

Desplome de un conjunto de edificios. El calvario de un propietario

Eduardo Rojas, Darío Hurtado, Alfredo Zepeda & María de la Luz Pérez
Universidad Autónoma de Querétaro, México



ABSTRACT

This paper presents the case of a three storey group of buildings built on a natural slope located at the north-east of the city of Querétaro. These buildings have shown severe damage and important movements since they were finished up to present. In order to determine the causes of the bad behavior of these buildings and to establish a rehabilitation program, the owners of the buildings requested six different studies of soil mechanics in addition to the initial one. The conclusions and recommendations of these studies were frankly disappointing for the owners due to the strong contradictions found between them and the statements made without the required experimental support. Here some of the most relevant errors made in these studies are discussed and, the additional tests and analysis used to determine the cause of the movements of the buildings are described.

RESUMEN

Se presenta el caso de un conjunto de edificios de departamentos de tres niveles construidos en una zona de talud ubicada al nororiente de la ciudad de Querétaro. Estos edificios han mostrado daños y movimientos importantes desde que se terminó su construcción hasta la actualidad. Para determinar las causas del mal comportamiento de los edificios y poder establecer un programa de rehabilitación, los propietarios realizaron seis estudios de mecánica de suelos además del estudio inicial. Las conclusiones y recomendaciones de estos estudios resultaron francamente frustrantes para los propietarios debido a la serie de contradicciones que se encontraron entre ellos y a las afirmaciones sin sustento experimental que se hicieron. Aquí se discuten algunos de los errores más relevantes encontrados en estos estudios y se describen los ensayos y análisis adicionales con los que se determinó la causa del mal comportamiento de los edificios.

1 ANTECEDENTES

Al nor-orienté de la ciudad de Querétaro se construyó un conjunto habitacional de 14 edificios en condominio los cuales comenzaron a desplomarse y sufrir daños poco tiempo después de su terminación.

Los edificios se construyeron sobre una serie de rellenos y cortes realizados en una ladera que presenta una pendiente oriente-poniente de 15°. En los rellenos se utilizó el mismo material de los cortes y para confinarlos se utilizaron muros de tierra armada con el sistema Keystone.

Cada edificio consta de planta baja y tres niveles. En cada planta se alojan dos departamentos. El acceso a los edificios es por medio de puentes que ligan a los muros de contención con el segundo nivel del edificio. En el relleno se aloja la zona del estacionamiento como muestra la Figura 1.

La estructura de los edificios es a base de muros de carga confinados por marcos de concreto. La cimentación se resolvió con una losa de concreto armado colocada sobre una plataforma hecha con material seleccionado y compactado. Los espesores de este relleno varían de 0.40 hasta 1.7 m. La losa de cimentación tiene dimensiones de 20 x 7 m con contrarribes invertidas de 0.25 m de ancho y 0.22 m de peralte. El peso máximo estimado de cada edificio (incluyendo carga viva) es de 935 t por lo que la carga

de contacto entre losa y suelo es de aproximadamente 6.7 t/m².

La construcción de los edificios inició en mayo de 2004 y finalizó en 2005. A mediados del año 2006 se comenzó a observar el desplome de los edificios además de diversos daños tales como la aparición de grietas en muros, la separación de los puentes de acceso, el agrietamiento de firmes en patios y algunas fisuras en la carpeta asfáltica del estacionamiento. Actualmente dos de los edificios ya han entrado en contacto lo cual puede provocar un deterioro acelerado de su estructura.

Debido a esto, los propietarios decidieron efectuar una serie de estudios geotécnicos que les permitiera conocer las causas del desplome de los edificios. En total se realizaron cuatro estudios geotécnicos adicionales al estudio original. Además se utilizó información de otros dos estudios realizados para un fraccionamiento colindante y edificado por la misma constructora. De todos estos estudios el constructor constató la existencia de serias contradicciones entre ellos y no obtuvo una respuesta clara sobre las causas del mal comportamiento de las estructuras.

En la sección siguiente se revisan algunos de los resultados reportados en cada uno de los estudios realizados así como los análisis y ensayos de laboratorio realizados. De este ejercicio se desprende que existe una falta de comprensión sobre las limitaciones y aplicabilidad de los ensayos realizados, de cómo reproducir las condiciones de campo en el laboratorio y

que ensayos realizar para el caso de suelos colapsables o expansivos.

2 ESTUDIOS ANTERIORES

2.1 Estudio original

Este estudio lo realizó una compañía local con amplia experiencia. El programa de exploración consistió únicamente en 11 pozos a cielo abierto hasta una profundidad de 3 m. Desde aquí se puede decir que la exploración del sitio resulta insuficiente ya que la losa de cimentación de cada edificio tiene dimensiones de 20 m x 7 m por lo que, la exploración debió alcanzar al menos la profundidad de 1.5 B es decir 10.5 m. De estos pozos se obtuvieron 10 muestras inalteradas constatándose la existencia de dos estratos. Uno de color negro potencialmente expansivo con espesores variables de 0.3 m hasta 1m. El otro es un limo arcilloso de color café rosáceo que alcanzaba la profundidad de exploración y que posee carbonatos en diversas cantidades. El estrato negro es ampliamente conocido en la zona de Querétaro por tratarse de un suelo arcilloso de alta compresibilidad

de origen volcánico y potencial expansivo sumamente alto, por lo que rutinariamente es retirado del sitio para sustituirse por un relleno de material inerte. Por lo tanto, en este estudio se recomendó sustituir el material negro y apoyarse en el estrato limoso.

Por otro lado, solamente tomando en cuenta su consistencia y su contenido de agua, se consideró que el limo café no era colapsable pero sí potencialmente expansivo. Sin embargo, no se realizó ningún ensayo de laboratorio para corroborar esta hipótesis siendo que los ensayos de colapso-expansión se pueden realizar al mismo tiempo que se realizan los ensayos de compresibilidad. Por ello, se recomendó incrementar la humedad del suelo natural por medio del procedimiento de presaturación de tal manera que el suelo expandiera completamente en una capa superficial de aproximadamente 20 cm antes de iniciar la construcción.

Además se recomendó tomar todas las medidas necesarias para evitar cambios de humedad del suelo tales como colocar firmes con pendientes adecuadas en los patios, evitar las fugas en las instalaciones hidro-sanitarias, arropar las colindancias y dar pendiente a las áreas verdes para reducir la infiltración.

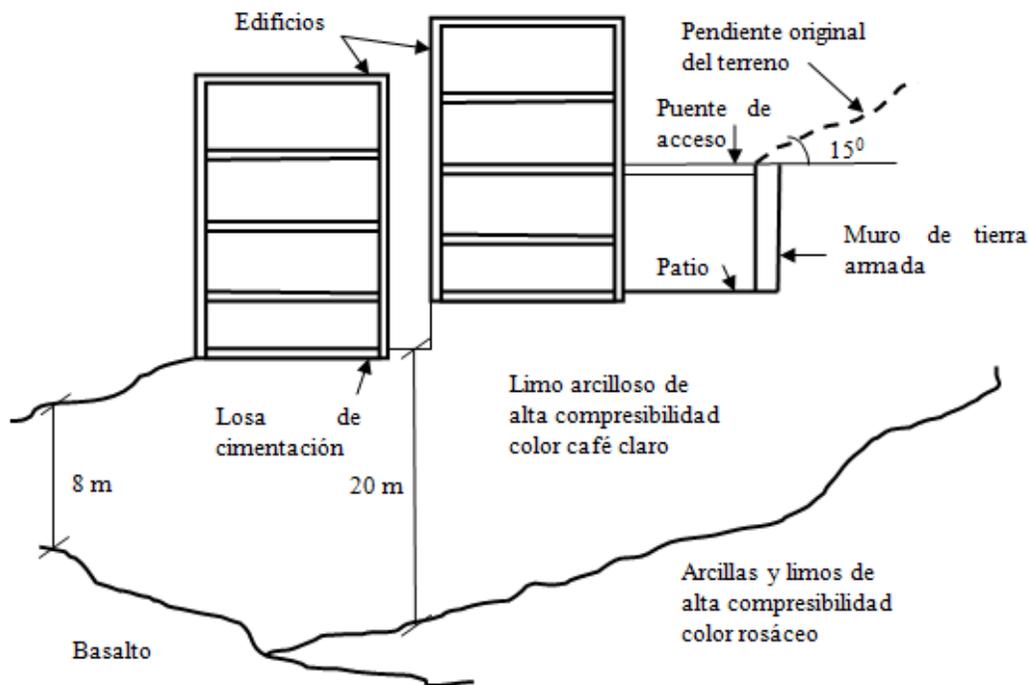


Figura 1. Corte del conjunto.

El procedimiento de presaturación para una capa de 20 cm es claramente insuficiente cuando se sabe que el espesor del estrato de apoyo alcanza los 20 m. Por otro lado, este procedimiento de presaturación sólo es adecuado para el caso de estructuras temporales con vida de uno o dos años. Esto se debe a que la humedad en la masa de suelo siempre tiende a equilibrarse, de tal manera que el agua de zonas húmedas migra tanto horizontal como verticalmente en forma de vapor de

agua, provocando que tan solo en algunos meses, el suelo pierde su condición saturada y queda sujeto a las variaciones estacionales de humedad aún cuando ya se haya construido la cimentación. En caso de tener un suelo colapsable, el efecto de humedecer la capa superficial antes de la construcción, resulta benéfico ya que se produce el colapso durante la colocación y compactación del relleno de material inerte. Sin embargo para ser realmente efectivo se tuvo que haber

humedecido a una profundidad importante y realizar una compactación dinámica con una gran masa que se deja caer de cierta altura. De tal manera que en realidad este procedimiento de presaturación no jugó un papel importante en el comportamiento de los edificios. La capacidad de carga admisible la obtienen a partir de ensayos de compresión simple al determinar el valor de la cohesión aparente del suelo $c_u = 3.95 \text{ t/m}^2$ con la ecuación

$$q_{adm} = (c N_c + \gamma D_f) / FS = 7.7 \text{ t/m}^2 \quad (1)$$

para la cual se ha considerado un factor de seguridad de 3. Dado que los edificios pesan aproximadamente 935 en condiciones de ocupación máxima y su área es de $20 \times 7 \text{ m}$ entonces transmiten un esfuerzo a la cimentación de aproximadamente 6.7 t/m^2 . Por lo tanto, se concluye que las cimentaciones de los edificios no presentan problema por capacidad de carga.

Sin embargo, cuando se realiza un ensayo de compresión simple sobre una muestra no saturada, la succión del suelo genera un esfuerzo confinante aparente aproximadamente igual al esfuerzo de succión multiplicado por el grado de saturación del suelo. Esto provoca que los resultados del ensayo queden en función de la humedad del material lo cual es claramente inapropiado. Por otro lado, dado que este material puede alcanzar el estado saturado en caso de una fuga de agua en las instalaciones hidro-sanitarias o por inundación durante lluvias intensas, la capacidad de carga de una estructura construida sobre un material no saturado debe obtenerse siempre para la condición crítica, es decir, la condición saturada. Por lo tanto, para determinar la capacidad de carga de una cimentación en suelos no saturados bajo el criterio de esfuerzos totales, es conveniente realizar una serie de ensayos rápidos UU con muestras saturadas y no ensayos de compresión simple.

El estudio concluye diciendo que las estructuras no presentarán problemas de asentamientos del suelo. Sin embargo, no se realizó ninguna prueba de compresión a pesar de que la clasificación SUCS indica que es un limo de alta compresibilidad y como se verá más adelante este es el verdadero problema que enfrentan las edificaciones. Por otro lado, la presencia de carbonatos en el suelo debió alertar a los geotecnistas sobre la posibilidad de que se tratara de suelos colapsables.

En conclusión este estudio resultó claramente insuficiente y peligroso como para emprender la construcción de un proyecto de esta magnitud.

2.2 Estudio 2

Lo realizó una compañía especializada en el control de obra. Se realizó un muestreo del material localizado en el predio con el fin de determinar sus características físicas a fin de determinar su conveniencia para utilizarse como material de relleno. Se realizaron 6 pozos a cielo abierto clasificando el material tal como se muestra en la Tabla 1.

Se observa que la clasificación del suelo es diversa indicando una heterogeneidad importante del material. Además de la gran variación de su cohesión aparente que va de 3.4 hasta 11.8 kg/cm^2 con un valor promedio de 6.9 kg/cm^2 .

Tabla 1. Clasificación y cohesión aparente.

Propiedad	P1	P2	P3	P4	P5
Clasificación	MH-CH	CH	MH	CH-MH	CH-MH
c_u (kg/cm^2)	9.2	11.8	9.5	3.4	7.5
Contracción	7.7	13.9	15	5.6	8.9
γ_d (t/m^3)	1.3	1.3	1.2	1.3	1.2
W_{opt} (%)	34	23	41	31	32

El peso seco máximo es del orden de 1.3 t/m^2 con una humedad promedio de 30% lo que resulta en un peso húmedo de 1.7 t/m^3 . El informe concluye diciendo que el material es adecuado para utilizarse como relleno en los muros de contención si se tiene la precaución de retirar materiales mayores de $4''$. Como complemento a este estudio se determinó el ángulo de reposo del material limo-arcilloso en condición seca, obteniéndose valores promedio de 32° .

Sin embargo no se estudió el probable comportamiento expansivo del suelo, que como se verá más adelante, se incrementa con el grado de compactación obteniéndose presiones de expansión importantes que podrían provocar movimientos en el muro de contención y que pueden explicar la aparición de grietas en los pavimentos de la zona de estacionamiento.

2.3 Estudio 3

Este estudio fue realizado por una compañía especializada en geofísica. Se realizaron sondeos de refracción sísmica para conocer los espesores de los estratos y hacer un análisis de la estabilidad del talud. Con los valores de velocidad de propagación de las ondas P y S se evaluaron los módulos elásticos dinámicos y por algún procedimiento no explicado se correlacionaron con los ángulos de fricción interna del suelo. Los resultados se muestran en la tabla 2.

Tabla 2. Resultados de la geofísica

Capa	H (m)	ν	E (t/m^2)	K (t/m^2)	ϕ
1	0.4	0.4	5.8E+3	9.5E+3	9°
2	4.9	0.37	1.6E+4	2E+4	11°
3		0.3	1.7E+5	1.5E+5	25°

En esta tabla llama la atención los valores tan pequeños del ángulo de fricción que se reportan. Si la geofísica reporta valores de módulos elásticos y volumétricos dinámicos por medio de la medición de la velocidad de las ondas que se desplazan en el medio, no

resulta obvio como pueda obtenerse un parámetro de resistencia como el ángulo de fricción interna. Es claro que el uso de tales correlaciones es impropio dado los valores tan pequeños que reporta comparado con los medidos en laboratorio.

Al realizar el análisis de un talud con esos valores tan pequeños se encuentra que el talud es inestable con falla superficial. El resto del informe se dedica a realizar una serie de diseños de muros de contención para evitar el deslizamiento. Evidentemente las dimensiones de los muros resultan excesivas dado que se utilizaron parámetros irreales para su diseño.

2.4 Estudio 4

Se trata de un reporte preliminar efectuado por una compañía de geotecnia foránea especializada en la construcción y recimentación y se realizó ante la preocupación de los constructores de que existiera inestabilidad en el talud como se reporta en el estudio anterior. Este reporte hace notar que el estudio geofísico no incluye resultados de ensayos de laboratorio para corroborar los valores del ángulo de fricción que se infieren de mediciones geofísicas. Y remarca que dichos valores resultan ser irreales.

El estudio concluye que vistas las condiciones de la ladera y de las construcciones vecinas es poco probable que exista deslizamiento del talud. Además puntualiza que de existir deslizamiento de talud, este no puede ser controlado con muros superficiales requiriéndose una mayor longitud de anclaje en el suelo estable. Finalmente señala que el suelo natural no es el más adecuado para usarse como relleno en los muros de contención dado que posee finos y puede formarse un tirante de agua que empuje el muro. Sin embargo, este reporte no toma en cuenta que los muros son de tierra armada y las juntas de las escamas no son impermeables, de manera que no es posible que se genere un empuje hidrostático sobre el muro.

2.5 Estudio 5

Este fue un reporte realizado por la compañía que construyó el muro de retención de tierra armada debido a las conclusiones vertidas en el reporte anterior sobre la inconveniencia del suelo natural como relleno del muro y la posibilidad de la formación de un tirante de agua. En este reporte se indica que el material limo-arcilloso es adecuado como relleno del muro siempre y cuando se retire el material de tamaño superior a 4". Recomienda compactar el material con rodillo liso de 1.2 toneladas y largo de 90 cm con un grado de compactación mínimo de 85%. La hoja de diseño del muro considera una altura de 3.4 m con la sobrecarga impuesta por la zona de estacionamiento. El peso volumétrico del material compactado se estimó de 1.9 t/m². El refuerzo del muro consistió en cuatro tiras de refuerzo a las alturas de 0.47, 1.22, 2.03 y 2.84 m del tipo SG300 con longitudes de 2.45 en el tramo superior y 2.05 para el resto. Como

relleno se consideró grava con tamaño máximo de 2.5 cm asignándole un ángulo de fricción de 35° mientras que para la cimentación considera un ángulo de 40°. Estos valores son superiores a los obtenidos en laboratorio. Sin embargo, el factor de seguridad calculado contra deslizamiento fue de 3, de 3.4 contra volteo, de 18 por capacidad de carga, de 4.3 por corte 4.3 y 2.7 por flexión. Por lo tanto, a pesar de que los valores utilizados para los ángulos de fricción son superiores a los reales, los factores de seguridad alcanzados compensan esta deficiencia. Sin embargo, es posible que existan deformaciones del muro especialmente porque no se investigó el potencial expansivo del suelo.

2.6 Estudio 6

Este estudio fue realizado por una compañía local de amplia experiencia en el diseño de pavimentos. En este estudio se revisa nuevamente la estabilidad del talud natural dadas las conclusiones del estudio geofísico. Se obtuvieron muestras inalteradas de cuatro pozos a cielo abierto. Se realizó un muestreo de la roca localizada a 6.5 m de profundidad. Los muestreos indican la presencia de un relleno heterogéneo hasta 1.10 m. Posteriormente se encuentra un estrato de limo arcilloso de alta compresibilidad y consistencia dura. A partir de los 3 m se encuentra un estrato de boleas empacadas en matriz arcillosa. Se obtuvieron muestras inalteradas de cada pozo y se ensayaron en la cámara triaxial. Todos los ensayos fueron rápidos sin importar el grado de saturación del material. La Tabla 3 indica algunos de los resultados obtenidos.

Tabla 3. Resultados de ensayos triaxiales

Prof (m)	w (%)	γ_m (t/m)	G (%)	$\Phi(o)$	c(t/m ²)
1.1	23.9	1.53	61.4	30.9	7.6
2.2	31.2	1.59	73.9	35.8	12
2.8	34.4	1.61	79.8	25.9	3.2
3.5	39.7	1.54	78.6	26.5	4.5
2.5	50.6	1.53	86.7	5.9	3.7
3.2	31.6	1.39	57.4	30.5	6.0
5.8	19.2	1.54	51.9	34.3	4.3

De esta tabla se pueden obtener importantes conclusiones. Primero, salta a la vista la gran heterogeneidad del suelo dada la diversidad de pesos volumétricos obtenidos a profundidades similares.

También las humedades y los grados de saturación muestran valores muy diversos. Por la misma razón los ángulos de fricción (ϕ) varían enormemente desde 5.90 hasta 35.80 lo mismo que las cohesiones (c) que van desde 3.2 hasta 12 t/m². Por tratarse de un mismo estrato de suelo estos valores resultan inverosímiles aun considerando la gran heterogeneidad del material. Sin embargo, no se repara en este hecho y se opta por

desechar los resultados que dan valores bajos del ángulo de fricción ϕ . Estos especialistas no han entendido que los ensayos rápidos pueden resultar adecuados para determinar la cohesión aparente del suelo saturado con el fin de realizar un análisis basado en esfuerzos totales. Sin embargo tratándose de suelos no saturados, los ensayos se deben realizar en condiciones drenadas para determinar los parámetros de resistencia reales ϕ y c .

Lamentablemente los ensayos rápidos son los únicos que realizan una gran cantidad de laboratorios de suelos siendo que un ensayo drenado no les requiere equipo o trabajo adicional aunque sí requiere más tiempo para su realización. Sin embargo, el utilizar valores irreales obtenidos de pruebas rápidas para suelos no saturados tiene graves repercusiones económicas en la obra así como en la seguridad de las estructuras. En la tabla anterior se observa cómo a medida que crece el grado de saturación del suelo el ángulo de fricción se reduce lo cual es inaceptable dado que el ángulo de fricción interna de un suelo es una constante física del material. Por lo tanto, es importante remarcar que los ensayos rápidos son inadecuados para el caso de suelos no saturados al proporcionar parámetros espurios de resistencia.

Para el análisis de estabilidad del talud, en este reporte se consideró un ángulo de 34.30 y una cohesión de 4.3 t/m^2 , obteniendo un factor de seguridad contra el deslizamiento de 4.8 . Sin embargo, no explica porqué utiliza esos valores y no cualquier otro de los obtenidos en la tabla 1. Además, dado que se revisa la estabilidad de talud en zona urbana y que dicho talud puede saturarse ante la ocurrencia de lluvias intensas, el análisis debe realizarse a partir de ensayos drenados y considerando una cohesión igual a cero.

2.7 Estudio 7

Fue realizado por una compañía foránea con gran experiencia en el diseño de obras geotécnicas. Se realizó una amplia campaña de exploración que comprendió ocho sondeos de penetración estándar hasta una profundidad de 27 m obteniéndose muestras inalteradas por medio de barril y corazones de roca. Se realizaron 2 pozos a cielo abierto hasta 1.6 m . Hasta ese momento se pudo conocer la estratigrafía completa del sitio algo que se debió haber hecho desde el estudio original. Dicha estratigrafía se muestra en la Figura 1 y consiste en tres estratos: primero un limo café rosáceos con espesores de hasta 20 m . Subyaciendo a este estrato se puede encontrar una arcilla de alta plasticidad de color café rosácea de espesor promedio de 12 m . Ambos materiales presentan un número de golpes superior a 50 en la prueba de penetración estándar. Sin embargo no se hace mención de la presencia de carbonatos en el material. Finalmente cerca de los 10 m de profundidad en la zona sur y a los 8 m en la zona poniente existe roca basáltica fracturada de color gris rojizo con RQD variable desde 0 hasta 33% . Las fisuras son naturales y se encuentran rellenas de carbonatos. Los pesos volumétricos del material varían desde 1.55 t/m^3 hasta

1.9 t/m^3 lo que indica nuevamente una gran heterogeneidad en estos materiales.

Se realizaron ensayos triaxiales rápidos bajo dos condiciones: a humedad natural y muestras saturadas. La tabla 4 muestra los resultados de estos ensayos

Tabla 4. Resultados de ensayos UU.

Prof(m)	G(%)	Cc	$c(\text{t/m}^2)$	$\phi (^{\circ})$	$g(\text{t/m}^3)$
11.2	100	0.29	4	0	1.5
21.1	90		4	31	1.8
18.9	90		18	25	1.8
11.1	95		12	30	1.85
11.1	100		3	3	1.5

La cohesión aparente promedio de las muestras saturadas es de 3.5 t/m^2 que es inferior a la obtenida en el estudio original a partir de ensayos de compresión simple (3.95 t/m^2). Es decir que el efecto de la succión del suelo en el ensayo de compresión simple en este caso es del orden de 0.45 t/m^2 lo cual puede redundar en diseños inseguros. Con el primer valor se obtuvo una capacidad de carga admisible del suelo en condición crítica (saturado) de 8 t/m^2 que es inferior a la impuesta por la estructura por lo que se descarta la falla por capacidad de carga. Sin embargo, se menciona que el proceso de presaturación indujo asentamientos diferenciales provocando la inclinación del edificio dado por hecho que el suelo limoso no es expansivo. Sin embargo, no se realizó ningún ensayo para mostrar que efectivamente el suelo no es expansivo. Ensayos adicionales revelan que efectivamente el suelo posee un cierto potencial de expansión como se verá más adelante. De tal manera que el proceso de presaturación a pesar de ser un procedimiento conceptualmente equivocado para evitar los daños en suelos expansivos, al haberse limitado a una capa de 20 cm no tienen una influencia importante en el mal comportamiento de las estructuras. También se menciona que el relleno muestra deficiencias en la compactación. Sin embargo no se menciona que se haya determinado el grado de compactación de las plataformas.

Por otro lado, se dice que el relleno utilizado en los muros de contención no cumple con las especificaciones necesarias y por lo tanto se establece que dichos muros deberán ser reforzados por medio de dos líneas de anclas de tensión. Sin embargo, como se mostró en los estudios anteriores, el ángulo de fricción del material utilizado para el relleno es del orden de 320 que es ligeramente inferior a los 350 utilizados en el análisis y los factores de seguridad reportados resultan suficientes para suplir esta deficiencia. Además este estudio sugiere la inclusión de dos drenes de PVC de $2 \frac{1}{2}$ pulgadas colocados en barrenos dentro de una longitud de 10 m y separación de 6 m en sentido longitudinal. Sin embargo, al no ser impermeables las juntas de las escamas del muro, el exceso de agua que pudiera adquirirse el suelo por alguna fuga hidro-sanitaria se puede drenar, por lo que dichos drenes son innecesarios.

Finalmente, el informe reporta un ensayo de compresibilidad sobre la arcilla localizada a la profundidad de 11 m con grado de saturación inicial del

93%, una relación de vacíos inicial de 1.13 y un peso volumétrico de 1.68 t/m^3 . Este ensaye reporta un índice de compresión de 0.29. Este valor resulta inusualmente elevado para los suelos de la región y sin embargo no se le dio la importancia debida. Este valor indica que se esperan deformaciones volumétricas altas ante las cargas aplicadas y más aún cuando los espesores de los estratos son grandes. Sin embargo, en el estudio no se calcularon los asentamientos que podría sufrir la estructura debido a la compresión del suelo.

3 CAUSAS DEL DESPLOME

3.1 Ensayes adicionales

Dado que la capacidad de carga del material es adecuada ante las cargas impuestas y de que el talud es estable cabe la posibilidad de que el mal comportamiento de las estructuras se deba a deformaciones volumétricas del material. En tal caso es necesario revisar si el suelo es de tipo expansivo, colapsable o incluso dispersivo. Para ello, se realizaron ensayes de dispersión sobre el suelo natural obteniéndose que el porcentaje de dispersión máxima del suelo es de 9.09 %.

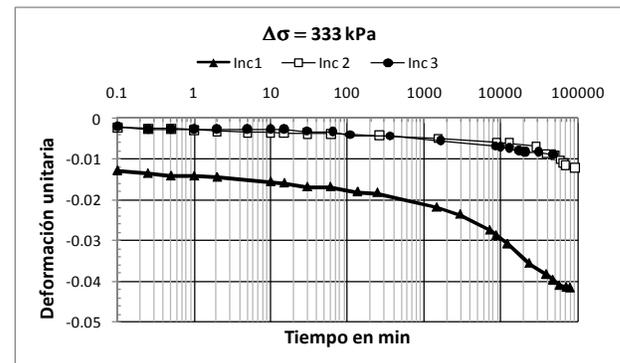
Estos valores indican que el material estudiado tiene un cierto grado de dispersión al contacto con el agua y por lo tanto se puede esperar un efecto sobre los parámetros de resistencia del suelo cuando se humedece. También se realizaron dos series de ensayes triaxiales consolidados drenados sobre el material limoso. Para la primera serie, el material se saturó por capilaridad aunque sólo se logró obtener grados de saturación del orden de 92% y por ello la cohesión no desapareció completamente. De estos ensayes se obtuvieron los siguientes parámetros de resistencia: $\phi = 19^\circ$ y $c = 0.10 \text{ kg/cm}^2$.

Para el caso de humedad natural se realizó un ensaye multiaxial utilizando una sola probeta y aplicando el esfuerzo desviador con tres niveles de esfuerzo confinante. Los valores de resistencia obtenidos fueron $\phi = 32^\circ$ y $c = 0.20 \text{ kg/cm}^2$. es probable que la heterogeneidad del suelo debido a la presencia de carbonatos así como la condición de suelo ligeramente dispersivo además de que es potencialmente expansivo provoquen estas diferencias en los parámetros de resistencia del material en estado seco y saturado. También se realizaron 32 sondeos con pala posteadora hasta profundidades de 2.5 m para determinar las humedades del suelo en diversos puntos de las estructuras.

Adicionalmente, se determinaron los grados de compactación de las plataformas en 6 puntos diferentes. Solamente la parte superior del relleno de dos de los sondeos alcanzaron grados de compactación por arriba del 90% el resto muestra valores inferiores. Las capas bajas reportan grados de compactación de hasta del 83%. Debido a esto resulta importante evaluar los asentamientos que la mala compactación podía imponer a los edificios.

También se realizó una serie de ensayes de expansión-colapso en cada uno de los pozos explorados. Se obtuvieron muestras de suelo en un corte del talud próximo a los edificios estudiados. De esas muestras se labraron algunas pastillas en el anillo del odómetro. Cada anillo junto con sus piedras porosas se selló con hojas plásticas parafilm con objeto de evitar las pérdidas de humedad que pudieran afectar los resultados. Los equipos odométricos se ubicaron en un cuarto a temperatura controlada para evitar la influencia de este parámetro sobre los resultados.

La Figura 2 muestra el comportamiento de tres muestras de suelo obtenidas a una profundidad de 0.5 m durante estos ensayes. A cada muestra se le aplicaron tres incrementos iguales de carga. Los incrementos fueron de 333, 500 y 700 kPa. Inicialmente a cada muestra se le aplicó la carga de sitio del sondeo (80 kPa) ubicado a 0.5 m de profundidad dejando que la deformación se estabilizara. Posteriormente se aplicó el primer incremento de carga y se midió la deformación con el tiempo hasta observar la tendencia de la deformación a estabilizarse lo cual ocurría en un tiempo de aproximadamente dos meses. Alcanzada esa condición, se aplicaba el siguiente incremento de carga. Después del tercer incremento se procedió a rasgar el papel parafilm y se permitió la saturación del material por capilaridad. Este procedimiento de ensaye simula lo que puede ocurrir en el sitio. Es decir, primero se aplica la carga para llevar al suelo a su condición inicial en el campo, después se le aplican los incrementos de carga para simular la construcción de la estructura y finalmente se simula la saturación del suelo debido a una fuga de agua o lluvia intensa.



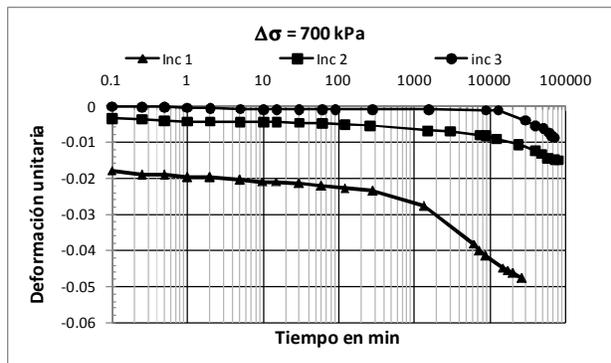
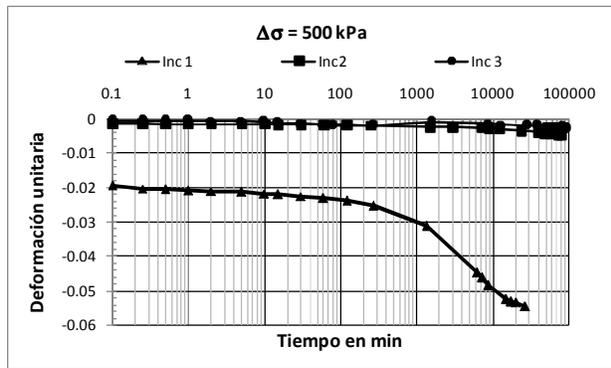


Figura 2. Ensayes de deformación con incrementos de carga de 333, 500 y 700 kPa.

Los valores del índice de compresión se obtuvieron manteniendo las cargas en la muestra de suelo hasta observar la estabilización de las deformaciones. Al finalizar la etapa de carga del ensaye y durante la etapa de saturación se observó que la mayor parte de las muestras sufrieron colapso por saturación. El fenómeno de expansión se observó únicamente en las muestras que se encuentran a profundidades entre 3 y 3.4 m. Estos resultados muestran nuevamente las grandes heterogeneidades del material encontrado en la zona.

De acuerdo con estos ensayes, se encontró que la presión de expansión del material es de aproximadamente 13 t/m^2 la cual resulta superior al esfuerzo total que existe a esa profundidad por lo tanto, el suelo es capaz de levantar a los edificios.

Si los resultados de la Figura 2 se grafican en los ejes de deformación contra el logaritmo del esfuerzo aplicado, se obtiene la Figura 3.

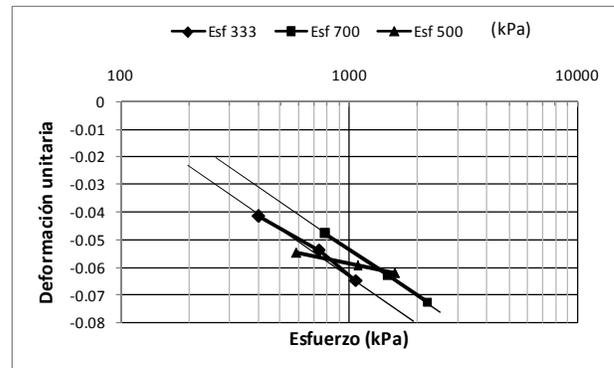


Figura 3. Ensayes de compresibilidad con tres incrementos de carga..

En ella se observa que las deformaciones que sufre el material ante las cargas aplicadas siguen una trayectoria lineal con el logaritmo del esfuerzo de la misma manera que ocurre con los suelos saturados. El índice de compresión representa la pendiente de esta línea y se puede obtener por medio de la ecuación de la recta obtenida para cada ensaye.

En la Figura 3 también se observa que las rectas para los incrementos de 333 y 700 kPa muestran la misma pendiente, mientras que para el ensaye con incrementos de 500 kPa la pendiente resulta inferior.

Se sabe que, en el caso de los suelos no saturados, la pendiente de esta recta es función de la succión a que está sometido el suelo, la cual depende de su grado de saturación (Alonso et al. 1990; Wheeler et al., 2003; Tamagnini, 2004). Entre más seco se encuentra un suelo, la pendiente de la recta de compresibilidad es menor mientras que entre mayor sea su humedad, su pendiente crece hasta alcanzar el valor del suelo saturado. De acuerdo con los datos experimentales, las muestras cargadas a 333 y 700 kPa tienen un grado de saturación muy similar de 40.5 y 40 % respectivamente, mientras que la que se cargó a 500 kPa muestra un grado de saturación del 37% por lo cual su compresibilidad es menor.

El valor del índice de compresión se muestra en la tabla 5 para cada uno de los ensayes. Además se incluye el valor del esfuerzo para una deformación nula (ϵ_0) el cual representa el esfuerzo de preconsolidación del material.

Tabla 5. Índice de compresión para tres incrementos de carga

Parámetro	$\Delta\sigma=333\text{kPa}$	$\Delta\sigma=500\text{kPa}$	$\Delta\sigma=700\text{kPa}$
C_c	.054	.017	.055
σ_0 (kPa)	7	-	9

3.2 Evaluación del fenómeno de asentamiento-colapso-expansión

En el terreno donde se asientan los edificios existen tres fuentes principales de deformaciones: los asentamientos instantáneos y de largo plazo producidos por la carga que aplican los edificios al suelo, los asentamientos producidos por el colapso de algunos estratos de suelo al saturarse y los movimientos ascendentes de los estratos expansivos. Cada uno de estos elementos es evaluado a continuación.

La distribución de presiones considerada para la cimentación se tomó con base en la teoría de Bousinesq. Se calcularon los esfuerzos por peso propio del material así como los incrementos de esfuerzos que impone la estructura a las profundidades de 2 y hasta 10 m. Para ello se consideró que la estructura impone un esfuerzo sobre el terreno de apoyo de 6 t/m^2 (considerando carga viva reducida) y que la cimentación es rectangular de longitud infinita dado que los edificios se colocaron en grupos de 4 sobre una plataforma de 80 m de longitud. Se calculó el incremento de esfuerzo al centro y en la esquina de la cimentación.

Para evaluar los asentamientos producidos en la plataforma de material compactado, se fabricaron muestras en el odómetro con el mismo grado de compactación de la plataforma (83%) y en esas condiciones se le impuso la carga de sitio más la carga del edificio. En estos ensayos se obtuvo un índice de compresión del material de $C_c = 0.061$. Este valor es similar al del suelo natural de acuerdo con la tabla 5. El asentamiento esperado considerando que el espesor medio de la plataforma sea de 1.0 m con un grado de compactación de 0.83% y que el edificio aplica un esfuerzo medio al terreno de 5.8 t/m^2 (Tabla 10) a esa profundidad, es $\Delta h = 2.0 \text{ cm}$

También se determinó el colapso producido por la saturación del suelo obteniéndose un valor de 0.83 % para una carga de 4.8 t/m^2 . Utilizando estos datos se obtiene que el colapso esperado es $\Delta h_2 = 0.83 \text{ cm}$. De tal manera que el asentamiento en la plataforma compactada debido a la construcción del edificio y su posterior saturación es de 2.83 cm.

Con respecto a los asentamientos esperados en los estratos de material limoso, se observa que estos materiales presentan un comportamiento atípico, debido a que entre mayor carga aplicada menor es el colapso observado. Incluso en algunos casos se observó un comportamiento expansivo ante la carga más elevada.

Esto se debe a dos razones: primero, la gran heterogeneidad del material encontrado en la zona como ya se comentó anteriormente y segundo, un material presenta un comportamiento más expansivo a medida que se encuentra más compacto (Gens y Alonso, 1992). Esto quiere decir que un material ligeramente expansivo pero con una relación de vacíos alta puede presentar un comportamiento primordialmente colapsable, pero si se reduce su relación de vacíos lo suficiente, entonces presenta un comportamiento expansivo. A estos materiales se les ha denominado suelos expanso-

colapsables y su modelación, bajo el estado actual del conocimiento resulta aún muy complicada.

Debido a la heterogeneidad del material en el sitio de construcción se pueden encontrar zonas de material compacto que muestra un comportamiento expansivo y otras zonas de material suelto que presentan colapso ante el humedecimiento.

El índice de compresión promedio de estos materiales es del orden de 0.05 de acuerdo con la tabla 5 de tal manera que el asentamiento esperado será la sumatoria de los asentamientos hasta una profundidad de 12 m ya que hasta esa profundidad existe una influencia del 10% del peso del edificio con respecto al esfuerzo inicial en el terreno.

Para el primer estrato con espesor de 2m ubicado entre las profundidades de 1 y 3m (debido a la presencia del relleno de 1m) existe un esfuerzo inicial de 3.4 t/m^2 por peso propio y el esfuerzo final (por el incremento que proporciona la estructura) de acuerdo con la teoría de Bousinesq es de 7.9 t/m^2 , de tal manera que el asentamiento esperado en esa capa es de

$\Delta h = 2.1 \text{ cm}$ De la misma manera es posible obtener los asentamientos producidos por las siguientes capas de material hasta la profundidad de 10m. La tabla 6 muestra los resultados.

El colapso del material al saturarse se puede obtener de la siguiente manera: considerando que el espesor promedio de los estratos de suelo colapsable sea de 6 m en toda la columna de 12m de profundidad afectada por la construcción de los edificios y tomando un porcentaje promedio de colapso del suelo de 0.5% de acuerdo con los resultados experimentales, se tiene que el colapso total en la columna de suelo por saturación es de

$h = 3 \text{ cm}$ Es decir que se espera un colapso aproximado de 3 cm por efecto de saturación del suelo. De esta manera el asentamiento total esperado por la construcción de los edificios y por colapso del terreno es

$h_f = 2.1 + 4.7 + 3 = 9.8 \text{ cm}$ Es decir que se puede producir un asentamiento de hasta 9.8 cm en algunas zonas del terreno donde se encuentran cimentados los edificios dependiendo de la disposición de los estratos colapsables.

Dado que los esfuerzos máximos a la profundidad de 3 m son del orden 10 t/m^2 y que la presión de expansión del estrato ubicado a esa misma profundidad es del orden de 13 t/m^2 , entonces el suelo es capaz de levantar al edificio en cuanto sufre un humedecimiento cercano a la saturación.

Tabla 6. Asentamientos esperados

Profundidad (m)	Asentamiento (cm)
2.0	2.10
4.0	1.10
6.0	0.57
8.0	0.44
10.0	0.31
12.0	0.21
Total	4.73

Por otro lado, la expansión esperada en el caso de un estrato con espesor de 2.0 m localizado a una profundidad de 3 m en donde los esfuerzos totales promedio son del orden de 8.5 t/m^2 es del orden de 1.1% de acuerdo con los resultados experimentales. Por lo tanto en ese caso, el material podrá expandir hasta

$h_e = 2.1$ cm. Debido a que durante el proceso constructivo se realizó la presaturación del suelo es probable que los estratos expansivos superficiales hayan tenido este movimiento antes de la construcción de los edificios. Sin embargo no se conoce con precisión la distribución exacta y espesores de los estratos de suelos colapsables y expansivos dado las condiciones de heterogeneidad del suelo en la zona.

Si la plataforma tuviera el mismo espesor y el mismo grado de compactación, el asentamiento sería uniforme. Pero debido a las diferencias en espesores de la plataforma y a las heterogeneidades de la compactación se pueden generar asentamientos diferenciales. En general, la plataforma tiene espesores mayores hacia donde se dirige la pendiente del terreno natural (fachada poniente de los edificios). Sin embargo, la mayor parte de los edificios se están inclinando en dirección contraria. Esto se puede explicar por la presencia del estrato de basalto en la zona poniente del condominio (ver Figura 1) de tal manera que el espesor de suelo compresible en esa zona es inferior al que se encuentra hacia el oriente.

En conclusión, las deformaciones calculadas por los diversos fenómenos de asentamientos, colapso y expansión son suficientes para explicar el movimiento de los edificios. Por otro lado, una vez que el edificio se inclina en una dirección, se produce un momento de rotación sobre la cimentación lo que provoca que los esfuerzos aplicados sobre el suelo se incrementen en la zona de mayor asentamiento lo que genera un nuevo incremento de los asentamientos en la zona más hundida.

Si el asentamiento total calculado de 9.7 cm se produjera en un solo lado del edificio esto provocaría un desplome del 0.5 % en el sentido largo o de 1.5 % en su sentido corto. Es decir que el edificio podría inclinarse 5 cm en su sentido largo ó 15 cm en su sentido corto. Actualmente las mayores inclinaciones medidas en los edificios son del orden del 1% en el sentido largo.

Esta discrepancia entre los valores teóricos y experimentales podría atribuirse a la gran heterogeneidad que se observó en el suelo a lo largo de los trabajos experimentales de tal manera que algunas zonas pueden presentar expansiones mientras que otras presentan asentamientos y colapsos.

Por otra parte, de acuerdo con los ensayos realizados con pala posteadora, se observó que existen algunas zonas con mayor humedad que otras. Estas zonas corresponden con la ubicación de los edificios que presentan mayores daños e inclinaciones. El resto corresponde a sitios aledaños a zonas sin pavimentar y áreas verdes. También estos sondeos indican que el material de suelo natural se encuentra prácticamente en la condición saturada hasta la profundidad de 4 m de tal

manera que es previsible que dichos materiales ya hayan expandido o colapsado por el efecto del peso de los edificios. Sin embargo, como toda zona impermeabilizada tiende a incrementar la humedad del suelo bajo su superficie, es posible que se siga presentando el fenómeno de colapso y/o expansión conforme vaya profundizando la humedad en el subsuelo.

4 CONCLUSIONES

4.1 En general, se observan graves deficiencias en los estudios de mecánica de suelos que se realizaron para determinar las causas del desplome del conjunto de edificios analizado. En especial se observa un abuso del ensayo rápido UU el cual no es aplicable para el caso de suelos no saturados. Por otro lado existe poca comprensión sobre la manera de determinar el comportamiento de los suelos colapsables y expansivos en el laboratorio y de cómo determinar y mitigar sus efectos en una cimentación.

4.2 Existen varias razones que explican la pérdida de verticalidad de los edificios del caso estudiado, entre ellas están:

a) Las plataformas sobre las que se construyeron los edificios muestran bajos grados de compactación en algunas zonas. Los asentamientos esperados en la plataforma en tales condiciones son similares a los del terreno natural.

b) El material encontrado en la zona donde se desplantan los edificios es sumamente heterogéneo mostrando un comportamiento típico de material de tipo expanso-colapsable además de ser ligeramente dispersivo. Esto ha provocado deformaciones diferenciales en las cimentaciones que obedecen a la disposición y espesor de los estratos en cada zona del conjunto provocando la pérdida de verticalidad de los edificios. En relación a los edificios que muestran una mayor inclinación se observó una conjunción de factores que han provocado este fenómeno: bajo grado de compactación de la plataforma, alta humedad en el estrato bajo la cimentación y presencia de lentes de material expansivo.

4.3 El material encontrado en la zona es del tipo expanso-colapsable y el que se localiza superficialmente (hasta 4 m) se encuentra en condiciones cercanas a la saturación, por lo que la mayor parte de los colapsos y expansiones esperadas en las capas superiores ya ha ocurrido. Sin embargo, debido a la acumulación natural de humedad en zonas construidas, las capas inferiores pueden incrementar su humedad y provocar movimiento adicionales de expansión o colapso en un futuro.

4.4 Es conveniente monitorear los movimientos e inclinación de los edificios durante un periodo de 1 año, y en caso de que éstos se estabilicen se puede proceder a revisar sus condiciones de estabilidad y realizar un

proyecto para su nivelación ya sea por medio de la colocación de lastre o por el método de subexcavación.

5 REFERENCIAS

Alonso E., Gens A. and Josa A. (1990), A Constitutive model for partially saturated soils, *Géotechnique* 40: 405-430.

Gens A. and Alonso E.E. (1992), A framework for the behavior of unsaturated expansive clays, *Can. Geotech. J.* 29: 1013-1032.

Tamagnini R. (2004), An extended Cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis, *Géotechnique* 54: 223-228.

Wheeler S.J., Sharma R.S. y Buisson M.S.R. (2003), Coupling hydraulic hysteresis and stress-strain behaviour in unsaturated soils, *Géotechnique* 53: 41-54.