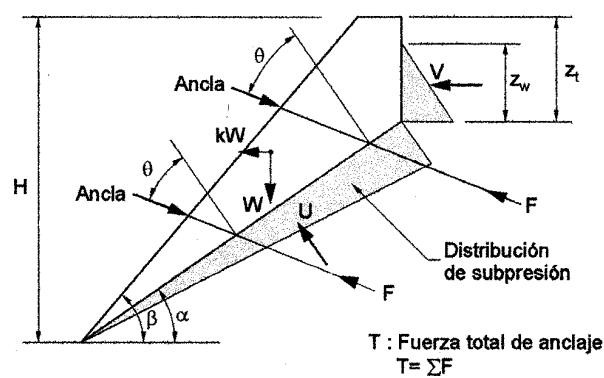


Diagrama de cuerpo libre

Figura 10. Mecanismo de falla de una cuña.

Para el retro-análisis, se empleó la geometría de una sección que pasa por el centro del deslizamiento, que se levantó topográficamente en la zona de la inestabilidad. En la geometría de la cuña se tomó en cuenta la altura de la excavación hasta la berma, la anchura de la cuña de falla, la profundidad del agrietamiento generado previamente a la ocurrencia de la inestabilidad, así como los niveles y fuerzas del anclaje. En la Fig. 11 se muestra un esquema con la geometría de la cuña analizada.

Bajo estas condiciones, el factor de seguridad, FS, de la cuña se calcula con la expresión siguiente (Ec. 4.1):

$$FS = \frac{c' \frac{H - z_t}{\sin \beta} + [W \cos \alpha - U + T \cos \theta - (V + kW) \sin \alpha] \tan \phi'}{W \sin \alpha + (V + kW) \cos \alpha - T \sin \theta}$$

donde

H altura de la cuña, en m

c' cohesión efectiva en la superficie de deslizamiento (igual a cero para este análisis)

ϕ' ángulo de fricción efectivo en la superficie de deslizamiento,

z_t profundidad del agrietamiento generado en el hombro del talud, en m

Z_w tirante de agua dentro de la grieta z_t en m

W peso de la cuña deslizante, en toneladas

T fuerza de anclaje, en t/m (se consideraron cuatro niveles de anclaje, dado que el quinto nivel se encontraba aún en proceso al momento de la ocurrencia del deslizamiento)

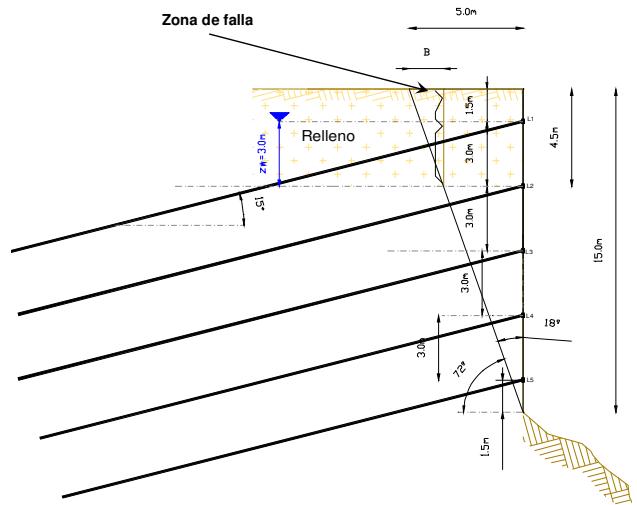


Figura 11. Geometría del caído y niveles de anclaje.

La primera parte de los retroanálisis, consistió en hacer un estudio de sensibilidad o estudio paramétrico para identificar las variables que son más significativas en la estabilidad; en efecto, los valores conocidos con toda certeza corresponden a la geometría de la cuña (lo que se cayó y se midió topográficamente), niveles de anclaje, zona de agrietamiento, entre otros, sin embargo, los parámetros de resistencia en la superficie de falla, por ejemplo, no son conocidos, por lo que es necesario hacer algunas consideraciones al respecto y ver su influencia en los resultados de la ecuación 4.1 que define el factor de seguridad.

En este contexto, el primer análisis realizado consistió en conocer la variación del FS con respecto al ángulo de fricción interna en la superficie de falla, considerando la presencia de agua en la grieta con tirante de 3 m ($Z_w = 3.0m$) y las anclas con 40 t de tensión como se especificó en proyecto. Los resultados se muestran en la gráfica de la Fig. 12.

Se observa que aún para valores tan bajos como 20° de ángulo de fricción (superficie de falla lubricada con

arcilla y agua, por ejemplo) el factor de seguridad es mayor de 1.4, por lo que la falla no debió presentarse. Este análisis muestra que el valor del ángulo de fricción no es un factor que dominará la falla en forma preponderante, por lo que en los análisis sucesivos se empleó un ángulo de fricción igual a 30° .

$\phi_p =$	$FS(\phi_p) =$
0.349	1.415
0.367	1.493
0.384	1.571
0.401	1.65
0.419	1.731
0.436	1.813
0.454	1.896
0.471	1.981
0.489	2.067
0.506	2.155
0.524	2.245
0.541	2.336
0.559	2.43
0.576	2.525
0.593	2.623
0.611	2.723

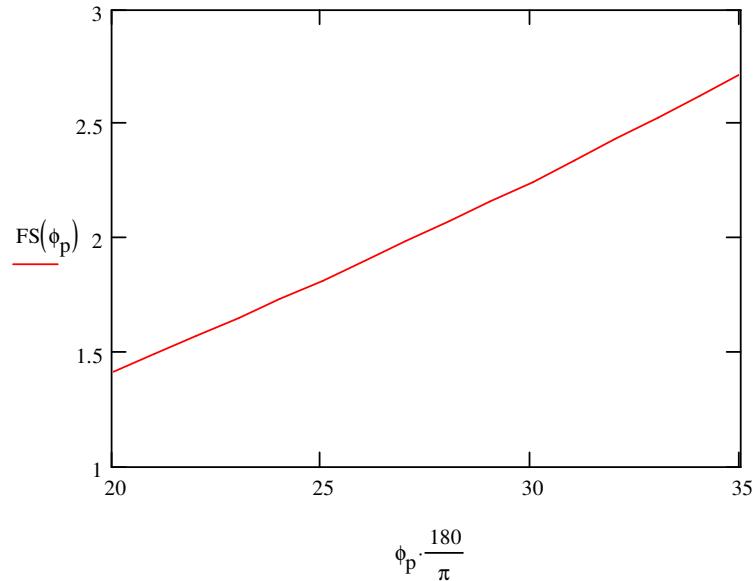


Figura 12. Variación del FS con el ángulo de fricción en la superficie de falla (considerando el tirante de agua en la grieta $Z_w = 3.0 \text{ m}$)

$t =$	$FS_{w5}(t) =$	$FS_{w3}(t) =$	$FS(t) =$
20	0.261	0.437	0.706
25	0.423	0.634	0.957
30	0.66	0.922	1.326
35	1.037	1.384	1.924
40	1.733	2.245	3.056

$$FS_{w5}(34.62) = 1$$

$$FS_{w3}(31.05) = 1$$

$$FS(25.7) = 1$$

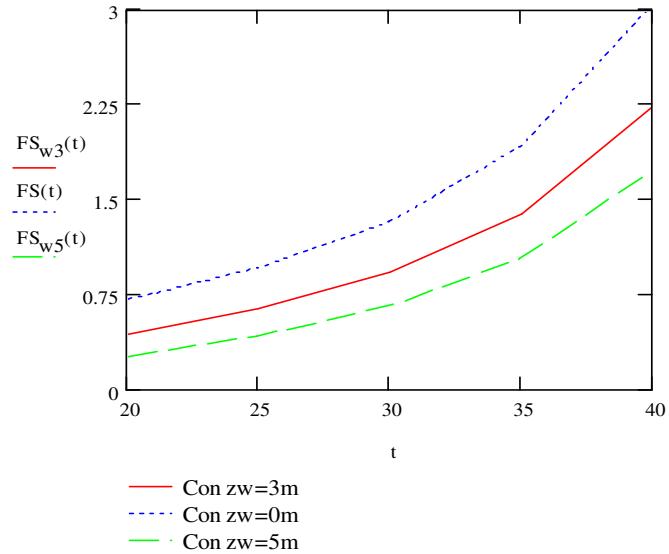


Figura 13. Variación del FS con la fuerza de anclaje y con el tirante de agua ($\varphi=30^\circ$).

De los resultados, se observa que para la fuerza de anclaje de proyecto igual a 40 t, se tienen factores de seguridad que varían de 3 (condición sin agua) hasta 1.7 (condición con tirante de agua en la grieta de 5 m), es

Posteriormente, se realizaron análisis paramétricos variando la altura del tirante en la grieta (Z_w), así como la reducción en la fuerza de anclaje de 40 t hasta 20 t. Los resultados se muestran en la gráfica de la Fig. 13.

dicho, aún para la condición más crítica del tirante de agua igual a 5 m dentro de la grieta (el tirante de agua se acota hasta el espesor máximo de los rellenos) no se debería presentar la falla si el anclaje fuera de 40 t.

A partir de esa condición, si disminuye la fuerza de anclaje los factores de seguridad disminuyen rápidamente alcanzando valores inferiores a la unidad para las siguientes combinaciones:

- Anclaje de 35 t o menor y tirante de agua en la grieta de 5 m,
- Anclaje de 30 t o menor y tirante de agua en la grieta de 3 m o mayor,
- Anclaje de 25 t o menor, aún sin tirante de agua.

De los análisis anteriores, se establecieron las siguientes conclusiones:

Los parámetros que determinaron en mayor medida la estabilidad de la cuña son: la geometría, el peso volumétrico y la fuerza de anclaje. De estos, la geometría se estableció con suficiente aproximación de acuerdo con la topografía del deslizamiento, mientras que el peso volumétrico no permitió mucho margen de error. En este contexto, el parámetro crítico se debió a la fuerza de anclaje, que debió ser menor de las 40 t indicadas en el proyecto.

Se dedujo que para anclas de 40 t, aun con las condiciones más críticas de agua y ángulo de fricción, no debió presentarse el mecanismo de falla de cuña que se describió y analizó.

La combinación de menor fuerza de anclaje con tirantes variables de agua, produjo condiciones inestables en la cuña.

5 CONCLUSIONES

Se presentó el caso de un deslizamiento en un talud de 22.69 m de altura en la excavación de lo que será un desarrollo habitacional en la ciudad de México; se realizaron retro-análisis con las posibles condiciones de falla del talud, afectadas por diferentes variantes, las cargas a las que estaban sometidas las anclas que conformaban el talud, y tirantes de agua variables, y ángulo de fricción cero, debido a que la falla se presentó después de una precipitación pluvial. Partiendo de esto, el parámetro crítico para la estabilidad del talud se debió a la fuerza de anclaje, que debió ser menor a las 40 t indicadas en el proyecto.

Se dedujo que para anclas de 40 t, aun con las condiciones más críticas de agua y ángulo de fricción,

no debió presentarse el mecanismo de falla de cuña que se describió y analizó.

La combinación de menor fuerza de anclaje con tirantes variables de agua, produjo condiciones inestables en la cuña.

La presencia de la roca fracturada, indica la necesidad de contar con un levantamiento geológico, en donde se establezca si el fracturamiento de la roca en esta zona fue favorable al deslizamiento.

Se recomendó consultar fotografías aéreas antiguas para establecer si el sitio no era zona de minas, con rellenos locales.

Esta falla no se ha presentado en otras zonas de la excavación porque la geología ha jugado a favor de la estabilidad.

Se recomendó realizar unas pruebas de extracción en la zona cercana al deslizamiento para verificar la capacidad de las anclas.

Se sugirió la colocación de inclinómetros, para monitorear en forma más precisa los movimientos de los taludes.

Se recomendó continuar y concluir la construcción de la estructura prevista, cuando menos hasta el nivel de calle, para que ésta sirva como apuntalamiento definitivo a la excavación, y evitar inestabilidades futuras (Pilotec 2009).

6 REFERENCIAS

- Gutiérrez y Asociados (2008) "Estudio geotécnico para el proyecto Terracota 100".
- Jaime, A. (1988) "Geotecnia y sismicidad en el Valle de México". Series del Instituto de Ingeniería N° D-29, México.
- Ovando E. y Holguín E. (2002) Sistemas de anclaje en suelos, cap 5 del "Manual de Construcción Geotécnica", editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.
- Pilotec 2009, "Dictamen sobre el deslizamiento en el talud de la excavación del Desarrollo Terracota 100", México, D.F.
- Santoyo E., Ovando E., Mooser F. y León E. (2005) "Síntesis geotécnica de la Cuenca del Valle de México". Publicaciones TGC, México.